

# THESE

présentée par

**Thierry SEDRAN**

pour l'obtention du grade de

**DOCTEUR DE L'ECOLE NATIONALE  
DES PONTS ET CHAUSSEES**

**Spécialité: STRUCTURES ET MATERIAUX**

**RHEOLOGIE ET RHEOMETRIE DES BETONS.  
APPLICATION AUX BETONS AUTONIVELANTS**

Date de soutenance: 8 mars 1999

Composition du jury:

Messieurs

K. KHAYAT	Rapporteur
C. LEGRAND	Rapporteur
J. CHAPPUIS	Examinateur
F. de LARRARD	Examinateur
L. DEMILECAMP	Examinateur
M. PIGEON	Examinateur

# TABLE DES MATIERES

---

## RESUME

## REMERCIEMENTS

## INTRODUCTION

<b>1. SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE ET AXES DE RECHERCHE .....</b>	<b>5</b>
1.1. Les bétons autonivelants.....	5
1.2. La formulation des BAN .....	15
1.3. Axes de recherche.....	20
<b>2. FORMULATION ET EMPILEMENTS GRANULAIRES .....</b>	<b>23</b>
2.1. Notations et définitions.....	23
2.2. Le modèle d'empilement virtuel .....	24
2.2.1. Mélange binaire.....	24
2.2.1.1. Mélange sans interaction .....	24
2.2.1.2. Mélange avec interaction totale .....	25
2.2.1.3. Cas général.....	26
2.2.2. Cas général d'un mélange polydisperse.....	28
2.3. Le modèle de suspension solide .....	29
2.3.1. Fondements théoriques et étalonnage du modèle [13] .....	29
2.3.2. Validation. Cas des mélanges confinés [14] .....	42
2.3.3. Les limites de ce modèle .....	59
2.4. Le modèle d'empilement compressible.....	59
2.4.1. Notion d'indice de compaction.....	59
2.4.2. Calibration du modèle sur des grains grossiers .....	61
2.4.3. Calibration du modèle sur des poudres .....	61
2.4.3.1. Détermination de la granularité .....	62
2.4.3.2. Essai de demande en eau.....	64
2.4.3.3. Calibration et validation et du modèle pour les poudres .....	67
2.4.3.4. Demande en eau des additions minérales en présence de superplastifiant.	71
2.4.4. Prise en compte de l'effet de paroi .....	73
2.5. Programmation du modèle dans un logiciel .....	74
2.5.1. Intégration du modèle dans le logiciel .....	74
2.5.2. Données d'entrée nécessaires au logiciel.....	75
2.5.2.1. Les masses volumiques.....	75
2.5.2.2. Les granularités.....	76
2.5.2.3. Les compacités.....	76
2.5.2.4. L'indice de compaction .....	76
2.5.2.5. Le confinement .....	76
2.5.2.6. Fonctionnement du logiciel .....	77
<b>3. SELECTION D'ESSAIS DE BETONS FRAIS .....</b>	<b>78</b>
3.1. Essais existants .....	78
3.1.1. Essai au cône d' Abrams .....	78
3.1.2. Boîte en L .....	78
3.2. Le rhéomètre BTRHEOM .....	80
3.2.1. Le rhéomètre à béton BTRHEOM .....	80
3.2.2. Amélioration des joints .....	91
3.2.3. Détermination du frottement des joints.....	93

3.2.4.	Mesure de la reproductibilité .....	100
3.2.5.	Le pilotage du Btrheom.....	102
3.2.6.	Prise en compte du confinement .....	105
3.3.	Essai à la bille .....	108
<b>4.</b>	<b>PROGRAMMES EXPERIMENTAUX .....</b>	<b>111</b>
4.1.	Introduction .....	111
4.2.	Programme 1: Mortiers et bétons non adjuvantés .....	111
4.2.1.	Objectif et mode opératoire.....	111
4.2.2.	Matériaux .....	112
4.2.3.	Composition des mélanges.....	112
4.2.4.	Résultats .....	114
4.3.	Programme 2: Bétons saturés en adjuvant.....	114
4.3.1.	Objectif et mode opératoire.....	114
4.3.2.	Matériaux .....	115
4.3.3.	Composition des mélanges.....	116
4.3.4.	Résultats .....	118
4.4.	Programme 3: Effet du confinement.....	120
4.4.1.	Objectifs et protocole d'essai.....	120
4.4.2.	Matériaux .....	121
4.4.3.	Composition des mélanges.....	121
4.4.4.	Résultats .....	122
4.5.	Programme 4: spécifique BAN.....	123
4.5.1.	Objectifs et mode opératoire .....	123
4.5.2.	Matériaux .....	123
4.5.3.	Composition des mélanges.....	124
4.5.4.	Résultats .....	127
<b>5.</b>	<b>EXPLOITATION.....</b>	<b>131</b>
5.1.	Dépouillement des rhéogrammes .....	131
5.2.	Pertinence des mesures rhéologiques .....	138
5.3.	Lien entre cone d'Abra.ms et rheologie.....	142
5.3.1.	L'affaissement au cône d'Abra.ms .....	142
5.3.2.	L'étalement au cône d'Abra.ms .....	145
5.3.3.	Le temps d'étalement T <sub>500</sub> .....	148
5.4.	Lien entre rheologie et formulation.....	149
5.4.1.	La viscosité.....	149
5.4.1.1.	Un modèle granulaire.....	149
5.4.1.2.	Validation sur des pâtes de ciment .....	150
5.4.1.3.	Validation sur mortiers et bétons .....	155
5.4.2.	Le seuil de cisaillement .....	157
5.4.2.1.	Un modèle granulaire.....	157
5.4.2.2.	Validation sur mortiers et bétons .....	158
5.4.3.	Effet du confinement .....	167
5.5.	Lien entre formulation et blocage.....	169
5.6.	Lien entre formulation et segrEgation statique .....	172
<b>6.</b>	<b>METHODOLOGIE DE FORMULATION DES BETONS AUTONIVELANTS .</b>	<b>176</b>
6.1.	Une premiere methode [54] .....	176
6.2.	Vers Une methode plus rationnelle .....	188
<b>7.</b>	<b>CONCLUSIONS.....</b>	<b>191</b>
7.1.	APPORTS DE LA THESE.....	191
7.2.	BESOINS EN RECHERCHE.....	193

<b>8.</b>	<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>194</b>
<b>9.</b>	<b>ANNEXE A: PROPRIETES DES MATERIAUX DU CHAPITRE 2.....</b>	<b>198</b>
<b>10.</b>	<b>ANNEXE B: PROPRIETES DES MATERIAUX DU CHAPITRE 4.....</b>	<b>205</b>
10.1.	Granulats .....	205
10.2.	FINES .....	213

# RESUME

---

Parce que la connaissance des propriétés d'écoulement des bétons est devenue primordiale avec l'avènement des bétons fluides, le LCPC a développé le rhéomètre à béton BTRHEOM. Nous avons procédé dans ce travail à une analyse critique de la première version de l'appareil et à son amélioration. Le BTRHEOM s'avère alors être un bon outil de détection des défauts de formulation des bétons.

A travers quatre programmes expérimentaux, nous confirmons que le béton a un comportement de Herschel-Bulkley. Il est toutefois possible d'estimer plus simplement ce comportement par une analyse de Bingham; un béton frais peut donc être décrit par un seuil de cisaillement et une viscosité plastique. Nous avons ensuite validé des modèles d'empilements granulaires reliant ces deux propriétés à la formulation des bétons. L'analyse des résultats montre que la forme générale des modèles permet de décrire correctement la rhéologie des bétons, mais que certains paramètres dépendent du superplastifiant. Nous proposons donc une méthode de calibration pratique de ces modèles.

Nous avons, dans une dernière partie, vérifié que les modèles sont pertinents pour les bétons autonivelants dont on peut alors prédire l'étalement de façon satisfaisante. Une métrologie complète a également été développée pour caractériser plus finement ces matériaux: le BTRHEOM a été adapté pour mesurer leurs propriétés d'écoulement en milieu confiné, leur résistance au blocage a été quantifiée par l'essai de boîte en L et la ségrégation a été mesurée sur éprouvette fendue (le développement d'un essai rapide de ségrégation sur béton frais, basé sur la mesure de l'enfoncement d'une bille dans le béton s'est avéré décevant). Grâce à une analyse basée sur des concepts granulaires, nous proposons des modèles de prévision de l'ensemble de ces propriétés ainsi qu'une démarche rationnelle et pratique de formulation des bétons autonivelants qui doit maintenant être validée plus largement.

Mots-clés:

Béton fluide, béton frais, béton autonivelant, viscosité plastique, seuil de cisaillement, ségrégation, empilement granulaire, compacité, formulation.

# **REMERCIEMENTS**

---

Je tiens à remercier tout d'abord mon directeur de thèse, François de LARRARD, chef de la division Méthodes et Matériels de Construction et d'Entretien des Routes, au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées à Nantes. La qualité de son encadrement et de ses conseils, sa disponibilité et ses encouragements m'ont été précieux pour mener à bien ce travail.

Je suis reconnaissant à messieurs Claude LEGRAND, professeur à l'université Paul Sabatier de Toulouse et Kamal KHAYAT, professeur à l'université de Sherbrooke (Québec), d'avoir accepté d'être les rapporteurs de cette thèse et de participer au jury.

Je remercie messieurs Jacques CHAPUIS, ingénieur au Laboratoire Central de Recherche de LAFARGE, Louis DEMILECamps, directeur Technique chez DUMEZ-GTM et Michel PIGEON, professeur à l'université Laval de Québec, de me faire l'honneur de participer à mon jury de thèse.

Ce travail s'est déroulé à l'occasion de mon séjour de 1992 à 1998 dans la division Béton et Ciment pour Ouvrage d'Art du LCPC à Paris. Je tiens à remercier ici tous les collègues qui m'ont aidé, par leurs conseils ou leur collaboration, et plus particulièrement R. LEROY, C. BOULAY, F. LE MAOU, J.J SERRANO, J.D.SIMITAMBE, J.F. BOUTELOUP, J. CARRIAT, P. ROUSSEL , F. GUERRIER, et toute l'équipe qui a participé au développement du rhéomètre BTRHEOM.

J'exprime également ma gratitude à mes collègues du projet européen BRITE-EURAM "Self Compacting Concrete" pour m'avoir autorisé à présenter une partie des résultats obtenus dans le cadre du projet.

Enfin et surtout, je tiens à remercier ma femme de m'avoir supporté et soutenu tout au long de ce travail.

# INTRODUCTION

---

Le processus de formulation d'un béton consiste à établir un cahier des charges exprimés en termes de propriétés mesurables, et à tenter d'y répondre au moindre coût. Le cahier des charges contient au minimum deux clauses fixant un affaissement et une résistance à la compression à 28 jours. Il est, en fait, toujours beaucoup plus complexe et nous pouvons citer quelques exemples de clauses pour illustrer notre propos:

- pour des bétons de masse, on va imposer une chaleur d'hydratation faible afin de limiter la fissuration;
- pour des bétons précontraints, on va chercher à limiter les déformations différencées comme le retrait et le fluage, pour éviter de perdre de la précontrainte;
- pour des raisons de rapidité d'exécution des chantiers, on va imposer des résistances minimales au jeune âge permettant un décoffrage précoce;
- les bétons doivent être durables malgré des environnements agressifs (comme définis par exemple par la norme P18-305 ou sa version européenne EN-206);
- pour des facilité de transport on peut imposer que le béton soit pompable;
- dans un environnement urbain soumis aux aléas du trafic, on peut imposer une durée pratique d'utilisation du béton de plusieurs heures;
- ...etc...

A la complexité croissante du cahier des charges, vient s'ajouter la multiplication des sources de matériaux. De plus en plus de produits ou sous produits industriels sont employés comme liant (les cendres volantes, les fumées de silice, les fillers calcaires ou siliceux, les laitiers...), et les granulats peuvent être roulés, concassés, semi-concassés, de nature géologique différentes. Chaque matériau intervient de façon différente sur chacune des propriétés du béton et cela concourt à rendre le processus de formulation très complexe et illustre la nécessité de la mise au point d'une méthodologie de formulation rationnelle. C'est dans cette optique que le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) s'est engagé, depuis un certains nombre d'années, dans la recherche de la prévision des propriétés des bétons, en fonction de leur composition, et des propriétés des constituants. L'objectif final de cette approche est de proposer aux professionnels un logiciel permettant, à l'aide d'un certains nombre de propriétés mesurées sur les constituants, d'optimiser rapidement une formule théorique sur la base d'un cahier des charges fixés au préalable. Cette formule théorique sera alors ajustée par quelques essais de laboratoire et de convenance.

La modélisation des propriétés mécaniques est largement entamée, mais celle des propriétés du béton frais n'en est qu'à ses débuts. Or, une attention croissante est portée au comportement du béton frais et à la facilité avec laquelle on peut le mettre en place dans les coffrages, afin d'optimiser les coûts d'exécution des chantiers par une augmentation des cadences de coulage et une diminution de la main d'œuvre nécessaire. Par ailleurs, une bonne ouvrabilité du béton diminue les risques de malfaçon et améliore la qualité finale de la structure. L'apparition récente des bétons autonivelants, qui ont la propriété de s'écouler sous leur propre poids, même dans des coffrages très congestionnés, est assez symptomatique de ce phénomène. Il est donc particulièrement important, pour l'industrie du BTP, de chercher à prédire ce comportement à l'état frais. Toutefois, avant d'envisager toute prédiction, il est nécessaire de

bien le caractériser. Ceci a été fait, jusqu'à présent, à l'aide d'essais technologiques comme, par exemple, la mesure de l'affaissement au cône d'Abra.ms ou le temps d'écoulement au maniabilimètre LCL. Avec l'avènement des bétons modernes adjuvantés, il est apparu que cette approche n'était pas suffisante: il est nécessaire de déterminer plus finement la loi de comportement rhéologique du béton. Nous avons donc tenté de répondre, dans ce mémoire, à ces deux problématiques.

Une première partie de ce travail est consacrée au perfectionnement du rhéomètre à béton BTRHEOM développé au LCPC et des méthodes d'analyses des résultats. On y montre notamment la pertinence de l'appareil et l'adaptation du modèle de Herschel-Bulkley aux bétons fluides.

Une seconde partie du mémoire est consacrée à la prédiction des propriétés rhéologiques (seuil de cisaillement et viscosité plastique) des bétons en fonction de leur formulation. Cette prédiction est basée sur un modèle d'empilement granulaire développé à cet effet. Nous montrons comment on peut en déduire l'affaissement au cône d'Abra.ms, qui reste l'outil de contrôle le plus utilisé.

Dans une troisième partie, nous avons appliqué ces concepts aux cas des bétons autonivelants, qui présentent sans doute le cahier des charges le plus complexe en terme de béton frais, et illustrent parfaitement les difficultés que peuvent rencontrer les formulateurs. En complément à l'étude de l'écoulement libre de ces bétons, nous nous sommes intéressés à la prédiction des risques de blocage et de ségrégation auxquels ils sont soumis lors du coulage. Nous proposons enfin une méthode de formulation pour ces bétons, qui seront amenés probablement à se développer de plus en plus dans l'avenir. A ce propos, nous signalons que d'autres termes sont utilisés pour décrire ces bétons, et notamment bétons autocompactants. Ce dernier paraît plus approprié, puisqu'il s'agit bien dans ce mémoire, de bétons ayant la propriété de s'écouler et de se compacter sous leur propre poids, sans apport de vibration. Toutefois le sigle BAC étant déjà utilisé pour le béton armé continu nous avons préféré conservé le terme béton autonivelant (BAN). Enfin, une discussion devrait avoir lieu dans les mois qui viennent, pour décider d'une appellation commune dans le milieu francophone.

Ce mémoire de thèse reprenant des travaux dont une partie a fait l'objet de publications, on trouvera un certain nombre de celles ci dans le corps du texte, complétées par des parties originales. Afin d'éviter des répétitions fastidieuses pour le lecteur, certains éléments de nature bibliographiques sont placés dans les articles, et ne sont donc pas repris dans la synthèse qui suit.

# **1. Synthèse bibliographique et axes de recherche**

---

Nous allons, dans les paragraphes suivants, et au travers de l'exemple des bétons autonivelants présenter les difficultés auxquelles se trouve confronté un formateur lorsqu'il doit répondre à un cahier des charges de béton à l'état frais. Nous en tirerons des axes de recherches que nous développerons dans ce document.

## **1.1. LES BETONS AUTONIVELANTS**

L'article qui suit a été publié dans le Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées en 1995 [50]. On y présente un aperçu des propriétés que l'on requiert des bétons autonivelants, de leur spécificité d'un point de vue formulation et des outils disponibles pour les caractériser.

# Les bétons autonivelants (BAN)

## Synthèse bibliographique

Thierry SEDRAN

Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat  
Section Formulation et mise en œuvre des bétons  
Division Bétons et ciments pour ouvrages d'art  
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

### Introduction

Les bétons autonivelants ou BAN (appelés également autoplaçants par nos collègues québécois) sont des bétons spéciaux, très fluides, qui se mettent en place et se serrent sous le seul effet de la gravité, donc sans apport de vibration interne ou externe, même dans des coffrages très ferraillés. Ces bétons ne sont évidemment qualifiés d'autonivelants que si le matériau durci final présente des propriétés homogènes, c'est-à-dire s'il n'a pas subi de ségrégation. À titre d'exemple, les bétons fluidifiés, par ajout d'un excès d'eau, que l'on rencontre (trop ?) fréquemment dans l'industrie du bâtiment, ne rentrent pas dans cette catégorie, car une telle fluidification se fait au détriment de la résistance, de la durabilité et de la qualité de parements des bétons. Les bétons autonivelants dont il s'agit ici sont plus particulièrement destinés à la construction d'ouvrages d'art et répondent donc à un cahier des charges plus sévère.

L'idée de ces bétons a été lancée vers le milieu des années 1980 par les chercheurs de l'université de Tokyo, puis a été reprise rapidement par les grands groupes industriels japonais (Taisei, Kajima, Obayashi, etc.) pour des projets d'envergure. Ces bétons connaissent un essor important au Japon, car ils présentent deux intérêts technico-économiques :

- une diminution du temps de personnel lors de la mise en place du béton en chantier. Cela est d'autant plus important qu'elle devient de plus en plus coûteuse et génératrice de délais, étant donné la complexité sans cesse croissante des coffrages (formes, ferraillages),
- l'obtention d'une meilleure qualité du béton, *in situ*, pratiquement indépendante du savoir-faire des ouvriers durant la réalisation. Cela va dans le sens d'une durabilité accrue des ouvrages.

### RÉSUMÉ

Une nouvelle génération de bétons venant du Japon est apparue ces dernières années : les bétons autonivelants (BAN). Ces bétons sont très fluides et se mettent en œuvre sous le seul effet de la gravité, donc sans apport de vibration, même dans des coffrages complexes et très encombrés, tout en donnant un produit final homogène. L'expérience japonaise a mis en évidence la faisabilité de ces bétons sur des chantiers importants ainsi que leur intérêt technico-économique. Toutefois, l'utilisation de ces bétons ne se répand que lentement dans les autres pays, car leur formulation est inhabituelle et nécessite une certaine expérience.

Après avoir décrit le cahier des charges des BAN, cet article fait une synthèse critique des essais développés pour leur mise au point, puis illustre les spécificités des BAN à travers quelques exemples de chantier. L'article conclut enfin sur l'avenir des BAN et la nécessité d'établir une méthodologie de formulation propre à ces matériaux.

**MOTS CLÉS :** 32 - Béton hydraulique - Japon - Viscosité - Mise en œuvre (appl.) - Gravité (pe-santeur) - Composition du mélange - Essai - Chantier - /béton autonivelant - béton autoplaçant.

L'intérêt des autres pays pour ces bétons n'est apparu que récemment, mais il est en pleine augmentation, comme le montre la multiplication du nombre d'équipes dans ce domaine. Cet intérêt tardif peut s'expliquer par deux raisons :

- les chercheurs et les industriels japonais n'ont commencé à publier leurs recherches que depuis peu, étant maintenant dans une phase de valorisation de leur produit,
- la viabilité des BAN, sur chantier, devait être prouvée.

## Le cahier des charges d'un BAN

La spécificité des BAN réside dans leur comportement à l'état frais. Notre propos sera donc focalisé sur leur cahier des charges en termes de rhéologie, dont le détail est décrit ci-dessous.

□ Un BAN doit, tout d'abord, s'écouler sous son propre poids, et avec un débit suffisant en milieu infini (pour une dalle, par exemple). Le béton se comportant comme un fluide binghamien, cela se traduit par un seuil de cisaillement et une viscosité plastique faibles.

Il doit également pouvoir s'écouler, sans apport de vibration, au travers de zones confinées (dans un coffrage très ferraillé, au droit d'un diaphragme, etc.). Pour cela, une grande fluidité du béton pris dans sa globalité n'est pas une condition suffisante. En effet, lors de l'écoulement d'un béton fluide au droit d'un obstacle, les gravillons cisaillent le mortier (fig. 1) et ont tendance à venir en contact les uns avec les autres si ce dernier n'est pas assez résistant. Des voûtes

peuvent ainsi se former par contacts solides, se colmater avec des parties fines et interrompre l'écoulement. Il faut donc que le béton présente une bonne résistance à la ségrégation, en phase d'écoulement dans une zone confinée, pour rester homogène, et que tel, il ait des caractéristiques rhéologiques suffisamment faibles pour assurer un débit de mise en place convenable. On conçoit, d'ores et déjà, que l'approche rationnelle de la formulation des BAN est délicate puisqu'on ne peut plus se contenter de considérer le matériau comme un fluide homogène en milieu infini, mais bien comme un milieu multiphasique.

□ Un BAN doit aussi avoir une bonne résistance à la ségrégation statique (une fois mis en place) jusqu'à sa prise, pour des raisons évidentes d'homogénéité de ses propriétés mécaniques. De façon corollaire, il ne doit pas subir un tassemement ou un ressuage trop fort, car cela génère une chute d'adhérence des armatures en partie supérieure des levées par rapport à celles situées en zone inférieure lors du coulage [3].

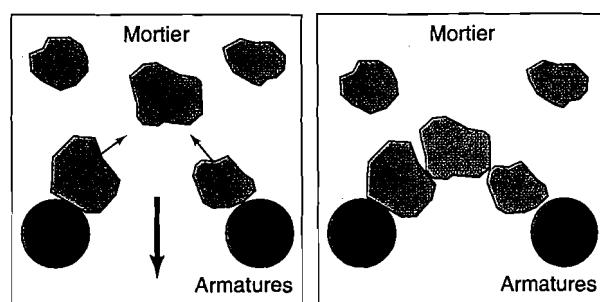


Fig. 1 - Phénomène de blocage des granulats au droit d'un obstacle.

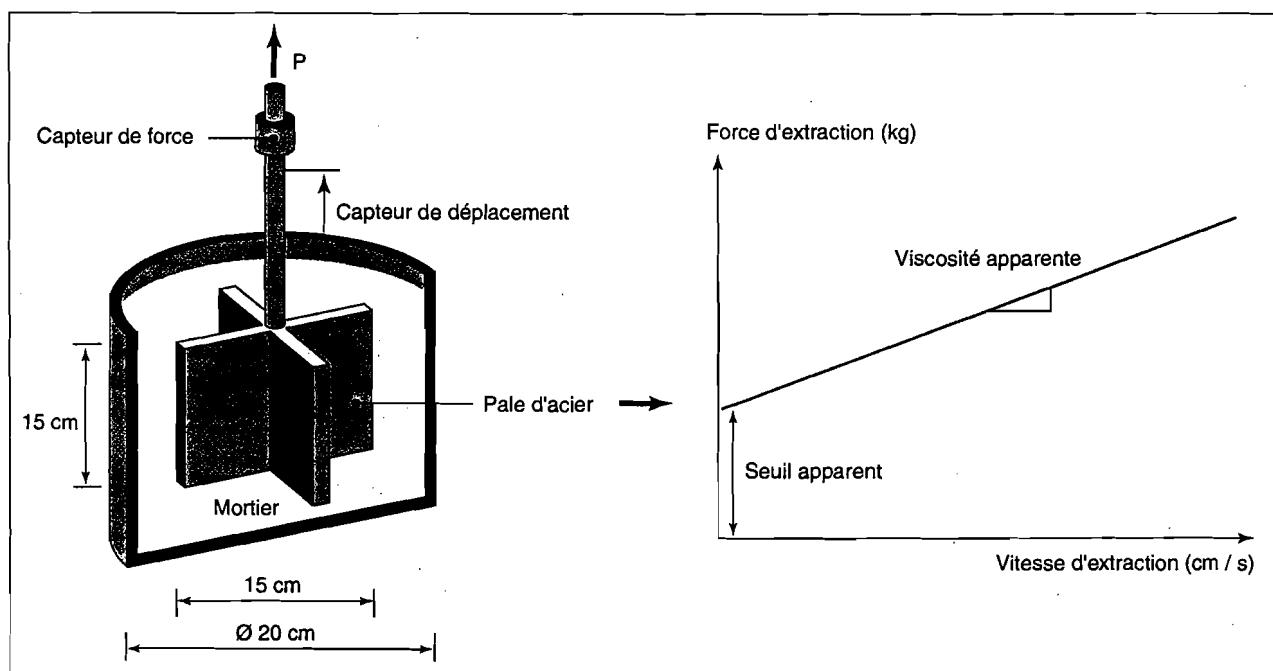


Fig. 2 - Montage pour mesurer la résistance à la ségrégation d'un mortier [12].

□ Ajoutons, enfin, que le pompage apparaissant comme le moyen de transport naturel de ces bétons, il faut s'assurer de leur pompabilité.

Une première difficulté apparaît d'emblée au formateur, à la lecture d'un tel cahier des charges, puisqu'il s'agit de concilier des propriétés *a priori* contradictoires : la fluidité et la résistance à la ségrégation du béton.

## La caractérisation des BAN

Le formateur se trouve également confronté à une seconde difficulté lorsqu'il s'intéresse aux BAN. En effet, il n'existe pas d'essai standard ni de critère associé pour s'assurer qu'un béton est effectivement autonivelant. Pour pallier cette lacune, les chercheurs ont développé différents types d'essais sur mortier ou sur béton, dont les principaux sont présentés ci-après.

### Sur mortier frais

Comme on l'a vu précédemment, l'aptitude du béton à rester homogène, lors des différentes phases de son écoulement, est fortement influencée par la nature du mortier qui le compose. Des chercheurs [12] ont donc développé le montage présenté sur la figure 2 pour qualifier l'aptitude d'un mortier à résister au cisaillement d'un gravillon modèle représenté ici par une palette métallique. Le principe de l'essai consiste à extraire cette palette d'un échantillon de mortier à diverses vitesses et de mesurer l'effort correspondant. La relation typique entre ces deux grandeurs est indiquée sur le diagramme de la figure 2 dont on tire un seuil et une viscosité apparente du mortier. L'idée sous-jacente à cet essai est de pouvoir formuler, séparément, le mortier d'un BAN, en supposant que la ségrégation du béton sous écoulement est contrôlée par la viscosité apparente du mortier, alors que la ségrégation statique l'est par le seuil apparent. On verra, toutefois, que cette approche n'est pas satisfaisante.

### Sur béton frais

#### *Essai d'étalement (slump flow)*

Cet essai s'effectue comme un essai d'affaissement au cône d'Abraams. Cependant, l'affaissement étant toujours supérieur à 25 cm, on mesure, en plus, le diamètre moyen (moyenne sur deux diamètres orthogonaux) de la galette de béton obtenue au bout d'une minute, ainsi que le temps nécessaire à l'obtention d'une galette de 50 cm de diamètre. Cette dernière valeur donne une indication sur la viscosité du matériau. Une observation visuelle permet également de constater si une ségrégation horizontale a lieu ou non. Cet essai est très facile à réaliser en chantier et ne nécessite qu'un petit échantillon (6 l) de béton. Une valeur de 60 à 70 cm est, en général, visée pour obtenir un BAN.

Cet essai ne mettant pas en relief l'importance du caractère hétérogène du béton, il s'est donc avéré nécessaire de développer une autre famille d'essais : les tests d'aptitude au remplissage. En fait, pratiquement tous les laboratoires ont bricolé leur propre montage, ce qui complique grandement l'analyse des résultats de la littérature. Ils procèdent, néanmoins, du même principe et les plus courants sont présentés dans les paragraphes suivants.

#### *Essai de la passoire (fig. 3)*

C'est un des premiers essais utilisés. Un échantillon de 30 l de béton est placé dans un récipient dont le fond est constitué d'une grille et d'une trappe amovible. L'essai repose alors sur la mesure du volume passant à travers la grille, après ouverture de la trappe inférieure. Cet essai a notamment permis d'observer les phénomènes de blocage par formation de voûtes dans les bétons très fluides.

#### *Essai du caisson (fig. 4)*

Cet essai requiert 35 l de béton et consiste à remplir, à débit constant, le caisson jusqu'à ce que le niveau dans la partie X atteigne 22 cm. On caractérise l'aptitude de remplissage du béton avec le ratio A/(A + B). Dans cette configuration, un béton sera considéré comme autonivelant s'il atteint un ratio de remplissage supérieur à 60 %.

#### *Essai du U (fig. 5)*

L'essai du U nécessite 16 l de béton et s'appuie sur la mesure de la hauteur H de béton dans la partie R2, après remplissage de la partie R1 et ouverture de la trappe. Dans ce cas, les auteurs estiment qu'un béton sera autonivelant si H est supérieure à 30 centimètres.

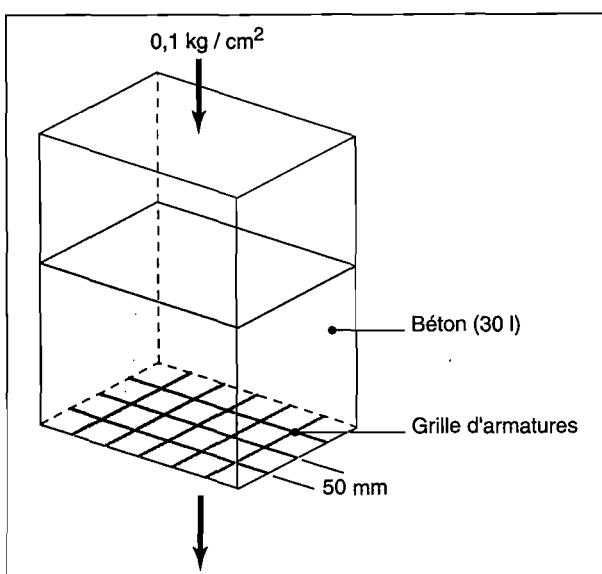


Fig. 3 - Essai de la passoire [7].

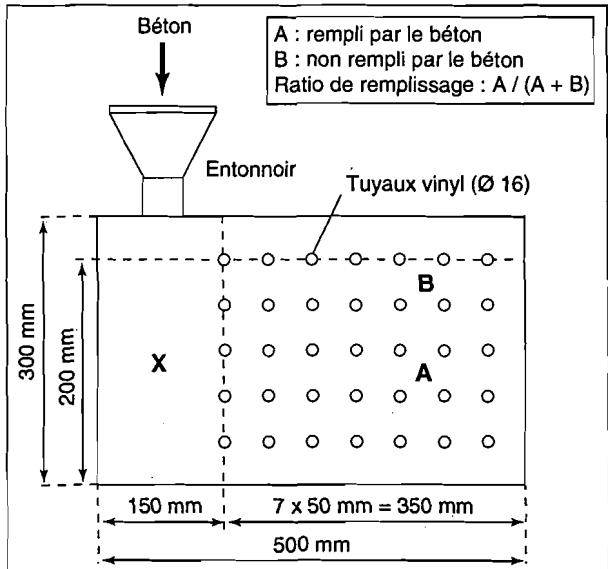


Fig. 4 - Essai du caisson [13].

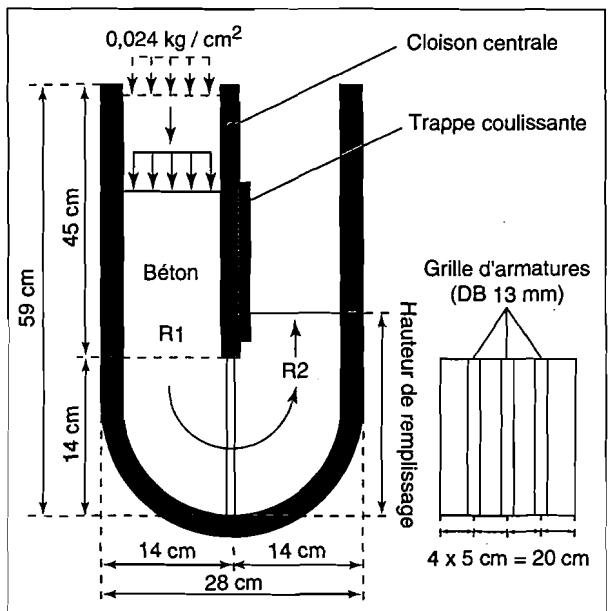


Fig. 5 - Essai du U [2].

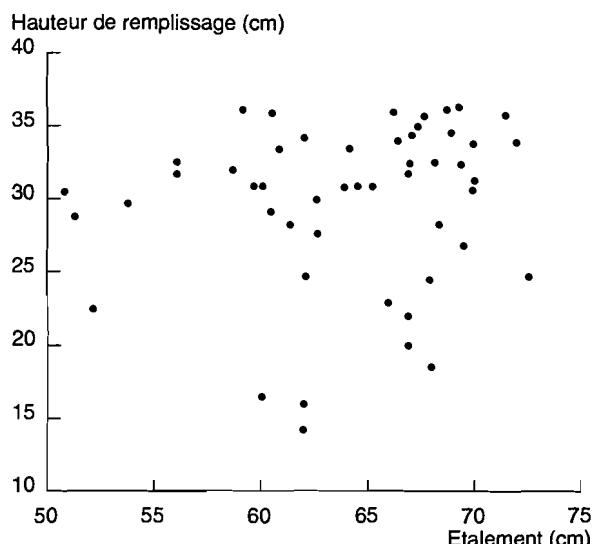


Fig. 6 - Comparaison de deux méthodes d'essais.

Ces essais ne fournissent que des grandeurs technologiques, dépendantes de la géométrie des montages. Elles permettent donc de comparer des bétons entre eux, mais ne sont pas extrapolables à des prédictions pour des structures réelles. Un dernier type d'essai a donc été développé plus récemment.

#### Le rhéomètre à béton du LCPC (BT-Rhéom) [1]

Grâce au rhéomètre, on peut déterminer les caractéristiques de Bingham (seuil de cisaillement et viscosité plastique) intrinsèques au béton considéré. Cet essai permet donc une détermination plus fine du béton qu'un simple essai technologique ; Toutefois, dans l'état actuel, une caractérisation du béton en milieu confiné est impossible. Des études sont en cours au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) pour adapter le rhéomètre à ce problème.

Enfin, pour vérifier la stabilité du matériau une fois mis en place et avant sa prise, il est possible de faire des mesures de ressaut et de tassement d'éprouvettes type [3].

#### Sur béton durci

Les essais sur béton durci visent à vérifier l'homogénéité des propriétés du matériau en place. Il s'agit d'essais mécaniques sur carottes [13], de comptage des granulats sur des éprouvettes sciées en deux pour estimer la ségrégation, d'essais d'arrachement d'armatures à différentes hauteurs d'une structure donnée [3], etc.

#### Commentaires sur les méthodes d'essais

La figure 6, compilant de nombreux essais de littérature, montre qu'il n'existe pas de corrélation entre l'essai d'étalement, qui caractérise le béton en milieu infini, et l'essai du U, qui décrit son aptitude au remplissage au travers d'une zone confinée. Cela n'est pas surprenant, puisque les phénomènes impliqués sont différents, et illustre le fait qu'un essai aussi simple que l'essai d'étalement n'est malheureusement pas suffisant.

La lecture des divers travaux conduit, cependant, à formuler plusieurs critiques concernant les essais de remplissage. Les volumes de matériaux utilisés sont, en général, importants (15 ou 30 l) et les essais très fastidieux à exécuter. Cela exclut donc leur utilisation sur chantier et limite cette dernière en laboratoire. Il faut, de plus, noter qu'un béton n'est pas autonivelant en soi, mais vis-à-vis d'une structure et des conditions de confinement. Or, les essais présentés précédemment sont très sensibles au type de confinement (largeur de la maille des aciers, diamètres des tiges, géométrie, etc., par rapport au diamètre maximal des granulats) et ne sont donc pas forcément représentatifs des structures réelles. Leurs critères d'acceptation ne peuvent donc être

que très conservatifs, ce qui amène à rejeter, à tort, certains bétons et conduit à des formules plus onéreuses. Le tableau I illustre cette sensibilité à travers la variation de passants obtenus pour l'essai à la passoire (armatures de 16 mm de diamètre et une maille nette de 35 mm) sur des bétons dont on ne faisait varier que le diamètre maximal du granulat, et dont l'eau était ajustée pour avoir un étalement de 70 centimètres.

Pour évaluer la résistance à la ségrégation statique, on est actuellement contraint de faire des mesures sur béton durci (sciage et comptage, ultrasons, etc.), ce qui est assez lourd. On peut donc regretter l'absence de méthode pour mesurer cette grandeur, sur béton frais.

## Les spécificités des BAN

Les compositions tirées de la littérature permettent de souligner deux particularités des BAN : ils comprennent un volume de fines plus important que les bétons classiques et contiennent souvent un agent de viscosité.

### Les fines

Pour leur assurer une maniabilité suffisante, tout en limitant les risques de ségrégation, les BAN renferment un volume de liant supérieur à celui des bétons conventionnels. Toutefois, pour éviter des problèmes d'élévation excessive de la température lors de l'hydratation, le liant est souvent un

TABLEAU I  
Sensibilité au  $D_{\max}$  de l'essai à la passoire

$D_{\max}$ (mm)	Étalement (cm)	% Passant
20	72	28
16	70	35
14	74	91
12,5	69,5	100

composé binaire [13], voir ternaire [12], [5] : ciment portland mélangé avec cendre volante, laitier de haut fourneau ou fine calcaire.

De plus, les gravillons étant la cause des blocages en milieu confiné, leur volume est limité et le rapport gravillon/sable est proche de 1. Le tableau II donne différentes compositions tirées de la littérature pour un béton de 40 MPa.

### Les agents de viscosité

Bien que ce ne soit pas systématique, les BAN contiennent la plupart du temps un agent de viscosité. Ces produits sont fréquemment utilisés pour empêcher le délavement à l'état frais des bétons coulés sous l'eau, comme agent de pompage, pour augmenter la résistance à l'affaissement du béton projeté, pour éviter le ressouffrage des coulis d'injection, etc. Les deux types de produits les plus couramment employés dans les BAN sont [4] :

- les dérivés cellulosiques : hydroxypropyl methyl cellulose (HPMC), hydroxy ethyl cellulose (HEC), carboxy methyl cellulose (CMC), etc.,
- des polymères issus de la biotechnologie, qui sont des polysaccharides obtenus par fermentation (par exemple, gomme de xanthane, gomme welan, biopolymère P3, etc.).

Ils se présentent, en général, sous forme de poudre et sont mélangés soit aux matériaux secs, soit avec une partie de l'eau de gâchage. À noter que les agents de viscosité à base de methyl cellulose peuvent avoir une incompatibilité avec un fluidifiant à base naphtalène et peuvent également entraîner une quantité excessive d'air.

Ces produits sont composés de longues chaînes de polymères qui se fixent sur les molécules d'eau et, par enchevêtrement, augmentent la viscosité de l'eau. Quand la vitesse de cisaillement croît, les chaînes ont tendance à s'aligner, ce qui diminue la viscosité. Cela est bien illustré sur la figure 7 [4].

Les données obtenues à l'aide du montage sur mortier présenté sur la figure 1 démontrent, sur la figure 8, l'effet d'un biopolymère sur un mortier.

TABLEAU II  
Différentes formules d'un béton de 40 MPa

Type de béton	Composant								
	Eau (kg/m <sup>3</sup> )	Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	Fine calcaire (kg/m <sup>3</sup> )	Laitier (kg/m <sup>3</sup> )	Cendre volante (kg/m <sup>3</sup> )	Sable (kg/m <sup>3</sup> )	Gravillon 20 mm (kg/m <sup>3</sup> )	Volume de pâte (%)	Volume de gravillon (%)
Béton conventionnel	170	340	0	0	0	635	1 270	28	48
BAN [13]	175	331	216	0	0	702	875	36	33
BAN [12]	160	150	0	150	200	775	947	35	36

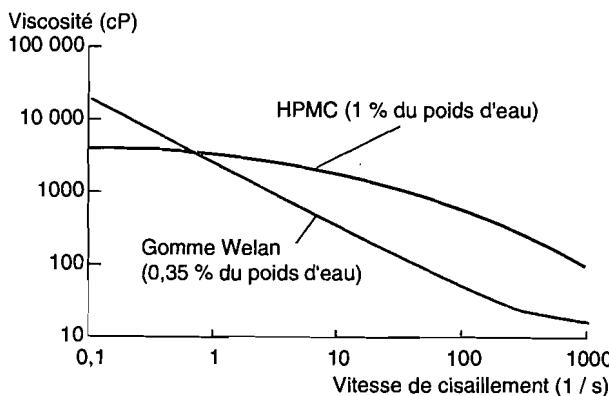


Fig. 7 - Influence d'un agent de viscosité sur une solution eau + 0,01 mole NaCl.

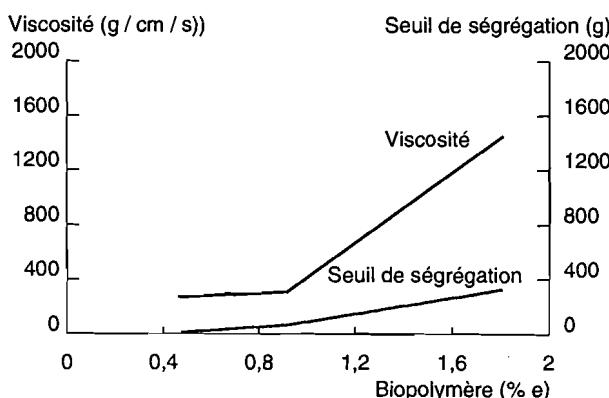


Fig. 8 - Influence d'un agent de viscosité sur un mortier [12].

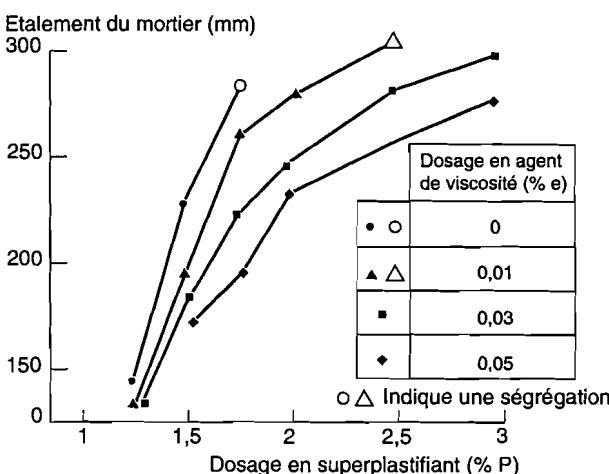


Fig. 9 - Influence du couple superplastifiant/agent de viscosité sur un mortier.

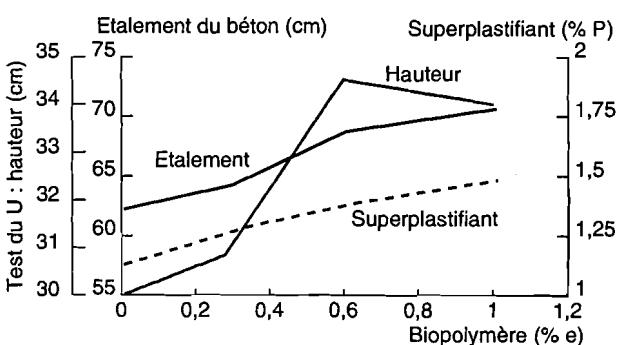


Fig. 10 - Propriétés du béton optimisé pour différentes teneurs en agent de viscosité [12].

Il peut paraître paradoxal d'utiliser des agents de viscosité dans des BAN, puisque d'un côté on augmente la viscosité du mortier et de l'autre on cherche à fluidifier le mélange avec un superplastifiant. On voit d'ailleurs sur la figure 9 que, pour maintenir l'étalement d'un mortier, la dose de superplastifiant croît avec le dosage en agent de viscosité.

Le premier intérêt de l'utilisation d'un agent de viscosité apparaît sur la figure 10. Ce graphique représente les propriétés de béton ayant le même squelette granulaire, mais dont la teneur en superplastifiant a été ajustée pour chaque teneur en agent de viscosité afin d'avoir la plus grande hauteur de remplissage au test du U. On voit très bien que, pour un jeu de constituants donné, on améliore les propriétés du béton frais en combinant agent de viscosité et superplastifiant à des dosages respectifs de 0,6 et 1,4 %.

Le rôle de l'agent de viscosité n'est toutefois pas très clair puisque, lorsque l'on regarde les propriétés des mortiers extraits de ces bétons (fig. 11), aucune différence n'apparaît entre l'optimum et le béton sans agent de viscosité. Cette remarque enlève, de plus, beaucoup d'intérêt en tant qu'outil de formulation aux essais sur mortiers exposés précédemment, car ils ne permettent pas de choisir une composition optimale de mortier.

Un agent de viscosité stabilise les BAN, ce qui les rend moins « pointus » à fabriquer en centrale : cela fournit donc une seconde justification (sans doute la plus importante) pour leur emploi malgré les surcoûts qu'ils génèrent. Des études [9], [5] ont, en effet, montré que l'emploi d'un agent de viscosité permettait de diminuer nettement la sensibilité des BAN à des variations de teneur en eau et de module de finesse du sable. L'utilisation d'un agent de viscosité ne semble pas avoir d'influence sur le matériau durci si ce n'est indirectement à travers une variation de teneur en air [11].

Pour conclure sur ce sujet et à titre indicatif, les dosages utilisés dans un BAN pour un methyl cellulose du commerce et la gomme welan sont de l'ordre de 200 à 300 g/m<sup>3</sup> avec des prix respectifs de 70 et 80 francs par kilogramme.

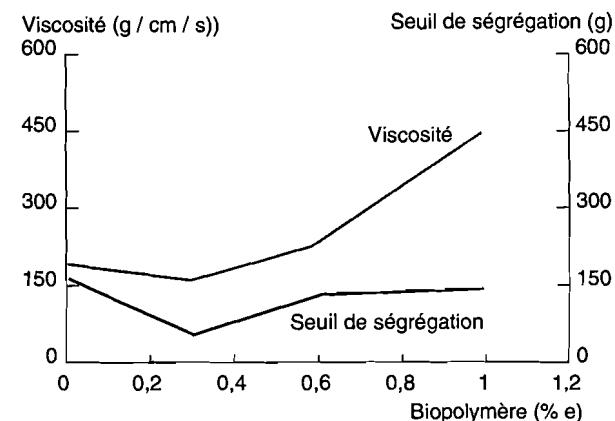


Fig. 11 - Propriétés des mortiers correspondants [12].

## Autres propriétés des BAN

Une gamme étendue de résistances peut être obtenue en jouant sur la teneur en eau des BAN et sur la nature des poudres qui les composent (ciment, additions minérales inertes ou pouzzolaniques, etc.). Il faut, toutefois, s'attendre à des résistances au jeune âge modérées lorsque les bétons contiennent des cendres volantes ou des laitiers ou lorsque l'usage d'un agent de viscosité nécessite une dose importante de superplastifiant (qui a, souvent, un effet retardateur). Il n'y a pas, à notre connaissance, d'étude spécifique consacrée aux déformations différenciées (fluage et retrait) des BAN. Cependant, comme ces bétons renferment un volume élevé de pâte, il faut prévoir des déformations plus importantes que pour des bétons de même résistance mais de rhéologie plus conventionnelle (slump compris entre 15 et 25). Ce point particulier devra être étudié plus précisément, notamment pour des ouvrages précontraints.

Il apparaît possible de produire et de stabiliser suffisamment d'air dans ces bétons avec un agent entraîneur d'air classique pour les protéger efficacement du gel-dégel de masse. Il est, toutefois, important d'anticiper, lors de la formulation, une

certaine perte d'air due au transport en toupie et au pompage [11]. Notons, enfin, que l'emploi d'un agent de viscosité peut augmenter la demande en agent entraîneur d'air [3].

## Exemples d'applications

Loin de rester des bétons de laboratoire, les BAN ont été utilisés sur différents projets au Japon, malgré leur surcoût par rapport à un béton conventionnel. Leur utilisation se justifie par un gain de temps (pas de vibration) et une diminution de la main d'œuvre nécessaire lors des phases de coulage, un meilleur confort de travail (moins de bruit, moins de personnes sur le chantier) et une qualité du matériau en place moins dépendante du savoir-faire des ouvriers et du contrôle qualité. On trouvera, ci-après, quelques exemples d'applications tirés des références bibliographiques que le lecteur intéressé pourra consulter. À travers ces exemples, on peut formuler quelques remarques :

— la fabrication des BAN en centrale ne semble pas poser de problème particulier. Cependant, lorsque aucun agent de viscosité n'est employé, il est indispensable d'avoir un contrôle de qualité accru, notam-

### Quelques exemples d'applications

Référence bibliographique	Type de projet	D <sub>max</sub> (mm)	Agent de viscosité	Étalement (cm)	Résistance à 28 j (MPa)	Volume (m <sup>3</sup> )	Type de mise en place
[5]	Immeuble de vingt étages. Structure mixte acier avec noyau central en béton. L'accès au coffrage et le fort ferrailage ne permettent pas la vibration	20	oui	67,5	53	1 500	Pompage
[8]	Immeuble de soixante-dix étages avec des colonnes métalliques remplies de béton allant jusqu'à 40 m de hauteur et comprenant jusqu'à seize diaphragmes avec un diamètre d'ouverture de 18 cm. L'utilisation d'un BAN a permis d'avoir un bon remplissage des colonnes même au droit des diaphragmes	20	oui	71	44	880	Le béton est pompé par le bas des colonnes
[8]	Pile d'un pont à haubans construite avec des coffrages perdus préfabriqués en béton. Le ferrailage important nécessitait l'utilisation d'un BAN	20	oui	68	54	8 000	Déversement à partir d'une benne à béton
[10]	Massif d'ancrage du plus long pont suspendu actuel (Akashi Kaikyo). La densité de ferrailage et la présence de nombreuses installations temporaires rendaient difficile la vibration du béton	40	non	60	36	120 000	Pompage
[6]	Mur de 8 m de haut et 20 cm d'épaisseur. La densité de ferrailage rendait difficile l'insertion du tuyau de pompage dans le coffrage	20	non	55	36	80	Déversement du haut des coffrages (8 m)

ment sur la teneur en eau du sable. Il faut également signaler que, comme pour les bétons à hautes performances (BHP), ces bétons nécessitent un temps de malaxage plus long que les bétons ordinaires afin de disperser correctement les fines ; — le pompage des BAN ne paraît pas nécessiter de mesure particulière ; — à cause de leur grande fluidité, les BAN exercent une pression de type hydrostatique sur les coffrages. Ceux-ci doivent donc être calculés en conséquence.

## Conclusion

L'intérêt et la faisabilité des BAN ont donc été prouvés par de nombreuses expériences de chantier, dans des conditions et des domaines divers (bâtiment, ouvrage d'art). Ajoutons que l'utilisation de tels bétons, présentant peu de ressauage et de ségrégation, devrait permettre d'obtenir des parements de bonne qualité pour les ouvrages, d'autant plus que de nombreux défauts de surface sont souvent liés à la vibration. Cela explique donc

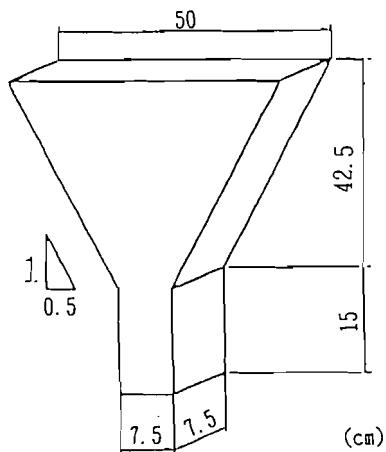
l'intérêt croissant de l'industrie européenne pour les BAN. Toutefois, même si de nombreuses études amont [7] ont été effectuées pour comprendre les principes qui régissent le comportement de ces bétons (notamment sur des matériaux modèles comme des mortiers) en milieu confiné, aucune méthodologie pratique de formulation ne semble avoir été établie, permettant à un ingénieur de fabriquer un tel béton, à partir de données de base sur les matériaux locaux et un cahier des charges précis (résistance, encombrement des coffrages, etc.). La mise au point paraît donc procéder du tâtonnement et de l'expérience acquise, ce qui explique peut-être que l'on retrouve souvent, dans la littérature, des formules comparables pour plusieurs chantiers. Dans ce contexte, le LCPC a engagé une action de recherche sur les BAN couvrant la plage de résistances de 20 à 80 MPa. Une des premières étapes est la mise au point d'essais mesurant plus finement les propriétés de remplissage des bétons pour adapter la formulation au type d'encombrement de chaque structure et proposer des solutions plus économiques car moins surdimensionnées.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] de LARRARD F., HU C., SZITKAR J.-C., JOLY M., CLAUX F., SEDRAN T. (1994), Le nouveau rhéomètre LCPC pour bétons très plastiques à fluides, *Annales ITBTP*, **527**, oct.
- [2] HAYAKAWA M., MATSUOKA Y., SHINDOH T. (1994), *Development and Application of Super Workable Concrete*, Special Concretes : Workability and Mixing, RILEM proceedings, **24**.
- [3] KHAYAT K.H., GUIZANI Z., Use of Viscosity Modifying Admixtures to Enhance Stability of Highly Fluid Concrete, *ACI Materials Journal*, **94**.
- [4] KHAYAT K.H., Effects of Anti-Washout Admixtures on Fresh Concrete Properties, *ACI Materials Journal* (à paraître).
- [5] KUROIWA S., MATSUOKA Y., HAYAKAWA M., SHINDOH T. (1993), *Application of Super Workable Concrete to Construction of a 20-Story Building*, American Concrete Institute SP140, High Performance Concrete in Severe Environments, Detroit, pp. 147-161.
- [6] MIURA N., TAKEDA N., CHIKAMATSU R., SOGO S. (1993), *Application of Super Workable Concrete to Reinforced Concrete Structures with Difficult Construction Conditions*, American Concrete Institute SP140, High Performance Concrete in Severe Environments, Detroit, pp. 163-186.
- [7] OZAWA K., MAEKAWA K., OKAMURA H. (1990), *High Performance Concrete with high Filling Capacity*, Proceedings of the International RILEM Symposium Admixture for concrete : improvement of properties, Barcelone, mai, pp. 51-62.
- [8] SAKAMOTO J., MATSUOKA Y.H., SHINDOH T., TANGTERMSIRIKUL S. (1993), *Application of Super Workable Concrete to Actual Construction*, Conference Concrete 2000, Dundee, 7-9 sept.
- [9] SHINDOH T., MATSUOKA Y.H., TANGTERMSIRIKUL S., SAKAMOTO J. (1992), *Effect of Variation of Material Quality on Properties of Super Workable Concrete*, Transactions of Japan Concrete Institute, vol. 14, pp. 71-78.
- [10] TANAKA K., SATO K., WATANABE S., ARIMA I., SUENAGA K. (1993), *Development and Utilization of High Performance Concrete for the Construction of the Akashi Kaikyo bridge*, American Concrete Institute SP140, High Performance Concrete in Severe Environments, Detroit, pp. 25-51.
- [11] TANGTERMSIRIKUL S., SAKAMOTO J., SHINDOH T., MATSUOKA Y.H. (1992), *Development of Super Workable Concrete*, 4th CANMET-ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, Istambul (Turquie), 13 mai.
- [12] TANGTERMSIRIKUL S., SAKAMOTO J., SHINDOH T., MATSUOKA Y.H. (1991), *Evaluation of Resistance to Segregation of Super Workable Concrete and Role of a New Type of Viscosity Agent*, Taisei Technical Research Report, **24**, déc., pp. 369-376.
- [13] YURUGI M., SAKATA N., IWAI M., SAKAI G. (1993), *Mix Proportion for Highly Workable Concrete*, Conference Concrete 2000, Dundee, 7-9 sept.

Le premier béton autonivelant a été mis au point à l'université de Tokyo par OZAWA en 1988 (Okamura [38], Okamura et Ozawa [37]) et a été présenté aux entreprises locales, l'année suivante. Cette technologie a mis quelques années avant de sortir des frontières japonaises mais, actuellement, de nombreux laboratoires de recherche travaillent sur le béton (d'entreprises privées ou universitaires) dans le monde s'y intéressent de près. De nombreuses recherches ont été publiées récemment et il est nécessaire d'apporter quelques compléments par rapport à l'article précédent qui a été publié en 1995.

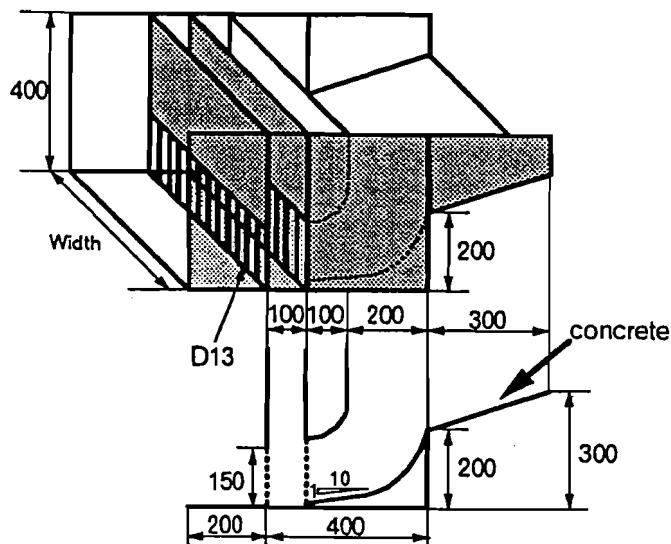
De nouveaux essais complètent la palette de dispositifs pour mesurer l'aptitude au remplissage des bétons autonivelants. On peut citer, par exemple, l'essai en L (Petersson et al.[45], Nishibayashi et al. [35], Tangtermsirkul et Van[57]); cet essai est basé sur le même principe que l'essai en U mais le coffrage a une forme de L. Un essai plus original a été développé par Ozawa et al [41]: le "V funnel". Il consiste à mesurer le temps d'écoulement d'un échantillon de 10 litres de béton au travers de l'entonnoir présenté sur la figure 1.1. Une section rectangulaire a été choisie pour imposer un écoulement du même type que celui qui est imposé entre deux armatures parallèles. Les auteurs ont montré que cet essai permettait d'évaluer la fluidité du béton (plus le temps d'écoulement est court, plus le béton est fluide) mais également sa stabilité lors de l'écoulement (moins le béton est stable, plus l'écoulement est perturbé par les collisions inter-granulaires et plus la durée d'écoulement est longue). Ils ont, enfin, mis en évidence que la vitesse d'écoulement dans cet appareil est fortement corrélée à la vitesse d'écoulement du béton au travers d'armatures parallèles de diamètre égal à 19 mm et distantes de 56 mm. Ce dispositif est intéressant pour caractériser l'aptitude au remplissage d'un béton, car il ne nécessite qu'un faible volume de béton et est facile à réaliser. Toutefois, d'un point de vue pratique, il faut ajuster les dimensions de l'entonnoir pour simuler différents niveaux de confinement. Malheureusement les auteurs ne fournissent aucun renseignement à ce sujet.



*Fig. 1.1 - "V funnel" proposé par Ozawa et al. [41]. Dimensions en cm.*

Sous l'impulsion du Japan Highway Public Corporation, Ouchi et al. [40] ont développé l'appareil présenté sur la figure 1.2. Il permet de contrôler en continu l'aptitude au remplissage d'un béton sur un chantier. D'après les auteurs, un tel contrôle paraît indispensable à l'acceptation de ce type de béton par les maîtres d'ouvrage. Cet appareil est destiné à être utilisé lorsque le béton est pompé (technique très répandue au Japon). Il suffit alors de le poser au dessus de la trémie de la pompe et les camions toupie déversent le béton au travers de

l'appareil. Tout défaut dans le béton se manifeste par un blocage et un arrêt du coulage. La géométrie de l'appareil a été particulièrement étudiée pour éviter que le béton ne ségrège artificiellement en tombant de la toupie, pour maintenir une pression à peu près constante au niveau des armatures et pour pouvoir changer facilement le degré de confinement.



*Fig. 1.2 - Appareil pour tester l'aptitude de remplissage d'un béton en continu sur chantier [40]*

Nous présentons dans le chapitre suivant, les méthodes de formulation qui ont été publiées depuis la rédaction de l'article précédent.

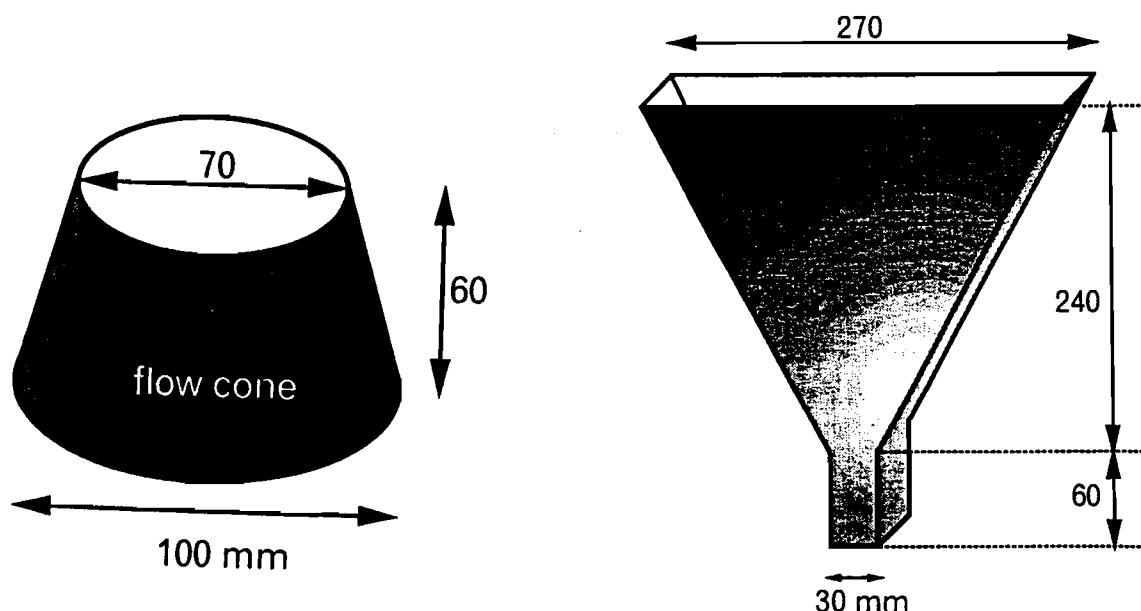
## 1.2. LA FORMULATION DES BAN

Les méthodes de formulation proposées dans la littérature sont basées sur les constats suivants. Lors d'un écoulement en milieu confiné, ce sont les gros gravillons qui sont les plus sensibles aux phénomènes de blocage. Le formateur devra donc chercher à en diminuer le volume tout en gardant à l'esprit qu'un minimum de gravillons est nécessaire pour minimiser la demande en pâte, à étalement constant. Afin d'obtenir une ouvrabilité suffisante, la pâte doit être suffisamment fluide. Cette fluidité peut être obtenue en jouant sur le rapport eau sur liant ou sur le dosage en superplastifiant. Une augmentation de la teneur en eau conduit à une chute de la résistance mécanique qui peut être incompatible avec le cahier des charges mais diminue également la viscosité de la pâte. Ceci augmente les risques de ségrégation des gravillons et donc de blocage. Au contraire une variation du dosage en superplastifiant a peu d'influence sur la viscosité ([24], [11]) mais un surdosage peut entraîner des problèmes de ressusage. En conclusion, le formateur doit établir un équilibre entre le rapport eau sur liant et le dosage en superplastifiant pour avoir une pâte fluide mais qui reste suffisamment visqueuse et homogène. Il peut également utiliser un agent de viscosité pour limiter les problèmes de ressusage et de ségrégation.

Les chercheurs de l'université de Tokyo (Okamura et Ozawa [36] et Ouchi et al. [39]) ont, les premiers, proposé une méthode de formulation des bétons autonivelants. La teneur volumique du béton en gravillon est fixée à 50 % de leur compacité (mais l'article ne précise pas comment la compacité est mesurée). Les auteurs prétendent, sur la base de nombreux essais, qu'un tel ratio permet d'éliminer les risques de blocage si le mortier est convenablement formulé. De même, afin d'assurer une ouvrabilité suffisante au mortier, ils fixent le volume de sable égal à 40% du volume total du mortier. Notons que les auteurs excluent du terme sable les fines inférieures à 90 µm, qui sont considérées comme une poudre au même titre que les liants. Enfin, l'optimisation de la pâte s'effectue sur des mortiers dont la teneur volumique en sable est égale à 40 %. Ces mortiers sont caractérisés conjointement par un essai d'étalement au cône et un essai d'écoulement à l'entonnoir (1.3). Les auteurs en tirent deux grandeurs adimensionnelles:

- l'étalement relatif  $\Gamma_m = (d^2 - d_0^2)/d_0^2$  ;
- la vitesse relative d'écoulement  $R_m = 10/t$  ;

où d (en mm) est le diamètre final de la galette de mortier,  $d_0$  est le diamètre inférieur du cône (100 mm) et t (en s) le temps d'écoulement à l'entonnoir. Selon les auteurs, le terme  $\Gamma_m$  caractérise la fluidité du mortier (plus  $\Gamma_m$  est grand plus le mortier est fluide) alors que le terme  $R_m$  caractérise sa viscosité (plus  $R_m$  est petit, plus la viscosité est grande). D'après leur expérience, il faut avoir simultanément  $\Gamma_m = 5$  et  $R_m=1$  pour obtenir un béton autonivelant acceptable.



*Fig. 1.3 - Cône pour mesurer l'étalement des mortiers et entonnoir ("mortar funnel") pour mesurer le temps d'écoulement des mortiers (tiré de [39])*

D'un point de vue pratique, l'expérience montre que l'on a une relation linéaire entre  $\Gamma_m$  et  $R_m$ , pour un dosage en superplastifiant donné et quand la quantité la teneur en eau varie (fig 1.4). On peut donc déterminer, pour chaque dosage en superplastifiant et pour chaque combinaison de fines, le rapport  $R_m/\Gamma_m$ , à l'aide d'un seul mortier. Pour un rapport égal à 0.2, on ajuste alors la quantité d'eau. L'ouvrabilité et l'aptitude au remplissage du béton ainsi formulé doivent être vérifiées, à l'aide des essais présentés précédemment et les ajustements nécessaires réalisés. La

résistance en compression est corrigée, si nécessaire, en jouant sur les proportions de liants (une résistance insuffisante sera compensée par une augmentation du volume de ciment au détriment d'une addition minérale moins active).

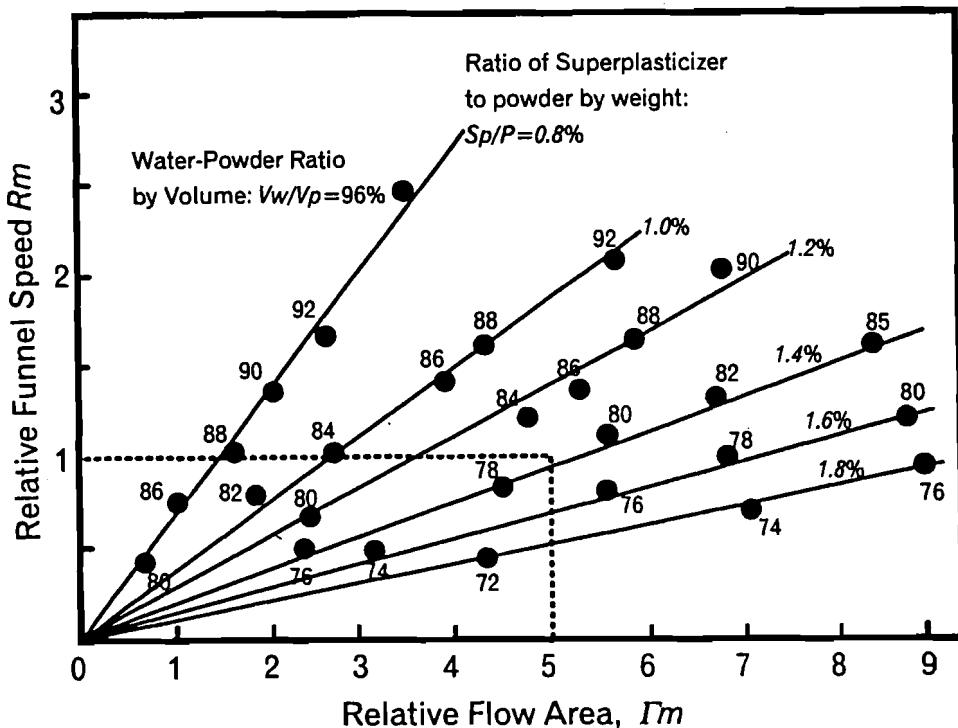


Fig. 1.4 - Relation entre les termes  $\Gamma_m$  et  $R_m$  pour différents dosages en superplastifiant ( $Sp/P$ ) et différents rapports volumiques eau sur poudre ( $V_w/V_p$ ). Le superplastifiant a essentiellement un effet sur l'étalement, alors que la teneur en eau affecte fortement les deux paramètres (tiré de [39]).

Cette méthode de formulation présente l'intérêt de sa simplicité. Toutefois, aux dires même de ses concepteurs (Okamura et Ozawa [37]), elle est très sécuritaire. Par sécuritaire, il faut comprendre que le volume de gravillon est sous dimensionné afin de garantir l'absence de tout blocage. Certes, le fait que la teneur en gravillon soit calculée à partir de sa compacité permet de prendre en compte sa forme: un gravillon roulé sera plus lisse donc présentera moins de risques de blocage qu'un gravillon concassé; on pourra donc en mettre davantage dans le béton, ce qui est traduit par le fait que la compacité d'un gravillon roulé est plus grande (à étendue granulaire identique) que celle d'un granulat concassé. Toutefois, la marge de sécurité prise pour donner un caractère général à la méthode doit conduire à des bétons trop riches en pâte, donc coûteux et présentant des risques accrus de déformations différencées. De plus, la méthode ne prend pas du tout en compte le confinement réel du béton dans la structure qui, pourtant, est le paramètre principal pilotant le dosage en gravillons. Il est également clair que le dosage optimal en sable dépend de la nature de ce dernier et qu'une teneur de 40 % n'est qu'indicative. Bien que développée pour les bétons sans agent de viscosité, il semble que cette méthode puisse être étendue aux bétons avec agent de viscosité.

Au Japon, le coût de la main d'œuvre est très élevé et les gains de productivité apportées par les bétons autonivelant permettent de compenser le surcoût engendré sur le matériau par un sous-dosage en gravillon. Il reste toutefois inacceptable dans de nombreux pays. C'est pourquoi, dans un souci d'économie, d'autres auteurs ont cherché à optimiser la teneur en

gravillons en prenant notamment en compte l'effet du confinement. Cette approche est basée sur les travaux d'Ozawa et al. [42]. Ces chercheurs ont étudié l'écoulement de mortiers dans le montage présenté sur la figure 1.5.

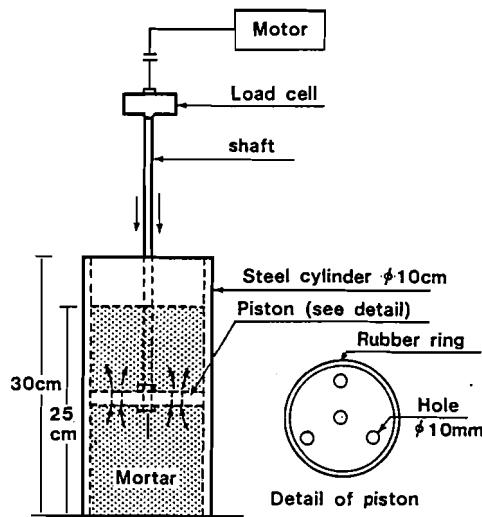


Fig. 1.5 - Piston pour tester l'aptitude au remplissage de mortier (tiré de [42])

Le piston est enfoncé à vitesse constante et le mortier s'écoule au travers de trous effectués dans le piston. Répétant la mesure dix fois sur une même composition, les auteurs ont mesuré la fréquence d'apparition d'un blocage du piston en fonction du dosage en sable et pour un rapport eau sur liant constant. Ils ont montré, pour chaque sable, l'existence d'une teneur critique  $V_{crit}$  en deçà de laquelle le risque de blocage est nul et au dessus de laquelle le blocage est systématique. Ils ont ensuite déterminé la teneur critique pour trois sables d'étendues granulaires réduites (0.6-1.2, 1.2- 2.5, 2.5-5 mm) et pour différents diamètres  $D_0$  de trous dans le piston.

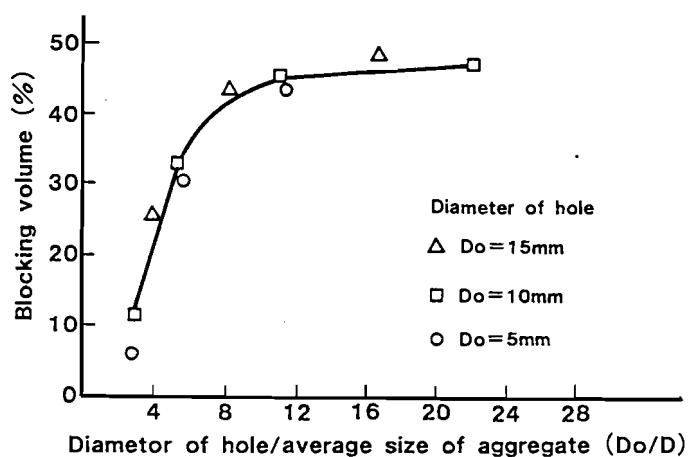


Fig. 1.6 - Relation entre les teneurs critiques en grains de taille  $D$  en fonction du rapport du diamètre des grains sur le diamètre des ouvertures dans le piston (tiré de [42])

Comme le montre la figure 1.6, pour une nature de granulat donnée, les termes  $V_{crit}$  sont une fonction du rapport entre le diamètre du sable  $D$  et  $D_0$ ; plus ce rapport est important, plus la teneur critique est faible. Finalement, ils ont évalué la probabilité de blocage de trois sables constitués des sables précédents et ont montré que le risque de blocage pouvait être estimé de façon additive par le terme suivant:

$$Rb = \sum_i \frac{V_i}{V_{crit,i}}$$

où  $V_i$  est la teneur réelle en grains de taille  $d_i$ ,  $V_{crit,i}$  est la teneur critique en grain de taille  $d_i$  et  $Rb$  est le risque de blocage. Une valeur proche de 1, indique une forte probabilité de blocage.

Tangtermsirikul et Van [57], ont appliqué cette approche pour évaluer le risque de blocage de bétons dans l'essai de la boîte en L. Ils ont, pour cela, fait l'hypothèse simplificatrice que le phénomène était indépendant de la nature de la pâte, pourvu que celle-ci soit suffisamment fluide. L'équation précédente s'écrit alors pour un béton:

$$Rb = (1 - V_p) \sum_{granulats} \frac{y_i}{V_{crit,i}} \quad (\text{Equ. 1.1})$$

où  $y_i$  est la proportion volumique de grains de taille  $d_i$  rapportée au volume de granulat et  $V_p$  est la teneur en pâte. On peut donc en déduire, pour chaque rapport gravillon sur sable, la teneur en pâte minimale pour éviter un blocage en écrivant  $Rb=1$ . Sur la base de nombreux essais, les auteurs ont proposé les courbes maîtresses présentées sur la figure 1.7. On voit que ces courbes dépendent de la nature du granulat (un granulat roulé présente moins de risque de blocage qu'un granulat concassé) mais également du rapport entre le diamètre des armatures dans l'essai en L et le diamètre maximal du gravillon. Cette approche probabiliste des risques de blocage est intéressante, car elle décrit les phénomènes mis en jeu. Toutefois, d'un point de vue pratique, il est nécessaire de déterminer la courbe maîtresse décrivant les termes  $V_{crit,i}$  pour chaque nouveau type de granulat, ce qui nécessite de nombreux essais sur bétons. De plus, ces courbes sont issues d'ajustement sur des expériences et incluent donc indirectement des effets d'interactions granulaires qui ne sont pas pris en compte par la théorie, étant donnée la nature additive du terme  $Rb$ . Ces effets d'interactions, ne seront pas les mêmes si on change de granulométrie pour une même nature de granulat, donc la courbe maîtresse devra être de nouveau établie.

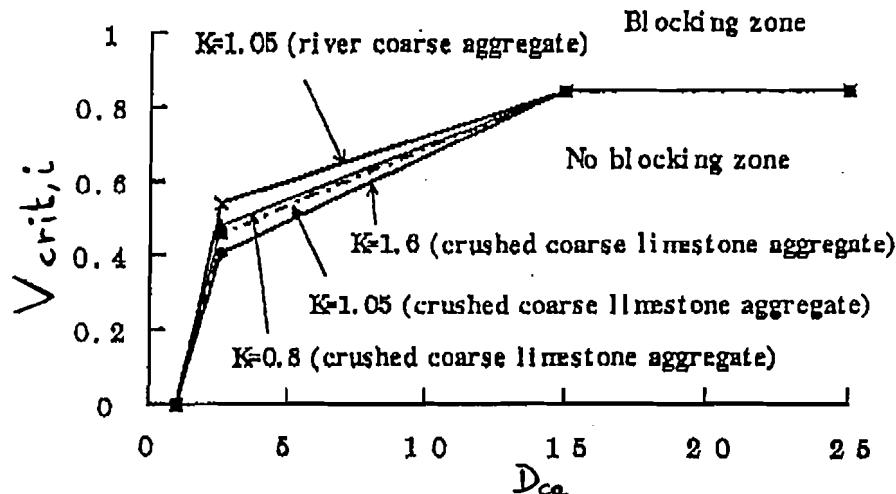


Fig. 1.7 -  $D_{ca}$  est le rapport du diamètre  $d_i$  des granulats sur l'espace libre entre deux armatures.  $d_i = M_{i-1} + 3/4(M_i - M_{i-1})$  où  $M_i$  et  $M_{i-1}$  sont les dimensions des tamis encadrant la classe granulaire  $i$ ;  $K$  est le rapport entre le diamètre maximal du gravillon et le diamètre des armatures.

Petersson et al. [45] ont repris cette méthode et l'on intégré dans le processus de formulation suivant. A l'aide de l'équation précédente, ils estiment, pour un confinement donné et pour chaque rapport gravillon sur sable, le volume de pâte critique pour le blocage. Ils mesurent par ailleurs la compacité du mélange sable plus gravillon pour déterminer la quantité minimale de pâte nécessaire pour remplir les vides entre les granulats. En traçant les deux courbes comme indiqué sur la figure 1.8, ils ont une indication sur le volume de pâte minimal nécessaire puisque celui ci doit être simultanément au dessus des deux courbes. Il faut toutefois noter que cette valeur est une valeur par défaut puisque le volume de pâte doit être supérieur au volume de pâte indiqué par la courbe en gras pour écarter les granulats et avoir un étalement suffisant du béton. Les auteurs ne donnent pas de précision à ce propos et c'est une lacune de la méthode de formulation. La composition de la pâte est déterminée, d'une part, par la résistance visée qui impose le rapport eau sur liant, et d'autre part , à l'aide de mesures rhéologiques sur le mortier dont on a enlevé les grains de dimension supérieure à 250 µm. L'optimisation du mortier vise à réduire le seuil de cisaillement tout en ayant une viscosité suffisante en jouant sur la nature des liants, le dosage en eau et en superplastifiant. Ceci est, d'ailleurs, en accord avec l'approche adoptée par les chercheurs de l'université de Tokyo. Il est toutefois regrettable que les auteurs ne donnent pas les limites visées dans leur approche. Les bétons ainsi composés sont ajustés comme dans la méthode de formulation précédente.

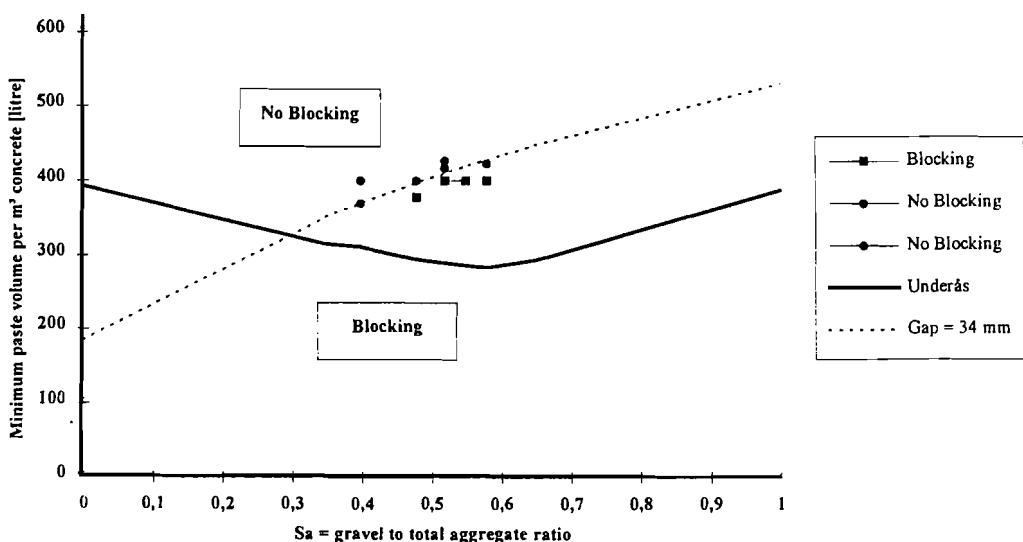


Fig. 1.8 - La courbe en gras détermine la quantité de pâte minimale pour remplir la porosité entre les granulats. La courbe en pointillés détermine le volume de pâte minimal pour éviter le blocage. Elle est calculée avec l'équation 1.1. Sa: rapport pondéral gravillon sur granulat total

### 1.3. AXES DE RECHERCHE

L'ouvrabilité du béton frais était traditionnellement estimée à l'aide d'essais comme le cône d'Abrams qui fournit un seul paramètre pour caractériser le béton. Or l'expérience montre, par exemple, que deux bétons à hautes performances présentant des affaissements identiques, peuvent avoir une ouvrabilité très différentes. Avant d'entreprendre une étude du comportement du béton frais, il nous faut donc au préalable le caractériser de façon beaucoup plus complète et déterminer des propriétés qui lui sont intrinsèques et ne dépendent pas de

l'appareil de mesure. Depuis les premiers travaux de Tattersall [61], nous savons que nous pouvons appliquer la science de la rhéologie aux bétons, au moins sous certaines conditions. Appliquée à un fluide incompressible, cette science consiste en l'étude de la relation entre la contrainte de cisaillement appliquée à un élément de matériau et le gradient de vitesse auquel il est soumis. Connaissant cette loi, il est théoriquement possible de déterminer l'écoulement du béton dans différents types d'essais, à l'aide, par exemple, du calculs aux éléments finis (Tanigawa [59]). Cette utilisation de la rhéologie n'est valable que dans le cadre de la théorie des milieux continus, et ne peut être employée que si le volume de béton testé reste à peu près constant au cours du cisaillement. L'expérience a montré que seuls les bétons présentant un affaissement supérieur à 100 mm rentre dans le cadre de cette analyse [27] mais c'est justement à ce type de béton que nous allons nous intéresser. Une revue des rhéomètres à béton existants (Hu [27]) nous a conduit à développer au LCPC un nouveau type d'appareil: le BTRHEOM. Un prototype a été présenté dans le cadre d'une thèse par Hu [27] mais il est nécessaire de le faire évoluer pour améliorer la fiabilité des résultats.

Nous avons vu dans les paragraphes précédents qu'un modèle pour prédire l'étalement (ou l'affaissement) fait défaut pour proposer des méthodes de formulation complètes. D'après ce qui précède, nous chercherons dans le cadre de ce travail à modéliser, en premier lieu, les propriétés rhéologiques des bétons à partir de la formulation. Et c'est uniquement par la suite que nous tenterons d'en déduire les mesures d'étalement. Il est nécessaire pour cela de considérer le squelette granulaire du béton. Pour illustrer ceci, considérons deux bétons (fig. 1.9) dans lesquels on a tassé artificiellement le squelette granulaire. L'eau se repart dans le mélange de la façon suivante: une partie dite "*eau piégée*" sert à combler les vides entre l'empilement des grains, l'autre partie dite "*eau libre*" sert à écarter les grains. On conçoit aisément que seule l'*eau libre* va donner de la fluidité au mélange. Les deux bétons présentés sur la figure contiennent le même volume d'*eau libre* et devraient donc avoir la même ouvrabilité. Toutefois le second béton présente un squelette plus compact, car des petits grains comblient les vides entre les gros grains. Il contient donc moins d'*eau liée*. En conclusion, on voit qu'en augmentant la compacité du squelette granulaire du béton, on peut diminuer sa teneur en eau à ouvrabilité constante. Ce constat est à la base des travaux sur les empilements menés notamment par Caquot ([5]) et appliquées au travers des méthodes de formulations graphiques (Faury [25]) ou expérimentales (Baron-Lesage [2]). Un modèle de prédition de la compacité d'empilement granulaire a été proposé par Stovall et al. [56]. Ce modèle a été développé pour des empilements secs et nous allons tenter dans le cadre de ce travail de l'appliquer au cas des bétons.

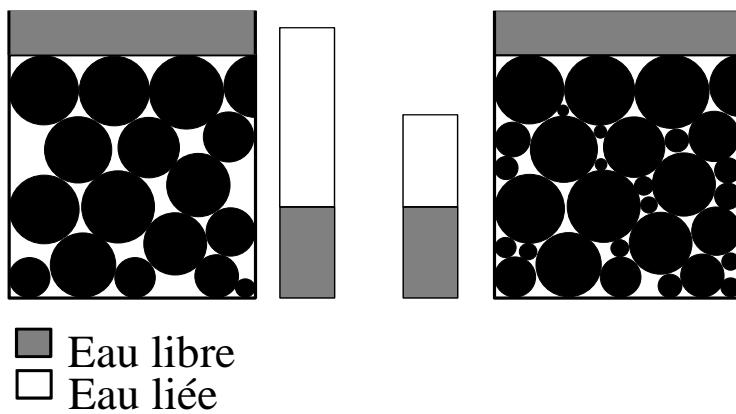


Fig. 1.9 - Schématisation de deux bêtons de même ouvrabilité, mais ayant des teneurs en eau différentes. Le squelette granulaire du béton de droite est plus compact et contient donc moins d'eau.

En conclusion, l'ambition de ce travail est de mettre au point une méthode fiable pour mesurer les propriétés rhéologiques des bétons d'affaissement supérieurs à 100 mm, et de proposer des modèles pour prédire ces propriétés, qui seront intégrés dans une démarche générale de formulation des bétons.

Nous pourrons a priori appliquer ces résultats, au cas des bétons autonivelants. Toutefois, pour proposer une méthode de formulation complète pour ces bétons, il est nécessaire d'étudier leur rhéologie en milieu confiné, leur capacité de remplissage et leur résistance à la ségrégation. Nous avons vu que la littérature présente de nombreux essais de blocage et nous adopterons l'essai en L. Il n'existe pas, par contre, d'essai rhéologique confiné, ni,d'essai rapide de ségrégation: il nous faudra donc les développer. Les résultats obtenus seront analysés dans le cadre du modèle d'empilement granulaire qui est présenté en détail dans le chapitre suivant.

# **2. Formulation et empilements granulaires**

---

Comme nous l'avons vu au chapitre 1, la prédiction de la compacité du squelette granulaire est au centre de la problématique de l'optimisation des bétons.

Ce chapitre présente la construction du Modèle d'Empilement Compressible (MEC) que nous avons développé au LCPC dans cette optique. Ce modèle permet de prédire avec une bonne précision la compacité de mélanges granulaire de très large étendue (des poudres ultrafines de type fumée de silice jusqu'aux gravillons), ce qui le rend utilisable dans le domaine des bétons.

## **2.1. NOTATIONS ET DEFINITIONS**

Une classe granulaire  $i$  est, par définition, un ensemble de grains unidimensionnel de diamètre  $d_i$  (au sens des tamis). Par convention, on prendra  $d_1 \geq d_2 \geq \dots \geq d_i \geq d_{i+1} \geq \dots \geq d_n$

La compacité  $C$  d'un mélange représente sa teneur volumique en solide, soit son volume en solide divisé par son volume total. Sa porosité est définie par  $\pi = 1 - C$ .

On opposera, dans la suite du texte, la compacité virtuelle à la compacité expérimentale. La compacité virtuelle est la compacité maximale que l'on pourrait atteindre en arrangeant, au mieux, l'empilement grain par grain. Dans la pratique, au contraire, les grains se positionnent avec un certain désordre. C'est ainsi que la compacité expérimentale est toujours inférieure à la compacité virtuelle. Par exemple pour une classe unidimensionnelle de billes, la compacité expérimentale maximale est de l'ordre de 0,64, alors qu'un arrangement cubique compact a face centrées donne une compacité de 0,74 [9].

Le tableau 2.1 résume les notations utilisées dans ce chapitre.

$n$	nombre de classes granulaires du mélange
$d_i$	diamètre moyen de la classe $i$
$\beta_i$	compacité propre virtuelle de la classe $i$ ; c'est la compacité virtuelle de la classe $i$ prise individuellement
$y_i$	proportion volumique de la classe $i$ dans le mélange
$\phi_i^*$	teneur volumique maximale du mélange en classe $i$ étant donnée la présence des autres classes
$\phi_i$	teneur volumique du mélange en classe $i$
$\gamma_i$	compacité virtuelle du mélange si la classe $i$ est présumée dominante
$\gamma$	compacité virtuelle du mélange
$C$	compacité expérimentale du mélange
$K_i$	indice de compaction partiel dû à la classe $i$
$K$	indice de compaction pour le mélange

Tableau 2.1 - Notations du modèle d'empilement compressible

## 2.2. LE MODELE D'EMPILEMENT VIRTUEL

Ce modèle est une version raffinée du modèle de compacité linéaire développé au LCPC et décrit par Stovall et al. [56] et de Larrard [15]. Il permet, notamment, de prendre en compte le mélange de grains de même taille mais de formes différentes. Il est utilisé pour prédire les compacités virtuelles.

### 2.2.1. Mélange binaire

Considérons, dans un premier temps, un mélange de deux classes granulaires de diamètres respectifs  $d_1$  et  $d_2$ .

Par définition,  $\phi_1$  et  $\phi_2$  sont les volumes partiels de chaque classe dans un volume unité et,  $y_1$  et  $y_2$  les proportions volumiques soit:

$$y_1 = \frac{\phi_1}{\phi_1 + \phi_2} \quad \text{et} \quad y_2 = \frac{\phi_2}{\phi_1 + \phi_2}$$

La compacité de l'empilement est donnée par:

$$\gamma = \phi_1 + \phi_2$$

#### 2.2.1.1. Mélange sans interaction

Le mélange sera dit sans interaction si  $d_1 \gg d_2$ . Ceci signifie que l'empilement des deux classes n'est pas perturbé par la présence de l'autre classe.

Il faut maintenant distinguer deux cas:

- le cas des gros dominants (fig. 2.1): les grains de la classe 1 bloquent le volume, l'espace restant est comblé par les petits grains de tailles  $d_2$ .

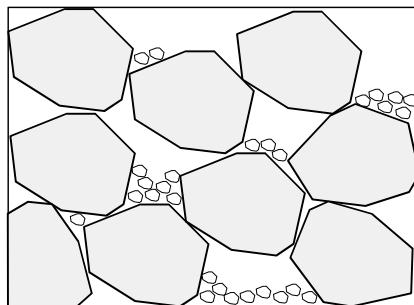


Fig. 2.1 - Les gros grains bloquent le système

Dans ce cas on écrit que:

$$\phi_1^* = \beta_1$$

$$\gamma = \beta_1 + \phi_2 = \beta_1 + y_2 \gamma$$

$$\gamma = \gamma_1 = \frac{\beta_1}{1 - y_2}$$

- le cas des petits dominants (fig. 2.2): il y a quelques gros grains dans le mélange et les petits grains bloquent le système.

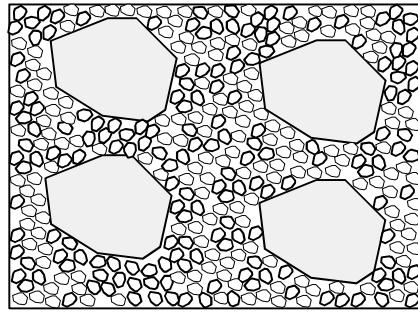


Fig. 2.2 - Les petits grains bloquent le système

Dans ce cas on écrit que:

$$\begin{aligned}\phi_2^* &= \beta_2(1 - \phi_1) \\ \gamma &= \phi_1 + \beta_2(1 - \phi_1) = y_1\gamma + \beta_2(1 - y_1\gamma) \\ \gamma &= \gamma_2 = \frac{\beta_2}{1 - y_1(1 - \beta_2)}\end{aligned}$$

Comme par définition on a

$$\phi_1 \leq \beta_1 \text{ et } \phi_2 \leq \beta_2(1 - \phi_1) \text{ on a donc } \gamma \leq \gamma_1 \text{ et } \gamma \leq \gamma_2$$

De plus on a forcément une égalité car sinon il existe  $\varepsilon > 0$  tel que  $\phi_1 = \beta_1(1 - \varepsilon)$  et  $\phi_2 = \beta_2(1 - \varepsilon - \phi_1)$  ce qui signifie que le mélange peut être contenu dans un volume  $(1-\varepsilon)$ . Ceci est contraire à l'hypothèse que le mélange constitue un empilement dans le volume unité.

En conclusion on a donc:

$$\gamma = \inf_i(\gamma_i)$$

### 2.2.1.2. Mélange avec interaction totale

Considérons maintenant le cas où  $d_1=d_2$ . Imaginons que le volume unité est rempli d'un côté par la classe 1 et l'autre partie par la classe 2 (fig.2.3)

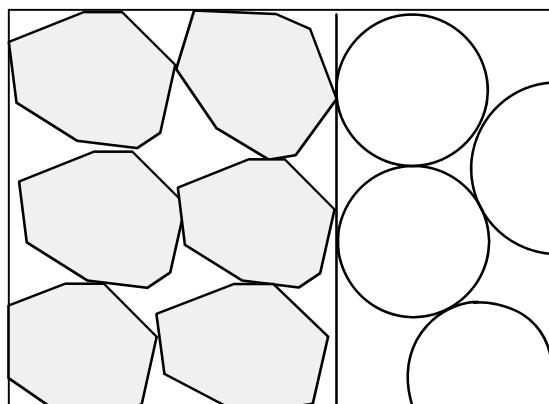


Fig. 2.3 - Les deux classes ont le même diamètre

On écrit alors que:

$$\frac{\phi_1}{\beta_1} + \frac{\phi_2}{\beta_2} = 1$$

$$\gamma = \left(1 - \phi_2 \frac{\beta_1}{\beta_2}\right) + \phi_2 = \left(\beta_1 - y_2 \gamma \frac{\beta_1}{\beta_2}\right) + y_2 \gamma$$

$$\gamma = \gamma_1 = \frac{\beta_1}{1 - y_2 \left(1 - \frac{\beta_1}{\beta_2}\right)}$$

De façon symétrique, on peut écrire:

$$\gamma = \gamma_2 = \frac{\beta_2}{1 - y_1 \left(1 - \frac{\beta_2}{\beta_1}\right)}$$

Comme  $y_1 + y_2 = 1$ , on voit que dans ce cas  $\gamma = \gamma_1 = \gamma_2$

### 2.2.1.3. Cas général

Considérons maintenant que  $d_1 \geq d_2$  mais que  $d_2$  ne soit pas très petit par rapport à  $d_1$ . Il nous faut alors prendre en compte deux types d'interaction qu'exercent les classes l'une sur l'autre.

Si un grain de la classe 2 est inséré dans un empilement de gros grains (qui sont alors dominants), il provoque localement un desserrement de ce dernier puisqu'il n'est plus assez petit pour s'immiscer dans l'espace laissé disponible (fig. 2.4a). C'est ce que l'on appelle l'effet de desserrement de la classe 2 sur la classe 1. Tout se passe alors comme si la compacité propre de la classe 1 était diminuée par la présence de la classe 2. Si les grains de la classe 2 sont suffisamment éloignés les uns des autres, on fait alors l'hypothèse que cet effet est une fonction linéaire de  $\phi_2$  et on écrit alors que:

$$\phi_1^* = \beta_1 (1 - \lambda_{2 \rightarrow 1} \phi_2)$$

donc que la compacité du mélange s'écrit ainsi:

$$\gamma = \beta_1 (1 - \lambda_{2 \rightarrow 1} \phi_2) + \phi_2 = \beta_1 (1 - \lambda_{2 \rightarrow 1} y_2 \gamma) + y_2 \gamma$$

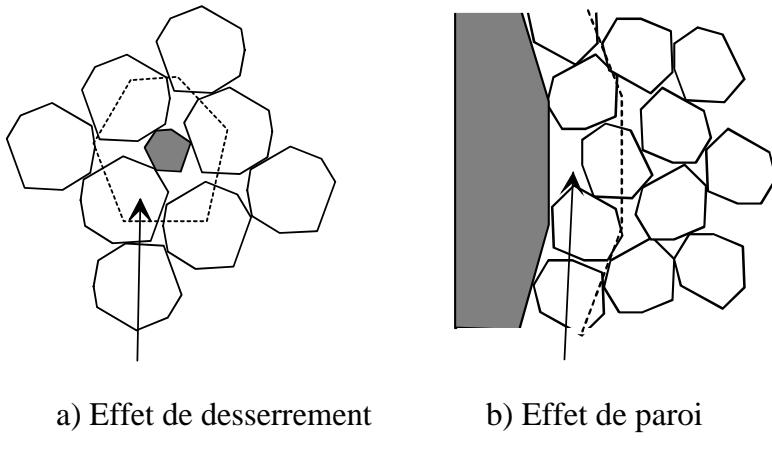
$$\gamma = \gamma_1 = \frac{\beta_1}{1 - y_2 (1 - \beta_1 \lambda_{2 \rightarrow 1})}$$

où  $\lambda_{2 \rightarrow 1}$  est une constante dépendant des propriétés des grains 1 et 2.

Pour avoir un modèle cohérent avec les deux cas extrêmes précédents, on écrit plutôt:

$$\gamma = \gamma_1 = \frac{\beta_1}{1 - y_2 \left(1 - a_{1,2} \frac{\beta_1}{\beta_2}\right)}$$

où  $a_{1,2}$  est la fonction de desserrement des grains 1 par les grains 2 et ne dépend que de  $d_1$  et  $d_2$ . On a  $a_{1,2}=0$  quand  $d_1 \gg d_2$  (pas d'interaction) et  $a_{1,2}=1$  quand  $d_1=d_2$  (interaction totale).



*Fig. 2.4 - Effet d'interaction entre classes granulaires*

De la même façon, si un grain de la classe 1 est inséré dans un empilement de petits grains (qui sont alors dominants), il provoque une augmentation de la porosité au voisinage de sa surface (fig. 2.4b). Ceci est appelé effet de paroi de la classe 1 sur la classe 2. Tout se passe, alors, comme si les grains de la classe 2 conservaient leur compacité propre en présence des grains de la classe 1 mais disposaient d'un volume réduit pour s'empiler. Ici encore nous supposerons que la réduction est une fonction linéaire de  $\phi_1$  si les grains 1 sont suffisamment éloignés les uns des autres. On écrit alors:

$$\phi_2^* = \beta_2(1 - \phi_1 - \lambda_{1 \rightarrow 2} \phi_1)$$

donc que la compacité du mélange s'écrit ainsi:

$$\gamma = \phi_1 + \beta_2(1 - \phi_1 - \lambda_{1 \rightarrow 2} \phi_1) = y_1 \gamma + \beta_2(1 - y_1 \gamma - \lambda_{1 \rightarrow 2} y_1 \gamma)$$

$$\gamma = \gamma_2 = \frac{\beta_2}{1 - y_1(1 - \beta_2(1 + \lambda_{1 \rightarrow 2}))}$$

où  $\lambda_{1 \rightarrow 2}$  est une constante dépendant des propriétés des grains 1 et 2.

Comme précédemment, pour avoir un modèle cohérent avec les deux cas extrêmes précédents, on écrit plutôt

$$\gamma = \gamma_2 = \frac{\beta_2}{1 - y_1 \left( 1 - \beta_2 + b_{2,1} \beta_2 \left( 1 - \frac{1}{\beta_1} \right) \right)}$$

où  $b_{2,1}$  est la fonction d'effet de paroi exercée par les grains 1 sur les grains 2 et ne dépend que de  $d_1$  et  $d_2$ . On a  $b_{2,1}=0$  quand  $d_1 \gg d_2$  (pas d'interaction) et  $b_{2,1}=1$  quand  $d_1=d_2$  (interaction totale).

De la même façon que pour les mélanges sans interaction on montre que:

$$\gamma = \inf_i (\gamma_i)$$

La figure 2.5 résume l'allure de la compacité dans les trois cas présentés.

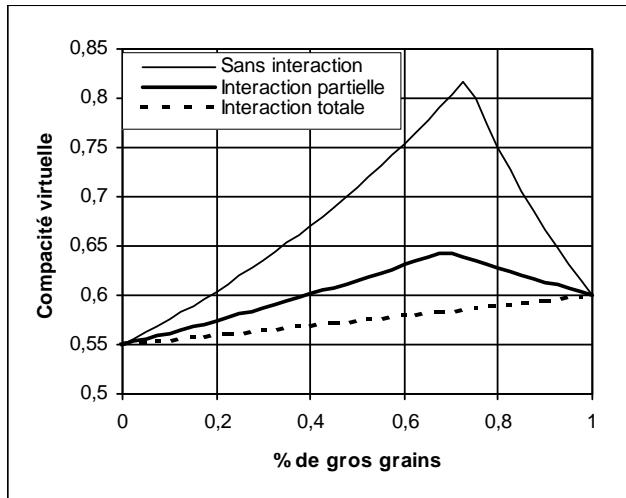


Fig. 2.5 - Allure de la compacité virtuelle pour un mélange binaire de deux classes unimodales.

## 2.2.2. Cas général d'un mélange polydisperse

Considérons maintenant le cas général avec interactions pour un mélange de n classes granulaires telles que  $d_1 \geq d_2 \geq \dots \geq d_i \geq d_{i+1} \geq \dots \geq d_n$ .

On reprend la même démarche que dans le paragraphe 2.2.1.3. Considérons que la classe i soit la classe dominante. Cette classe subit l'effet de paroi des classes plus grossières donc le volume disponible pour cette classe est:

$$1 - \sum_{j=1}^{i-1} (\phi_j + \lambda_{j \rightarrow i} \phi_j)$$

Notons que l'on néglige ici les interactions secondaires pour ne considérer que les interactions entre la classe dominante et les autres classes. Dans ce volume, la teneur volumique en grains fin de classe k est:

$$\frac{\phi_k}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} (\phi_j + \lambda_{j \rightarrow i} \phi_j)}$$

Ces classes exercent alors sur la classe i, un effet de desserrement qui, en négligeant les interactions secondaires, se traduit par une baisse de sa compacité virtuelle apparente qui devient:

$$\beta_i \left( 1 - \frac{\sum_{j=i+1}^n \lambda_{j \rightarrow i} \phi_j}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} (\phi_j + \lambda_{j \rightarrow i} \phi_j)} \right)$$

On en déduit donc que

$$\begin{aligned} \phi_i^* &= \beta_i \left( 1 - \frac{\sum_{j=i+1}^n \lambda_{j \rightarrow i} \phi_j}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} (\phi_j + \lambda_{j \rightarrow i} \phi_j)} \right) \left( 1 - \sum_{j=1}^{i-1} (\phi_j + \lambda_{j \rightarrow i} \phi_j) \right) \\ \phi_i^* &= \beta_i - \beta_i \sum_{j=1}^{i-1} \phi_j (1 + \lambda_{j \rightarrow i}) - \beta_i \sum_{j=i+1}^n \phi_j \lambda_{j \rightarrow i} \end{aligned} \quad (\text{Equ. 2.1})$$

La compacité du mélange s'écrit alors:

$$\begin{aligned}\gamma &= \sum_{j=1}^{i-1} \phi_j + \phi_i^* + \sum_{j=i+1}^n \phi_j \\ \gamma &= \beta_i + \gamma \sum_{j=1}^{i-1} y_j \left(1 - \beta_i \left(1 + \lambda_{j \rightarrow i}\right)\right) + \gamma \sum_{j=i+1}^n y_j \left(1 - \beta_i \lambda_{j \rightarrow i}\right) \\ \gamma = \gamma_i &= \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} y_j \left(1 - \beta_i \left(1 + \lambda_{j \rightarrow i}\right)\right) - \sum_{j=i+1}^n y_j \left(1 - \beta_i \lambda_{j \rightarrow i}\right)}\end{aligned}\quad (\text{Equ. 2.2})$$

En reprenant la notation précédente on obtient:

$$\gamma = \gamma_i = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} y_j \left(1 - \beta_i + b_{i,j} \beta_i \left(1 - \frac{1}{\beta_j}\right)\right) - \sum_{j=i+1}^n y_j \left(1 - a_{i,j} \frac{\beta_i}{\beta_j}\right)}\quad (\text{Equ. 2.3})$$

Comme dans le cas binaire on démontre aisément que:

$$\gamma = \inf_i (\gamma_i)$$

Ce formalisme ne s'applique, par définition, qu'aux compacités virtuelles et ne peut pas être utilisé directement pour la prédiction des compacités expérimentales. Par exemple, on voit sur la figure 2.5 que les courbes théoriques de compacité présentent un optimum pointu alors que les courbes expérimentales ont, en ce point, une tangente horizontale.

Le modèle doit donc être complété et les fonctions  $a_{i,j}$  et  $b_{i,j}$  déterminées. Ceci est l'objet des chapitres suivants

## 2.3. LE MODELE DE SUSPENSION SOLIDE

Le Modèle de Suspension Solide est une première tentative de prédiction des compacités expérimentales. Ce chapitre est composé de deux articles. Le premier résume succinctement les équations que l'on vient de développer puis décrit les fondements du modèle de suspension solide ainsi que son étalonnage. Le second présente la validation du modèle sur un grand nombre d'essais et montre comment l'effet de confinement peut être pris en compte.

### 2.3.1. Fondements théoriques et étalonnage du modèle [13]

# Prévision de la compacité des mélanges granulaires par le modèle de suspension solide

## I - Fondements théoriques et étalonnage du modèle

Thierry SEDRAN

Ingénieur TPE

Section Formulation et mise en œuvre

François de LARRARD

Docteur ENPC

Chef de la section Formulation et mise en œuvre

Division Béton et ciment pour ouvrages d'art  
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Daniel ANGOT

Assistant

Section Béton ouvrages d'art  
Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Blois

### Introduction

Le problème de la prévision de la compacité (ou de la porosité) d'un mélange de grains secs est une vieille question, commune à bien des domaines techniques et scientifiques [1], [2]. Dans le domaine de la formulation des matériaux granulaires, on se restreint généralement à la question de la détermination des granularités conduisant aux compacités les plus fortes. Devant les difficultés théoriques qu'elle soulève, l'approche générale consiste à rechercher, par l'expérience, des distributions granulaires compactes et à tenter de s'en rapprocher en combinant les matériaux dont on dispose.

Le modèle de suspension solide présenté dans ces deux articles s'attaque à la question dans toute sa généralité. Il vise à fournir à l'ingénieur un moyen pratique d'évaluer *a priori*, à partir de matériaux élémentaires bien caractérisés, la compacité de toute combinaison de ces constituants. Même s'il a été conçu au départ pour la formulation des bétons hydrauliques, il trouvera certainement beaucoup d'autres domaines d'application.

Tout d'abord, on présentera des modèles antérieurs qui ont engendré le modèle actuel. Puis on relatera les expériences de l'étalonnage qui ont permis d'alimenter le modèle et de le rendre opérationnel. Dans le deuxième article, le modèle sera validé et sa précision évaluée, en comparant ses prévisions à plusieurs jeux de données expérimentales, acquis dans le cadre de cette recherche ou tirés de la littérature. Enfin, on montrera comment on peut modéliser l'effet de paroi exercé par le récipient sur le mélange granulaire, ce qui permettra, à partir d'expériences menées sur de faibles volumes, d'estimer la compacité en volume indéfini.

### RÉSUMÉ

Le modèle présenté dans cet article fournit une prévision de la compacité d'un mélange de grains secs, à partir des paramètres suivants :

- les compacités des classes unimodales ;
- la granularité du mélange ;
- la viscosité de référence, grandeur caractéristique du mode de mise en place de l'échantillon (d'autant plus élevée que la compaction est énergique).

On rappelle tout d'abord les hypothèses physiques contenues dans deux modèles antérieurs. L'analyse de leurs défauts permet de construire le modèle actuel. Pour être opérationnel, ce dernier nécessite la connaissance de l'évolution de la compacité de mélanges binaires de grains en fonction de leurs proportions. Des expériences visant à reconnaître ce comportement sont relatives, conduisant à l'étalonnage du modèle. Le lissage effectué reproduit la réalité avec une erreur moyenne inférieure à 1 et 2 % en valeur absolue, respectivement pour les granulats roulés et concassés.

**MOTS CLÉS :** 36 - Compacité - Prévision - Mélange - Granulat - Modèle mathématique - Viscosité - Granulométrie (granularité) - Roulé - Roche concassée.

## Modèles antérieurs

### Le modèle linéaire de compacité des mélanges granulaires [3], [5]

On considère  $n$  classes de grains de taille  $d_i$ , pour  $i$  variant de 1 à  $n$ , avec  $d_1 \geq d_2 \dots \geq d_n$ . L'objectif de ce modèle est de prévoir la compacité d'un mélange de grains secs à partir de deux types de paramètres :

- les *compacités propres*  $\alpha_i$  (compacité atteinte par la classe  $i$  empilée isolément) ;
- les *proportions volumiques*  $y_i$ , ou titre volumique (par rapport au volume solide total).

Un jeu de paramètres  $y_i$ , avec  $\sum y_i = 1$ , suffit à définir le mélange. Dans les calculs, il est souvent plus commode d'utiliser les *volumes partiels*  $\Phi_i$ , où  $\Phi_i$  est le volume occupé par la classe  $i$  dans un mélange de volume total unité. Les  $y_i$  et les  $\Phi_i$  sont liés par la relation :

$$\Phi_i = y_i \cdot c \quad (1)$$

où  $c$  est la compacité (ou volume solide compris dans un volume total unité).

#### Mélanges binaires sans interactions

Le premier cas auquel on s'intéresse est celui des mélanges binaires sans interactions, c'est-à-dire pour lesquels on peut écrire :

$$d_1 >> d_2. \quad (2)$$

On distingue alors le cas des gros dominants, où l'on a :

$$\begin{aligned} c &= c_1 = \Phi_1 + \Phi_2 \\ &= \alpha_1 + \Phi_2 \\ &= \frac{\alpha_1}{1 - y_2} \end{aligned} \quad (3)$$

de celui des petits dominants, où il vient :

$$\begin{aligned} c &= c_2 = \Phi_1 + \Phi_2 \\ &= \Phi_1 + \alpha_2 (1 - \Phi_1) \\ &= \frac{\alpha_2}{1 - (1 - \alpha_2) y_1}. \end{aligned} \quad (4)$$

Le cas général est donné par :

$$c = \inf (c_1, c_2). \quad (5)$$

#### *n* classes sans interactions

Une première généralisation est opérée en supposant  $n$  quelconque et non plus égal à 2. Par le même type de raisonnement, on trouve :

$$c = \inf (c_i) \quad (6)$$

$$1 \leq i \leq n$$

avec

$$c_i = \frac{\alpha_i}{1 - y_1 - \dots - y_{i-1} - (1 - \alpha_i) (y_{i+1} + \dots + y_n)}. \quad (7)$$

La classe  $j$ , pour laquelle le minimum est atteint, est appelée *classe dominante*. C'est la population, non nécessairement unique, qui constitue une matrice connexe et qui « bloque » le mélange.

#### Cas général

Une seconde généralisation consiste à introduire deux types d'*interactions binaires*, afin de couvrir le cas des étendues granulaires adjacentes :

- l'*effet de desserrement* traduit le fait que, lorsque le grain 2 n'est pas suffisamment fin pour s'introduire dans une caverne de l'empilement des grains 1, une déstructuration de ce dernier apparaît. Lorsque les tétraèdres élémentaires de gros grains, dilatés par la présence d'un petit grain, sont suffisamment éloignés les uns des autres, la perturbation est linéaire par rapport au volume de grains étrangers  $\Phi_2$  ;

- dans l'*effet de paroi*, c'est au contraire l'empilement des petits grains 2 qui est relâché au voisinage de l'interface avec un grain 1. Là encore, lorsque la distance entre les gros grains est grande devant  $d_2$ , la perturbation est linéaire en  $\Phi_1$ .

Cette hypothèse justifie l'appellation de modèle *linéaire*. La richesse de ce concept réside dans le fait que, dans un mélange multimodal, une classe  $i$  subira de façon additive les interactions binaires exercées par les classes étrangères ; l'analyse des mélanges binaires suffit alors à construire un modèle pour un nombre quelconque de classes.

Le passage au continu se fait naturellement, et l'on obtient finalement l'expression :

$$c = \inf_{d \leq t \leq D} c(t) \quad (8)$$

$$= \inf_{d \leq t \leq D} \frac{\alpha(t)}{1 - \int_d^t f(t/x) y(x) dx - (1 - \alpha(t)) \int_t^D g(x/t) y(x) dx} \quad (9)$$

$$d \leq t \leq D, y(t) \neq 0$$

où  $y(x)$  est la distribution volumique solide totale,  $f$  la fonction de desserrement, et  $g$  la fonction d'effet de paroi, supposées ne dépendre que du rapport des tailles des grains. Le terme  $c(t)$  est égal à la compacité du mélange à condition que la classe  $t$  soit dominante.

Le modèle linéaire de compacité des mélanges granulaires s'est avéré un outil intéressant, permettant notamment de retrouver une série de grands faits expérimentaux connus des formulateurs de

matériaux granulaires : évolution « en dôme » de la compacité d'un mélange binaire (pour des granulats quelconques, non nécessairement unimodaux), évolution de la compacité en fonction de l'étendue (« loi » de Caquot [6]), allure des granulométries optimales etc. Cependant, à l'usage, deux défauts sont apparus :

- tout d'abord, le modèle suppose l'existence d'une fonction  $\alpha(t)$ . Le cas d'un mélange de matériaux de même taille mais de compacité propre différente (1) n'était donc pas traité, d'où difficulté d'application dans nombre de cas pratiques ;
- mais surtout, si le modèle décrivait bien la topologie des surfaces de compacité dans l'espace des proportions volumiques, il pêchait systématiquement par optimisme dans les zones de compacité élevée (fig. 1). On pouvait donc espérer s'en servir pour *classer* des combinaisons granulaires en terme de compacité, mais non pour évaluer précisément cette dernière grandeur.

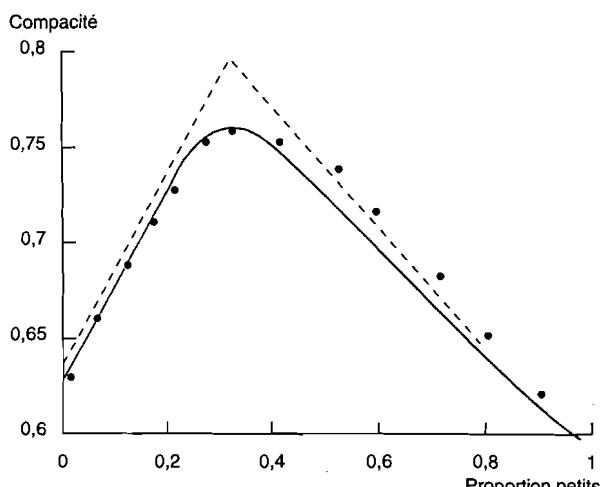


Fig. 1 - Compacité d'un mélange binaire de grains éloignés en taille. Valeurs expérimentales, prévisions du modèle linéaire de compacité (en pointillés) et du modèle de suspension solide (en trait fort) (Mooney modifié).

### Le modèle de viscosité de Mooney

Le modèle de Mooney [7] traite quant à lui de la viscosité d'un mélange de grains en suspension dans un liquide newtonien. Historiquement, il a d'ailleurs engendré le modèle linéaire de compacité, l'empilement de grains constituant la suspension limite de viscosité infinie. Dans la référence [4], on a préféré présenter le modèle de Mooney

comme une généralisation du modèle de compacité, en postulant que la viscosité  $\eta$  d'un mélange de  $n$  classes pouvait s'écrire :

$$\eta = \eta_0 \prod_{i=1}^n H\left(\frac{\Phi_i}{\Phi_i^*}\right). \quad (10)$$

où  $\eta_0$  représente la viscosité du fluide suspendant, et  $\Phi_i^*$  la valeur maximale du volume partiel des grains  $i$ , compte tenu de la présence des autres grains. En d'autres termes, le mélange  $(\Phi_1, \dots, \Phi_{i-1}, \Phi_i^*, \Phi_{i+1}, \dots, \Phi_n)$  constitue un empilement par définition de  $\Phi_i^*$ .

En écrivant l'*autocohérence* du modèle, on aboutit à une forme unique pour la fonction  $H$ , à base d'exponentielle. En s'assurant enfin de sa compatibilité avec la formule d'Einstein [8], on établit l'expression simple suivante pour la viscosité relative de la suspension (rapport de la viscosité absolue à celle du liquide suspendant) :

$$\eta_r = \exp\left(\sum_{i=1}^n \frac{2.5 y_i}{\frac{1}{\Phi} - \frac{1}{c_i}}\right) \quad (11)$$

$\Phi$  est le volume solide du mélange dans un volume total unité, et  $c_i$  est la compacité atteinte par le mélange vidé de son liquide, si la classe  $i$  est dominante :  $c_i = c(d_i)$ . L'expression diverge lorsqu'il existe  $i$  pour lequel  $\Phi = c_i$ , lorsque la suspension devient empilement. Le volume de liquide correspond alors à la porosité du système granulaire sec.

On voit donc qu'à partir de la seule hypothèse de multiplicité des contributions des classes à la viscosité d'ensemble, on construit un modèle prédisant la viscosité de toute suspension multimodale. En particulier, on trouve une expression unique pour la variation de la viscosité d'une suspension unimodale en fonction de son volume solide. Cette expression s'écrit :

$$\eta_r(\Phi) = \exp\left(2.5 \frac{\alpha \Phi}{\alpha - \Phi}\right). \quad (12)$$

Lorsque  $\Phi$  est petit devant 1 et  $\alpha$ , on retrouve la formule d'Einstein, qui est bien vérifiée par l'expérience :

$$\eta_r \approx 1 + 2.5 \Phi. \quad (13)$$

Par contre, lorsque  $\Phi$  s'approche de  $\alpha$ , compacité de l'empilement sec, la viscosité croît trop vite par rapport à l'expérience (voir la courbe en pointillés sur la figure 2). C'est le défaut principal de ce modèle, qui en interdit une utilisation pratique dans le domaine des suspensions concentrées.

(1) Par exemple, un granulat roulé et un granulat concassé.

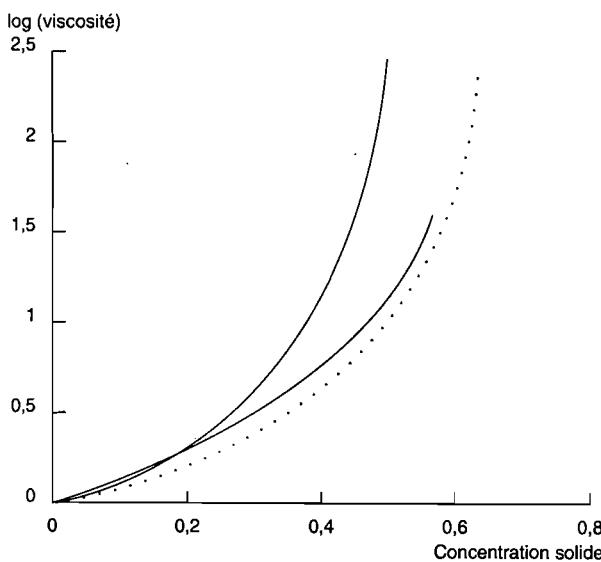


Fig. 2 - Viscosité d'une suspension unimodale en fonction de la concentration solide. Prévision du modèle de Farris (points), du modèle de Mooney calé sur la compacité expérimentale (pointillés), et du même modèle calé sur une compacité virtuelle plus élevée (traits forts).

## Le modèle de suspension solide

### Compacité virtuelle et compacité réelle [9]

On revient d'abord aux fondements physiques de la notion de compacité. Dans les modèles précédents, cette grandeur est implicitement supposée intrinsèque aux mélanges granulaires considérés. Or, dans la pratique, la compacité est le résultat d'une expérience relative à un matériau donné, *selon un certain mode opératoire*. Ainsi, un empilement de sphères homométriques peut atteindre une compacité de 0,74 s'il est réalisé grain par grain selon un arrangement hexagonal compact [2]. Pourtant, le volume solide d'un mélange *aléatoire* des mêmes sphères, avec des moyens de mise en place énergiques (vibration et compression), ne dépasse guère 64 %. Il faut donc admettre que toutes les valeurs comprises entre ces deux bornes sont théoriquement possibles à atteindre, et que, par conséquent, le mélange à 0,64 n'est pas absolument indéformable. En d'autres termes, sa viscosité est grande, mais finie. Les deux idées directrices de ce nouveau modèle sont donc les suivantes :

- on admet que, pour tout mélange granulaire, il existe une *compacité virtuelle*  $\gamma$ , valeur géométriquement maximale, mais qu'on ne peut atteindre par des procédures de malaxage « en aveugle » (mélange aléatoire) ;
- une mesure de compacité  $c$  correspond à la réalisation d'une suspension de viscosité grande, mais finie, égale à une valeur de référence  $\eta_r^*$  (d'où le terme de *suspension solide*).

Un empilement unimodal de taille  $d_i$  admet donc une compacité propre virtuelle  $\beta_i$ , et une compacité propre réelle  $\alpha_i$  telle que :

$$\eta_r^* = \exp \left( \frac{2,5}{\frac{1}{\alpha_i} - \frac{1}{\beta_i}} \right). \quad (14)$$

Plus le mélange sera serré, plus la viscosité relative de référence, grandeur caractérisant l'intensité du serrage, sera élevée. Pour des sphères, en prenant  $\alpha_i = 0,64$  et  $\beta_i = 0,74$ , on trouve  $\eta_r^* = 1,36 \cdot 10^5$ . La compacité d'un empilement multimodal est alors donnée par l'équation implicite suivante :

$$\eta_r^* = \exp \left( \sum_{i=1}^n \frac{2,5 y_i}{\frac{1}{c} - \frac{1}{\gamma_i}} \right), \quad (15)$$

où  $\gamma_i$  est la compacité virtuelle du mélange atteinte lorsque la classe  $i$ , de compacité propre virtuelle  $\beta_i$ , est dominante. Remarquons au passage que cette équation admet une seule racine pour toute valeur de  $\eta_r^*$  supérieure ou égale à 1. C'est en effet le produit de  $n$  fonctions monotones croissantes, variant de 1 (pour  $c = 0$ ) à l'infini (pour  $c = \gamma_i$ ).

On voit déjà que le deuxième défaut du modèle linéaire de compacité (surestimation de la compacité dans les zones optimales) va se trouver, au moins en partie, corrigé. En effet, dans la formulation initiale, la classe dominante « faisait la loi », d'où un changement brutal de l'évolution de la compacité lorsqu'on changeait de classe dominante (point anguleux sur la figure 1). Ici, au contraire, chaque classe de grain participera simultanément à l'évolution de la compacité, son influence étant pondérée par son caractère plus ou moins dominant, c'est-à-dire par la différence  $1/c - 1/\gamma_i$ .

### Nouvelle définition des interactions granulaires

Il reste encore à corriger le premier défaut identifié, à savoir la difficulté à traiter les mélanges de grains de même taille, mais de compacités propres différentes. Soit donc deux classes de grains, de compacités propres virtuelles  $\beta_1$  et  $\beta_2$ , avec  $d_1 = d_2$  mais  $\beta_1 \neq \beta_2$ .

Dans un tel cas, il est légitime de supposer qu'il n'existe aucune « synergie de compactage » entre les deux populations : tout se passe comme si elles occupaient séparément deux parties du récipient de volumes respectifs  $\Phi_1/\beta_1$  et  $\Phi_2/\beta_2$ . La compacité moyenne en fonction d'un des deux titres volumiques s'écrit alors :

$$\gamma = \frac{\beta_1}{1 - y_2(1 - \beta_1/\beta_2)} \quad (16)$$

$$= \frac{\beta_2}{1 - y_1(1 - \beta_2/\beta_1)}$$

Revenant à la première étape de construction du modèle linéaire de compacité, on se souvient que pour  $d_1 \gg d_2$  (mélange sans interactions), on a :

$$\gamma = \frac{\beta_1}{1 - y_2} \quad (17)$$

lorsque les gros grains dominent, et :

$$\gamma = \frac{\beta_2}{1 - (1 - \beta_2)y_1} \quad (18)$$

lorsque les petits grains sont dominants.

On établit alors sans peine une formulation générale intégrant les trois cas précédents, en écrivant :

$$\gamma = \inf (\gamma_1, \gamma_2) \quad (19)$$

avec :

$$\gamma_1 = \frac{\beta_1}{1 - (1 - a_{12}\beta_1/\beta_2)y_2} \quad (20)$$

et :

$$\gamma_2 = \frac{\beta_2}{1 - [1 - \beta_2 + b_{21}\beta_2(1 - 1/\beta_1)]y_1}. \quad (21)$$

Le coefficient  $a_{12}$  exprime le desserrement exercé par les grains 2 sur l'empilement des grains 1. Il est égal à 0 pour une interaction nulle ( $d_1 \gg d_2$ ), et à 1 pour une interaction totale ( $d_1 = d_2$ ). De même, le coefficient  $b_{21}$  illustre l'effet de paroi subi par l'empilement des grains 2 au voisinage d'un grain 1. Il admet les mêmes conditions aux limites que le coefficient  $a_{12}$ . En généralisant à l'ordre  $n$ , on obtient, pour l'expression de la compacité virtuelle d'un empilement multimodal :

$$\gamma = \inf (\gamma_i) \quad (22)$$

$$1 \leq i \leq n, \gamma_i \neq 0$$

avec :

$$\gamma_i = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} [1 - \beta_j + b_{ji}\beta_j(1 - 1/\beta_j)]y_j - \sum_{j=i+1}^n [1 - a_{ji}\beta_j/\beta_i]y_j}. \quad (23)$$

Le modèle de suspension solide est donc constitué de cette équation (pour le calcul des termes  $\gamma_i$ ) et de l'équation (15) pour le calcul de la compacité réelle. Il convient à présent de déterminer les coefficients d'interaction  $a_{ij}$  et  $b_{ij}$  par voies expérimentales, puis d'évaluer la précision du modèle par comparaison de ses prévisions avec l'expérience.

## Expérimentation

Les essais relatés dans cette partie ont été réalisés au laboratoire régional de Blois. Leur but était tout d'abord de réaliser un certain nombre de mélanges binaires de classes granulaires homométriques, afin de pouvoir calibrer les coefficients d'interactions, puis de collecter des mesures de compacité de mélanges multimodaux, choisis dans les grands types de mélanges considérés comme conduisant aux compacités les plus élevées (mélanges ternaires, granularités continues).

## Matériaux

Deux familles de granulats ont été sélectionnées et criblées par le laboratoire d'Autun :

- des granulats roulés de la Loire (carrière Decize), de forme proche de celle de la sphère ;
- des granulats concassés anguleux de la carrière de Pont de Colonne à Arnay-le-Duc.

En effet, on désire ultérieurement appliquer le modèle à des matériaux de génie civil, dont les formes vont du grain lisse quasi-sphérique (cendres volantes) au grain anguleux, aplati ou allongé (certains gravillons concassés).

Pour chaque famille, cinq classes unimodales (limitées par deux tamis adjacents dans la série de Renard, de rapport géométrique  $10^{\sqrt{m}}$ ) ont été préparées, de façon à pouvoir obtenir des rapports de taille de  $1/2$ ,  $1/4$ ,  $1/8$  et  $1/16$ . Les diamètres extrêmes ont été limités vers le haut par des considérations de taille d'échantillon, et vers le bas afin d'éviter des mélanges trop sensibles à l'humidité et peu sensibles à la vibration. Pour les mélanges complexes, on a ajouté une sixième classe comprise entre  $80 \mu\text{m}$  et  $0,5 \text{ mm}$ , afin d'accroître l'étendue granulaire totale, ce qui permettait d'avoir des valeurs de compacité plus élevées et plus discriminantes d'un mélange à l'autre. L'aspect des particules des classes élémentaires apparaît à la figure 3 pour les granulats roulés, et à la figure 4 pour les concassés. Les caractéristiques de ces classes sont données dans les tableaux I et II.

## Mode opératoire

La technique de réalisation des mélanges et de mesure de compacité a été mise au point par Muriel Cintré, stagiaire CNRS au laboratoire de Blois [10].

Après pesée des différentes classes granulaires, sélectionnées de façon à obtenir un échantillon de 7 kg, on procédait à une *homogénéisation*.

Pour les mélanges binaires de rapport 2 ou 4, les grains étaient placés dans une machine Deval (norme P 18 577), équipée d'un pot modifié, soumis à une rotation autour d'un axe oblique par rapport à son axe de symétrie, pendant une durée

Fig. 3 - Granulats roulés utilisés dans les expériences réalisées au Laboratoire régional de Blois.

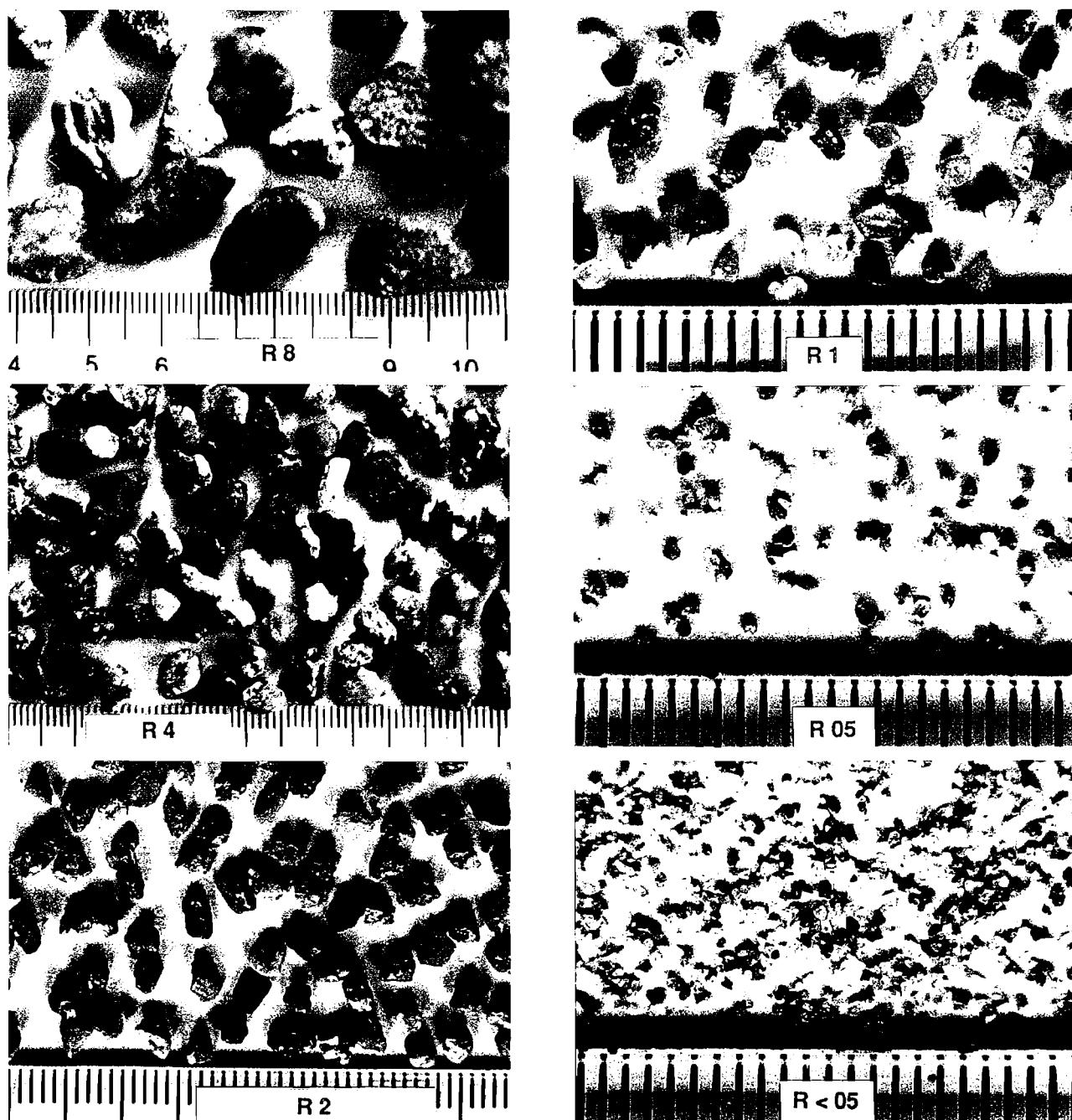


TABLEAU I

Caractéristiques des classes granulaires élémentaires.

Granulats roulés. Les compacités « régressées » correspondent aux moyennes des valeurs obtenues par régression linéaire, pour chaque mélange binaire utilisant la classe considérée

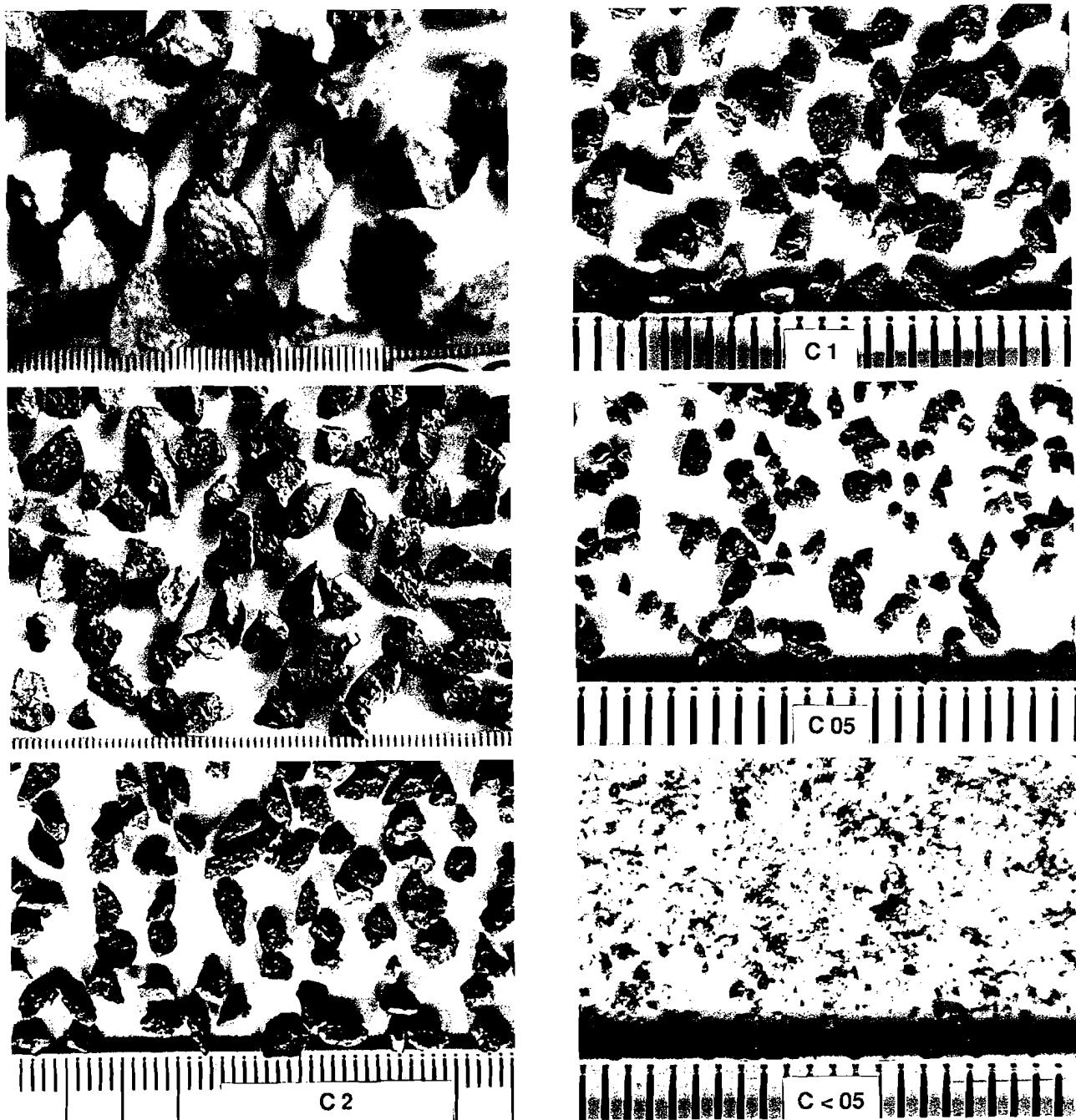
Nom	$d_{\min}$ (mm)	$d_{\max}$ (mm)	Compacité	Compacité régressée
R < 05	0,08	0,5	0,593	—
R05	0,5	0,63	0,592	0,594
R1	1	1,25	0,609	0,613
R2	2	2,5	0,616	0,620
R4	4	5	0,6195	0,629
R8	8	10	0,628	0,632

TABLEAU II

Caractéristiques des classes granulaires élémentaires.  
Granulats concassés

Nom	$d_{\min}$ (mm)	$d_{\max}$ (mm)	Compacité	Compacité régressée
C < 05	0,08	0,5	0,630	—
C05	0,5	0,63	0,516	0,523
C1	1	1,25	0,507	0,528
C2	2	2,5	0,529	0,525
C4	4	5	0,537	0,557
C8	8	10	0,572	0,585

Fig. 4 - Granulats concassés utilisés dans les expériences réalisées au Laboratoire régional de Blois.



de 2 min correspondant à 66 tours. Le pot était constitué d'un cylindre de diamètre 160 mm, de longueur 320 mm, et était muni d'une rallonge de même diamètre et de 160 mm de longueur. Après démontage, ce cylindre servait à effectuer la mesure de compacité sans transvasement des matériaux. Pour les mélanges binaires de rapport 8 ou 16, jugés plus « ségrégables », on procédait à une homogénéisation manuelle, en couches horizontales dans un bac plat, suivie d'une reprise par tranches verticales pour le remplissage par couches du cylindre d'essai. Enfin, pour les mélanges ternaires et continus (cf. partie II de l'article), les

deux techniques étaient successivement utilisées (mélange manuel puis passage en machine Deval). On verra d'ailleurs que la ségrégation n'a pu être toujours évitée pour ces derniers mélanges.

Le cylindre contenant les granulats était ensuite fermé par un piston métallique pesant 20 kg, appliquant une compression moyenne de 10 kPa sur la partie supérieure de l'échantillon. Puis l'ensemble cylindre-piston était fixé sur une table vibrante (constituée par une machine à tamiser), et soumis à trois séquences de vibration : 2 minutes à l'amplitude 0,4 mm, 40 s à l'amplitude 0,2 et 1 min à

l'amplitude 0,08 mm. La hauteur de l'échantillon était enregistrée en continu pendant la phase de vibration à l'aide d'un télémètre à ultrasons, donnant une précision égale à 1/100 de mm. Le processus de vibration a été choisi de façon à ne pas trop privilégier une classe granulaire par rapport aux autres (la réponse en vibration dépend, pour une classe considérée, de la fréquence) et aussi pour obtenir une mesure en un temps raisonnable. En effet, on n'observe guère de stabilisation de la hauteur de l'échantillon dans une telle expérience, ce qui confirme que la compacité n'est pas une grandeur intrinsèque, mais relative au mélange et au mode opératoire adopté (fig. 5). La compacité du mélange était calculée en divisant la masse de l'échantillon par sa masse volumique absolue (calculée comme combinaison linéaire des masses volumiques élémentaires) et par le volume total, produit de la section par la hauteur de l'échantillon en fin d'essai. Chaque valeur expérimentale retenue était la moyenne de deux mesures successives, effectuées sur les mêmes granulats. Entre les deux mesures, le cylindre était vidé, le mélange tamisé et reconstitué en suivant à nouveau l'intégralité du mode opératoire décrit ci-dessus.

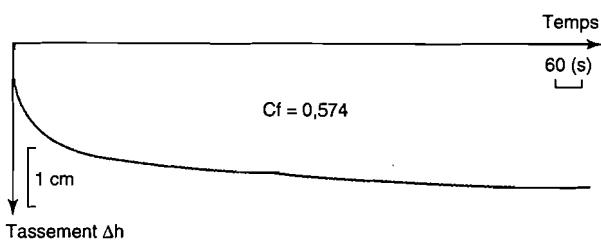


Fig. 5 - Courbe typique compacité en fonction du temps, pendant la vibration d'un échantillon [10].

### Compacité des classes unimodales

Elles apparaissent aux tableaux I et II. Pour les deux familles de granulats, les évolutions sont croissantes en fonction de la taille des grains. Ceci est dû, en partie peut-être, à des différences de forme, mais surtout au fait que la vibration est plus efficace sur des gros grains que sur des petits, du fait du moindre nombre de contacts rapporté au volume du mélange. À même taille, les granulats roulés sont plus compacts que les concassés. Enfin, il ne semble pas exister de loi simple et universelle décrivant l'évolution de la compacité en fonction du diamètre moyen.

### Étalonnage du modèle

#### Mesures de compacité de mélanges binaires

L'examen de la littérature [4] avait montré que l'hypothèse selon laquelle les coefficients d'interaction ne dépendent que du rapport des tailles n'était qu'une approximation commode. Il était donc important de réaliser des mélanges binaires aux deux extrêmes du spectre des tailles, du côté des gros, puis des petits grains. Pour le plus grand rapport seulement, on ne pouvait réaliser qu'un mélange binaire par famille.

Pour chaque mélange, on s'attendait à ce que la variation de la compacité soit plus rapide du côté des gros dominants (petits pourcentages de grains fins) que du côté des petits dominants. C'est pourquoi on a choisi *a priori* des proportions de petits grains par incrément successifs de 5 % entre 0 et 30 %, puis de 10 % entre 30 et 100 %. Les valeurs obtenues sont récapitulées aux tableaux III et IV, et sur les figures 6 et 7. Sur ces diagrammes, on cons-

TABLEAU III  
Compacités des mélanges binaires de granulats roulés

% petit	R8R05		R8R1		R4R05		R8R2		R2R05		R8R4		R1R05	
	C exp	C théo	C exp	C théo	C exp	C théo	C exp	C théo						
0	0,628	0,632	0,628	0,632	0,6195	0,629	0,628	0,632	0,616	0,62	0,628	0,632	0,609	0,613
5	0,657	0,6553	0,6545	0,6524	0,645	0,6489	0,653	0,648	0,635	0,6354	0,6375	0,6419	0,624	0,622
10	0,6865	0,6796	0,6795	0,6735	0,6715	0,6696	0,682	0,6643	0,663	0,651	0,643	0,6517	0,633	0,631
15	0,71	0,7045	0,707	0,695	0,689	0,6905	0,697	0,6807	0,678	0,6667	0,654	0,6611	0,64	0,6397
20	0,729	0,7286	0,724	0,7159	0,706	0,7107	0,714	0,6964	0,692	0,6819	0,66	0,6701	0,656	0,6478
25	0,754	0,7486	0,742	0,7343	0,7265	0,7283	0,7235	0,7106	0,708	0,6955	0,663	0,678	0,666	0,655
30	0,758	0,7595	0,748	0,747	0,7485	0,7397	0,728	0,7214	0,718	0,7058	0,6595	0,6845	0,6705	0,6608
40	0,753	0,7503	0,7285	0,7476	0,736	0,7369	0,723	0,7274	0,708	0,7103	0,6565	0,6911	0,6635	0,666
50	0,7385	0,7241	0,7095	0,7285	0,725	0,7152	0,705	0,716	0,693	0,6968	0,6535	0,6887	0,6545	0,6617
60	0,7165	0,6955	0,6965	0,7045	0,7	0,6894	0,689	0,6978	0,67	0,6766	0,649	0,68	0,644	0,651
70	0,68	0,6677	0,677	0,6801	0,6745	0,6636	0,671	0,6778	0,656	0,6551	0,6445	0,6684	0,636	0,6375
80	0,652	0,6414	0,6585	0,6565	0,648	0,639	0,646	0,6579	0,633	0,6338	0,638	0,6555	0,6215	0,623
90	0,6195	0,6169	0,635	0,6341	0,614	0,6158	0,632	0,6385	0,613	0,6134	0,629	0,6422	0,61	0,6084
100	0,592	0,594	0,609	0,613	0,592	0,594	0,616	0,62	0,592	0,594	0,6195	0,629	0,592	0,594

TABLEAU IV  
Compacités des mélanges binaires de granulats concassés

%	C8C05		C8C1		C4C05		C8C2		C2C05		C8C4		C1C05	
	C exp	C théo												
0	0,572	0,585	0,572	0,585	0,537	0,557	0,572	0,585	0,529	0,525	0,572	0,585	0,507	0,528
5	0,62	0,6065	0,613	0,6033	0,591	0,575	0,597	0,5986	0,54	0,539	0,5825	0,5934	0,527	0,5365
10	0,642	0,6291	0,646	0,6224	0,6185	0,5939	0,611	0,6126	0,552	0,5535	0,5875	0,6018	0,532	0,5452
15	0,676	0,6526	0,6755	0,642	0,638	0,6136	0,625	0,6265	0,5515	0,5685	0,588	0,61	0,545	0,5538
20	0,705	0,6761	0,699	0,6615	0,669	0,6337	0,634	0,6401	0,566	0,5839	0,592	0,6177	0,552	0,5623
25	0,731	0,6972	0,7215	0,6792	0,693	0,6532	0,643	0,6523	0,573	0,5993	0,5955	0,6246	0,5485	0,5705
30	0,7365	0,7103	0,7245	0,6919	0,711	0,6697	0,651	0,6614	0,594	0,6138	0,594	0,6303	0,555	0,5779
40	0,723	0,6995	0,7025	0,6887	0,691	0,6772	0,643	0,6622	0,588	0,6328	0,5875	0,6352	0,556	0,588
50	0,6941	0,6677	0,6705	0,6625	0,667	0,655	0,6335	0,6431	0,582	0,6271	0,587	0,6301	0,549	0,5879
60	0,6585	0,6343	0,638	0,6325	0,64	0,6261	0,6245	0,6181	0,579	0,6077	0,587	0,6181	0,546	0,5788
70	0,616	0,6028	0,611	0,6034	0,603	0,5975	0,5975	0,5928	0,568	0,5855	0,572	0,6033	0,5425	0,5657
80	0,583	0,5738	0,5965	0,5762	0,571	0,5707	0,5695	0,5687	0,5555	0,5635	0,564	0,5877	0,537	0,5515
90	0,5655	0,5473	0,5435	0,5511	0,545	0,5459	0,5435	0,5461	0,534	0,5427	0,553	0,5722	0,53	0,5371
100	0,516	0,523	0,507	0,528	0,516	0,523	0,529	0,525	0,516	0,523	0,537	0,557	0,516	0,523

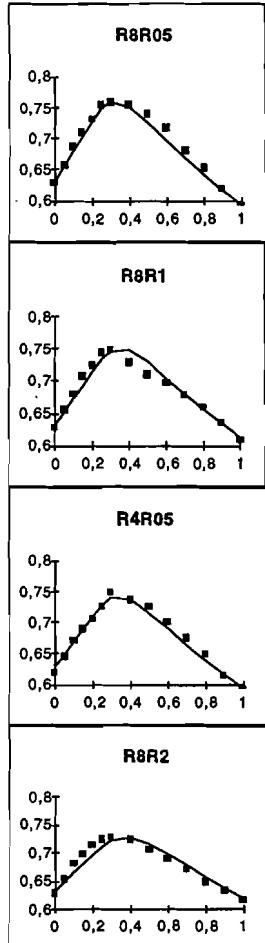


Fig. 6 - Mélanges binaires de granulats roulés. Points expérimentaux et lissages fournis par le modèle de suspension solide. Compacité en fonction de la proportion de petits grains.

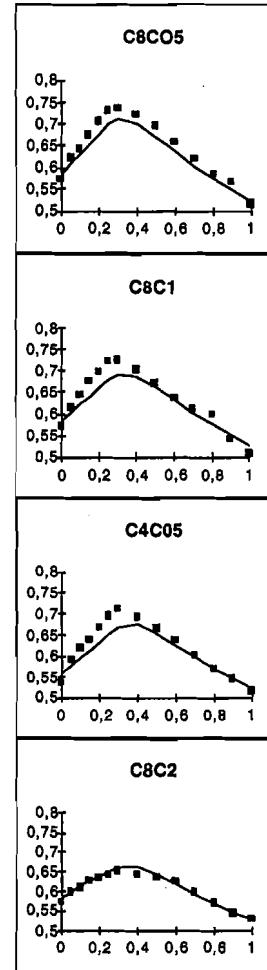


Fig. 7 - Mélanges binaires de granulats concassés. Points expérimentaux et lissages fournis par le modèle de suspension solide. Compacité en fonction de la proportion de petits grains.

tate que si le rapport des tailles est bien le paramètre principal contrôlant « l'affinité de remplissage » de deux classes, des disparités importantes apparaissent pour des couples de même étendue.

### Obtention de points expérimentaux pour les compacités propres et pour les coefficients d'interaction

Les compacités propres expérimentales des classes unimodales correspondent, en principe, au résultat des mesures sur les classes pures (points extrêmes dans les mélanges binaires). Cependant, à l'examen des différents mélanges binaires, on constate que les compacités propres obtenues par régression linéaire sont presque systématiquement plus fortes que les valeurs expérimentales. C'est probablement une manifestation du phénomène d'*attrition*. En effet, comme dit plus haut, les mêmes granulats ont été utilisés pour les diverses mesures, de sorte que durant les passages successifs dans la machine Deval et dans le moule vibré, une certaine usure est apparue, diminuant la rugosité des grains et augmentant leur propension à s'empiler. On remarqua ainsi une production de fines pendant les essais. Le phénomène fut d'ailleurs beaucoup plus marqué pour les granulats concassés, et jette malheureusement un discrédit sur l'ensemble des mesures réalisées avec cette famille, comme on le verra dans la suite de l'étude.

Chaque mélange binaire de classes pures fournit donc un point expérimental pour chacun des deux coefficients d'interaction  $a$  et  $b$ . En s'intéressant à la relation entre indice des vides (2) et proportion volumique de petits grains, on constate que la courbe a l'allure de deux droites raccordées par une partie courbe, droites dont les pentes expriment directement l'interaction granulaire entre les classes (fig. 8). Dans le cas d'une viscosité de référence infinie, lorsque compacités réelles et virtuelles sont confondues, on montre facilement, à partir des équations du modèle, les égalités suivantes :

$$a_{12} = \alpha_2 \left( \left| \frac{\partial e}{\partial y_2} \right|_{y_2=1} + 1/\alpha_1 \right) \quad (24)$$

$$b_{21} = \frac{1/\alpha_2 - 1 - \left| \frac{\partial e}{\partial y_2} \right|_{y_2=1}}{1/\alpha_1 - 1}$$

Dans le cas général, pour une viscosité de référence quelconque, un dépouillement rigoureux des courbes binaires pour identifier les valeurs des fonctions d'interaction conduirait à des calculs très lourds. Heureusement, pour les grandes valeurs de visco-

(2) On rappelle que l'indice des vides correspond au rapport entre volume des vides et volume solide dans un mélange granulaire. On a évidemment  $e = 1/c - 1$ .

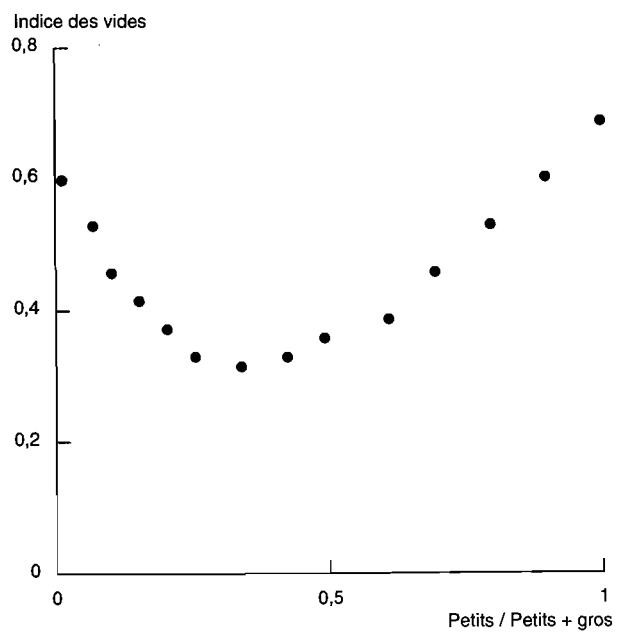


Fig. 8 - Dépouillement des courbes binaires. Indice des vides en fonction de la proportion de petits grains.

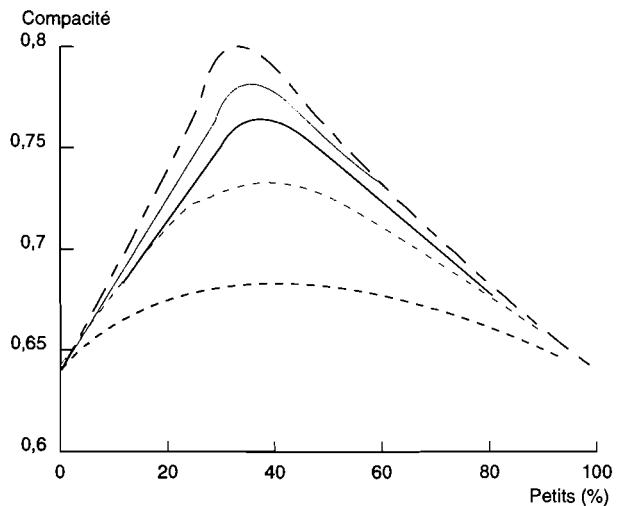


Fig. 9 - Compacité théorique d'un mélange binaire de sphères de tailles respectives 1 et 8 (unités arbitraires), pour des compacités propres expérimentales constantes (égales à 0,64) et des viscosités relatives variables (de la plus haute à la plus basse :  $10^{20}$  -  $10^9$  -  $1,36 \cdot 10^5$  -  $10^3$  - 50).

TABLEAU V  
Valeurs de la fonction  $a$  d'effet de desserrement

$d_1/d_2$	16	8	8	4	4	2	2
roulés	R8R05	R8R1	R4R05	R8R2	R2R05	R8R4	R1R05
	0,26	0,31	0,50	0,63	0,46	0,71	0,66
	C8C05	C8C1	C4C05	C8C2	C2C05	C8C4	C1C05
$a$	0,21	0,14	0,31	0,50	0,67	0,77	0,72

TABLEAU VI  
Valeurs de la fonction  $b$  d'effet de paroi

$d_1/d_2$	16	8	8	4	4	2	2
roulés	R8R05	R8R1	R4R05	R8R2	R2R05	R8R4	R1R05
	-0,05	0,30	0,08	0,33	0,33	0,65	0,56
	C8C05	C8C1	C4C05	C8C2	C2C05	C8C4	C1C05
$b$	-0,03	0,28	0,05	0,11	0,47	0,68	0,70

sité, qui correspondent aux empilements serrés, l'expérience numérique montre que les courbes binaires admettent des tangentes à peu près identiques à celles du modèle à viscosité infinie (fig. 9). Il est donc légitime, vu la dispersion des valeurs expérimentales, d'appliquer les formules ci-dessus. Les points obtenus apparaissent aux tableaux V et VI.

### Lissage

Sur les figures 10 et 11, on a affiché les points expérimentaux en fonction du rapport des tailles de grains. On constate que les coefficients d'interaction augmentent avec le rapport  $d_2/d_1$ , ce qui est conforme à la théorie. Ils semblent aussi, à première vue, dépendre d'autres paramètres. Pourtant, il n'y a pas de classement systématique entre granulats roulés et concassés, ou encore entre granulats grossiers ou fins (cas des mélanges 4/8 mm comparés aux mélanges 0,5/1 mm). Par ailleurs, il faut savoir que les tamis utilisés dans les matériaux de génie civil souffrent de certains défauts (défauts initiaux ou résultant de l'usure exercée par les granulats). Ainsi, le rapport réel de taille entre des classes de rapport théorique égal à 1/2 peut sans doute varier entre 0,4 et 0,6, de sorte qu'une analyse plus poussée de la répartition en taille des différentes classes conduirait probablement à des translations horizontales des différents points expérimentaux sur les figures 8 et 9. C'est pourquoi la dispersion des points expérimentaux autour des courbes de lissage n'est pas forcément le signe de l'influence d'un paramètre caché, lié, par exemple, à la forme des grains.

Cette hypothèse d'erreur sur les tailles n'explique cependant pas les deux valeurs *négatives* de la fonction b, obtenues dans les mélanges R8/R05 et C8/C05. Pour ces couples de grains, du côté des « petits dominants », la compacité évolue plus vite que dans le cas sans interactions. En d'autres termes, les petits grains subissent un « anti-effet de paroi ». Tout se passe comme si la compacité propre des petits grains était plus élevée en présence de quelques gros grains, que dans le cas où les petits grains sont empilés isolément. En fait, cette constatation renvoie à l'effet de la vibration sur le compactage. Très probablement, les gros grains isolés ont servi, en quelque sorte, de vibrateurs internes pour le mélange des petits grains [11]. Au niveau du lissage, on a choisi de négliger ce phénomène, désirant garder un modèle le plus général possible, et s'appliquant éventuellement à des mélanges non vibrés (*cf.* article II, p. 00).

Les points expérimentaux des coefficients d'interaction s'alignent assez bien sur les courbes décrites par les équations simples suivantes :

$$a_{ij} = \sqrt{d_j / d_i}$$

$$b_{ij} = d_i / d_j .$$

Avec ces fonctions d'interaction, identiques pour tous les granulats testés, on lisse les valeurs expérimentales des mélanges binaires avec une erreur moyenne en valeur absolue égale à 0,0083 pour les granulats roulés, et à 0,0187 pour les mélanges concassés. Par comparaison, les moyennes des écart-

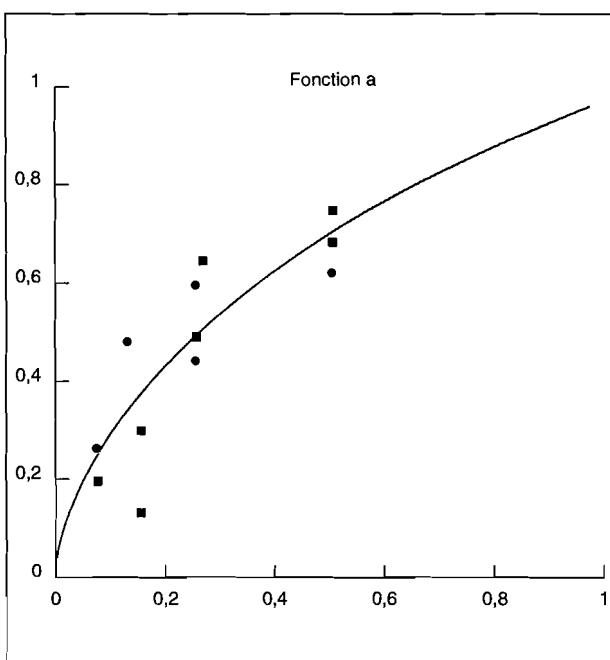


Fig. 10 - Lissage de la fonction a décrivant l'interaction binaire de type « effet de desserrement ». Valeurs de a en fonction du rapport  $d_2/d_1$ . Les cercles correspondent aux granulats roulés, et les carrés aux granulats concassés.

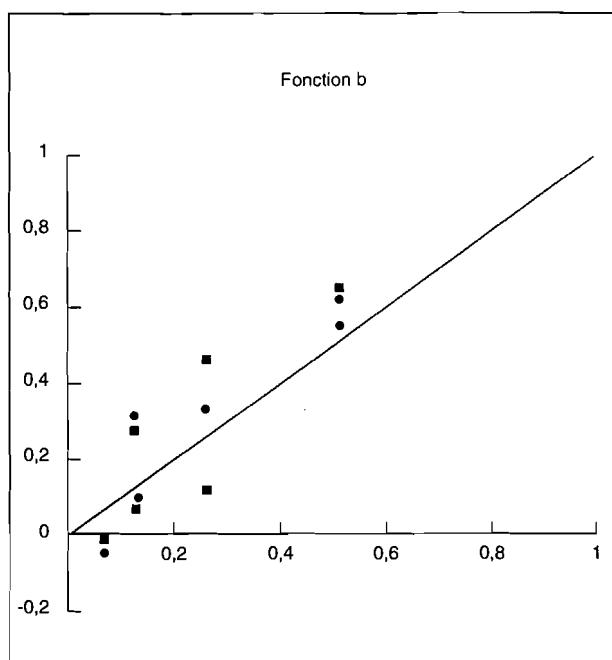


Fig. 11 - Lissage de la fonction b décrivant l'interaction binaire de type « effet de desserrement ». Valeurs de b en fonction du rapport  $d_2/d_1$ . Les cercles correspondent aux granulats roulés, et les carrés aux granulats concassés.

types *internes* des mesures de compacité, caractérisant leur reproductibilité, sont respectivement de 0,0026 (roulés) et 0,0078 (concassés). On peut donc raisonnablement penser que la meilleure qualité du lissage obtenue pour les granulats roulés provient de la stabilité des matériaux, plutôt que d'une meilleure adaptation du modèle, dans ses fondements théoriques et dans les valeurs des coefficients, aux granulats de forme quasi-sphérique.

Il reste à présent à évaluer la précision du modèle sur d'autres mesures de mélanges binaires, et sur des mélanges multimodaux. Il importe notamment de voir dans quelle mesure le modèle peut traiter, avec les fonctions d'interaction déterminées dans le présent article, des matériaux de morphologie différente. Si tel n'était pas le cas, l'intérêt pratique du modèle disparaîtrait, étant donné la lourdeur des expériences nécessaires à son étalonnage.

---

#### RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- [1] FERET R. (1894), *Compacité des mortiers hydrauliques*, Annales P. et Ch.
  - [2] CUMBERLAND D.J., CRAWFORD R.J. (1987), *The Packing of Particles*, J.C. Williams and T. Allen ed., Elsevier.
  - [3] STOVALL T., de LARRARD F., BUIL M. (1986), *Linear Packing Density Model of Grain Mixtures. Powder Technology*, vol. **48**, 1, sept.
  - [4] de LARRARD F. (1988), *Formulation et propriétés des bétons à très hautes performances*, Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Rapport de Recherche des LPC, **149**, mars.
  - [5] de LARRARD F., BUIL M. (1987), Granularité et Compacité dans les matériaux de Génie Civil, *Matériaux et Construction, RILEM*, vol. **20**, pp. 117-126, mars-avr.
  - [6] CAQUOT A. (1937), *Rôle des matériaux inertes dans le béton*, Mémoire de la Société des Ingénieurs Civils de France.
  - [7] MOONEY M. (1951), The viscosity of concentrated suspensions of spherical particles, *Journal of Colloids and Interface Science*, vol. **6**, p. 162.
  - [8] EINSTEIN A. (1906), Investigation on the theory of Brownian movement, *Annalen Der Physik*, vol. **4**, 19, pp. 289-306.
  - [9] de LARRARD F., SEDRAN T. (1994), Optimization of Ultra-High Performance Concrete by Using a Packing Model, *Cement and Concrete Research*, vol. **24**, 6, pp. 997-1009.
  - [10] CINTRE M. (1988), *Recherche d'un mode opératoire de mesure de compacité de mélanges vibrés à sec de classes élémentaires de granulats*, Rapport LRPC de Blois, janv.
  - [11] AÏTCIN P.-C., ALBINGER J.-M. (1989), Les Bétons à Hautes Performances - Expériences nord-américaine et française, *Annales de l'ITBTP*, **473**, mars-avr., p. 149.
-

### **2.3.2. Validation. Cas des mélanges confinés [14]**

# Prévision de la compacité des mélanges granulaires par le modèle de suspension solide

## II - Validation Cas des mélanges confinés

Thierry SEDRAN  
Ingénieur TPE

Section Formulation et mise en œuvre

François de LARRARD  
Docteur ENPC

Chef de la section Formulation et mise en œuvre

Division Béton et ciment pour ouvrages d'art  
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Daniel ANGOT  
Assistant

Section Bétons ouvrages d'art  
Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Blois

### RÉSUMÉ

Dans ce deuxième article, la validation du modèle de suspension solide est effectuée par comparaison prévisions/expérience portant sur des mélanges divers, étant donné :

- l'origine des résultats : originaux ou tirés de la littérature ;
- la distribution granulaire : mélanges binaires, ternaires, granularités discontinues à six classes, granularités continues de grande étendue ;
- le type de grains : billes de verre, granulats roulés ou concassés ;
- le mode de mise en place des mélanges : simplement versés, piqués, vibrés et compactés.

L'erreur du modèle est en général inférieure à 1 % en valeur absolue. De plus, on montre que l'on peut étendre le modèle au cas des mélanges confinés dans de petits récipients. On conclut sur les perspectives d'emploi du modèle, qui sont grandes, notamment en formulation des matériaux granulaires de génie civil.

**MOTS CLÉS :** 36 - Compacité - Prévision - Mélange - Granulat - Modèle mathématique - Essai - Granulométrie (granularité) - Évaluation - Erreur - Roulé - Roche concassée - Perle de verre.

### Rappel

Le modèle de suspension solide est un modèle analytique, permettant un calcul théorique de la compacité d'un mélange granulaire à partir de caractéristiques des constituants (les compacités propres), des proportions du mélange et d'une grandeur qualifiant l'intensité du compactage, la viscosité relative de référence. Dans la première partie de cette étude, les fondements théoriques du modèle ont été présentés, et son étalonnage a été effectué grâce à des mesures de compacité de mélanges binaires, relatifs à deux familles de granulats (roulés et concassés). Dans cette deuxième partie, on s'attachera tout d'abord à valider le modèle en comparant prévisions et mesures sur plusieurs groupes de données, portant sur des mélanges binaires et multimodaux. Puis on montrera comment le modèle permet de traiter le cas des *mélanges confinés*, pour lesquels les dimensions du récipient ne sont pas nécessairement grandes devant la taille du plus gros grain du mélange.

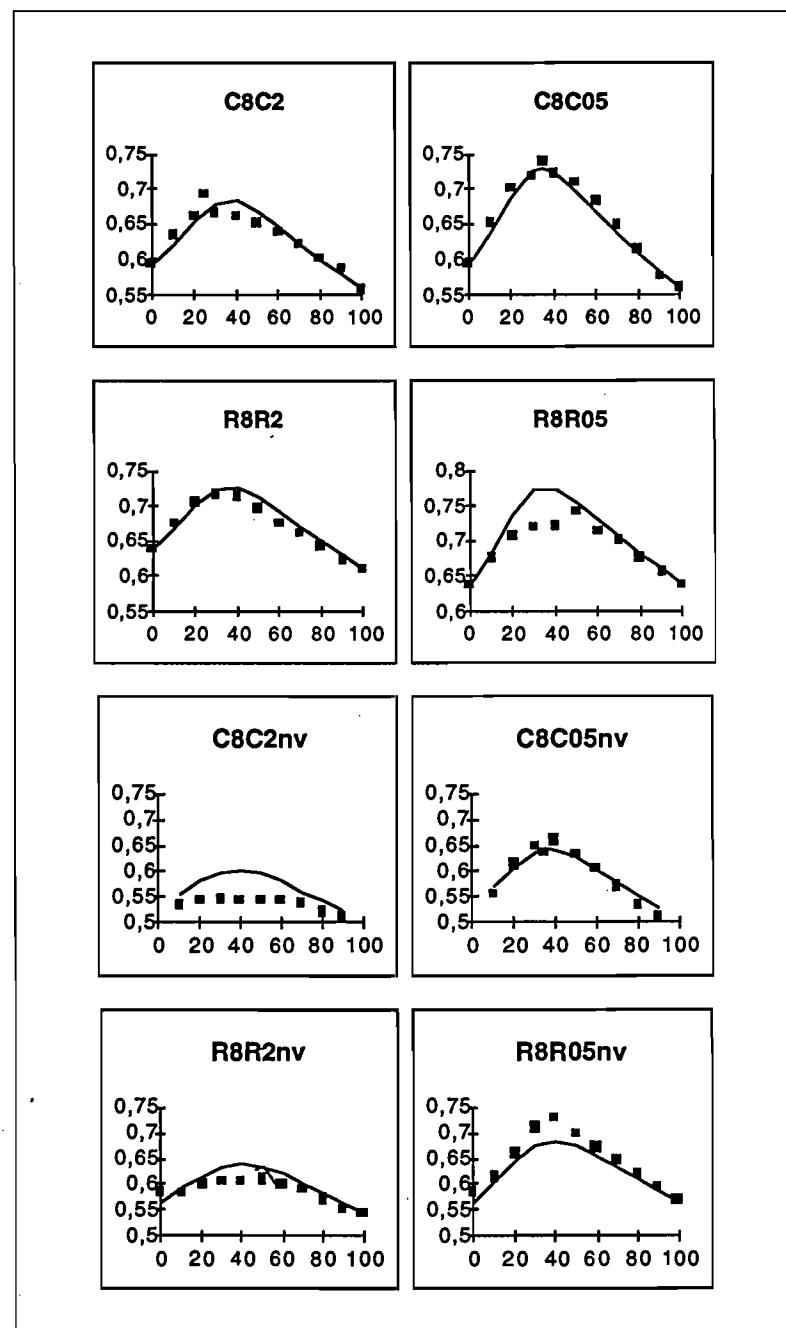
## Validation sur les mélanges du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC) de Blois

Outre les mélanges binaires déjà décrits dans le premier article, d'autres essais ont été entrepris au laboratoire de Blois. Des essais préliminaires sur mélanges binaires, mais utilisant d'autres sources de granulats, ont permis d'étudier le mode opératoire de mesure de compacité [1]. Puis on a réalisé une série de mélanges ternaires, en recherchant, pour les deux familles de granulats, la combinaison conduisant à la plus forte compacité. Enfin, des granularités continues, proches de celles qui sont couramment utilisées dans les formulations de béton hydraulique, ont fait également l'objet d'optimisations expérimentales.

## Expériences préliminaires sur mélanges binaires

Pour les résultats consignés sur la figure 1 et dans le tableau I, le mode de mélange et de versement dans le moule fut identique à celui adopté pour les mesures d'étalonnage relatées dans le premier article. Trois tranches granulaires, pour chaque famille, ont permis de réaliser quatre séries de mélanges binaires. Pour chaque mélange testé, une première mesure a été effectuée sur le mélange *non vibré*. Puis un processus de vibration a été appliqué, légèrement différent de celui adopté pour tous les essais ultérieurs (soit une minute de plus pour la première séquence, à l'amplitude 80). Après la vibration, une seconde mesure était prise, caractéristique du mélange serré.

**Fig. 1 -**  
Mélanges binaires de Cintré.  
Compacité en fonction de la  
proportion de grains fins.  
nv : mélanges non vibrés.



**TABLEAU I**  
**Mélanges binaires de Cintré [1]. Compacités expérimentales et théoriques**

	% fin	Vibré		Non vibré	
		Cthéo	Cexp	Cthéo	Cexp
<b>C8C2</b>	0	0,593	0,593	-	-
	10	0,6225	0,633	0,556	0,535
	20	0,6524	0,66	0,5795	0,542
	25	0,666	0,692	-	-
	30	0,6768	0,665	0,5975	0,546
	40	0,6822	0,66	0,6038	0,544
	50	0,6674	0,65	0,5967	0,5415
	60	0,6454	0,638	0,581	0,542
	70	0,6222	0,62	0,5617	0,536
	80	0,5996	0,601	0,5417	0,522
	90	0,5782	0,588	0,5219	0,5085
	100	0,558	0,558	-	-
<b>C8C05</b>	0	0,593	0,593	-	-
	10	0,6386	0,651	0,569	0,557
	20	0,6876	0,701	0,607	0,612
	30	0,726	0,717	0,6359	0,649
	35	0,7297	0,739	0,642	0,638
	40	0,7227	0,721	0,6414	0,66
	50	0,6956	0,71	0,6258	0,631
	60	0,6652	0,682	0,6016	0,604
	70	0,6357	0,648	0,5755	0,571
	80	0,6082	0,615	0,5501	0,535
	90	0,5826	0,577	0,5261	0,508
	100	0,559	0,559	-	-
<b>R8R2</b>	0	0,637	0,637	0,5662	0,584
	10	0,6686	0,676	0,5919	0,58
	20	0,6994	0,705	0,6155	0,598
	30	0,722	0,715	0,6325	0,607
	40	0,7247	0,714	0,638	0,607
	50	0,7109	0,697	0,6315	0,61
	60	0,6911	0,676	0,6175	0,599
	70	0,6701	0,661	0,6	0,59
	80	0,6492	0,641	0,5815	0,572
	90	0,6291	0,623	0,5629	0,5525
	100	0,61	0,61	0,5448	0,544
<b>R8R05</b>	0	0,637	0,637	0,5662	0,583
	10	0,6861	0,676	0,6059	0,611
	20	0,7375	0,707	0,6448	0,66
	30	0,7746	0,719	0,6736	0,709
	40	0,7742	0,721	0,6816	0,728
	50	0,754	0,742	0,6713	0,699
	60	0,7295	0,714	0,6524	0,672
	70	0,7048	0,7	0,6306	0,645
	80	0,681	0,674	0,6085	0,619
	90	0,6584	0,656	0,5869	0,593
	100	0,637	0,637	0,5662	0,567

Ces dernières mesures ont été simulées par le modèle, en se basant sur les compacités des tranches monodimensionnelles, et sur une viscosité de référence égale à celle prise pour les mesures d'étalonnage, soit 136 000. À part quelques points erratiques du mélange R8R05, le lissage est assez satisfaisant, y compris pour les granulats concassés (écart moyen en valeur absolue égal à 1,1 %).

Pour les mélanges non vibrés, on a gardé les mêmes valeurs de compacité propre virtuelle, et on a seulement diminué la viscosité de référence, jusqu'à une valeur de 460. La qualité de la prévision reste raisonnable (écart moyen égal à 1,9 %), ce qui montre que le modèle peut convenir pour des matériaux faiblement compactés. La précision du modèle diminue notamment en raison de la moins bonne reproductibilité des mesures.

TABLEAU II  
Mélanges ternaires de granulats roulés  
(essais LRPC de Blois).  
Compacités expérimentales et théoriques

% R < 05	% R1	% R8	Cthéo	Cexp
25	0	75	0,761	0,752
30	0	70	0,7741	0,753
22	10	68	0,7864	0,7715
27	10	63	0,7904	0,777
32	10	58	0,782	0,764
37	10	53	0,7681	0,756
42	10	48	0,7524	0,738
12	20	68	0,7809	0,767
17	20	63	0,7959	0,7745
22	20	58	0,7982	0,779
27	20	53	0,7902	0,7815
32	20	48	0,7768	0,7735
37	20	43	0,7613	0,76
42	20	38	0,7451	0,7455
17	25	58	0,7964	0,791
22	25	53	0,7943	0,7945
27	25	48	0,7851	0,7845
12	30	58	0,7867	0,781
17	30	53	0,7898	0,7825
22	30	48	0,7865	0,7835
27	30	43	0,7777	0,776
32	30	38	0,7652	0,761
37	30	33	0,7506	0,7465
39	31,5	29,5	0,7428	0,7355
17	35	48	0,7792	0,7715
22	35	43	0,7761	0,769

TABLEAU III  
Mélanges ternaires de granulats concassés  
(essais LRPC de Blois).  
Compacités expérimentales et théoriques

% R < 05	% R1	% R8	Cthéo	Cexp
22	10	68	0,7494	0,7748
27	10	63	0,771	0,7755
32	10	58	0,7798	0,7973
37	10	53	0,7769	0,7897
42	10	48	0,7678	0,7871
12	20	68	0,7306	0,7335
17	20	63	0,756	0,744
22	20	58	0,774	0,7522
27	20	53	0,7815	0,7765
32	20	48	0,7796	0,7876
37	20	43	0,7716	0,7862
42	20	38	0,7606	0,7812
17	30	53	0,753	0,7698
22	30	48	0,7611	0,769
27	30	43	0,7641	0,7745
32	30	38	0,7622	0,7784
37	30	33	0,756	0,7691
42	30	28	0,7468	0,7654
32	15	53	0,7822	0,7993

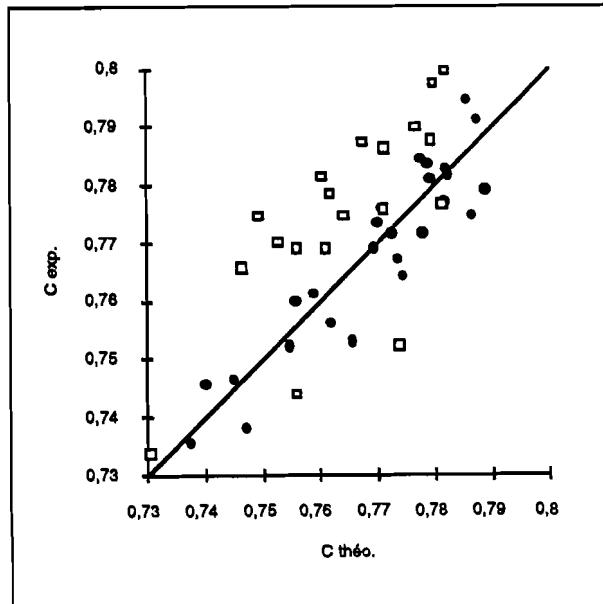


Fig. 2 - Mélanges ternaires. Comparaison prévisions/mesures (les cercles sont relatifs aux granulats roulés, et les carrés aux granulats concassés).

#### Mélanges ternaires (tableaux II et III, fig. 2)

Des simulations réalisées avec le modèle linéaire de compacité des mélanges granulaires avaient montré que, pour une étendue granulaire comparable à celle des matériaux de Blois, la compacité maximale devait être atteinte avec des mélanges

ternaires [2]. Ayant choisi *a priori* les classes < 05, 1 et 8, on a recherché, par approximations successives, le mélange le plus compact. Les granulométries des classes < 05, non fournies par les expérimentateurs, ont été déterminées comme suit : pour les roulés, on a pris une granulométrie typique d'un sable de rivière, alors que pour les concassés, généralement riches en fines, on s'est contenté de prendre une courbe linéaire en diagramme semi-logarithmique, entre les tamis de maille 0,08 et 0,5 millimètres.

Pour la série relative aux granulats roulés, le mélange 22-25-53 (proportions respectives des tranches granulaires, de la plus fine à la plus grossière) a permis d'atteindre une compacité optimale de 0,7945. Selon le modèle, l'optimum se situerait à 17-25-58, pour une valeur de 0,7964. Expérimentalement, la compacité pour cette combinaison est de 0,791. La différence par rapport à la valeur optimale (0,35 %) est inférieure à la

précision du modèle, qui est ici de 0,5 % en moyenne.

En ce qui concerne les granulats concassés, l'expérience et le modèle situent respectivement à 32-15-53 et à 30-16-54 l'optimum de compacité. Ceci constitue une bonne surprise, étant donné la moindre qualité du modèle pour cette famille de matériaux, qui se manifeste encore par une erreur moyenne de 1,4 %.

#### Granularités en loi de puissance (type Furnas) (tableaux IV et V, fig. 3)

Les granularités en loi de puissance ont toujours intéressé les chercheurs, et on peut montrer que, dans le cas où l'étendue granulaire ne serait limitée ni vers le haut, ni vers le bas, elles permettraient de maximiser la compacité [3]. On a donc calculé les proportions correspondant à différents exposants q, et l'on a comparé compacités théoriques et expérimentales.

TABLEAU IV  
Mélanges de granulats roulés type « Furnas » (essais LRPC de Blois).  
Compacités expérimentales et théoriques

<b>q</b>	<b>% R &lt; 05</b>	<b>% R05</b>	<b>% R1</b>	<b>%R2</b>	<b>%R4</b>	<b>% R8</b>	<b>Cthéo</b>	<b>Cexp</b>
0,1	32,4	13,9	14,9	16	17,1	5,7	0,7412	0,726
0,15	29,8	13,6	15,1	16,7	18,5	6,3	0,7485	0,735
0,2	27,2	13,2	15,2	17,4	20	7	0,756	0,74
0,25	24,8	12,8	15,2	18,1	21,5	7,6	0,7626	0,745
0,3	22,5	12,3	15,1	18,6	23	8,5	0,7691	0,75
0,35	20,3	11,8	15	19,2	24,4	9,3	0,7747	0,757
0,4	18,3	11,3	14,9	19,6	25,9	10	0,7792	0,754
0,45	16,5	10,7	14,7	20	27,3	10,8	0,7829	0,75
0,5	14,7	10,2	14,4	20,3	28,8	11,6	0,7857	0,7485
0,55	13,1	9,6	14,1	20,6	30,2	12,4	0,7873	0,745
0,6	11,7	9,1	13,7	20,8	31,5	13,2	0,7879	0,743

TABLEAU V  
Mélanges de granulats concassés type « Furnas » (essais LRPC de Blois).  
Compacités expérimentales et théoriques

<b>q</b>	<b>% C &lt; 05</b>	<b>% C05</b>	<b>% C1</b>	<b>% C2</b>	<b>%C4</b>	<b>% C8</b>	<b>Cthéo</b>	<b>Cexp</b>
0,1	32,4	13,9	14,9	16	17,1	5,7	0,7421	0,6832
0,15	29,8	13,6	15,1	16,7	18,5	6,3	0,7447	0,7
0,2	27,2	13,2	15,2	17,4	20	7	0,7468	0,6852
0,25	24,8	12,8	15,2	18,1	21,5	7,6	0,7477	0,6951
0,3	22,5	12,3	15,1	18,6	23	8,5	0,7483	0,6764
0,35	20,3	11,8	15	19,2	24,4	9,3	0,7474	0,6934
0,4	18,3	11,3	14,9	19,6	25,9	10	0,7456	0,7059
0,45	16,5	10,7	14,7	20	27,3	10,8	0,7432	0,6952
0,5	14,7	10,2	14,4	20,3	28,8	11,6	0,7398	0,6979
0,55	13,1	9,6	14,1	20,6	30,2	12,4	0,7358	0,6963
0,6	11,7	9,1	13,7	20,8	31,5	13,2	0,7317	0,6758

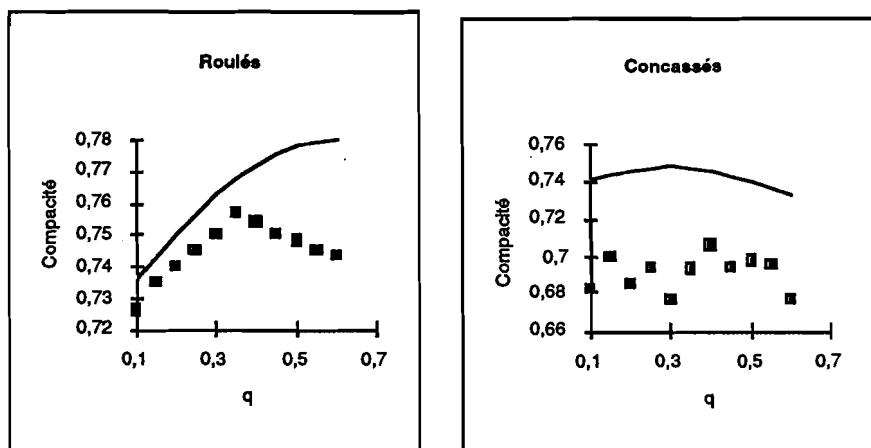


Fig. 3 - Mélanges de type « Furnas ». Comparaison prévisions/mesures.

En fait, ces distributions s'appliquent mal à des granularités discontinues, et conduisent à une sous-représentation de la classe la plus grossière. Les valeurs expérimentales obtenues sont faibles, parfois anarchiques (cas des concassés), et s'accordent médiocrement avec les prévisions du modèle (erreurs moyennes de 1,9 et 5,2 %, respectivement pour les roulés et pour les concassés). C'est le seul cas de discordance importante rencontré dans cette étude, pour lequel nous n'avons pas trouvé d'explication...

#### Granularités bi-linéaires en diagramme semi-logarithmique (type Dreux) (tableaux VI et VII, fig. 4)

Les granularités bi-linéaires sont parmi les plus utilisées pour les formules de béton. Dreux [4] a préconisé un point de brisure d'abscisse  $D/2$  (où

$D$  est le diamètre maximal des grains), et d'ordonnée  $q$  dépendant empiriquement d'un certain nombre de paramètres. On a donc réalisé des mélanges obéissant à cette répartition granulaire, en recherchant, pour chacune des deux familles, la valeur de  $q$  donnant la compacité la plus élevée. Cela revient en fait à réaliser un mélange binaire entre la tranche la plus grossière et une tranche fine constituée de toutes les classes inférieures. Ce problème s'apparente donc à la recherche de la proportion optimale de sable dans un mélange sable/gravillon.

Les essais montrent que, pour les deux familles considérées, la meilleure valeur de  $q$  est de 0,45. Le modèle est en accord avec l'expérience pour les roulés, et surestime la valeur optimale pour les concassés. Cependant, les optima sont relativement plats, et les performances du modèle satisfaisantes (erreurs respectives de 0,6 et 1,3 %).

TABLEAU VI  
Mélanges de granulats roulés type « Dreux » (essais LRPC de Blois).  
Compacités expérimentales et théoriques

q	% R < 05	% R05	% R1	% R2	% R4	% R8	Cthéo	Cexp
0,3	13,3	1,9	4,7	5	5	70,1	0,7642	0,766
0,35	15,5	2,2	5,5	5,9	5,9	65	0,7846	0,7865
0,4	17,7	2,5	6,3	6,7	6,7	60,1	0,7989	0,792
0,45	19,9	2,9	7,1	7,5	7,5	55,1	0,8055	0,8015
0,5	22,1	3,17	7,9	8,4	8,4	50,03	0,8051	0,792

TABLEAU VII  
Mélanges de granulats concassés type « Dreux » (essais LRPC de Blois).  
Compacités expérimentales et théoriques

q	% C < 05	% C05	% C1	% C2	% C4	% C8	Cthéo	Cexp
0,3	13,3	1,9	4,7	5	5	70,1	0,7123	0,7312
0,35	15,5	2,2	5,5	5,9	5,9	65	0,7354	0,7543
0,4	17,7	2,5	6,3	6,7	6,7	60,1	0,7562	0,7643
0,45	19,9	2,9	7,1	7,5	7,5	55,1	0,7734	0,7713
0,5	22,1	3,17	7,9	8,4	8,4	50,03	0,7844	0,7673

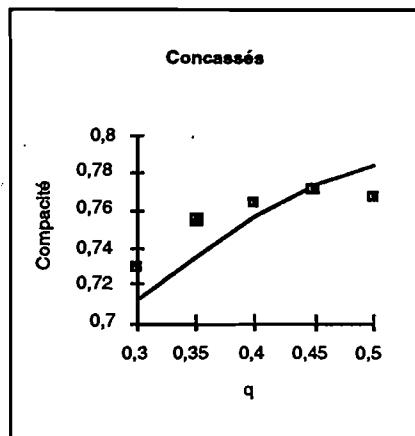
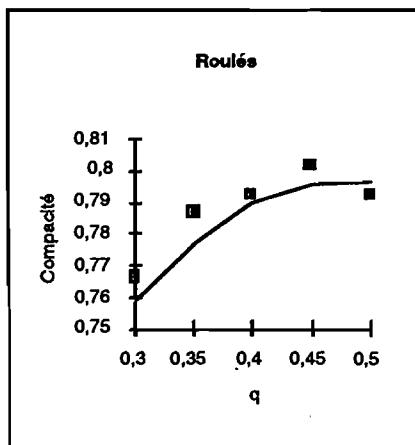


Fig. 4 - Mélanges de type « Dreux ». Comparaison prévisions/mesures.

Sur l'ensemble des expériences de Blois, on conclut que le modèle de suspension solide n'a pas démerité en passant des mélanges binaires aux mélanges complexes ; il permet bien de classer les mélanges entre eux, et d'approcher les différents optima avec une erreur faible devant l'étendue de variation des compacités expérimentales. Il importe à présent de voir dans quelle mesure ses performances se confirment, pour des matériaux et des modes opératoires différents.

## Validation sur des expériences tirées de la littérature

### Mesures de Joisel

En vue de proposer une méthode de composition de béton hydraulique, Joisel a fait procéder à un très grand nombre de mesures de compacité sur mélanges secs, et a pu ainsi fournir un ensemble de données expérimentales exceptionnel par sa richesse et par sa cohérence [5]. À partir d'un granulat roulé, six classes a-b-c-d-e-f ont été tamisées, limitées par des tamis en progression géométrique de raison 2, à partir de 0,2 mm (cf. tableau VII). Les mesures ont été effectuées après mélange à plat et versement dans un moule cubique de 14 cm d'arête, soumis à une vibration (*mais sans pression de confinement*) puis arasé et pesé.

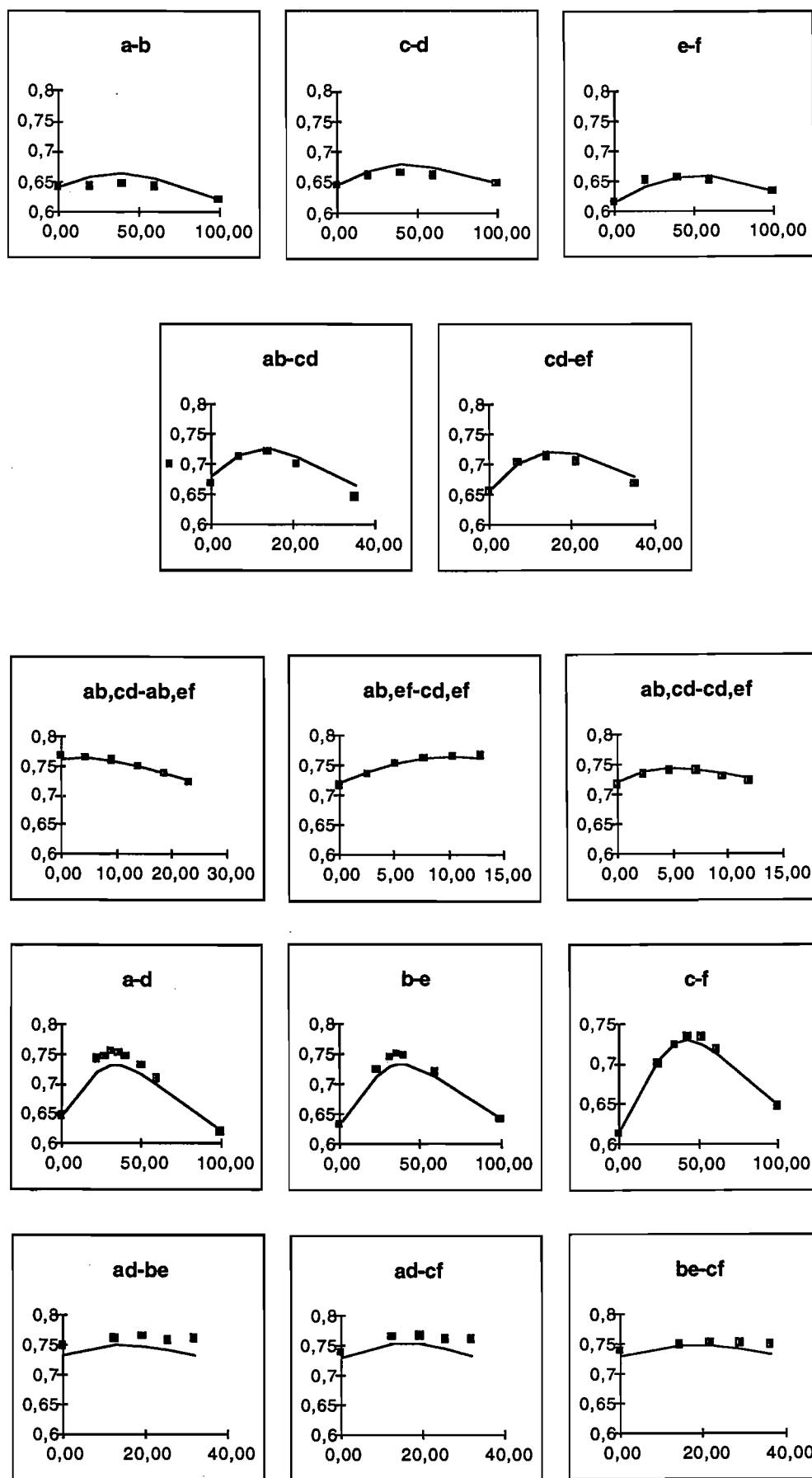
Recherchant lui aussi une distribution idéale, Joisel a tout d'abord parcouru les mélanges binaires élémentaires « x-y », d'où il a déduit le mélange binaire optimal « xy ». Une deuxième génération de mélanges binaires « xy-zt » fournissait un optimum local nommé « xy,zt ». Dans une troisième phase, on procédait encore à des mélanges « x,y,<sub>1</sub>z,<sub>1</sub>t,<sub>1</sub>-x,<sub>2</sub>y,<sub>2</sub>z,<sub>2</sub>t,<sub>2</sub> » permettant d'arriver à une granularité supposée proche de l'optimale. L'ensemble de cette démarche a été

suivi à partir de différentes combinaisons de tranches élémentaires. Enfin, une moyenne des différentes granularités de troisième génération était supposée fournir *la* distribution optimale. Ce processus a eu le mérite de fournir vingt-huit courbes binaires, correspondant à 165 valeurs expérimentales.

Pour la simulation de ces expériences, on s'est d'abord fixé une viscosité relative caractéristique du mode opératoire. Elle devait être logiquement comprise entre les deux valeurs prises pour les expériences de Blois, puisque Joisel avait vibré ses mélanges, sans exercer de pression sur la surface supérieure. Une valeur de 2 600 a paru adaptée. Les mesures sur les compacités des tranches élémentaires ont alors permis de caler des valeurs de compacité propre (tableau VIII). On pouvait alors mettre en oeuvre le modèle sur l'ensemble des données expérimentales. La qualité du lissage obtenu est étonnante (fig. 5, tableaux IX : erreur moyenne de 0,7 %, formes des courbes binaires et proportions des optima particulièrement fidèles. Encore n'a-t-on pas tenu compte d'un changement de tamis en cours d'expérience, relaté par Joisel, qui a conduit à des variations des compacités des classes élémentaires.

TABLEAU VIII  
Hypothèses de calcul prises en compte pour les classes granulaires élémentaires de Joisel [5]

Classes	a	b	c	d	e	f
$d_{\min}$ (mm)	0,2	0,4	0,8	1,6	3,2	6,4
$d_{\max}$ (mm)	0,4	0,8	1,6	3,2	6,4	12,8
$\alpha$	0,5798	0,6007	0,6084	0,6072	0,5926	0,5721



*Fig. 5 - Mélanges de Joisel.  
Comparaison prévisions/mesures.  
Compacité en fonction de la proportion  
du matériau le plus fin.*

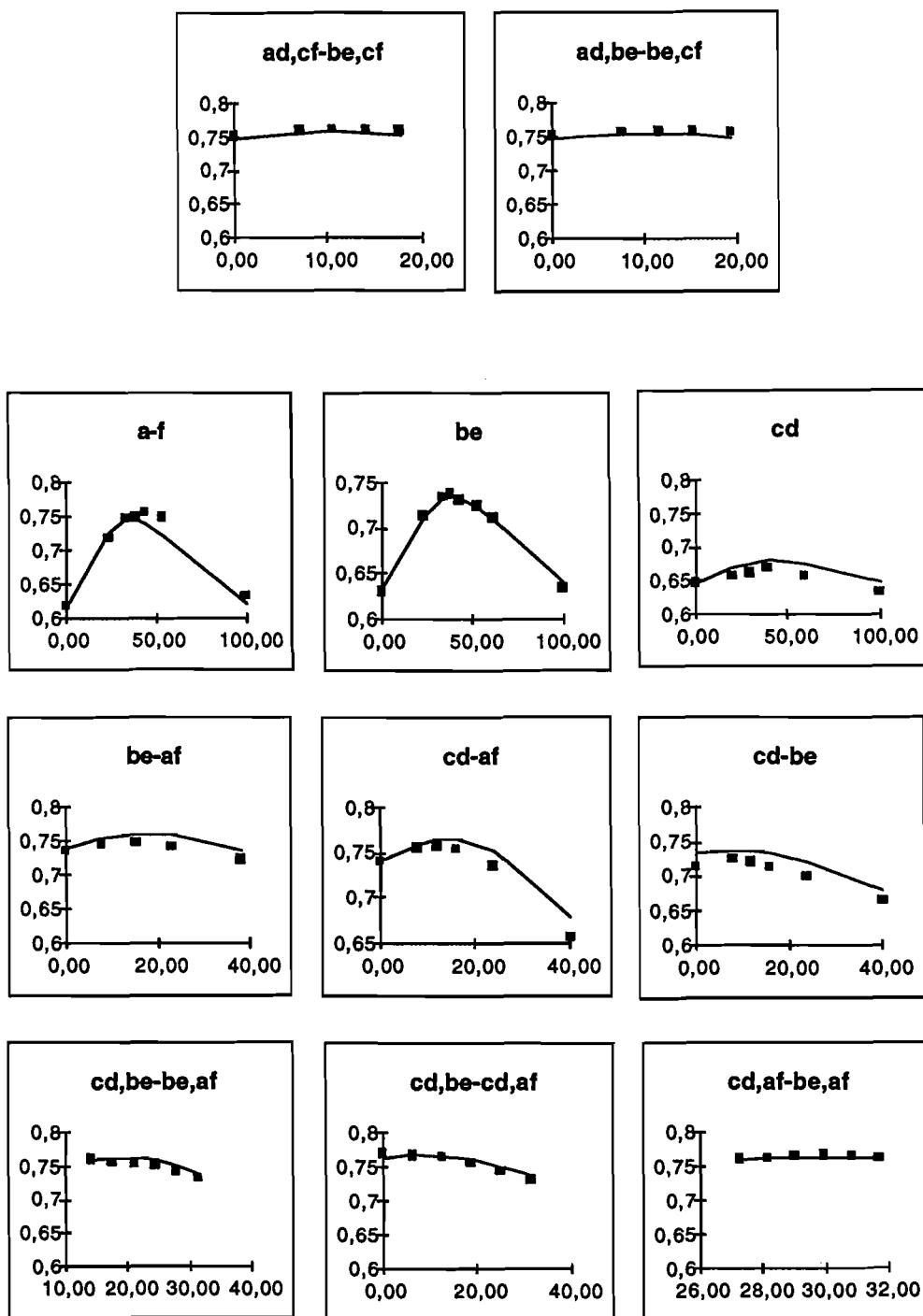


TABLEAU IXa  
Mesures de Joisel [5]. Compacités expérimentales et théoriques

Séries	% a	% b	% c	% d	% e	% f	Cexp	Cthéo
a-b	0,00	100,00					0,6406	0,6406
	20,00	80,00					0,643	0,6592
	40,00	60,00					0,6468	0,6649
	60,00	40,00					0,6416	0,6568
	100,00	0,00					0,6202	0,6202
c-d			0,00	100,00			0,6462	0,6462
			20,00	80,00			0,6625	0,669
			40,00	60,00			0,6668	0,6796
			60,00	40,00			0,6625	0,6764
			100,00	0,00			0,6478	0,6478
e-f					0,00	100,00	0,6156	0,6156
					20,00	80,00	0,6509	0,6422
					40,00	60,00	0,6567	0,6574
					60,00	40,00	0,6516	0,6578
					10,00	0,00	0,6327	0,6327
ab-cd	0,00		35,00	65,00			0,6681	0,6784
	7,00	13,00	28,00	52,00			0,7112	0,7149
	14,00	26,00	21,00	39,00			0,7209	0,7257
	21,00	39,00	14,00	26,00			0,7003	0,7128
	35,00	65,00					0,6464	0,6649
ab-ef					35,00	65,00	0,6563	0,6551
	7,00	13,00			28,00	52,00	0,7382	0,735
	14,00	26,00			21,00	39,00	0,7661	0,762
	21,00	39,00			14,00	26,00	0,7336	0,7365
	35,00	65,00					0,6464	0,6649
cd-ef			0,00		35,00	65,00	0,656	0,6551
			7,00	13,00	28,00	52,00	0,7031	0,6994
			14,00	26,00	21,00	39,00	0,7147	0,7212
			21,00	39,00	14,00	26,00	0,7059	0,7168
			35,00	65,00			0,6678	0,6784
ab,cd-ab,ef	12,95	24,05	0,00		22,05	40,95	0,7665	0,7628
	12,74	23,66	4,62	8,58	17,64	32,76	0,7648	0,7645
	12,53	23,27	9,24	17,16	13,23	24,57	0,7606	0,7597
	12,32	22,88	13,86	25,74	8,82	16,38	0,7496	0,7506
	12,11	22,49	18,48	34,32	4,41	8,19	0,737	0,7389
	11,90	22,10	23,10	42,90			0,723	0,7256
ab,ef-cd,ef	0,00		14,00	26,00	21,00	39,00	0,7161	0,7212
	2,59	4,81	11,20	20,80	21,21	39,39	0,7368	0,7388
	5,18	9,62	8,40	15,60	21,42	39,78	0,7533	0,7528
	7,77	14,43	5,60	10,40	21,63	40,17	0,763	0,7616
	10,36	19,24	2,80	5,20	21,84	40,56	0,7641	0,7647
	12,95	24,05			22,05	40,95	0,7665	0,7628
ab, cd-cd, ef	0,00		14,00	26,00	21,00	39,00	0,7161	0,7212
	2,38	4,42	15,82	29,38	16,80	31,20	0,7336	0,7376
	4,76	8,84	17,64	32,76	12,60	23,40	0,7412	0,7443
	7,14	13,26	19,46	36,14	8,40	15,60	0,7405	0,7429
	9,52	17,68	21,28	39,52	4,20	7,80	0,7308	0,7359
	11,90	22,10	23,10	42,90			0,723	0,7256

TABLEAU IXb  
Mesures de Joisel [5]. Compacités expérimentales et théoriques

Séries	% a	% b	% c	% d	% e	% f	Cexp	Cthéo
a-d	0,00			100,00			0,6462	0,6462
	22,50			77,50			0,7412	0,7186
	26,90			73,10			0,7468	0,7267
	31,60			68,40			0,7559	0,7313
	36,10			63,90			0,7526	0,7318
	40,00			60,00			0,7469	0,7295
	50,00			50,00			0,7316	0,7165
	60,00			40,00			0,7085	0,6983
	100,00			0,00			0,6202	0,6202
b-e		0,00			100,00		0,6327	0,6327
		23,20			76,80		0,7251	0,7131
		31,20			68,80		0,7449	0,7296
		35,60			64,40		0,7504	0,7336
		40,80			59,20		0,7475	0,734
		59,30			40,70		0,7199	0,7128
		100,00			0,00		0,6406	0,6406
c-f			0,00			100,00	0,6126	0,6156
			24,00			76,00	0,7011	0,7032
			34,80			65,20	0,7237	0,7272
			43,00			57,00	0,7358	0,7313
			52,30			47,70	0,7332	0,725
			61,10			38,90	0,7189	0,7133
			100,00			0,00	0,6478	0,6478
ad-be	0,00	36,00			64,00		0,7486	0,7338
	12,80	21,60	0,00	27,20	38,40	0,00	0,7602	0,7499
	19,20	14,40	0,00	40,80	25,60	0,00	0,7645	0,7483
	25,60	7,20	0,00	54,40	12,80	0,00	0,7589	0,7416
	32,00			68,00			0,7595	0,7315
ad-cf	0,00		46,00			54,00	0,7382	0,7303
	12,80		27,60	27,20		32,40	0,7657	0,7542
	19,20		18,40	40,80		21,60	0,7679	0,7528
	25,60		9,20	54,40		10,80	0,7608	0,7443
	32,00			68,00			0,7595	0,7315
be-cf		0,00	46,00			54,00	0,7382	0,7303
		14,40	27,60		25,60	32,40	0,7494	0,748
		21,60	18,40		38,40	21,60	0,7532	0,7482
		28,80	9,20		51,20	10,80	0,7507	0,743
		36,00			64,00		0,7486	0,7338
ad,be-ad,cf	17,60		20,70	37,40		24,30	0,7598	0,7539
	17,92	2,88	16,56	38,08	5,12	19,44	0,7609	0,7544
	18,24	5,76	12,42	38,76	10,24	14,58	0,7609	0,7541
	18,56	8,64	8,28	39,44	15,36	9,72	0,7585	0,7529
	18,88	11,52	4,14	40,12	20,48	4,86	0,758	0,7509
	19,20	14,40	0,00	40,80	25,60	0,00	0,7566	0,7483
ad,cf-be,cf	0,00	23,40	16,10		41,60	18,90	0,7522	0,7473
	7,04	14,04	17,94	14,96	24,96	21,06	0,7592	0,7569
	10,56	9,36	18,86	22,44	16,64	22,14	0,7619	0,7581
	14,08	4,68	19,78	29,92	8,32	23,22	0,7634	0,7569
	17,60		20,70	37,40		24,30	0,7598	0,7539
ad,be-be,cf	0,00	23,40	16,10		41,60	18,90	0,7522	0,7473
	7,68	19,80	9,66	16,32	35,20	11,34	0,7563	0,7545
	11,52	18,00	6,44	24,48	32,00	7,56	0,7573	0,7545
	15,36	16,20	3,22	32,64	28,80	3,78	0,7575	0,7523
	19,20	14,40	0,00	40,80	25,60	0,00	0,7566	0,7483
sommet	13,90	6,30	17,90	29,60	11,20	21,10	0,7571	0,7573

TABLEAU IXc  
Mesures de Joisel [5] (fin). Compacités expérimentales et théoriques

Séries	% a	% b	% c	% d	% e	% f	Cexp	Cthéo
a-f	0,00					100,00	0,6182	0,6156
	23,40					76,60	0,7179	0,7242
	33,70					66,30	0,7479	0,7463
	39,20					60,80	0,7493	0,7455
	44,40					55,60	0,7567	0,7393
	54,10					45,90	0,7494	0,721
	100,00					0,00	0,6325	0,6202
b-e		0,00			100,00		0,6289	0,6327
		23,50			76,50		0,7113	0,7139
		33,70			66,30		0,7359	0,7323
		37,60			62,40		0,7382	0,7342
		43,00			57,00		0,7326	0,7329
		52,30			47,70		0,7259	0,7234
		61,60			38,40		0,7122	0,7089
		100,00			0,00		0,6338	0,6406
c-d			0,00	100,00	0,00		0,6456	0,6462
			20,00	80,00			0,6588	0,669
			30,00	70,00			0,6623	0,6761
			40,00	60,00			0,6681	0,6796
			60,00	40,00			0,657	0,6764
			100,00	0,00			0,6326	0,6478
be-af	44,00	0,00				56,00	0,7342	0,7399
	35,20	7,60			12,40	44,80	0,7431	0,7526
	26,40	15,20			24,80	33,60	0,7484	0,7601
	17,60	22,80			37,20	22,40	0,742	0,76
	0,00	38,00			62,00		0,7225	0,7343
cd-af	44,00		0,00			56,00	0,7399	0,7399
	35,20		8,00	12,00		44,80	0,7552	0,7586
	30,80		12,00	18,00		39,20	0,7573	0,7641
	26,40		16,00	24,00		33,60	0,7534	0,7656
	17,60		24,00	36,00		22,40	0,7356	0,7518
			40,00	60,00			0,6563	0,6796
cd-be		38,00	0,00		62,00		0,7146	0,7343
		30,40	8,00	12,00	49,60		0,7242	0,738
		26,60	12,00	18,00	43,40		0,7216	0,7368
		22,80	16,00	24,00	37,20		0,7137	0,7334
		15,20	24,00	36,00	24,80		0,6995	0,7204
			40,00	60,00			0,6636	0,6796
cd,be-be,af	27,30	14,40	0,00		23,60	34,70	0,7606	0,7597
	21,84	17,76	1,44	2,16	29,04	27,76	0,7548	0,7627
	16,38	21,12	2,88	4,32	34,48	20,82	0,7536	0,7621
	10,92	24,48	4,32	6,48	39,92	13,88	0,7509	0,7575
	5,46	27,84	5,76	8,64	45,36	6,94	0,7412	0,7492
		31,20	7,20	10,80	50,80		0,7312	0,738
cd,be-cd,af	31,70	0,00	11,20	16,80		40,30	0,769	0,7633
	25,36	6,24	10,40	15,60	10,16	32,24	0,768	0,7671
	19,02	12,48	9,60	14,40	20,32	24,18	0,764	0,7666
	12,68	18,72	8,80	13,20	30,48	16,12	0,7559	0,7612
	6,34	24,96	8,00	12,00	40,64	8,06	0,7444	0,7513
		31,20	7,20	10,80	50,80		0,7328	0,738
cd,af-be,af	27,30	14,40			23,60	34,70	0,7602	0,7597
	28,18	11,52	2,24	3,36	18,88	35,82	0,7628	0,7614
	29,06	8,64	4,48	6,72	14,16	36,94	0,7647	0,7626
	29,94	5,76	6,72	10,08	9,44	38,06	0,7665	0,7633
	30,82	2,88	8,96	13,44	4,72	39,18	0,766	0,7635
	31,70		11,20	16,80		40,30	0,7636	0,7633

**TABLEAU X**  
**Compacités propres prises en compte**  
**pour les classes granulaires élémentaires**  
**de Kantha Rao et Krishnamoorthy [6]**

Constituant	Compacité [7]	$\alpha$
Concassé anguleux de 10 mm	0,5509	0,515
Billes de verre de 12 mm	0,5581	0,5581
Billes de verre de 24 mm	0,5380	0,538
Sable S1	0,6113	0,5332
S2	0,5547	0,4819
S15	0,5887	0,5163
S16	0,532	0,468
S17	0,5135	0,4773
S18	0,5187	0,4591
S19	0,5075	0,434
S20	0,4911	0,4283
S21	0,468	0,433
S22	0,4851	0,4257

**TABLEAU XI**  
**Mesures de Kantha Rao et Krishnamoorthy [6].**  
**Compacités expérimentales et théoriques**

Séries	N° point	Por.exp	Por.théo
A1	1	0,2679	0,2949
A2	1	0,3118	0,306
	2	0,3217	0,3284
	3	0,3395	0,3378
	4	0,3473	0,3409
	5	0,3631	0,3541
	6	0,3742	0,3649
	7	0,3865	0,3748
A6	1	0,2722	0,2842
	2	0,3234	0,3115
A7	1	0,2943	0,2915
	2	0,3248	0,325
	3	0,3225	0,3264
	4	0,3307	0,3361
	5	0,3434	0,3454
	6	0,3523	0,3554
	7	0,3581	0,3562
A8	1	0,2759	0,2842
	2	0,306	0,3144
A9	1	0,2748	0,2961

### Mesures de Kantha Rao et Krishnamoorthy

Dans une référence récente, ces chercheurs se sont intéressés aux granularités optimales pour bétons de résine [6], et ont proposé une adaptation de la théorie de Powers (qui ne sera pas discutée ici). Ils ont également relaté les résultats d'expériences d'optimisation granulaire, relatives à des mélanges

binaires sable/gravillon. Les mesures de compacité ont été réalisées en suivant une norme indienne, qui indique un remplissage des récipients par *piquage*.

Les granularités des différents matériaux étaient indiquées dans la publication, ainsi que les mélanges binaires optima (valeurs de porosité). Par contre, les compacités des matériaux élémentaires n'y figuraient pas. On a pu en obtenir un certain nombre [7], ce qui a permis de simuler les expériences utilisant les constituants présentés au tableau X (soit vingt points expérimentaux, relatifs à treize matériaux différents et représentant chacun l'optimum d'une courbe binaire). Pour tenir compte d'un faible compactage, on a adopté une viscosité de référence égale à 1 500. La précision moyenne sur les optima est de 0,8 % (tableau XI et fig. 6). De plus, les optima théoriques correspondent remarquablement à ceux donnés par l'expérience (fig. 7). Ceci est particulièrement encourageant quant à l'application ultérieure du modèle à l'optimisation des granularités de béton.

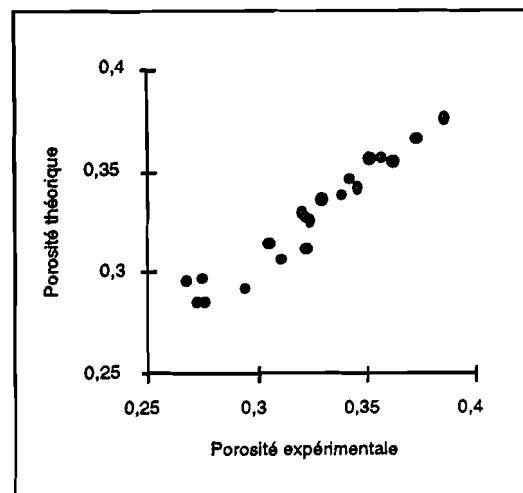


Fig. 6 - Mélanges de Kantha Rao et Krishnamoorthy. Comparaison prévisions/mesures.

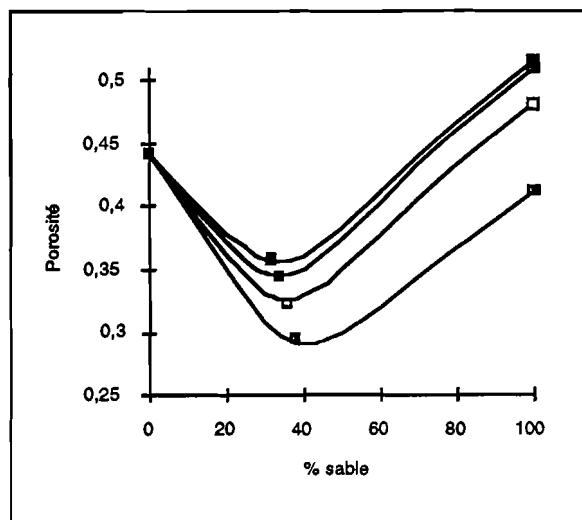


Fig. 7 - Mélanges de Kantha Rao et Krishnamoorthy. Optima expérimentaux de compacité placés sur les courbes binaires théoriques, pour les mélanges réalisés avec des billes de verre de 12 mm. De bas en haut : sables S15 - S18 - S20 - S22.

**TABLEAU XII**  
**Viscosités relatives de référence correspondant à divers types de mise en place**

Mise en place	Simple versement	Plaque	Vibration	Vibration + Compression 10 kPa
$\eta_{ref}$	460	1500	2600	136.000

**TABLEAU XIII**  
**Mesures du LRPC de Blois relatives à l'effet de paroi du récipient (granulats roulés). Compacités expérimentales et théoriques**

d (mm)	$\emptyset$ (mm)	Cexp	Cthéo
8	160	0,6318	0,6309
8	80	0,6263	0,6240
8	40	0,6119	0,6112
8	20	0,523	0,5903
4	160	0,6289	0,6296
4	80	0,6189	0,6259
4	40	0,6126	0,6189
4	20	0,606	0,6060
2	160	0,6196	0,6230
2	80	0,6155	0,6212
2	40	0,6194	0,6175
2	20	0,616	0,6105
1	160	0,6133	0,6117
1	80	0,6114	0,6107
1	40	0,6089	0,6089
1	20	0,613	0,6053
0,5	160	0,5944	0,5951
0,5	80	0,5854	0,5946
0,5	40	0,592	0,5937
0,5	20	0,604	0,5920

**TABLEAU XIV**  
**Mesures du LRPC de Blois relatives à l'effet de paroi du récipient (granulats concassés). Compacités expérimentales et théoriques**

d (mm)	$\emptyset$ (mm)	Cexp	Cthéo
8	160	0,589	0,6095
8	80	0,5945	0,5945
8	40	0,577	0,5669
8	20	0,5	0,5214
4	160	0,562	0,5848
4	80	0,5755	0,5772
4	40	0,5765	0,5627
4	20	0,536	0,5360
2	160	0,54	0,5721
2	80	0,563	0,5683
2	40	0,5645	0,5609
2	20	0,551	0,5466
1	160	0,539	0,5656
1	80	0,56	0,5637
1	40	0,56	0,5600
1	20	0,552	0,5527
0,5	160	0,531	0,5624
0,5	80	0,555	0,5614
0,5	40	0,562	0,5596
0,5	20	0,579	0,5558

Ainsi, la précision du modèle, sur deux groupes de données indépendants les uns des autres et acquis par des techniques et avec des matériaux différents, s'avère aussi bonne que lors des expériences qui ont servi à le calibrer. On dispose de plus d'une échelle des viscosités de référence à adopter suivant les modes de mise en place des mélanges (tableau XII). Avant de conclure sur les applications potentielles de cette recherche, on va s'intéresser au problème des mélanges confinés.

### Modélisation de l'effet de paroi par le modèle de Ben-Aïm (mélanges confinés)

Dans de nombreux cas pratiques, notamment en génie civil, on doit placer un mélange granulaire, de taille maximale de grains D, dans un volume dont les dimensions minimales n'excèdent pas quelques D. La compacité s'en trouve alors dimi-

nuée, par suite d'une porosité supplémentaire apparaissant au voisinage de la paroi. Ce problème a été tout d'abord étudié par Caquot [3], qui a proposé, pour un mélange unimodal, de le quantifier par la formule suivante :

$$\Delta v = K S d \quad (1)$$

où  $\Delta v$  est le supplément de vide apparaissant au voisinage de la paroi de surface S, d la taille du granulat et K une constante. Cette formule néglige cependant l'effet de la courbure de la surface.

Ben-Aïm [8] a proposé une meilleure quantification, en supposant que les grains remplissant le volume compris entre la paroi et une distance  $d/2$  avaient un volume solide égal à  $k c_\infty$ , où  $c_\infty$  est la compacité en pleine masse. En supposant que les grains sont des sphères, Ben-Aïm est arrivé par le calcul à  $k = 11/16$ , valeur qu'il a vérifiée par l'expérience. Cependant, ce modèle s'applique-t-il à des granulats de forme quelconque ?

## Mesures

S'inspirant des expériences de Ben-Aïm, le LRPC de Blois a réalisé une campagne de mesures de compacité sur les tranches unimodales placées dans des cylindres de hauteur constante, mais de diamètres variables (de 20 à 160 mm ; tableaux XIII et XIV). Le mode opératoire de remplissage, de compactage et de vibration des échantillons fut le même que celui défini dans le premier article. Comme on s'y attendait, on constate que la compacité croît avec le diamètre du récipient, surtout pour les classes les plus grossières, et à la dispersion des mesures près (toujours plus importante pour les granulats concassés).

## Lissage

On a cherché tout d'abord, pour chaque famille, un lissage de la compacité en pleine masse, s'écrivant comme une fonction de la taille des grains. On en a déduit la compacité « confinée » en calculant le volume solide moyen de l'échantillon, compte tenu de la zone perturbée par l'effet de paroi. Le coefficient  $k$  a été ajusté pour minimiser l'écart moyen modèle/expérience. Précisons que le calcul de Ben-Aïm a été effectué sur les compacités *virtuelles*.

Pour les granulats roulés, la compacité propre expérimentale en pleine masse

$$\alpha_{\infty}(d) = 0,671 \frac{\sqrt{d}}{\sqrt{d} + 0,091}$$

et le coefficient  $k = 0,87$  représentent les résultats expérimentaux avec une erreur moyenne de 0,7 %.

Pour les granulats concassés, le modèle suivant :

$$\alpha_{\infty}(d) = 0,5634 + 0,0079 d$$

et le coefficient  $k = 0,71$  donnent un écart de 1,2 %. Encore a-t-on exclu, lors de l'optimisation, les points de mesure relatifs au cylindre de diamètre 160 mm, car ces mesures ont été effectuées avec des granulats ayant subi préalablement une attrition importante.

La comparaison modèle/expérience apparaît à la figure 8.

## Conclusion sur la modélisation de l'effet de paroi

Il apparaît donc que le modèle de Ben-Aïm est apte à représenter l'effet de paroi exercé par le récipient sur les grains qu'il contient. Cependant, les valeurs de  $k$  trouvées sont plus élevées que pour les sphères, pour lesquelles Ben-Aïm avait trouvé  $11/16 \approx 0,687$ . Cela signifie que, statistiquement, une majorité de grains se plaque contre la paroi de façon à réduire le supplément de porosité.

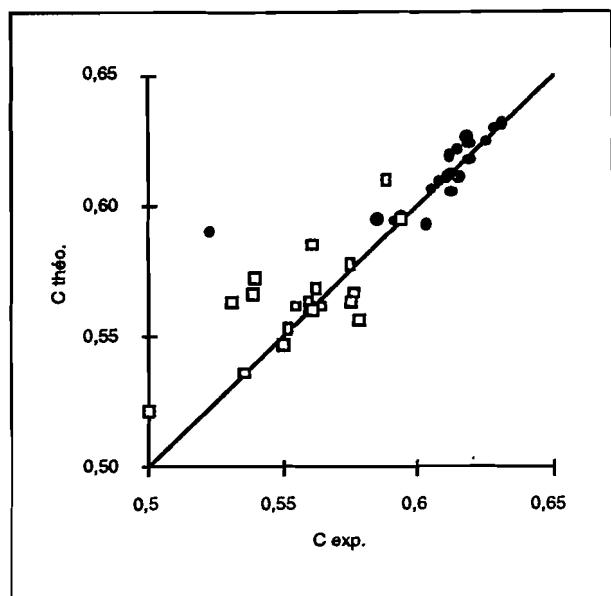


Fig. 8 - Lissage du modèle d'effet de paroi. Les cercles sont relatifs aux granulats roulés, et les carrés aux granulats concassés.

Le fait de n'avoir pas tout à fait la même valeur de  $k$  pour les deux familles de granulats montre qu'en pratique, et sauf à réaliser avec chaque nouvelle famille de granulats des expériences du type de celles relatées dans le paragraphe précédent, le modèle perdra un peu de sa précision lorsqu'on l'appliquera à des mélanges confinés. Par contre, l'introduction dans le modèle de suspension solide de compacités propres affectées par l'effet de paroi ne soulève aucune difficulté théorique, et devrait conduire à des prévisions acceptables pour la compacité de mélanges confinés *multimodaux*. Ce dernier point reste toutefois à vérifier.

## Conclusion générale

On a présenté dans ces deux articles le modèle de suspension solide, qui vise à prévoir la compacité d'un mélange granulaire sec à partir de sa granularité, des compacités propres des classes élémentaires unimodales, et de la viscosité relative du mélange, conditionnée par le mode de mise en place. Ce modèle est une synthèse de différents modèles antérieurs.

Sur le plan théorique, la principale idée nouvelle est de considérer un empilement granulaire comme une suspension de viscosité finie, la viscosité infinie étant obtenue lorsque la concentration solide atteint la compacité virtuelle. C'est dans ce domaine de compacités virtuelles, inaccessible à l'expérience, qu'on effectue les calculs d'interactions granulaires déjà introduits dans le modèle linéaire de compacité. Le modèle de suspension

solide fournit donc un cadre théorique qui va du liquide suspendant aux empilements denses, en passant par les suspensions diluées et concentrées. Pour le moment, sa pertinence n'a été évaluée que dans le domaine des empilements.

Des expériences de mélanges binaires sur granulats roulés et concassés ont permis de calibrer le modèle. À ce stade, le point important est de remarquer que les mêmes fonctions d'interactions granulaires s'appliquent pour traiter les deux familles de granulats étudiées. C'est pourquoi, dans la phase de validation, on parvient à prédire tous les résultats expérimentaux relatifs à des grains de taille et de forme diverses avec une précision généralement meilleure que 1 % (sauf pour les granulats concassés de Blois, trop sensibles à l'attrition pour fournir des mesures de haute qualité).

Enfin, on a montré que le modèle de suspension solide pouvait s'étendre au cas des mélanges

confinés, ce qui représente un grand intérêt en génie civil.

Au terme d'une recherche qui s'est déroulée, en pointillés, sur près d'une dizaine d'années, on peut considérer que le problème de la prévision de la compacité des mélanges granulaires est résolu de façon satisfaisante, du point de vue du formateur de matériaux. Cela ne signifie pas, bien sûr, que rien n'est plus à faire, notamment pour les physiciens des milieux granulaires. Il serait intéressant d'étudier plus en détail l'effet de confinement exercé par les parois en fonction de la morphologie des granulats. Des extensions du modèle sont en outre envisageables pour décrire les propriétés rhéologiques des suspensions, telles que le seuil de cisaillement et la viscosité plastique des fluides de Bingham. D'ores et déjà, il paraît pouvoir se substituer avantageusement aux méthodes empiriques usuelles pour l'optimisation granulaire des bétons hydrauliques [9].

#### RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- [1] CINTRE M. (1988), *Recherche d'un mode opératoire de mesure de compacité de mélanges vibrés à sec de classes élémentaires de granulats*, Rapport du LRPC de Blois, janv.
  - [2] DE LARRARD F. (1988), *Formulation et propriétés des bétons à très hautes performances*, Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Rapport de Recherche des LPC, **149**, mars.
  - [3] CAQUOT A. (1937), *Rôle des matériaux inertes dans le béton*, Mémoire de la Société des Ingénieurs Civils de France.
  - [4] DREUX G. (1970), *Guide pratique du béton*, Collection de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (ITBTP).
  - [5] JOISEL A. (1952), Composition des bétons hydrauliques, *Annales de l'ITBTP*, Ve année, **58**, Série : Béton. Béton armé (XXI), oct.
  - [6] KANTHA RAO V.V.L., KRISHNAMOORTHY S. (1993), Aggregate Mixtures for Least-Void Content for Use in Polymer Concrete, Cement, Concrete and Aggregates, *CCAGDP*, Vol. **15**, 2, Winter, pp. 97-107.
  - [7] KRISHNAMOORTHY S. (1994), *Communication privée*, févr.
  - [8] BEN-AÏM R., *Étude de la texture des empilements de grains. Application à la détermination de la perméabilité des mélanges binaires en régime moléculaire, intermédiaire, laminaire*, Thèse d'Etat de l'université de Nancy.
  - [9] SEDRAN T., DE LARRARD F. (1994), RENÉ-LCPC - Un logiciel pour optimiser la granularité des matériaux de génie civil, Note technique, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, **194**, nov.-déc., pp. 87-93.
-

### 2.3.3. Les limites de ce modèle

A l'usage, le modèle de suspension solide s'est avéré souffrir de deux défauts. La notion de viscosité de référence portait à confusion pour des empilements et aurait pu s'avérer ambiguë pour des applications à la rhéologie des bétons. Deuxièmement, de Larrard [10] a montré que les fonctions d'interactions n'étaient pas satisfaisantes dans leur forme mathématique. En effet, considérons un mélange de deux classes unidimensionnelles. La première de diamètre  $d_1$  fixé et la seconde de diamètre  $d_2$  variant autour de  $d_1$ . Si on fixe une valeur  $y_1$  suffisamment faible, la classe 2 est la classe dominante. On a alors

$$\gamma = \frac{\beta_2}{1 - y_1 \left( 1 - \beta_2 + b_{2,1} \beta_2 \left( 1 - \frac{1}{\beta_1} \right) \right)} \quad \text{pour } d_1 \geq d_2 \text{ et}$$

$$\gamma = \frac{\beta_2}{1 - y_1 \left( 1 - a_{2,1} \frac{\beta_2}{\beta_1} \right)} \quad \text{pour } d_1 \leq d_2$$

La continuité de la dérivée de la fonction  $\gamma = f(x)$  en 1 avec  $x$  ratio du plus petit diamètre sur le plus grand diamètre impose:

$$\left( \frac{1}{\beta_1} - 1 \right) \left( \frac{\partial b}{\partial x} \right)_1 + \frac{1}{\beta_1} \left( \frac{\partial a}{\partial x} \right)_1 = 0$$

Comme les deux termes sont positifs on doit donc avoir:

$$\left( \frac{\partial b}{\partial x} \right)_1 = \left( \frac{\partial a}{\partial x} \right)_1 = 0$$

Un nouveau formalisme prenant en compte ces remarques est donc présenté dans le chapitre suivant: le modèle d'empilement compressible.

## 2.4. LE MODELE D'EMPILEMENT COMPRESSIBLE

Le Modèle d'Empilement Compressible est la dernière version des différents modèles d'empilement développés au LCPC. Ce chapitre présente ses fondements, sa validation, son utilisation pour les mélanges confinés et son intégration dans un logiciel de calcul.

### 2.4.1. Notion d'indice de compaction

La compacité expérimentale  $C$  ( $C < \gamma$ ) dépend non seulement du matériau mais également du protocole de compaction. Nous avons introduit la notion de compacité virtuelle  $\gamma$  qui ne décrit que le matériau; nous cherchons maintenant à introduire une grandeur scalaire  $K$ , qui ne sera représentative que du protocole (ou de l'énergie) de compactage. Cette grandeur a été choisie, comme dans le modèle de suspension solide, par analogie avec le modèle de viscosité de Mooney [34] mais de la forme suivante:

$$K = \sum_{i=1}^n K_i \text{ avec } K_i = H \left( \frac{\phi_i}{\phi_i^*} \right)$$

où, on le rappelle,  $\phi_i$  est la teneur réelle de grains  $i$  dans l'empilement et  $\phi_i^*$  la teneur maximale qu'il pourrait contenir en prenant en compte la présence des autres classes.  $K$  est appelé l'indice de compaction du mélange et  $K_i$  les indices de compactions partiels.

Pour déterminer la fonction  $H$ , nous allons examiner l'autocohérence du modèle. Considérons un mélange binaire composé de deux matériaux identiques de compacité virtuelle  $\beta_1 = \beta_2 = \beta$ . Pour le mélange on peut écrire:

$$K = H\left(\frac{\phi_1}{\beta - \phi_2}\right) + H\left(\frac{\phi_2}{\beta - \phi_1}\right) = H\left(\frac{\phi_1 + \phi_2}{\beta}\right)$$

Soit, en posant  $x = \phi_1/\beta$  et  $y = \phi_2/\beta$

$$H\left(\frac{x}{1-y}\right) + H\left(\frac{y}{1-x}\right) = H(x+y)$$

On définit la fonction  $k(u)$  telle que  $H(u) = k(u) \frac{u}{1-u}$ , l'équation précédente devient

$$(x+y)k(x+y) = xk\left(\frac{x}{1-y}\right) + yk\left(\frac{y}{1-x}\right)$$

En posant  $x = y = u/2$ , on a:

$$k(u) = k\left(\frac{u/2}{1-u/2}\right) = k\left(\frac{u/4}{1-3u/4}\right) = \dots = k\left(\frac{u/2^n}{1-(1-1/2^n)u}\right) = k(0)$$

Donc la fonction  $H$  s'écrit sous la forme  $H(u) = k \frac{u}{1-u}$  où  $k$  est une constante. Pour simplifier,

nous allons prendre:

$$H(x) = \frac{x}{1-x}$$

L'indice de compaction s'écrit donc:

$$K = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\frac{\phi_i}{\phi_i^*}}{1 - \frac{\phi_i}{\phi_i^*}} \right) = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\phi_i}{\phi_i^* - \phi_i} \right)$$

De l'équation 2.1 et sachant que  $\phi_i = C y_i$  on tire

$$\phi_i^* - \phi_i = C \left( \frac{\beta_i}{C} - \beta_i \sum_{j=1}^{i-1} y_j (1 + \lambda_{j \rightarrow i}) - \beta_i \sum_{j=i+1}^n y_j \lambda_{j \rightarrow i} - y_i \right)$$

en sachant que

$$0 = 1 - \sum_{i=1}^n y_i$$

on a

$$\phi_i^* - \phi_i = C \left( \frac{\beta_i}{C} - 1 + \sum_{j=1}^{i-1} y_j (1 - \beta_i (1 + \lambda_{j \rightarrow i})) + \sum_{j=i+1}^n y_j (1 - \beta_i \lambda_{j \rightarrow i}) \right)$$

soit d'après l'équation 2.2

$$\phi_i^* - \phi_i = C \left( \frac{\beta_i}{C} - \frac{\beta_i}{\gamma_i} \right)$$

donc

$$K = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\frac{y_i}{\beta_i}}{\frac{1}{C} - \frac{1}{\gamma_i}} \right) \quad (\text{Equ. 2.4})$$

Cette équation permet donc de déterminer, de façon implicite, la compacité expérimentale d'un matériau connaissant sa compacité virtuelle et l'indice associé au protocole de compaction utilisé. Il est facile de vérifier que la compacité expérimentale est une fonction croissante de l'indice de compaction.

Dans le cas particulier d'une classe unidimensionnelle de compacité expérimentale  $\alpha_i$ , on a:

$$K = \frac{1}{\frac{\beta_i}{\alpha_i} - 1}$$

## 2.4.2. Calibration du modèle sur des grains grossiers

Cette calibration est décrite en détail par de Larrard dans [10]. Nous ne reprendrons ici que les conclusions puisqu'elle a été faite sur les mêmes données et avec la même méthode que celles que nous avions utilisées pour le modèle de suspension solide dans [13] et [14]. Les fonctions d'interaction suivantes satisfont aux conditions de continuité évoquées en 2.3.3 et décrivent correctement les résultats expérimentaux:

$$\text{effet de desserrement de } j \text{ sur } i \text{ (} d_i \geq d_j \text{ soit } i \leq j \text{)} \quad a_{i,j} = \sqrt{1 - \left(1 - \frac{d_j}{d_i}\right)^{1,02}}$$

$$\text{effet de paroi de } j \text{ sur } i \text{ (} d_j \geq d_i \text{ soit } j \leq i \text{)} \quad b_{i,j} = 1 - \left(1 - \frac{d_i}{d_j}\right)^{1,5}$$

Le tableau résume les valeurs d'indice de compaction correspondant à différents protocoles de mesure de compacité. Il est satisfaisant de voir que plus la compaction est énergique, plus l'indice de compaction est élevé.

Mise en place	Simple versement	Piquage	Vibration	Vibration + Compression 10 kPa	Empilement virtuel
Indice de compaction	4,1	4,5	4,75	9	Infini

Tableau 2.2 - Indice de compaction pour différents protocoles (tiré de de Larrard [10])

Ainsi calibré, le modèle a été validé sur de nombreux mélanges binaires, ternaires, de granulométrie continue ou discontinue, pour des granulats roulés ou concassés et pour des étendues granulaires importantes. Il fournit une précision absolue meilleure que 1% en moyenne.

## 2.4.3. Calibration du modèle sur des poudres

L'objectif étant d'utiliser le modèle d'empilement compressible dans l'étude de la rhéologie des bétons, il est donc nécessaire de le valider pour des mélanges granulaires fins (diamètre inférieurs à 100 µm). Le chapitre présente les différentes étapes de cette validation, effectuée sur la base d'une étude menée au LCPC [44].

### 2.4.3.1. Détermination de la granularité

La mise en œuvre du modèle d'empilement compressible nécessite la connaissance de la granularité du matériau considéré. Le tamisage, utilisé pour les granulats, ne peut pas être utilisé dans le cas des poudres et il faut faire appel à des techniques plus sophistiquées. Au LCPC nous disposons de deux appareils : un granulomètre laser CILAS 715 du commerce et un sédigraphe 5000D de chez Micrometrics Instrument Corporation (USA). Le premier appareil, basé sur l'analyse de la diffraction d'un rayon laser par la poudre en suspension, permet des mesures rapides (quelques minutes) pour des diamètres compris entre 1 et 192  $\mu\text{m}$ . Les ciments, fillers et cendres volantes sont, en général, analysés par cet appareil. Le sédigraphe, basé sur l'analyse de la vitesse de sédimentation de la poudre dans une suspension, permet des mesures entre 0.25 et 70  $\mu\text{m}$ . Comme l'analyse est assez longue (jusqu'à 1h30), et se fait dans l'eau distillée (voir ci-après), cet appareil est donc en général réservé à l'analyse des poudres ultrafines comme les fumées de silice qui sont inertes dans l'eau lorsque le pH est neutre. On se trouve alors confronté à un problème lorsque la poudre étudiée a un diamètre minimal inférieure à la valeur la plus faible admise par l'appareil. Lorsqu'une poudre, analysée au granulomètre laser, présente un pourcentage de passant à 1  $\mu\text{m}$  non nul, il serait tentant d'analyser cette partie de la granularité à l'aide du sédigraphe. Toutefois, sans même parler des difficultés de séparation des fines de la poudre en question, on voit sur la figure 2.6 qu'à cause de leurs principes de fonctionnement différents, les deux appareils ne donnent pas des courbes qui peuvent être raccordées.

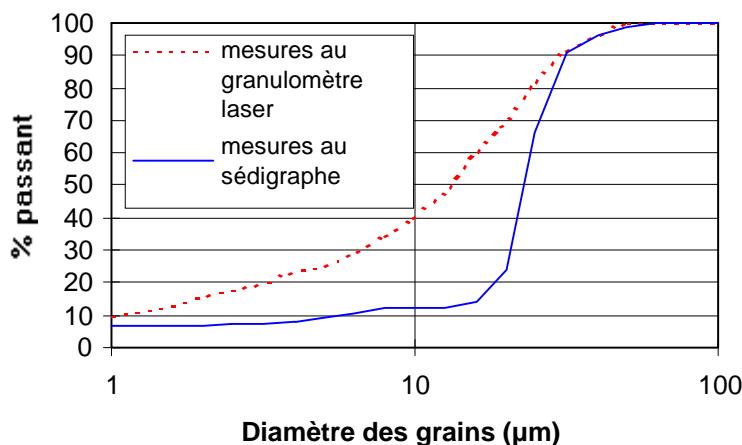


Fig. 2.6 - Granularité du ciment de St Vigor obtenue par le granulomètre laser et par le sédigraphe [44]

On extrapole [15] alors la courbe obtenue par une droite (fig 2.7) entre le diamètre minimum mesuré et un diamètre minimum  $d_{\min}$  déduit de l'équation suivante obtenue en supposant les grains sphériques :

$$S = \frac{6000}{M} \int_{d_{\min}}^{d_{\max}} \frac{\partial p(x)}{x} \quad (\text{Equ. 2.5})$$

avec  $S$  (en  $\text{m}^2/\text{g}$ ) la surface spécifique déterminée par l'essai Blaine pour les fines et l'essai BET pour les ultrafines,  $M$  ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) la masse volumique brute de la poudre et  $p(x)$  le pourcentage de passant cumulé pour un diamètre de grain égal à  $x$  (en  $\mu\text{m}$ ).

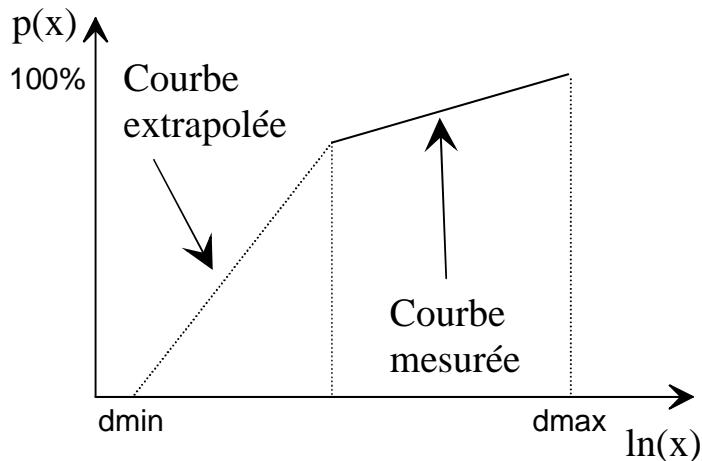


Fig. 2.7 - Extrapolation de la courbe granulaire mesurée au sédigraphie

Cette méthode est bien évidemment utilisée avec le sédigraphie puisque les ultrafines ont en général des grains de diamètre inférieurs à 0.25 µm. Notons que pour les poudres analysées au granulomètre laser, dont on ne connaît pas la surface spécifique et dont le pourcentage de passant à 1 µm est faible (<10%), le passant à 0.8 µm est forfaitairement considéré comme nul. Signalons enfin que de nouveaux appareils sont maintenant disponibles dans le commerce, qui font des mesures dans une gamme de 50 nanomètres à quelques millimètres et qui permettent de contourner les difficultés évoquées ci dessus. La validité de leurs mesures dans un domaine aussi large doit cependant être vérifiée.

Le granulomètre laser et le sédigraphie ne fonctionnent qu'avec de très petites quantités de poudre (environ 1 gramme pour le granulomètre laser et trois pour le sédigraphie) très fortement diluées dans un fluide. Plusieurs choix ont été envisagés pour le fluide:

- un alcool: ce support est couramment utilisé pour le ciment car il permet d'éviter sa prise et permet une bonne défloculation. Mais ce produit a été rejeté a priori car non représentatif du milieu du béton;
- de l'eau distillée: elle présente moins d'impuretés que l'eau du réseau potable, et ces impuretés sont source d'éventuelle dispersion. La brièveté de l'essai et la forte dilution de la suspension permettent d'éviter des risques de prise;
- de l'eau distillée saturée en chaux (2g/l): elle permet de simuler le milieu alcalin du béton et peut favoriser l'adsorption du superplastifiant sur les additions minérales grâce à la présence de cations  $\text{Ca}^{++}$  [4].

De même, plusieurs modes de préparation de la suspension ont été étudiés:

- dispersion de la suspension par une minute de vibration ultrasonique, suivie de deux minutes d'agitation mécanique, suivie d'une autre minute de vibration ultrasonique;
- introduction du superplastifiant, le cas échéant, et agitation mécanique;
- combinaison de l'introduction du superplastifiant, le cas échéant, et de la dispersion par une minute de vibration ultrasonique, suivie de deux minutes d'agitation mécanique pour laisser le temps à l'adjuvant de s'adsorber, suivie d'une autre minute de vibration ultrasonique.

L'utilisation de l'eau de chaux ayant donné des résultats aberrants, elle a été abandonnée. Les quantités de poudre analysées sont faibles donc, a fortiori, celle de l'adjuvant (de l'ordre du dixième de gramme) ce qui en rend l'introduction dans la suspension assez imprécise. De plus, une étude comparative résumée par la figure montre que l'introduction du superplastifiant non

seulement ne modifie pas beaucoup la granularité de la poudre préalablement soumise à l'agitation mécanique et aux ultrasons, mais ne va pas toujours dans le sens d'une meilleure dispersion. Pour ces deux raisons, l'introduction du superplastifiant a également été abandonnée.

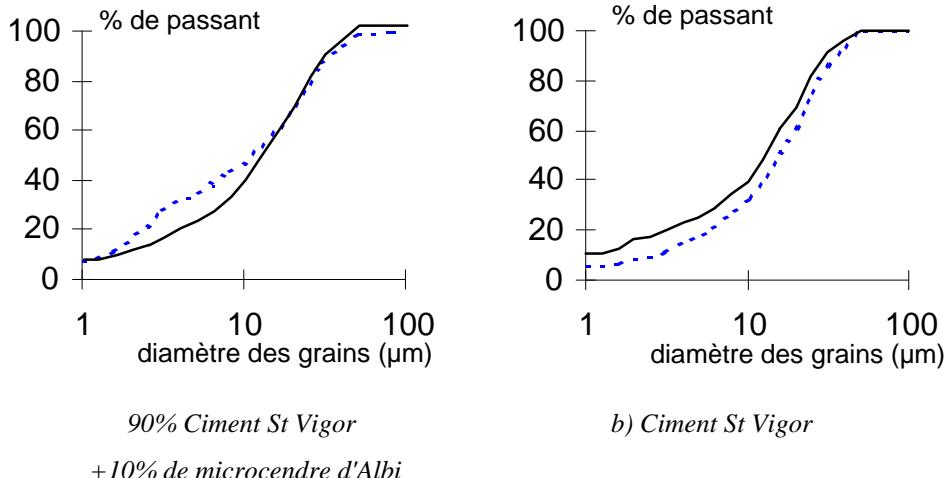


Fig. 2.8 - Granularité des poudres soumises à 1' d'ultrasons, 2' d'agitation mécanique et 1' d'ultrasons: en pointillé avec superplastifiant (Résine GT), en continu sans superplastifiant [44]

En conclusion, la mesure de la granularité des poudres est effectuée dans une suspension d'eau distillée dispersée par une vibration ultrasonique d'une minute, suivie de deux minutes d'agitation mécanique, suivie d'une autre vibration ultrasonique d'une minute. Le granulomètre laser est utilisé pour les fines alors que le sedigraphie est réservé au ultrafines de type fumée de silice.

Il faut garder à l'esprit que la granularité ainsi obtenue n'est sûrement pas représentative de la granularité de la poudre dans le béton, où sa concentration est plus élevée et la défloction favorisée par la friction des granulats. Elle permet, toutefois, de définir un état de référence pour le modèle. De plus, les variations de granulométrie (en fonction du superplastifiant, par exemple) sont, en grande partie, compensées lors du calage de la demande en eau du matériau dans le modèle (voir § 2.5).

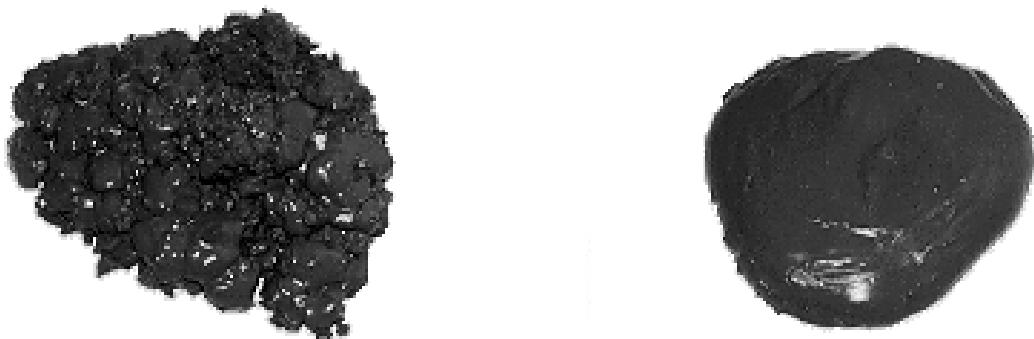
#### 2.4.3.2. Essai de demande en eau

La compacité des poudres ne peut pas être faite à sec comme dans le cas des sables et des gravillons. En effet, il est indispensable de prendre en compte la floction générée en présence d'eau, et l'effet défloculant des superplastifiants ou plastifiants qui sont utilisés dans le béton. On a donc développé un essai de demande en eau dont le principe est le suivant: on malaxe une masse  $P_p$  de poudre avec une quantité d'eau croissante. La masse d'eau  $P_e$  juste nécessaire pour faire passer le mélange d'un état de terre humide à un état de pâte homogène est considérée comme la quantité remplissant la porosité de l'empilement des grains de la poudre. Dans ce cas, la compacité (ou demande en eau) de la poudre est déterminée par l'équation suivante:

$$C = \frac{1000}{1000 + M \frac{P_e}{P_p}} \quad \text{Equ. 2.6}$$

où  $M$  est la masse volumique de la poudre (en  $\text{kg}/\text{m}^3$ ) déterminée par au pycnomètre suivant la norme ASTM C 188.

La difficulté de la méthode réside dans la reconnaissance visuelle du passage à la pâte homogène. Les photos de la figure 2.9 présentent les différents états obtenus, en général, lors de l'essai de demande en eau sur un ciment. On passe d'un matériau de type terre humide, à un état de petit boulettes brillantes, puis brusquement, pour une petite quantité d'eau supplémentaire, à une pâte homogène. Lors du malaxage, cette pâte est séparée en trois morceaux. Dès l'arrêt de la pale, ces morceaux s'écoulent et n'en font plus qu'un, dès que l'on tapote la cuve du malaxeur. Dans ce cas, la mesure ne présente aucune difficulté d'identification.



*Fig. 2.9 - Ciment de St Vigor: de l'état de boulettes à l'état de pâte homogène*

Toutefois, pour certaines ultrafines comme la fumée de silice SEPR blanche, la mesure est un peu plus délicate. En effet, l'état intermédiaire de petites boulettes humides n'est pas visible et est remplacé par un agglomérat pâteux d'allure hétérogène. Un ajout d'eau permet le passage à une pâte compacte mais homogène. C'est ce point qui correspond à la demande en eau. Un ajout supplémentaire d'eau produit un matériau ayant l'aspect d'un gel, mais qui ne s'écoule pas.

Après une première série de mise au point, la méthode d'essai suivante a été adoptée:

- préparer une réserve d'eau de ville ajustée à 20°C. Il faut noter que, dans un premier temps, de l'eau du réseau potable saturée en chaux (2g/l) a été utilisée afin de simuler le milieu alcalin du béton et favoriser l'adsorption du superplastifiant sur les additions minérales [4]. Pour des raisons d'homogénéité de la méthode, l'eau de chaux a également été utilisée pour le ciment. Toutefois, comme on le verra dans le paragraphe 2.4.3.3, la mesure de la demande en eau de toute poudre nécessite la présence de ciment, ce qui justifie que l'on n'utilise, en fait, que de l'eau du réseau potable;
- une masse de poudre  $P_p = 350 \text{ g}$  est malaxée dans un malaxeur à mortier (norme NF EN 196-1) avec une certaine quantité d'eau estimée a priori par l'équation 2.6 et, le cas échéant, du superplastifiant ou du plastifiant. L'eau et l'adjuvant sont introduits en premiers. Le malaxage est effectué dans un malaxeur à mortier dont on aura pris la précaution d'humecter la cuve et la pale, à l'aide d'une éponge essorée. Le cycle de malaxage est le suivant: une minute à petite vitesse, quinze secondes d'arrêt pour racler la cuver à l'aide de la pale, puis une minute à grande vitesse;

- tout en maintenant le malaxage à grande vitesse, l'eau est ajustée à l'aide d'une pissette (fig. 2.10) dont on a fait la tare. Chaque ajout est séparé d'une minute. Lorsque la pâte homogène est obtenue, le poids de la pissette donne directement la quantité d'eau ajoutée;
- l'essai est reproduit avec une quantité d'eau légèrement inférieure à celle totale obtenue lors du premier essai;
- la compacité de la poudre est calculée à partir de la moyenne d'au moins deux mesures, pour lesquelles la quantité d'eau ajoutée à l'aide de la pissette est inférieure à 5g. A noter que  $P_e$ , dans l'équation 2.6, représente l'eau totale ajoutée plus l'eau contenue dans l'adjuvant.



Fig. 2.10 - Ajustement de l'eau dans l'essai de demande en eau

Le tableau suivant illustre la bonne répétabilité de la méthode décrite pour le ciment CEM I 52.5 de Saint Vigor en présence de 2% (en extrait sec par rapport au ciment) de résine GT.

N° essai	Ciment (g)	Eau (g)	Compacité
1	350	95,9	0,6220
2	350	95	0,6243
3	350	95,2	0,6238
4	350	97,2	0,6189
5	350	94,5	0,6255
<b>Moyenne</b>			0,6229
<b>Ecart type</b>			0,0026
<b>Coefficient de variation</b>			0,4%

Tableau 2.3 - Répétabilité de la mesure de demande en eau

### 2.4.3.3. Calibration et validation et du modèle pour les poudres

Les matériaux utilisés pour cette validation ont été choisis de façon à avoir des granularités et des demandes en eau variables. Il s'agit du Ciment Lafarge CEM I 52.5 PM CP de St Vigor , de la fumée de silice grise d'Anglefort qualité DM issue de la fabrication du silicium métal, de la fumée de silice blanche SEPR issue de la fabrication du zirconium, de filler calcaire Sifraco E450, de la microcendre d'Albi (cendre silico-alumineuse coupée à 12 µm), et d'un sable siliceux roulé de Fontainebleau. Les propriétés de ces matériaux sont données dans l'annexe A. Nous disposions également du superplastifiant Chryso Résine GT contenant 30% d'extrait sec. Les mesures granulométriques, effectuées conformément au paragraphe 2.4.3.1. sont présentées sur la figure 2.11.

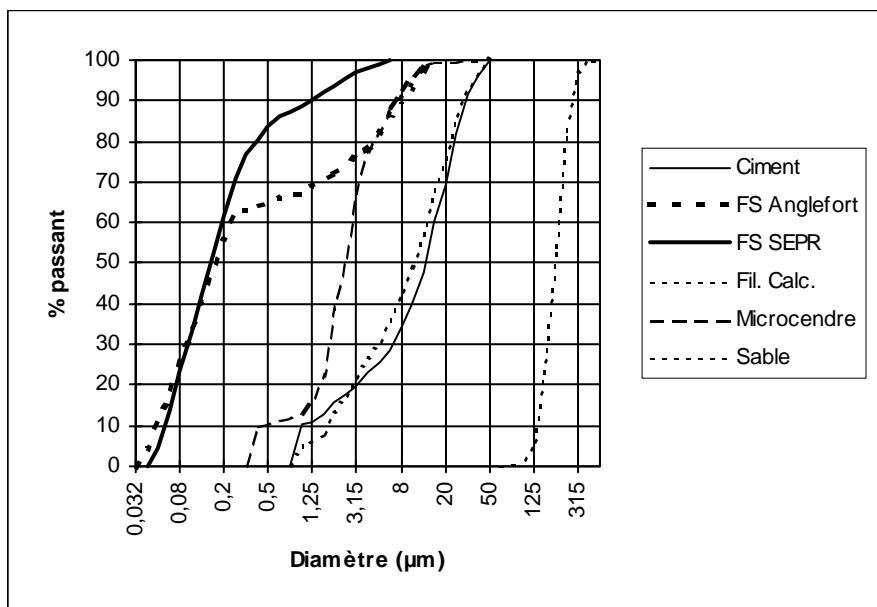


Fig. 2.11 - Granularités des poudres

Tous les demandes en eau (tableau 2.4) ont été effectuées sur des mélanges de poudres saturées en superplastifiant. Les dosages ont été fixés forfaitairement à 2% en extrait sec du poids du ciment et de filler calcaire et 5% du poids de microcendre et des fumées de silice. Ceci est largement supérieur aux dosages classiquement observés avec ce superplastifiant dans les formulations de béton. De plus, afin de simuler le pH alcalin du béton et favoriser l'adsorption du superplastifiant sur les additions minérales, les demandes en eau, ont été effectuées avec de l'eau du réseau potable saturée en chaux (2g/l).

On constate sur la figure 2.13, que les compacités des additions minérales ne sont pas cohérentes avec les compacités des mélanges. Deux explications peuvent être avancées pour expliquer cette constatation. Malgré l'utilisation d'eau saturée en chaux, l'absence de ciment perturbe l'adsorption du superplastifiant. Toutefois, si cela explique la faible valeur de la compacité du filler, cela ne peut pas expliquer la valeur élevée obtenue pour les fumées de silice. Une seconde source d'erreur peut provenir de l'identification du seuil d'homogénéité de la pâte lors de l'essai de demande en eau, qui est moins aisée que pour les ciments. Afin de contourner ce problème, on suggère donc d'extrapoler linéairement une valeur de compacité (signalée par un triangle vide sur les graphes) à partir des mesures effectués sur des mélanges à 10 et 20 % de ciment. Ce sont ces valeurs extrapolées qui ont été introduites dans les calculs de calibration du modèle.

Ciment St Vigor	Composition du mélange (% en masse)					Compacité	
	Fumée de silice d'Anglefort	Fumée de silice SEPR	Filler calcaire Sifraco	Microcendre d'Albi	Sable de Fontainebleau	expérience	modèle avec K=6,7
0	100	0	0	0	0	0,5424	0,4900
5	95	0	0	0	0	0,5053	0,4982
10	90	0	0	0	0	0,5035	0,5069
20	80	0	0	0	0	0,5265	0,5259
35	65	0	0	0	0	0,5484	0,5593
50	50	0	0	0	0	0,5988	0,599
70	30	0	0	0	0	0,6602	0,6532
80	20	0	0	0	0	0,6750	0,6634
85	15	0	0	0	0	0,6724	0,6601
90	10	0	0	0	0	0,6706	0,6521
95	5	0	0	0	0	0,6617	0,6405
98	2	0	0	0	0	0,6464	0,6324
100	0	0	0	0	0	0,6267	0,6267
0	0	100	0	0	0	0,6611	0,625
10	0	90	0	0	0	0,6419	0,6402
30	0	70	0	0	0	0,6726	0,6754
50	0	50	0	0	0	0,7119	0,7168
60	0	40	0	0	0	0,7343	0,7377
70	0	30	0	0	0	0,7418	0,7511
80	0	20	0	0	0	0,7430	0,7369
85	0	15	0	0	0	0,7322	0,7153
90	0	10	0	0	0	0,7171	0,6877
95	0	5	0	0	0	0,6976	0,6575
98	0	2	0	0	0	0,6509	0,639
100	0	0	0	0	0	0,6267	0,6267
0	0	0	100	0	0	0,5633	0,595
5	0	0	95	0	0	0,5960	0,5965
25	0	0	75	0	0	0,5940	0,6026
30	0	0	70	0	0	0,6009	0,6042
50	0	0	50	0	0	0,6072	0,6105
75	0	0	25	0	0	0,6228	0,6186
100	0	0	0	0	0	0,6267	0,6267
0	0	0	100	0	0	0,5633	0,595
5	0	0	95	0	0	0,5971	0,5965
20	0	0	80	0	0	0,6097	0,6011
30	0	0	70	0	0	0,6009	0,6042
70	0	0	30	0	0	0,6204	0,6169
90	0	0	10	0	0	0,6210	0,6234
100	0	0	0	0	0	0,6267	0,6267
0	0	0	0	100	0	0,5333	0,54
5	0	0	0	95	0	0,5459	0,5454
20	0	0	0	80	0	0,5614	0,563
50	0	0	0	50	0	0,6015	0,6031
80	0	0	0	20	0	0,6526	0,6374
90	0	0	0	10	0	0,6476	0,6372
95	0	0	0	5	0	0,6315	0,6331
100	0	0	0	0	0	0,6267	0,6267

Tableau 2.4 - Demandes en eau des mélanges de poudres (% en masse)

Composition du mélange (% en masse)						Compacité	
Ciment St Vigor	Fumée de silice d'Anglefort	Fumée de silice SEPR	Filler calcaire Sifraco	Microcendre d'Albi	Sable de Fontainebleau	expérience	modèle avec K=6,7
0	0	0	0	0	100	0,5991*	0,5991
15	0	0	0	0	85	0,6264	0,6512
25	0	0	0	0	75	0,6644	0,6886
40	0	0	0	0	60	0,7294	0,7299
50	0	0	0	0	50	0,7316	0,7306
75	0	0	0	0	25	0,6803	0,684
100	0	0	0	0	0	0,6267	0,6267

\*déduite d'un mesure de compacité à sec

Tableau 2.4 (suite)- Demandes en eau des mélanges de poudres (% en masse)

Afin d'utiliser le modèle d'empilement compressible, il est nécessaire de connaître les compacités virtuelles de chaque classe granulaire de chaque matériau. Il serait évidemment trop lourd de mesurer ces compacités; on ne saurait pas, d'ailleurs, séparer les poudres en tranches granulaires quasi homométriques. Toutefois, comme expliqué au paragraphe 2.5 nous pouvons déduire ces compacités de la demande en eau des matériaux à condition de faire une hypothèse sur la forme de la fonction de compacité en fonction du diamètre de la classe.

Des mesures de compacités à sec rapportées par Powers [12] sur différentes fractions d'un ciment (tableau 2.5) décrivent bien le fait intuitif que la compacité diminue lorsque la taille des grains diminue. Ces résultats suggèrent l'utilisation d'une loi de la forme  $\alpha_i = a$  pour  $d_i > 20 \mu\text{m}$  et  $\alpha_i = a + 0.42 \log(d_i/20)$  pour  $d_i < 20 \mu\text{m}$ . Cependant, ils n'ont, a priori, aucun caractère de généralité. En conséquence, on décide de considérer que les compacités virtuelles des classes granulaires sont uniformes pour chacun des matériaux.

di ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
81,6	0,55
49,2	0,55
30,2	0,56
15,3	0,54
8,3	0,42
2,4	0,2

Tableau 2.5 - Compacités à sec de fractions d'un ciment d'après Powers

Enfin, on constate que le choix d'un indice de compaction, influence l'allure de la courbe de compacités d'un mélange binaire (fig 2.12): plus cet indice est élevé plus la courbe est pointue. De nombreuses simulations ont donc été effectuées en faisant varier la valeur de l'indice associé à l'essai de demande en eau. Les meilleurs résultats ont été obtenus avec un indice de compaction de 6.7 (tableau 2.4 et fig. 2.13). L'erreur absolue moyenne entre l'expérience et le modèle est alors égale à 0.0066. On voit donc que, malgré les hypothèses simplificatrices le modèle décrit bien les mélanges optima tant en valeur de compacité qu'en composition. Même si le modèle n'est pas aussi précis pour des mélanges contenant de la fumée de silice à un dosage inférieur à 20%, il est rassurant que l'erreur ne soit pas plus importante malgré la nature colloïdale de ces produits. De plus, cette imprécision s'explique sans doute en partie par le fait d'avoir adopté des compacités virtuelles constantes pour les classes granulaires au sein d'un même matériau, ce qui fausse les effets d'interactions entre les grains.

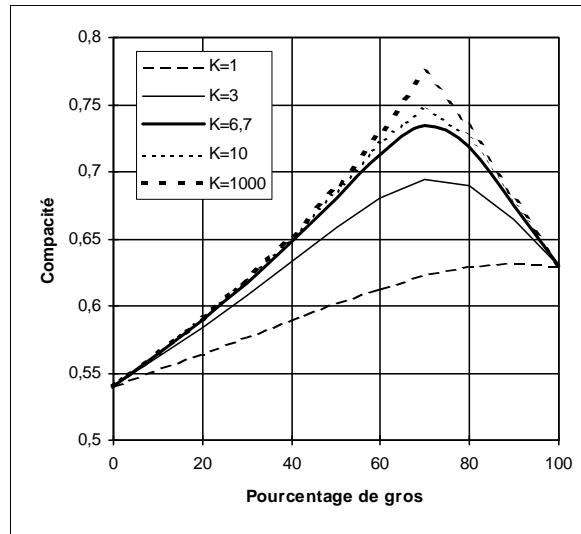


Fig. 2.12 - Influence de la valeur de l'indice de compaction K sur la compacité d'un mélange binaire

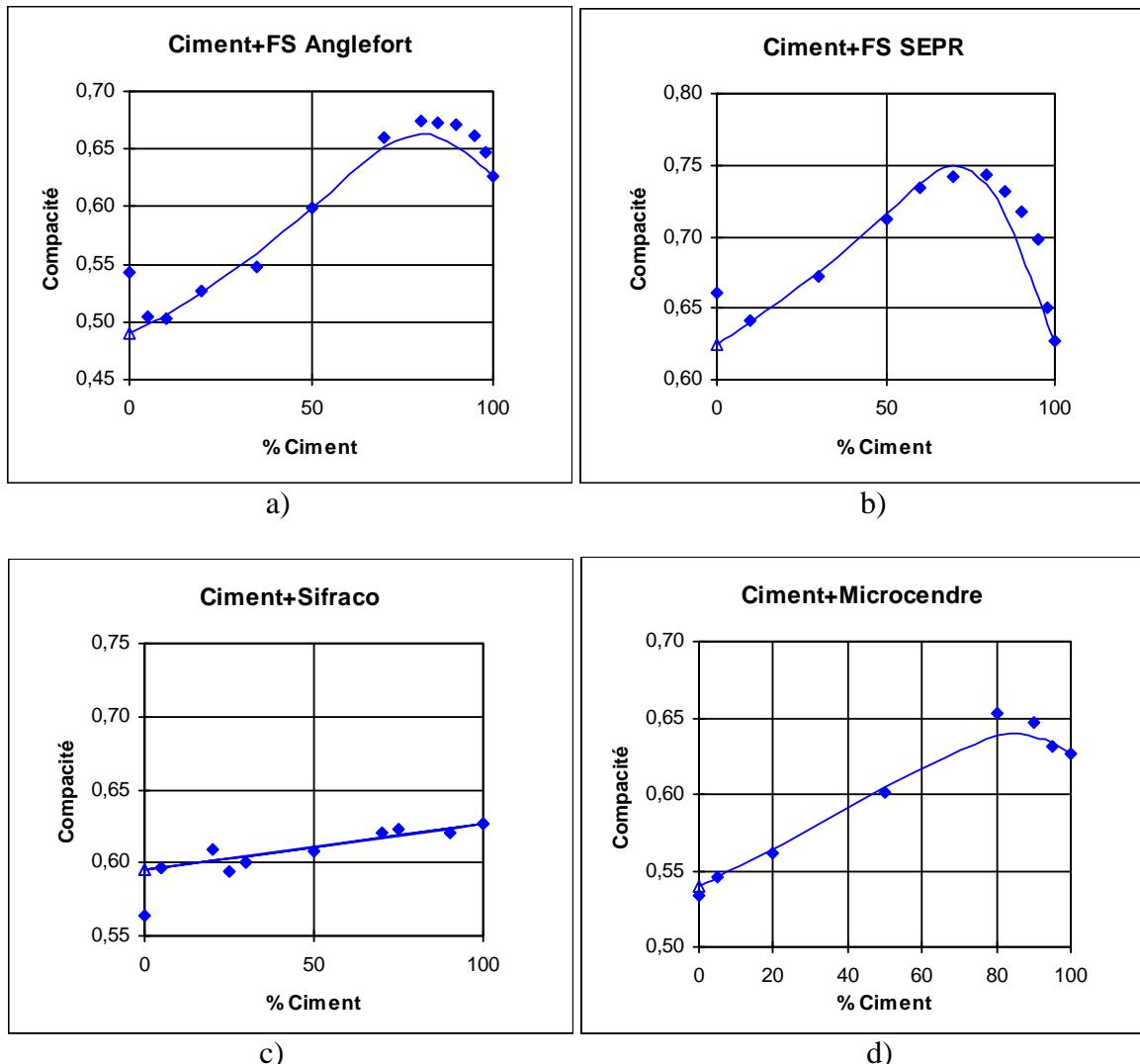


Fig. 2.13 - Résultats des essais de demande en eau avec additions minérales. Losanges pleins: expérience; triangles vides: valeurs extrapolées; trait continu: modèle avec  $K=6,7$ .

Afin d'avoir une confirmation supplémentaire de la cohérence du modèle, la compacité du sable de fontainebleau a été déterminée à sec sous vibration et compression, c'est à dire, dans le formalisme du modèle, pour un indice de compaction de 9. Une série d'essais de demande en eau a été effectuée sur des mélanges ciment/sable. La mesure de la compacité du sable pur manque sur ce schéma, car on ne peut pas définir, avec le protocole adopté, la demande en eau d'un sable exempt de fines: le stade de pâte lisse n'existe pas, et l'eau ressue du mélange, même lorsque celui-ci n'est pas saturé. La compacité du sable pour un indice de compaction de 6,7 a donc été calculée, grâce au modèle d'empilement compressible, à partir de la compacité pour un indice de 9. C'est cette valeur qui a ensuite été introduite dans les simulations. On voit sur la figure 2.14 que le modèle donne encore pleine satisfaction.

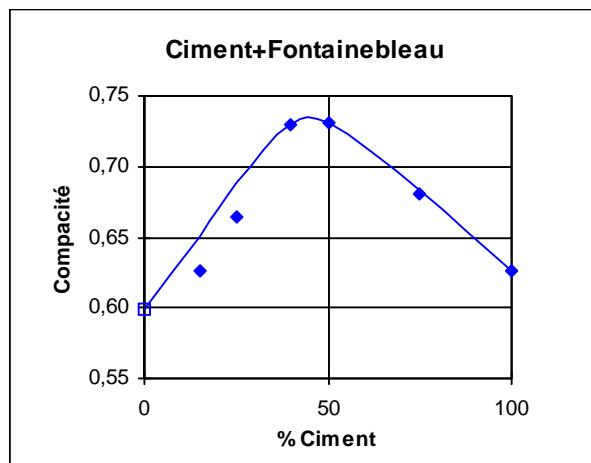


Fig. 2.14 - Résultats des essais de demande en eau avec sable. Losanges pleins: expérience; carré vide: valeur calculée; trait continu: modèle avec  $K=6.7$ .

#### 2.4.3.4. Demande en eau des additions minérales en présence de superplastifiant.

Comme nous venons de le voir, la demande en eau des additions minérales ne peut pas être déterminée directement. Il faut, tout d'abord, mesurer la demande en eau de deux mélanges de rapport addition/ciment égal à 80/20 et 90/10 puis déduire, par extrapolation linéaire, la demande en eau de la poudre. Afin de limiter le nombre d'essais, on peut se limiter à la mesure de la demande en eau d'un seul mélange (celui de rapport 80/20 par exemple) et ajuster, grâce au logiciel René-LCPC, la compacité de la poudre pour que la courbe binaire simulée passe par ce point. Cette méthode est, sans doute, moins précise que la première puisque l'on n'a qu'une valeur de mélange. Elle suppose également que l'on dispose de la demande en eau du ciment choisi. Tout ceci ne pose pas de problème lorsque les mélanges sont saturés en superplastifiant. Par contre, quand on est en dessous du dosage de saturation, il est nécessaire de connaître pour les calculs la part de superplastifiant qui se fixe sur le ciment et sur l'addition respectivement. On suppose ici, pour simplifier, que le superplastifiant se répartit au prorata des dosages de saturation. Il faut donc, tout d'abord, déterminer par la méthode des coulis [16], ou la méthode des coulis modifiée AFREM [17], le dosage de saturation du ciment seul, puis le dosage de saturation d'un mélange dont les teneurs massiques en ciment et addition sont fixées respectivement à  $x$  et  $1-x$ .

En prenant les notation suivantes:

- $Sp_c^*$  dosage de saturation pour le ciment seul, et  $Sp_c$  dosage de superplastifiant attribué au ciment. Ces dosages sont exprimés en pourcentage d'extrait sec par rapport à la masse de ciment.

- $Sp_a^*$  dosage de saturation pour l'addition seule, et  $Sp_a$  dosage de superplastifiant attribué à l'addition. Ces dosages sont exprimés en pourcentage d'extrait sec par rapport à la masse d'addition.
- $Sp^*$  dosage de saturation pour le mélange , et  $Sp$  dosage de superplastifiant du mélange. Ces dosages sont exprimés en pourcentage d'extrait sec par rapport à la masse de l'addition et du ciment.

On déduit  $Sp_a^*$  en écrivant:

$$Sp^* = xSp_c^* + (1-x)Sp_a^*$$

$$\text{et on a, d'après notre hypothèse simplificatrice: } \frac{Sp}{Sp^*} = \frac{Sp_c}{Sp_c^*} = \frac{Sp_a}{Sp_a^*}$$

La figure 2.15 montre un exemple d'utilisation de la méthode des coulis. Le dosage de saturation du ciment est de 0,3% et celui du mélange 66,67% ciment- 33,33% filler calcaire de 0,2%. A la précision des mesures près, ceci revient à considérer que le dosage de saturation du filler est nul, ce qui veut dire que le filler fixe une quantité négligeable d'adjvant. Prenons de façon forfaitaire  $Sp_a^* = 0,01\%$ .

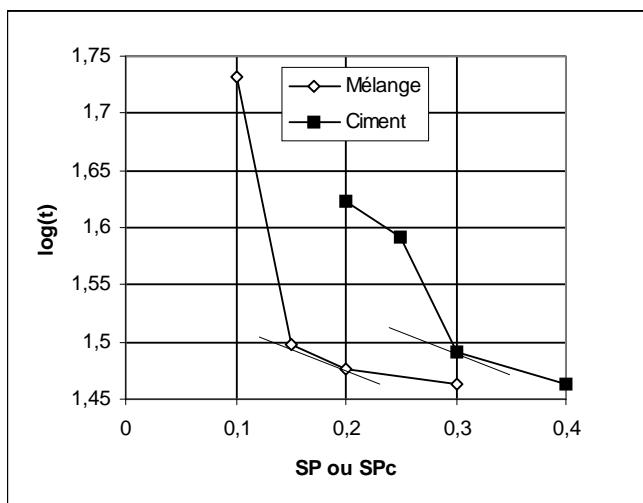


Fig. 2.15 -  $t$  temps d'écoulement au cône de Marsh

On a, alors, mesuré la demande en eau du ciment et du mélange filler-ciment, pour différents dosages en superplastifiant (tableau 2.6) .

$Sp_c$	Compacité du ciment	$Sp$	Compacité du mélange
<b>0</b>	0,5676	<b>0</b>	0,5796
<b>0,075</b>		<b>0,075</b>	0,5914
<b>0,15</b>	0,5855	<b>0,15</b>	0,6070
<b>0,2</b>	0,5907	<b>0,2</b>	0,6116
<b>0,25</b>	0,5963	<b>0,25</b>	
<b>0,3</b>	0,6023	<b>0,3</b>	0,6162
<b>0,4</b>	0,6023	<b>0,4</b>	
<b>0,6</b>	0,6039	<b>0,6</b>	

Tableau 2.6 - Mesure de demande en eau du ciment CEM I 52.5 de Gaurain (Belgique) seul ou mélangé avec le filler Piketty A en présence de superplastifiant Sikament 10.

Considérant que le rapport des dosages de saturation impose que pratiquement tout le superplastifiant est fixé par le ciment, on a pu, à l'aide du logiciel René-LCPC, ajuster la compacité du filler, à partir de la compacité du mélange et de celle du ciment, pour chaque dosage en superplastifiant. L'allure de la courbe obtenue (fig. 2.16) est cohérente (fonction croissante qui plafonne) avec celle obtenue pour le ciment. Ceci est rassurant sur l'approche adoptée. Il est toutefois nécessaire de la valider plus amplement sur d'autres essais. Il faut, en effet, garder à l'esprit que les hypothèses d'additivité des dosages de saturation et de distribution du superplastifiant sur les poudres sont assez fortes. Pour avoir une image plus précise des phénomènes, il serait préférable d'étudier les isothermes d'adsorption du superplastifiant [15] en présence des différentes poudres. Ils décrivent plus précisément les équilibres physico-chimiques mis en jeu mais sont toutefois trop lourds pour une application pratique.

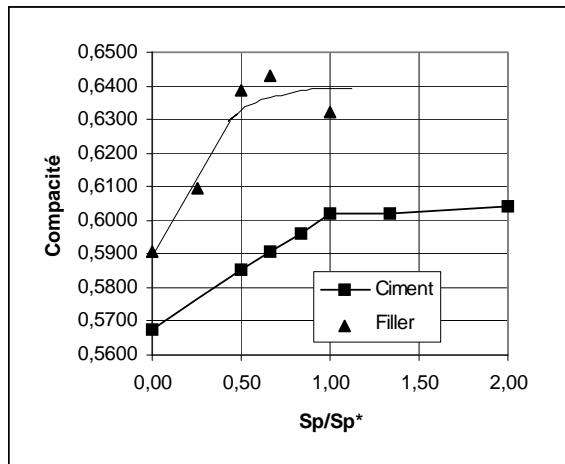


Fig. 2.16 - Demande en eau pour le ciment et le filler calcaire en fonction du dosage en superplastifiant

#### 2.4.4. Prise en compte de l'effet de paroi

Cette prise en compte est présentée en détail par de Larrard [10]. Comme elle a été effectuée avec la même méthode et sur les mêmes données que celles que nous avions utilisées pour le Modèle de Suspension Solide (voir §2.3.2), nous nous contenterons, ici, de résumer les conclusions.

Avec le Modèle d'Empilement Compressible, l'approche de Ben Aïm [3] présentée dans le paragraphe 2.3.2 reste valable: au voisinage d'une paroi, un empilement de grains de taille  $d_i$  est perturbé sur une distance  $d_i/2$ . Dans cette zone, la compacité devient  $k\beta_i$ . Afin de prendre en compte l'effet de paroi exercé par le moule sur le mélange, il suffit donc de remplacer, dans les équations, les termes  $\beta_i$  par les termes:

$$\bar{\beta}_i = \frac{(V-v)\beta_i + kv\beta_i}{V} = \left(1 - (1-k)\frac{v}{V}\right)\beta_i \quad (\text{Equ. 2.7})$$

où  $v/V$  représente le rapport entre le volume perturbé par la paroi et le volume total.

A titre d'exemple, pour un tuyau de pompe de diamètre  $D$  on a:

$$\frac{v}{V} = \frac{D^2 - (D-d_i)^2}{D^2} = 2\frac{d_i}{D} - \frac{d_i^2}{D^2}$$

pour deux plans parallèles infinis séparés d'une épaisseur e

$$\frac{v}{V} = \frac{d_i}{e}$$

Le lissage des données expérimentales présentées en 2.3.2 a donné:

- pour les grains roulés  $k=0.88$  (erreur moyenne 0.6%)
- pour les grains concassés  $k=0.73$  (erreur moyenne 0.6%)

## 2.5. PROGRAMMATION DU MODELE DANS UN LOGICIEL

Afin de pouvoir utiliser de façon pratique le modèle d'empilement compressible (notamment pour la validation du modèle), il est apparu nécessaire de l'intégrer dans un logiciel convivial sous l'interface Windows. Ce logiciel a été nommé RENE-LCPC en clin d'œil aux travaux de René Féret concernant l'optimisation granulaire des bétons. Les précédentes versions, basées sur le Modèle de Suspension Solide, ont été distribuées de façon exclusive au sein du réseau technique de l'équipement et ont fait l'objectif de plusieurs articles [53], [51], [52], [12].

Les chapitres suivant décrivent plus précisément, la dernière version du logiciel, en détaillant les algorithmes de programmation adoptés.

### 2.5.1. Intégration du modèle dans le logiciel

L'intégration du modèle d'empilement dans le logiciel René-LCPC a nécessité de modifier le formalisme présenté précédemment.

Les nouvelles notations sont présentées dans le tableau 2.7

M	nombre de matériaux
n	nombre de classes granulaires
$d_i$	diamètre moyen de la classe i
$\beta_{m,i}$	compacité propre virtuelle de la classe i dans le matériau m
$y_{m,i}$	proportion volumique de la classe i dans le matériau m.
$p_m$	proportion volumique du matériau m.
$\gamma_{m,i}$	compacité virtuelle du mélange si la classe i du matériau m est dominante
$\gamma$	compacité virtuelle du mélange
C	compacité expérimentale du mélange
K	indice de compaction pour le mélange

Tableau 2.7 - Notations utilisées dans le logiciel René-LCPC

En utilisant les nouvelles notations dans l'équation 2.3 on obtient:

$$\gamma_{m,i} = \frac{\beta_{m,i}}{1 - \sum_{k=1}^M \left[ \sum_{j=1}^i \left( 1 - \beta_{m,i} + \beta_{m,i} b_{i,j} \left( 1 - \frac{1}{\beta_{k,j}} \right) \right) p_k y_{k,j} + \sum_{j=i+1}^n \left( 1 - \frac{\beta_{m,i}}{\beta_{k,j}} a_{i,j} \right) p_k y_{k,j} \right]} \quad (\text{Equ. 2.8})$$

Par définition on a:

$$\sum_{k=1}^M \left[ \sum_{j=1}^i p_k y_{k,j} + \sum_{j=i+1}^n p_k y_{k,j} \right] = 1$$

en posant

$$\delta_{k,i} = \sum_{j=1}^i \left( 1 - b_{i,j} \left( 1 - \frac{1}{\beta_{k,j}} \right) \right) y_{k,j} + \sum_{j=i+1}^n \frac{a_{i,j} y_{k,j}}{\beta_{k,j}} \quad (\text{Equ. 2.9})$$

on en déduit que

$$\gamma_{m,i} = \gamma'_i = \frac{1}{\sum_{k=1}^M p_k \delta_{k,i}} \quad (\text{Equ. 2.10})$$

donc

$$\gamma = \inf_{1 \leq i \leq n} (\gamma'_i) \quad (\text{Equ. 2.11})$$

On voit sur l'équation 2.10 tout l'intérêt du formalisme adopté: les  $M \cdot n$  termes  $\delta_{k,i}$  ne sont calculés qu'une seule fois pour un jeu de constituants donnés et, comme les termes  $\gamma_{m,i}$  ne dépendent que de la classe  $i$  et non du matériau  $m$ , le calcul de la compacité virtuelle de tout mélange de ces constituants n'exige que  $M \cdot n$  calculs alors que l'équation 2.8 en nécessite un nombre proportionnel à  $(M \cdot n)^2$ .

On déduit de l'équation 2.4 que la compacité  $C$  d'un mélange, pour un indice de compaction  $K$  donné, est défini de façon implicite par l'équation 2.12.

$$F(C) = \sum_{i=1}^n \frac{\left( \sum_{m=1}^M \frac{p_m y_{m,i}}{\beta_{m,i}} \right)}{\left( \frac{1}{C} - \frac{1}{\gamma'_i} \right)} - K = 0 \quad (\text{Equ. 2.12})$$

L'équation peut être aisément résolue par la méthode de Newton en écrivant que:

$$\frac{\delta F(C)}{\delta C} = \sum_{i=1}^n \frac{\left( \sum_{m=1}^M \frac{p_m y_{m,i}}{\beta_{m,i}} \right)}{\left( 1 - \frac{C}{\gamma'_i} \right)^2} \quad (\text{Equ. 2.13})$$

Enfin, le confinement peut être pris en compte, en remplaçant  $\beta_{m,i}$  par  $\bar{\beta}_{m,i}$  (voir equ. 2.7) dans les équations.

## 2.5.2. Données d'entrée nécessaires au logiciel

### 2.5.2.1. Les masses volumiques

Elles servent à traduire les compositions en masse, en composition volumiques. Il s'agit des masses volumiques réelles, déterminées selon la norme AFNOR P18-554 pour les gravillons et la norme P18-555 pour les sables. La masse volumique des poudres (ciment, fines et ultrafines...) est mesurée selon la norme ASTM C188.

### *2.5.2.2. Les granularités*

Elle sont déterminées par simple tamisage pour les gravillons et les sables et conformément au paragraphe 2.4.3.1 pour les poudres.

Lorsque l'on ne peut pas déterminer la courbe granulométrique complète il est nécessaire de déterminer la surface spécifique par la méthode Blaine (AFNOR P 15-476) pour le ciment ou les additions de tailles similaire et par la méthode BET pour les ultrafines (equ 2.5).

### *2.5.2.3. Les compacités*

La méthode de mesure adoptée, de façon courante au LCPC, est légèrement différente de celle présentée dans le paragraphe 2.3.1. Les gravillons et les sables sont séparés, si possible, en tranches de rapport diamètre maximum sur diamètre minimum inférieur ou égal à 4. Ceci permet de mieux asseoir l'hypothèse d'uniformité des compacités propres des classes granulaires.

La compacité des gravillons est mesurée sur un échantillon de 7,5 kg<sup>1</sup>. Le matériau est déposé dans un cylindre métallique Ø16x32 cm fixé à une table vibrante, et fermé par un piston exerçant une pression de 10 kPa. Cet échantillon est soumis à une vibration de 150 Hz pendant 1 minute. La compacité est alors donnée par la moyenne (sur un minimum de deux échantillons) de l'expression  $C=7,5/(M*V)$ , où M est la masse volumique en kg/m<sup>3</sup> et V le volume final de l'échantillon en m<sup>3</sup>.

La mesure de la compacité des sables s'effectue comme pour les gravillons, mais sur un échantillon de 3 kg. La compacité est alors donnée par la valeur moyenne de l'expression  $C=3/(M*V)$ . Conformément à ce qui a été dit précédemment, on est amené en général à séparer le sable en trois classes distinctes 0-80 µm, 80µm-315µm et 3.15 µm-d<sub>max</sub> où d<sub>max</sub> est le diamètre maximal des grains de sable. De plus, si le sable s'avère contenir un fort (>10%) pourcentage de fines de diamètre inférieur à 80 µm, il est préférable de les extraire pour en faire une demande en eau.

L'effet du confinement est pris en compte par l'équation 2.7 en écrivant que le rapport v/V où V est le volume de l'échantillon et v le volume perturbé par l'effet de paroi s'écrit, en fonction du diamètre des grains d (en mm) de la façon suivante:

$$\frac{v}{V} = 1 - \left(1 - \frac{d}{h}\right)\left(1 - \frac{d}{160}\right)^2;$$

La compacité des poudres se mesure par un essai de demande en eau (voir § 2.4.3.2).

### *2.5.2.4. L'indice de compaction*

A chaque méthode de mesures de compacité, correspond un indice de compaction. Les valeurs les plus fréquentes, pour les essais à sec, sont présentées dans le tableau 2.2. L'indice de compaction pour l'essai de demande en eau est égal à 6,7.

### *2.5.2.5. Le confinement*

Le degré de confinement des mélanges est pris en compte à travers la saisie dans le logiciel de la fonction v/V = f(d) qui dépend de la géométrie du moule (voir § 2.4.4 et 2.5.2.3)

---

<sup>1</sup>Si la taille maximale du granulat excède 30 mm, on prendra un cylindre plus large et un échantillon plus grand pour éviter des effets de paroi trop importants.

### 2.5.2.6. Fonctionnement du logiciel

Le logiciel est conçu en deux parties:

- un module de stockage de propriétés des constituants. Pour chaque constituant, on rentre dans le programme, sa granularité, sa compacité ainsi que l'indice de compaction et la fonction de confinement associés au protocole utilisé. A noter que la compacité des différents constituants peut être déterminée à partir de protocoles différents. On fait l'hypothèse que les compacités virtuelles sont uniformes au sein du constituant soit  $\beta_{i,m}=\beta_m$ . En posant  $M=1$  et  $p_k=1$  le logiciel déduit  $\beta_m$  des équations 2.9, 2.10, 2.12 et 2.13. Pour chaque constituant, toutes ces propriétés, ainsi que la masse volumique, sont stockées dans une base de données.
- un module de mélange: il permet de sélectionner de sélectionner un jeu de constituants préalablement stockés dans la base de données. Le logiciel calcule, pour ce jeu, les valeurs  $\delta_{k,i}$  (equ. 2.9). On fixe alors les proportions massiques du mélange (qui sont traduites en proportions volumiques  $p_k$ , à l'aide des masses volumiques des constituants) et la fonction de confinement. Pour chaque composition, on peut déduire l'indice de compaction du mélange en fonction de sa compacité à l'aide des équations 2.10, 2.12 et 2.13 ou l'inverse à l'aide des équations 2.10 et 2.12.

Ce fonctionnement est résumé dans la figure 2.17

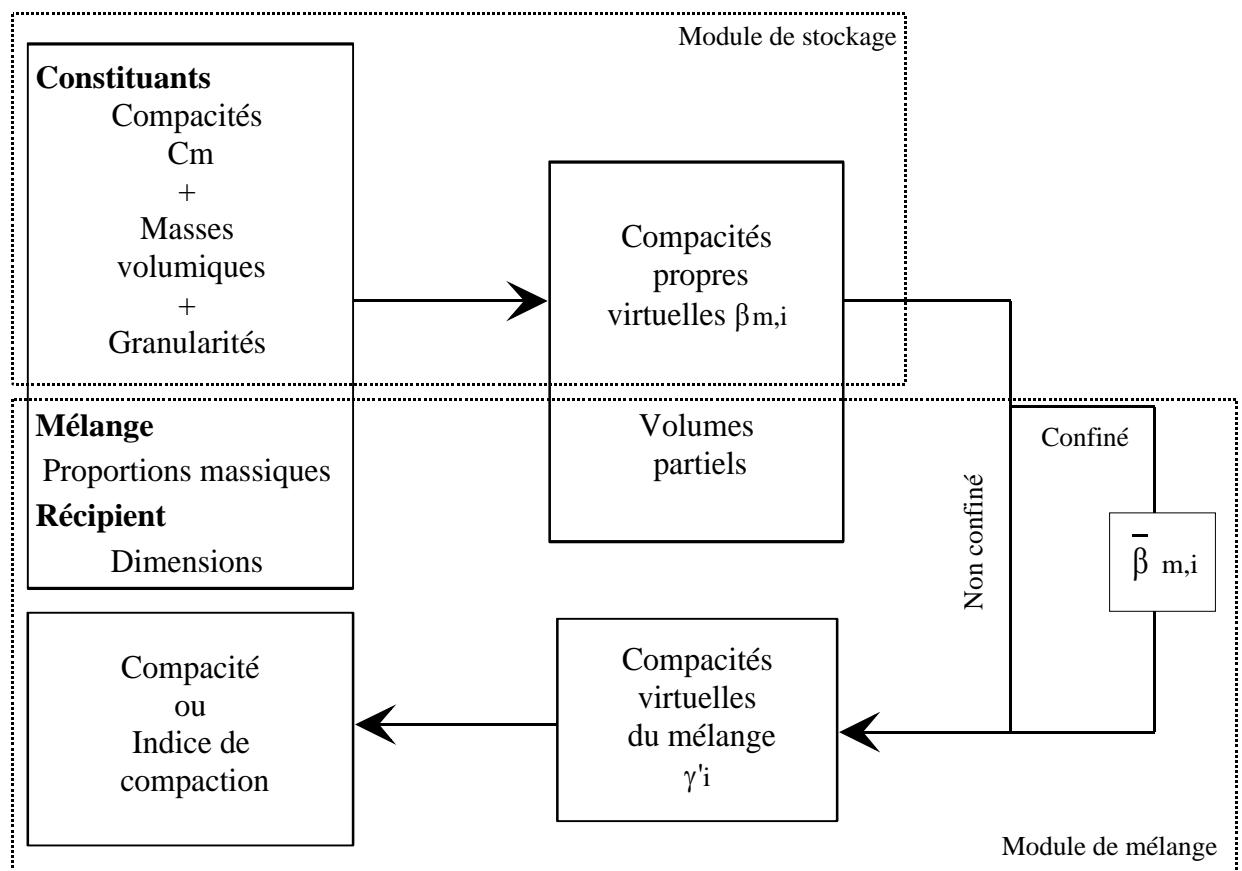


Fig. 2.17 - Schéma fonctionnel du logiciel René-LCPC

# **3. Sélection d'essais de bétons frais**

---

Nous décrivons, dans ce chapitre, les appareils et les méthodes utilisées dans le cadre de ce travail pour caractériser le béton à l'état frais.

## **3.1. ESSAIS EXISTANTS**

### **3.1.1. Essai au cône d'Abra**ms

Nous avons, bien évidemment, caractérisé l'ouvrabilité de tous les bétons étudiés à l'aide du cône d'Abra

ms, qui reste l'outil de contrôle le plus utilisé sur chantier. Comme nous l'avons vu au chapitre précédent, l'ouvrabilité des bétons autonivelants est caractérisée par la moyenne de deux diamètres perpendiculaires de la galette obtenue en fin d'essai (après une minute). Nous avons également mesuré le temps T500 nécessaire, à partir du soulèvement du cône, pour que la galette ait un diamètre de 500 mm. Ce genre de mesure a été effectuée par Sakamoto et al. [48] et Kuroiwa et al. [30], pour estimer la viscosité des bétons. Finalement, nous avons noté, à titre d'indicateur de stabilité, la largeur du halo de mortier apparaissant, le cas échéant, autour de la galette. Ce halo représente la différence entre l'étalement du béton et celui des gravillons demeurés au centre, dans le cas où le béton présente de la ségrégation.

Il nous faut préciser quelques points sur le déroulement des essais:

- comme la majorité des bétons étudiés dans le cadre de ce travail sont fluides ou autonivelants, nous avons fait les essais sur une plaque en inox lisse de largeur égale à 80 cm. La plaque était systématiquement humectée à l'aide d'une éponge en chassant tout excès d'eau. Il est important de préciser le protocole, car certains auteurs ont montré que l'on pouvait observer des différences allant jusqu'à 60 mm sur l'étalement, suivant que le support était sec ou humide [46];
- pour le programme consacré aux bétons autonivelants (programme n°4, voir chapitre 4), le remplissage du cône s'effectue en une seule fois et sans piquage. Ceci est justifié par le fait qu'ils sont destinés à être mis en place sous leur propre poids, et pour éviter de générer de la ségrégation.

### **3.1.2. Boîte en L**

Des nombreux essais de mesure d'aptitude au remplissage présentés dans la littérature, l'essai de la boîte en L et l'essai au "V funnel" sont, sans doute, les plus faciles à faire. Toutefois, comme on ne sait pas dimensionner le cône pour qu'il corresponde à différents espaces entre armatures (voir chap. 1), nous avons adopté l'essai de la boîte en L comme essai de référence pour le blocage. Il a l'avantage de ne nécessiter que 12 litres de béton au maximum, il permet l'observation directe des phénomènes de blocage (contrairement à l'essai en U, par exemple) et son nettoyage est aisé.

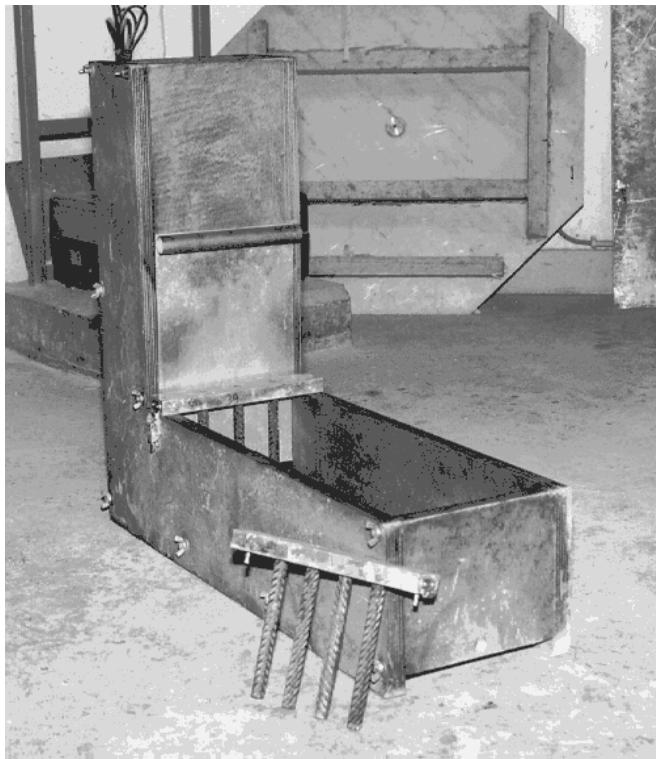


Fig. 3.1 - Boîte en L: la trappe métallique coulisse verticalement. On peut modifier le jeu d'armatures

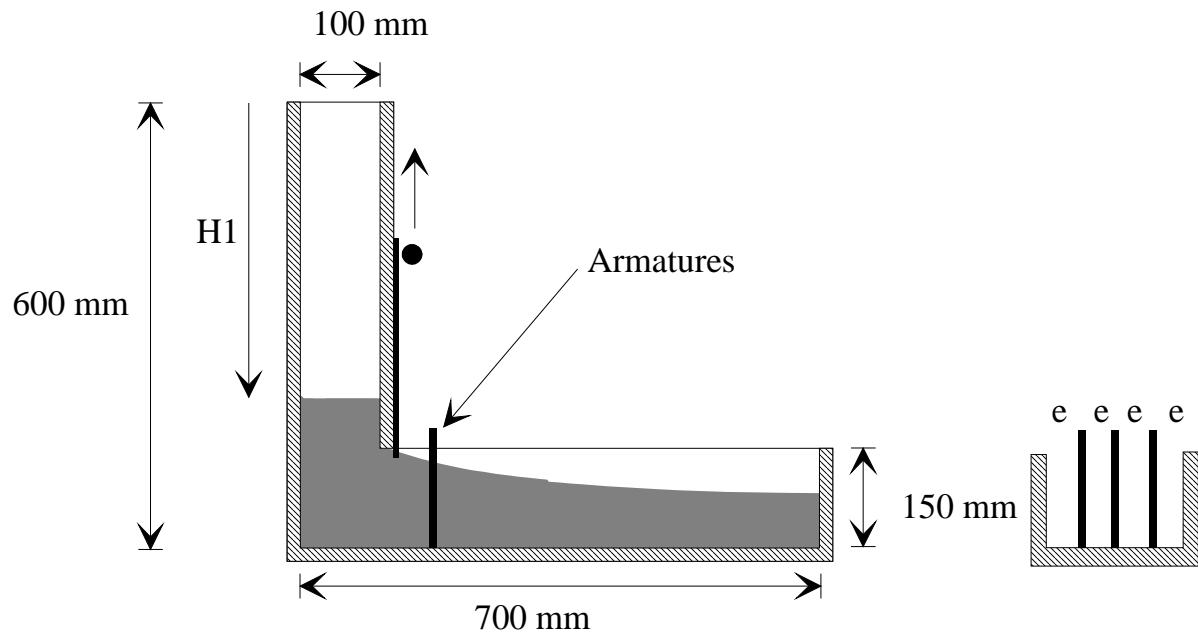


Fig. 3.2 - Dimensions intérieures de la boîte en L

Les figures 3.1 et 3.2 décrivent le montage utilisé au LCPC. Il a été confectionné en contreplaqué CTBX résistant à l'eau afin de pouvoir être utilisé de nombreuses fois. Nous avons adopté des armatures à haute adhérence avec un diamètre unique Ø14 mm, et un espace constant entre les armatures d'une part, et entre l'armature et le bord de la boîte d'autre part. Petersson et al. [45], au contraire, ont choisi un intervalle plus grand sur les bords de la boîte. Toutefois, nous avons considéré que l'écoulement est identique entre deux armatures et entre une armature et un bord. L'expérience nous a d'ailleurs montré que non seulement le blocage

n'était pas plus sévère sur les bords qu'au milieu, mais qu'en cas de béton ségrégant, l'écoulement pouvait même être favorisé par une accumulation de pâte au voisinage de la paroi. Ceci justifie donc a posteriori notre choix. Le diamètre des barres étant fixé, le changement d'espace entre les obstacles nécessite d'avoir des boîtes de largeur différente. Le tableau 3.1 suivant récapitule les géométries disponibles au LCPC.

Espacement entre armatures (mm)	Nombres d'armatures	Largeur de la boîte (mm)
47	2	171
39	3	200
35	3	185
32	3	171
28	4	200
25	4	185

Tableau 3.1 - Dimensions des boîtes en L utilisées

Le protocole de mesures adopté est le suivant:

- on humidifie l'intérieur de la boîte et tout excès d'eau est enlevé;
- on ferme la trappe métallique et on vérifie l'horizontalité de la boîte;
- on remplit la partie verticale de béton en une seule fois;
- la surface est arasée à la truelle et le béton est laissé au repos pendant une minute pour qu'une éventuelle ségrégation puisse se développer;
- la trappe est ouverte;
- on mesure la hauteur d'écoulement H1 (voir fig.3.2) lorsque le béton est stabilisé. Plus H1 est grand, plus le béton est apte à s'écouler au travers d'armatures.

La hauteur H1 maximale théorique est égale à 510 mm. Dans la pratique, elle est rarement exactement atteinte, car, en fin d'essai le béton n'est plus soumis à une pression suffisante pour vaincre les frottements exercés par les parois de la boîte.

## 3.2. LE RHEOMETRE BTRHEOM

Pour caractériser plus fondamentalement le comportement du béton frais, le LCPC a entrepris dès 1990 (de Larrard [19]), le développement d'un rhéomètre à béton auquel a participé l'auteur de ce mémoire. L'article qui suit, présente l'intérêt de cet appareil, son principe d'utilisation, ainsi que quelques résultats expérimentaux. Le lecteur intéressé trouvera de plus amples détails dans la thèse du principal développeur (Hu [27]). Avant d'être utilisé de façon intensive, ce prototype a toutefois nécessité certaines améliorations, qui sont décrites dans les paragraphes qui suivent. Le dernier paragraphe décrit un montage permettant de faire des mesures en milieu confiné.

### 3.2.1. Le rhéomètre à béton BTRHEOM

# A New Rheometer for Soft-to-Fluid Fresh Concrete



by F. de Larrard, C. Hu, T. Sedran, J. C. Szitkar, M. Joly, F. Claux, and F. Derkx

*This article describes the development of apparatus designed to characterize the rheological behavior of fresh concrete, both in the lab and on site, in the range of consistency from soft to fluid. The principles that governed the design of the rheometer are first recalled. It is a torsional rheometer, in which a sample shaped like a hollow cylinder is sheared between two horizontal planes. The conduct of the tests is then described, followed by their processing, which yields, in particular, two physical quantities to characterize a concrete, the shear yield stress ( $\tau_0$ , in Pa) and the plastic viscosity ( $\mu$ , in Pa.s). These parameters may be measured with or without vibration, giving different values in each case. Later, the results of experiments are described. They deal with the detection, with only one sample, of the phenomenon of loss of workability, and with the pumpability of the concrete on site, respectively. The article concludes with a look at the prospects for industrial use of the BT RHEOM rheometer.*

**Keywords:** dilatancy; fluid concretes; fresh concretes; high-performance concretes; loss of workability; plastic viscosity; pumping; rheology; rheometer; shear yield stress; superplasticizer; thixotropy; workability.

## INTRODUCTION

For a number of years, changes have been occurring in the types of concretes used in civil engineering: the range of mixtures is diversifying, and materials of increasingly fluid consistency are being used. Placement requires less energy than in the past, when concretes were drier. However, new problems are arising. For example, high-performance concretes (HPC) have slumps that are generally greater than 150 mm. In spite of this, it happens that their practical placement raises specific difficulties: rapid losses of slump with time; "viscous" behavior and stickiness making the material hard to work with and leading to rather unattractive facings; low pumping rates; and difficulty in screeding the material to slopes exceeding a few percent.

Most of the usual rheological tests were developed for much stiffer concretes and so are ill suited to this new generation of materials. Therefore, it seems important, in order to keep pace with technological progress, to develop new apparatus capable of providing a pertinent characterization of the flow properties of fresh concrete.

Tattersall,<sup>1</sup> and more recently Wallevik and Gjørv,<sup>2</sup> and Beaupré,<sup>3</sup> have proposed apparatus belonging to the family of coaxial-cylinder viscometers. They allow determination of two quantities in place of one to characterize fresh concrete, and they can be considered as significant developments in the field of concrete rheology. However, these rheometers seem to have room for improvement, from the viewpoint of the practitioner as well as that of the scientist:

- they are bulky, require a large quantity of concrete, can be used only in the laboratory, and are not easy to use to test behavior under vibration;
- the characteristics indicated ( $g$  and  $h$ , respectively the ordinate at the origin and the slope of the experimental straight line relating the measured torque and the speed of rotation of the rotating part) are still technological quantities, not intrinsic properties of the material. They depend on the shape of the apparatus and cannot be used in a flow calculation.

## RESEARCH SIGNIFICANCE

Because of the drawbacks outlined above, it was decided to design a new rheometer.<sup>4</sup> Analysis of the needs of the engineer, and of the theoretical requirements related to measurement of the rheological behavior of concrete, led to the following list of specifications:

- smallest dimensions of the sample of the order of 5 times the size of the coarsest aggregate, say 100 mm;
- possibility of applying shear to the sample in a steady state, in a range of velocity gradients between 2 and  $10 \text{ s}^{-1}$ , with any loading program, i.e., imposed parameter vs. time;
- possibility of measuring the evolution of the volume of

ACI member F. de Larrard is head of the Concrete Mix-Design and Rheology section at the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), Paris, France. He has published extensively in the range of high-performance concrete technology.

C. Hu was a doctoral student at LCPC in the field of fluid concrete rheology. He is now a research engineer at Lafarge Research Center (LCR), l'Isle d'Abeau, France.

T. Sedran is a research engineer at LCPC working in the field of mix-design and rheology of self-leveling concrete.

J. C. Sitzkar, F. Claux, M. Joly, and F. Derkx are employed by LCPC. They are involved in the development of special laboratory facilities, both from mechanical and electronic aspects.

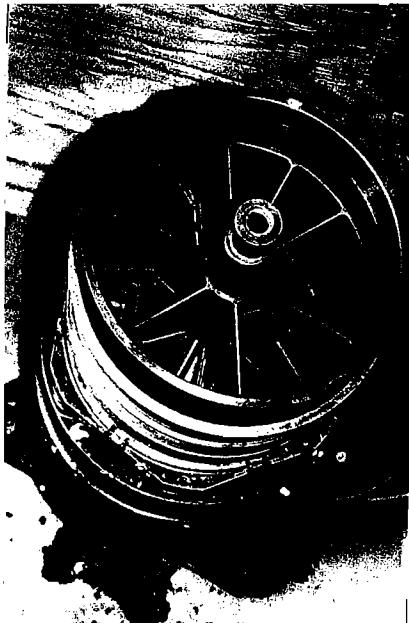
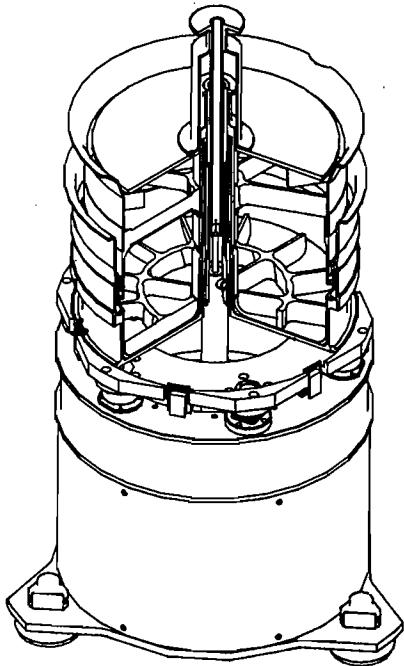


Fig. 1—Prototype of BT RHEOM rheometer. Body dimensions: height 300 × diameter 300 mm; container dimensions: height 240 × diameter 270 mm.

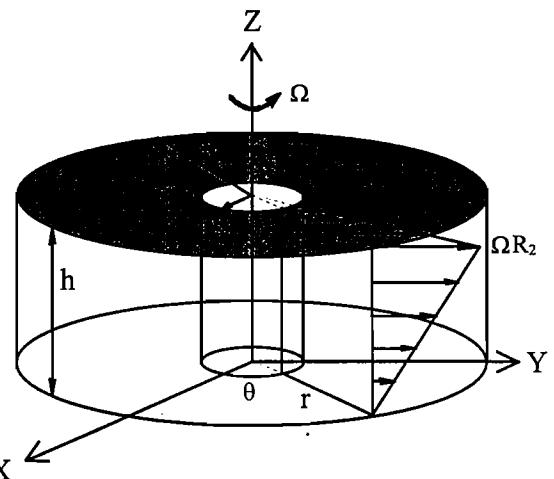


Fig. 2—Theoretical velocity field in BT RHEOM rheometer

the sample in the course of the test;

- possibility of applying to the concrete an accelerational vibration of the order of 4 times the acceleration of gravity.
- apparatus as compact and as light as possible, so that it can be used on site as well as in the laboratory, and it needs only one operator;

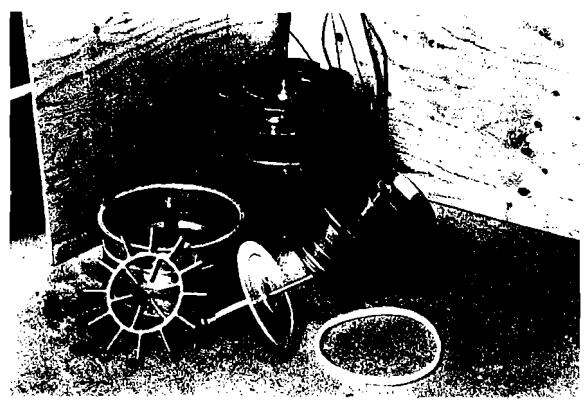
The design will be described first, followed by the conduct, analysis, and interpretation of the tests. The first uses in the laboratory and on site will be then recounted. Finally, a conclusion about the prospects for industrial use will be drawn.

#### DESIGN OF THE APPARATUS<sup>4</sup>

##### Response to the specifications

The logical choice was a plane/plane type of rheometer design, in which a ring of concrete having a vertical axis is sheared, its bottom section being fixed and its top section rotating about the axis (see Fig. 1 and 2). The minimum dimensions lead to a volume of concrete of the order of 7 liters, of which 6 liters are in the zone of shear: this is very nearly the capacity of the Abrams cone, and experience has shown that it is, statistically, sufficiently representative of the material. The apparatus has 5 independent parts [cf. Fig. 1 and 3(a)]:

- a container (a), of which the interior volume is a hollow cylinder, containing the sample of concrete;
- a rotating part (b) used to cause the top section of the sample to rotate, including top blades in the shape of a spoked wheel, coupled to a hollow shaft and a cylindrical external skirt. This last part serves to keep the configuration symmetrical with respect to the horizontal midplane of the sample;
- a system of blocking blades (c), at the bottom of the container, to prevent rotation of the bottom section of the concrete;
- a disc (d), coupled to a shaft, capable of measuring the height of the sample;
- the body of the apparatus (e), cylindrical in shape, covered by a plate holding the above-mentioned elements. The body contains the two motors of the rheometer, one to turn



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Fig. 3—Photos (a) through (e) showing different stages of preparation of test

the system of top blades and the other to apply a vertical vibration to the plate, independently of the rest of the body. The tests are controlled and the measurements acquired by a microcomputer, as in the case of the BML viscometer.<sup>2</sup> Programs have been especially developed for various types of tests.

### Using the rheometer

In the starting configuration, the rheometer has been dismantled into five parts [Fig. 3(a)].

- Place a special seal in a groove on the outside of the skirt of the rotating part and bond another self-adhesive seal of very thin felt to the inside wall of the hollow shaft of the same part, in the midplane of the sample, to limit upward movements of material between the skirt and the inside wall of the container.
- Place the system of bottom blades in the bottom of the container.
- Fit the rotating part with the seal in the container, aligning its shaft with that of the motor [Fig. 3(b)].
- Attach the container to the rheometer body plate.
- Run a no-load test [Fig. 3(c)]: moisten the seal by pouring water into the space between the skirt and the container, start the corresponding program, then disconnect the container from the body and empty the water in it;
- fill the rheometer with concrete so that the level of material after consolidation is above the top blades [Fig. 3(d)].
- Attach the container to the rheometer body plate.
- Insert the shaft of the disc into the shaft of the rotating part [the disc then rests on the free surface of the concrete, cf. Fig. 3(e)], then run the desired program.
- Disconnect the disc, then the container, from the body and remove the rotating part from the fresh concrete.
- Empty the container and withdraw the worn seal.
- Clean the four parts (container, rotating part, blocking blades, and disc) in water.

Not counting the actual testing time, the time necessary to follow the procedure is approximately 20 min. The "standard" test, which consists in measuring the instantaneous rheological characteristics of fresh concrete, with and without vibration, takes approximately 4 min.

After a thorough calibration, it has been found that the accuracy on the torque and rotation speed measurement are about 0.7 percent and 1 percent, respectively.<sup>5</sup>

## CONDUCT OF RHEOLOGICAL TESTS

### Preliminary questions related to the rheological behavior of fresh concrete

Like most concentrated suspensions, concrete is thixotropic: at a constant velocity gradient, for a few tens of seconds, stress is a decreasing function of time. This phenomenon results from the fact that the agglomeration of fine particles in the suspension depends on the loading history. This explains why, in a concrete that has just been mixed energetically, deflocculation is better than in the same material after a period of rest. From the practical standpoint, an attempt is generally made to simulate the behavior of the concrete as it leaves the concrete truck. During emptying, it is made to turn fast, applying a rela-

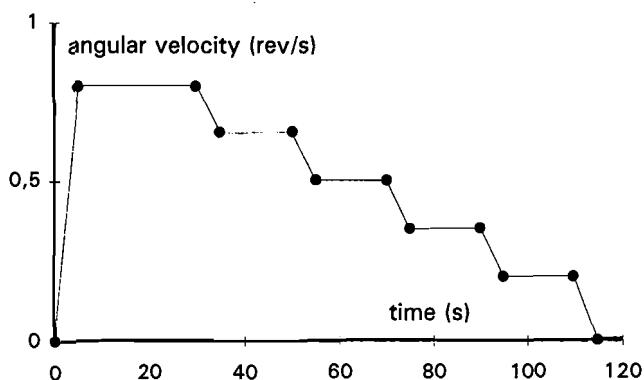


Fig. 4—Diagram of protocol for measurement of behavior of reworked concrete

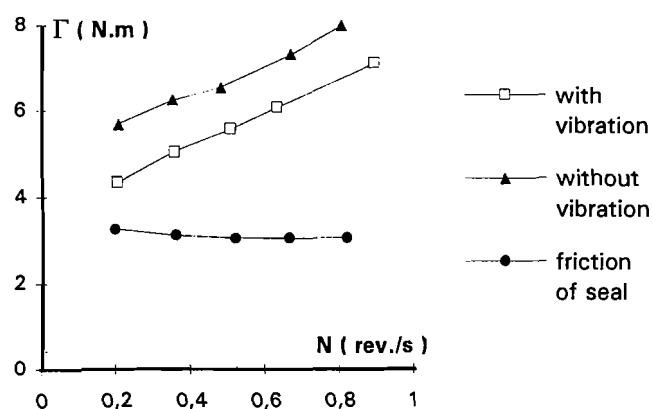


Fig. 5—Torque vs. angular velocity (raw result of protocol described in Fig. 4). Concrete b4 (cf. Table 4)

tively large shear to the fresh concrete. The behavior of the reworked concrete, which is what is of interest for most of the critical phases of placement, will therefore be obtained by steady-state measurements.

However, continuation of the measurement for several tens of minutes would show an irreversible growth of the torque, because of the chemical activity of the cement. The term "steady state" is therefore, in the case of fresh concrete, only a figure of speech. It is furthermore fundamental to characterize this evolution of behavior, because it will determine the practical limits of the placing time of a fresh concrete.

Another question arises in the problem of the rheological characterization of a granular material. Is it possible to keep a sample homogeneous for the duration of the test? This leads to the difficult question of the sedimentation of suspensions.<sup>6</sup> In a first approximation, let us regard our system as a two-phase material: coarse aggregates scattered in a mortar matrix.<sup>7</sup> The voluminal concentration in the coarse aggregate phase is limited by the packing density of this phase, the values of which are of the order of 55 to 65 percent.<sup>8</sup> How-

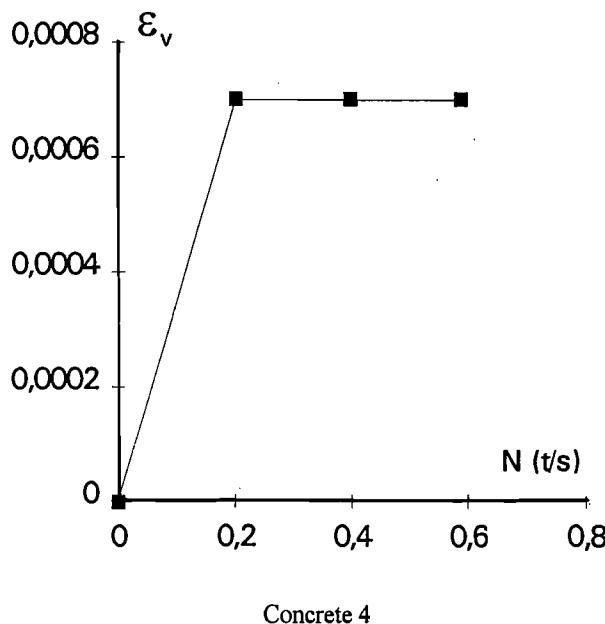
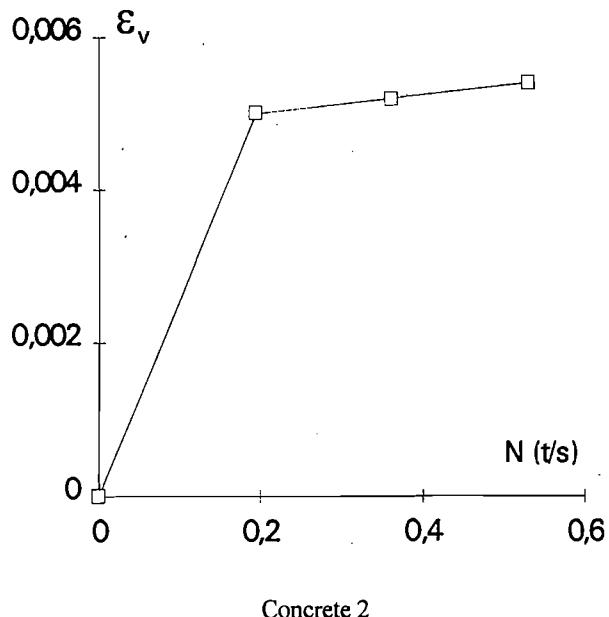


Fig. 6—Results of two dilatancy tests



ever, during shearing, the maximum concentration is lower, to allow coarse aggregate planes to slide on one another. In some concrete mix designs, this maximum concentration may be exceeded. It follows that any attempt to shear the material runs up against a spontaneous expansion of the granular phase (dilatancy). This is a phenomenon intrinsic to the material, not ascribable to the means of testing, which can therefore only characterize the behavior of a concrete modified by shear, having a lower coarse aggregate content. On sites, the existence of a "stony" phase, supernatant on the surface of the fresh concrete in the course of flow, is often observed. This phenomenon is even more manifest in the case of mud spates.<sup>9</sup>

In the case of the BT RHEOM rheometer, an accumulation of coarse aggregate is sometimes found in the upper part. As stated above, the phenomenon cannot be avoided. On the other hand, if it is desired to repeat measurements on the same sample, it is important to rehomogenize it between successive loadings. This can be done simply by applying the vibration without rotation of the rotating part, causing the coarse aggregate to sink back into the sheared part of the concrete.

#### Measurement of behavior of reworked concrete (with and without vibration)

After the container has been filled, the concrete is subjected to a 15-second vibration to insure a repeatable placement of the material. The rotating part then starts turning, with a linear acceleration up to a maximum speed of approximately 50 rpm. The speed then follows a stepwise path like the one shown in Fig. 4. Each plateau lasts approximately 20 seconds; at the end of this time, 30 torque measurements are made. The 5 largest and 5 smallest measurements are eliminated and the mean value of the remaining 20 measurements is recorded. Because of the heterogeneity of concrete, the in-

stantaneous torque exhibits fluctuations, which this processing attempts to screen out.

This loading can be applied with or without vibration, as the experimenter chooses. Before the filling with concrete, the no-load test is performed according to the same program (without vibration). Fig. 5 is an example of raw experimental results.

The evolution of the behavior is studied by periodically repeating the loading described above. Between loadings, the sample of concrete remains at rest in the rheometer, after a phase of vibration without rotation, as explained before.

#### Approach to the thixotropic behavior of concrete

After ACI 116R-62, the thixotropy is "the property of a material that enables it to stiffen in a short period while at rest, but to acquire a lower viscosity when mechanically agitated, the process being reversible." Concrete exhibits this behavior when rejoining successive horizontal layers, or when finishing slabs after a certain period of rest.

In the test, the initial phase is therefore one of consolidation (filling followed by vibration for 15 sec), after which a time that depends on the phase of placement it is desired to simulate (for example, 30 min) is allowed to pass. At the end of this waiting time, the sample is subjected to an imposed torque program, during which a linearly increasing torque is applied. The torque corresponding to a particular very low speed, for example 2 rpm, which is regarded as the start of flow, is then recorded. The corresponding stress, the 'resting shear yield stress,' is therefore one of the thixotropic indices. It is always higher than the already defined Bingham's yield stress. This measurement can be made with or without vibration, as appropriate.

## Measurement of dilatancy

An attempt is made to characterize the difference in total volume of the concrete between the reworked state and the consolidated state. The test therefore starts with shearing of the concrete at a speed of 30 rpm; this is followed by a deceleration during which the height of the disc is recorded. When the rotation has stopped, the sample is vibrated for 15 sec; finally, the final height of the disc after vibration is recorded. Fig. 6 gives two examples of such a measurement.

## ANALYSIS AND INTERPRETATION OF THE TEST

### Theoretical bases for analysis of the test on reworked concrete

The geometry of the test was chosen to impose a velocity field in the sample, independently of its law of behavior. This velocity field is shown in Fig. 2. We had shown<sup>4</sup> that the relation between the shear stress and the velocity gradient could be obtained using the following system of equations:

$$\tau(\gamma) = \frac{h\gamma}{2\pi R_2^4} \sum_{i=0}^{\infty} K^{4i} F(K^i h\gamma / R_2) \quad (1)$$

with

$$F(\Omega) = \frac{3}{\Omega} \Gamma(\Omega) + \frac{\partial \Gamma(\Omega)}{\partial \Omega} \quad (2)$$

$$\gamma = \Omega r/h \quad (3)$$

$$K = \frac{R_1}{R_2} \quad (4)$$

where the various symbols have the following meanings:

- $r$  and  $\theta$  are the radius and the angle, in the cylindrical coordinate system (see Fig. 2);
- $\tau$  is the shear stress;
- $\gamma$  is the velocity gradient;
- $R_1$  and  $R_2$  are the inside and outside radii of the apparatus;
- $h$  is the height of the sheared part of the sample;
- $\Gamma$  is the torque applied to the sample;
- $\Omega$  is the angular velocity of the rotating part.

The general method of analysis therefore consists of fitting a mathematical equation with the experimental values of torque versus angular velocity, then from it deducing the function  $\tau(\gamma)$  by applying the foregoing equations. It will be noted that the series converges very rapidly, because of the term in  $(R_1/R_2)^4$ . In the case of a coaxial-cylinder rheometer, such a treatment is possible,<sup>9</sup> but the uncertainty on the results is much larger if the fluid has a shear yield stress.

However, almost all measurements made so far with the BT RHEOM rheometer have given affine relations between the torque and the angular velocity, which verifies Tattersall's claim<sup>1</sup> that concrete is a Bingham fluid, with the following two reservations:

- a first limitation depending on the type of concrete (for

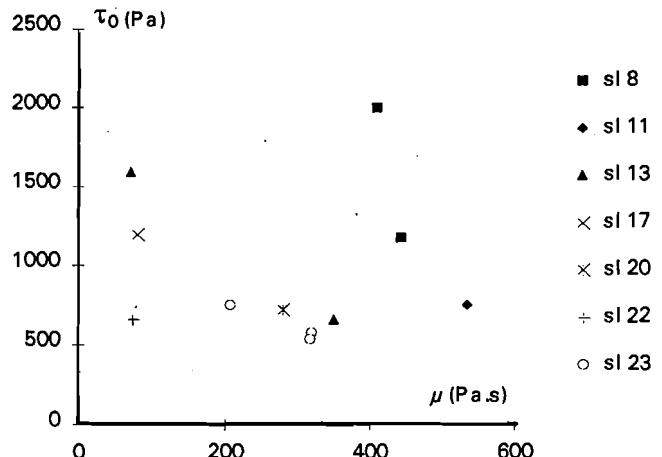


Fig. 7—Rheological characteristics found for a range of concretes. (sl 8, sl 11, etc., represent slumps of 80, 110 mm, etc.)

the moment the verification concerns materials having slumps in excess of 8 cm, always the case of the soft to fluid concretes of interest here);

- a second limitation having to do with the range of velocity gradients (from 0.5 to 8 s⁻¹, approximately). With a wider range, it seems that the behavior of coarse granular suspensions is rather of the Herschel-Bulkley type;<sup>9</sup> but this remains to be verified in the case of our materials.

If, then, only the Binghamian case is considered, the analysis of the rheometer is considerably simplified. If  $\Gamma_0$  and  $\partial \Gamma / \partial \Omega$  are the ordinate at origin and the slope of the experimental straight line  $\Gamma(\Omega)$ , then<sup>4</sup>

$$\tau_0 = \frac{3\Gamma_0}{2\pi(R_2^3 - R_1^3)} \quad (5)$$

$$\mu = \frac{2h \frac{\partial \Gamma}{\partial \Omega}}{\pi(R_2^4 - R_1^4)} \quad (6)$$

where  $\tau_0$  is the shear yield stress of the concrete, and  $\mu$  its plastic viscosity.

However, reality does not exactly match the diagram of Fig. 2. It is known that in a viscous fluid, the velocity field is continuous in the vicinity of the wall. It is then technologically impossible to impose a speed that increases linearly with height at the outside wall of the sample. The friction of the concrete on this wall therefore perturbs the flow of the concrete with respect to the ideal configuration of Fig. 2. Finite-elements calculations have been performed, in order to evaluate the effect of wall friction on the measured rheological characteristics. These investigations, reported elsewhere,<sup>5,10,11</sup> show that a decrease of about 10 percent should be applied to the apparent plastic viscosity. On the other hand, the wall friction does not influence the value of shear yield stress.

Three series of repeatability tests have been carried out.<sup>5,10</sup> The standard deviations of the measured Bingham's characteristics are about 10 percent.

### Obtaining the rest yield stress

In this case, the only quantity measured is the torque  $\Gamma_{r0}$ , corresponding to a very low speed of rotation (less than 2 rpm). Neglecting the effect of viscosity:

$$\tau_{r0} = \frac{3\Gamma_{r0}}{2\pi(R_2^3 - R_1^3)} \quad (7)$$

where  $\tau_{r0}$  is the rest yield stress of the concrete.

### EXAMPLES OF LABORATORY USES Initial rheological characteristics of different concretes

Fig. 7 gives experimental results for a series of concretes, most of them high-performance, with and without silica fume. The intervals of variation of the mix design parameters are: 5 to 20 mm for the maximum aggregate size, 350 to 600 kg/m<sup>3</sup> for the proportion of cement, 0.26 to 0.66 for the water/cement ratio, and 0.7 to 1.8 percent for the superplasticizer/cement ratio, giving slumps ranging from 80 to 260 mm. The following findings are then made:

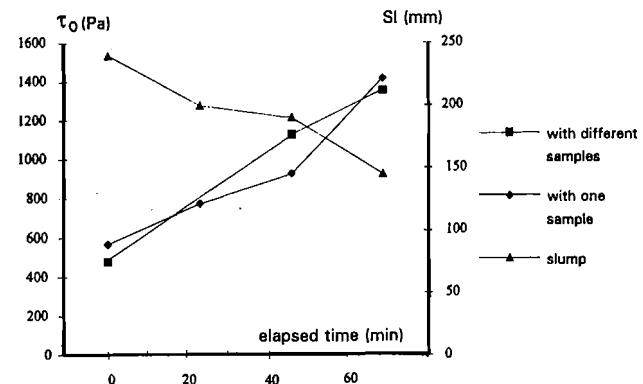
- the measured shear yield stress ranges from 500 to 2000 Pa; the differences between concretes are therefore large with respect to the repeatability error;
- the plastic viscosity ranges from 70 to 500 Pa.s (same

**Table 1—Composition of mix tested for monitoring workability losses**

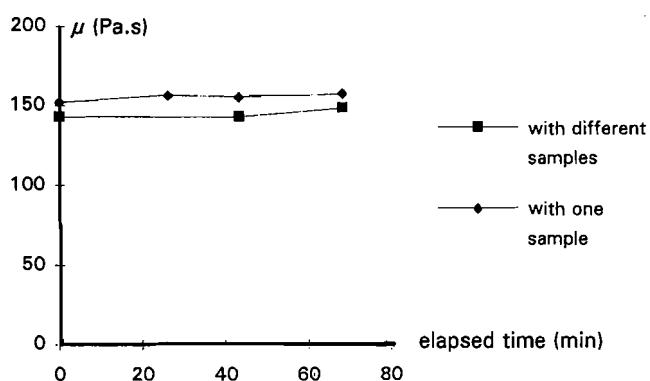
Coarse aggregate	12.5/20 mm 5/12.5 mm	kg/m <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup>	720 347
Sand (crushed)	0/5 mm	kg/m <sup>3</sup>	359
Sand (rounded)	0/5 mm	kg/m <sup>3</sup>	359
Cement		kg/m <sup>3</sup>	425
Silica fume		kg/m <sup>3</sup>	42.5
Superplasticizer (dry extract)		kg/m <sup>3</sup>	3.83
Retarder (dry extract)		kg/m <sup>3</sup>	0.25
Total water		l/m <sup>3</sup>	167

**Table 2—Loss of workability of a mix**

	Elapsed time, mn	$\tau_0$ , Pa	$\mu$ , Pa.s	Slump, mm
Same sample kept in the apparatus	$t_0$	573	152	—
	$t_0 + 25$	777	156	—
	$t_0 + 45$	927	158	—
	$t_0 + 70$	1420	157	—
One different sample for each measurement	$t_0$	484	143	240
	$t_0 + 25$	—	—	200
	$t_0 + 45$	1130	143	190
	$t_0 + 70$	1360	149	145



**Fig. 8—Evolution of field stresses and slumps versus time. Concrete b4 (cf. Table 4)**



**Fig. 9—Evolution of viscosities versus time. Concrete b4 (cf. Table 4)**

remark);

- there is no correlation between the two Bingham characteristics, which demonstrates the inadequacy of tests delivering only one parameter. In particular, for the same cone slump, the viscosity of the concrete can vary in a ratio of 1 to 4.

As for the behavior under vibration, the few preliminary tests performed suggest the following general trends:

- the behavior remains Binghamian;
- the viscosity is not much affected by the vibration;
- on the other hand, the shear yield stress is considerably reduced, and sometimes even practically disappears.<sup>12</sup> The diversity of vibration responses obtained already shows that it is advantageous not to apply only tests without vibration.

### Tracking of losses of workability with only one sample

When a mix design is developed, especially for an HPC, it is necessary not only to meet specifications for the initial rheological behavior, but also to ensure that this behavior remains stable as long as necessary for placement. This leads, in the laboratory, to very cumbersome tests: a batch having

a large volume must be kept in the mixer, and samples taken at regular intervals for rheological tests.

With the rheometer, this operation is greatly simplified. Only one sample need be taken and kept in the container to undergo the successive shear sequences. However, the possibility that this repeated shear modifies the evolution of the microstructure of the material, and so its rheological behavior, must be considered. To check this point, the following experiment was performed. First of all, a batch of concrete (composition given in Table 1) was prepared and a sample placed in the rheometer to track the evolution of its behavior according to the protocol already described. A second batch having the same composition and volume was then made and successive samples were taken approximately every 20 min. After each sampling, a slump test was performed, together with a rheometer test. The results are given in Fig. 8 and 9 and Table 2. It may be noted:

- that the process of loss of workability results in a reduction of the slump and a corresponding increase of the shear yield stress; in fact, it can be found that slump and shear yield stress are closely related;<sup>10,12,13</sup>
- that the viscosity evolves little for the duration of the measurements;
- and finally, that the two experiments indicate similar evolutions of the yield stress and viscosity.

This test has been repeated with other mixtures, giving the same result. More data about the rheological behavior of high-performance concrete may be found in Ref. 12, as measured with BT RHEOM rheometer.

## FIRST USE ON SITE: TO EVALUATE THE PUMPABILITY OF HPCs

### Review of the HPC of Civaux II

For the construction of the internal containment of the Civaux II nuclear reactor (Vienna), a high-performance concrete with a special mix design was developed.<sup>14</sup> It had to meet a specification containing contradictory clauses: high compressive strength, low permeability and creep, but low heat of hydration and limited autogenous shrinkage. An innovative composition was found, including admixtures, silica fume, and partial replacement of the cement by a limestone filler (see Table 3).

This concrete, used on the Civaux site, was in general satisfactory, except for the difficulties encountered in pumping. These can be ascribed in part to the poor shape of the aggregates, and to the limitations of the equipment. However, the easier pumping of ordinary concrete in the Civaux I containment suggests that the intrinsic behavior of the HPC was also a factor.

### Experiment

During the final months of construction of the structural part of the Civaux II containment, and more particularly of the toroidal belt, the rheology of successive loads of HPC was tracked during two days of concreting. First of all, the behavior of the concrete in production was estimated using the plant's wattmeter (recorder reading before emptying of the mixer). The concrete mixer was then diverted to the site laboratory, where the usual tests (slump and shaking table) and a test using the BT

**Table 3—Composition of the HPC of Civaux II**

Coarse aggregate		Sand	Cement	Silica fume	Limestone filler	Superplasticizer	Retarder	Total water
12.5/25 mm	5/12.5 mm	0/5 mm						
791	309	759	266	40	57	7.68	7.68	161

**Table 4—Characteristics of various batches tested during Civaux experiments**

	$\tau_0$ , Pa	$\mu$ , Pa.s	slump, mm	DIN, cm	W, percent	P, bar	$N_c$ , min <sup>-1</sup>	$I_p$ , bar.min
First experiment								
c1	1070	221	220	60	22.5	150	15	10.00
c2	1020	245	210	58.5	21	150	14	10.71
c3	1180	327	220	59.5	20.5	160	13	12.31
c4	1050	329	200	54.5	22.5	170	12	14.17
c5	1060	206	215	62.5	20	150	15	10.00
c6	1250	288	215	61	19.8	160	14	11.43
Second experiment								
d1	927	203	200	52.5	22.5	150	13	11.54
d2	856	213	210	56	21	160	13	12.31
d3	983	215	205	57	20	160	13	12.31
d4	715	241	190	53.5	21	160	13	12.31
d5	930	203	215	55	20.8	160	13	12.31
d6	560	162	205	54	20	130	13	10.00
e1	766	315	145	—	—	plug	plug	∞
e2	1170	243	155	—	—	plug	plug	∞

Note: DIN = spread on German shaking table; W = wattmeter power reading (percent of maximum capacity); P = Pump pressure;  $N_c$  = pump strokes/min;  $I_p$  = Index of pumping resistance.

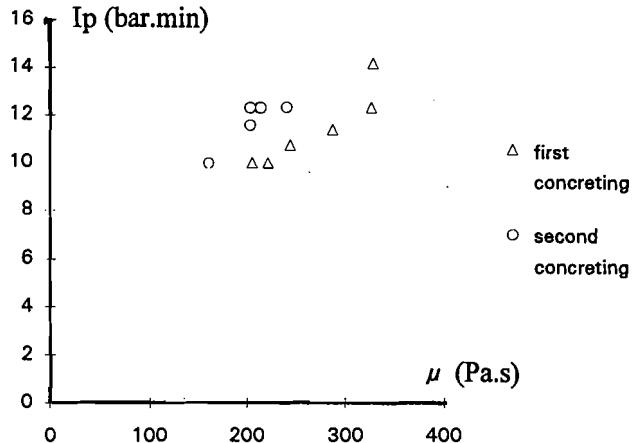


Fig. 10—Relationship between index of pumping resistance and viscosity of concrete (13 measurements)

RHEOM rheometer were performed. Finally, during the pumping of the batch in question, the maximum pumping pressure was noted and the number of piston strokes per minute was counted. The results obtained are given in Table 4.

#### Processing of measurements—correlation between rheological behavior and pumpability

Consider first a simplified theory of pumping.<sup>15</sup> A Binghamian fluid having the characteristics  $\tau_0$  and  $\mu$  travels in a pipe in laminar flow. The pump flow rate is then related to the characteristics of the pumping pipe and of the material according to the following equation:

$$Q = \frac{\pi \Delta P R^4}{8\mu L} \left(1 - \frac{4}{3}D + \frac{1}{3}D^4\right) \quad (8)$$

$$D = \frac{2L\tau_0}{\Delta P R} \quad (9)$$

where  $Q$  is the flowrate,  $\Delta P$  the pressure difference,  $L$  the length, and  $R$  the radius of the pipe. According to this calculation, the flow of material consists of an interior cylinder of concrete ("plug flow"), surrounded by a sheared annular layer. Application to the case of interest shows that, for a given installation, the flowrate is little affected by the yield stress, but is governed mainly by the plastic viscosity.

This calculation implicitly assumes that the velocity field is continuous in the vicinity of the wall. In fact, the phenomenon is much more complex than the theory above suggests. A realistic simulation must take account of the slippage between the material and the wall,<sup>16</sup> a phenomenon difficult to quantify. We therefore note simply that, of the two Bingham characteristics, the viscosity is the one that must normally have more influence on the pumpability of the concrete.

This pumpability has been evaluated by calculating an index of pumping resistance  $I_p$  defined as the ratio between the pump cylinder pressure and the number of strokes per minute recorded during the site experiments. The values of this index are given in Table 4. Its dependence on the mea-

sured viscosity can be seen in Fig. 10. The correlation found (0.59) is limited:

- by the low precision of the measurement of  $I_p$  (of the order of 14 percent) with respect to its range of variation (from 100 to 140 percent, approximately);
- by the fact that the adjustments of the pumping installation were probably not the same from one day of concreting to another.

This result is, however, encouraging, when compared to the correlations obtained with the usual rheological tests (0.39 for slump, 0.44 for the DIN table, 0.25 for the wattmeter). It should be noted in passing that the correlation with the yield stress is practically zero (0.13). This is a confirmation to the fact that no correlation exists between shear yield stress and plastic viscosity, as stated by Tattersall.<sup>1</sup>

Thus, in production of HPC with strict quality control, viscosity fluctuations from 1 to 1.5 (relative values) were found; these variations influence the pumpability of the material but cannot be detected by the usual tests.

#### CONCLUSION

1. A new apparatus of original design, the BT RHEOM rheometer, has been developed for the rheological characterization of fresh concretes of soft-to-fluid consistency, i.e., having slumps of at least 10 cm.
2. It delivers up to six rheological parameters:
  - the shear yield stress, stated in Pa, without and with vibration;
  - the plastic viscosity, stated in Pa.s, without and with vibration;
  - the rest shear yield stress, stated in Pa;
  - the dilatancy of fresh concrete, stated in percent.
3. For concretes that are "not pathological," i.e., designed so as not to segregate too easily, it is reasonable to believe that the Bingham characteristics are intrinsic to the material, for the velocity gradient range in question, with a relative experimental error of the order of 10 percent.

There are many possible industrial applications: much finer assessment of the behaviors of different concretes; easy determination of losses of workability; evaluation of pumpability; estimate of vibration response of material; suitability of concrete for reworking after placement; stability of slopes after screeding; etc. It will then be possible to base the mix design of concretes on much more rigorous specifications reflecting the various stages of placement. For quality control, the usual tests (slump,<sup>17</sup> DIN table) are as useful as ever because of their simplicity. A correlation between slump and yield stress, as measured with BT RHEOM, has been established theoretically and verified experimentally.<sup>10,11</sup> However, in some highly technical applications such as the Civaux nuclear power plant, the rheometer can make the distinction between mixes judged identical by the usual test methods.

#### ACKNOWLEDGMENTS

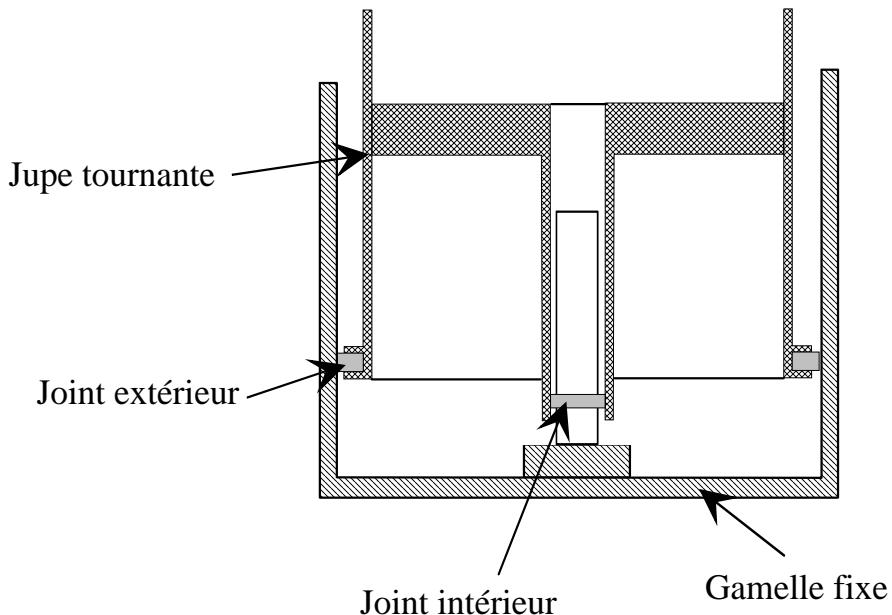
The authors express their gratitude to Mr. Nugues (Feutre Fulda France), Messrs. Sigrist, Paint, and Cardias of ED's Civaux resident engineering, Messrs. Neckties and Knocked (Fougerolle France), SABLOCROUTE and "Voies Nouvelles pour le Matériaux Béton" National Projects for their material and financial contributions to this research.

## REFERENCES

1. Tattersall, G. H., *Workability and Quality Control of Concrete*, E & FN Spon, London, 1991, 262 pp.
2. Wallevik, O. H., and Gøjrv, O. E., "Development of a Coaxial Cylinders Viscometer for Fresh Concrete," *Proceedings of the International Conference Properties of Fresh Concrete*, RILEM, London, Oct., 1990, pp. 213-224.
3. Beaupred, "The Rheology of High-Performance Shotcrete," Doctoral Thesis, University of British Columbia, Feb., 1994.
4. De Larrard, F.; Sztikar, J.C.; Hu C.; and Joly M., "Design of a Rheometer for Fluid Concretes," *Proceedings of the International RILEM workshop Special Concretes: Workability and Mixing*, edited by P. J. M. Bartos, E & FN Spon, 1994, pp. 201-208.
5. De Larrard F.; Hu C.; Sitzkar J. C.; Joly M.; Claux F.; and Sedran T., "Le Nouveau Rhéomètre LCPC pour Bétons très Plastiques à Fluides" (The New LCPC Rheometer for Soft-to-Fluid Concretes), *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 1994 (in French).
6. Blanc, R., and Guyon, E., "La Physique de la Sédimentation" (Physics of the Settlement), *La Recherche*, No. 234, V. 22, July-Aug., 1991 (in French).
7. Barrioulet M., and Legrand C., "Les Interactions Mécaniques entre Pâte et Granulats dans l'Ecoulement du Béton Frais" (Mechanical Interactions between Paste and Aggregate in the Fresh Concrete Flow), *Proceedings of the International Conference on Properties of Fresh Concrete*, RILEM, London, Oct., 1990, pp. 263-270 (in French).
8. De Larrard, F., and Builid, M., "Granularity et Compacité dans les Matériaux de Génie Civil" (Grading and Packing Density in Civil Engineering Materials), *Materials and Structures*, RILEM, V. 20, Mar.-Apr., 1987, pp. 117-126 (in French).
9. Coussot, P., "Rhéologie des Boues et Laves Torrentielles Etudes de Dispersions et Suspensions Concentrées" (Rheology of Mud Spates: Study of Concentrated Dispersions and Suspensions), Doctoral Thesis, Institut National Polytechnique de Grenoble, Etudes du Cymograph, Série Montagne, No. 5, 1993, 418 pp. (in French).
10. Hu, C., "Rhéologie des Bétons Fluides" (The Rheology of Fluid Concretes), Doctoral Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Jan., 1995. Etudes et Recherches des LPC, OA16, LCPC, Paris, 1995 (in French).
11. Hu, C.; De Larrard, F.; Sedran, T.; Boulay, C.; Bosc, F.; and Deflorenne, F., "Validation of BT RHEOM, the New Rheometer for Soft-to-Fluid Concrete," *Materials and Structures*, RILEM, V. 29, No. 192, 1996.
12. Hu, C., and De Larrard, F., "The Rheology of Fresh High-Performance Concrete," *Cement and Concrete Research*, V. 26, No. 1, 1996.
13. De Larrard, F.; Hu, C.; and Sedran, T., "Best Packing and Specified Rheology: Two Key Concepts in High-Performance Concrete Mixture-Proportioning," *Adam Neville Symposium*, CANMET, Las Vegas, June, 1995.
14. De Larrard, F.; Ithurralde, G.; Acker, P.; and Chauvel, D., "High-Performance Concrete for a Nuclear Containment," 2nd International Conference on Utilization of High-Strength Concrete, ACI SP 121-27, Berkeley, May, 1990.
15. Legrand, C., "Le Comportement Rhéologique des Suspensions de Ciment" (The Rheological Behavior of Cement Suspensions), *Le Béton Hydraulique*, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1982, pp. 115-130 (in French).
16. Tanigawa, Y.; Mori, H.; and Noda, Y., "Theoretical Study on Pumping of Fresh Concrete," *Transactions of the Japan Concrete Institute*, V. 13, 1991, 8 pp.
17. Popovics, S., "The Slump Test Is Useless—Or Is It?," *Concrete International: Design and Construction*, V. 16, No. 9, Sept., 1994, pp. 30-33.

### 3.2.2. Amélioration des joints

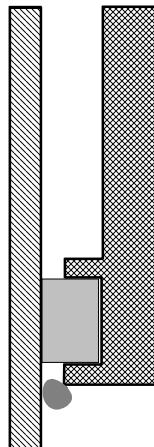
L'utilisation du BTRHEOM nécessite de placer un joint entre la jupe mobile et la gamelle fixe (fig. 3.3) afin qu'aucun granulat (gravillon ou sable) ne s'infiltra dans l'entrefer et ne bloque intempestivement l'appareil.



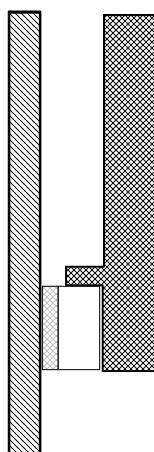
*Fig. 3.3 - Description des joints*

Lors de la première mise au point de l'appareil, Hu [27], avait adopté un joint de feutre, dont on collait les deux bouts pour former un anneau, et qui était logé dans une gorge située à l'extrémité de la jupe, comme indiqué sur la figure 3.4. Outre que la préparation de ce joint était fastidieuse, ce système présentait plusieurs inconvénients techniques:

- le manque d'élasticité du joint et la relative incertitude sur son épaisseur conduisait à des frottements assez élevés (entre 2 et 4 Nm dans l'eau), mais surtout, assez variables d'un joint à l'autre et même d'un rhéomètre à l'autre (puisque il est difficile de contrôler précisément l'épaisseur de l'entrefer, lors de la fabrication). Or, les mesures de couple effectuées lorsque la gamelle est pleine de béton, sont certes corrigées du frottement du joint, mais cette correction n'est pas parfaite. On comprend donc que l'on a intérêt à minimiser et uniformiser les frottements pour minimiser les artefacts de mesure.
- le joint de feutre, même s'il empêchait la migration des grains, n'était que passablement efficace pour éviter la fuite du coulis des bétons très fluides vers l'entrefer. Ceci pouvait avoir pour conséquence une augmentation artificielle du seuil et de la viscosité du béton, par un phénomène d'essorage;
- la nécessité d'une gorge pour maintenir le joint sur la jupe était également problématique. En effet, des grains se coinçaient régulièrement entre son rebord inférieur et la paroi de la gamelle (fig. 3.4). Ceci conduisait, au pire, à un blocage de l'appareil, sinon à une usure importante de la gamelle et à des frottements parasites faussant les mesures;



*Fig. 3.4 - Joint en feutre avec gorge : les grains peuvent bloquer l'appareil au niveau du rebord inférieur*



*Fig. 3.5 - Joint autocollant tri-couche. Le rebord inférieur de la gorge est supprimé*

Les perturbations, apportées par ce type de joint, sont particulièrement importantes pour les bétons autonivelants puisque les couples, mesurés sur ce genre de béton, sont relativement faibles donc plus sensibles à des parasites. Dans le cadre de ce travail, il était donc nécessaire d'améliorer cette partie du rhéomètre. La difficulté était donc de concevoir un joint techniquement satisfaisant mais également facile à produire industriellement. Après de nombreux essais, notre choix s'est arrêté sur un joint composite tri-couche (fig. 3.5) composé de la façon suivante:

- un papier adhésif double-face. Il a été choisi pour résister au pH élevé du béton pendant au moins deux heures. Cette couche permet de se passer de la bordure inférieure de la gorge sur la jupe. Toutefois, la bordure supérieure a été maintenue pour éviter un cisaillement du joint par la poussée du béton (fig. 3.5);
- une couche de 6 mm de polyéthylène à cellule fermée de masse volumique égale à 24 kg/m<sup>3</sup> (nom commercial Plastazote 24). Cette couche donne au joint, son élasticité et son étanchéité;
- une couche de feutre autocollante de 2 mm d'épaisseur pour minimiser le frottement contre la gamelle.

Ce joint est mis en place par collage sur la jupe de la pièce mobile. Une traction plus ou moins forte sur le joint, lors du collage, permet de compenser ses variations d'épaisseur inévitables lors de sa fabrication, donc de moduler son frottement. Les joints sont à usage unique: ils

peuvent servir pour plusieurs essais successifs sur un même échantillon, mais ils doivent être changés pour tout nouvel échantillon de béton. Ils se sont avérés satisfaisants à l'usage. Leur mise en place nécessite, certes, quelques précautions (nettoyage et séchage soigneux de la jupe, au préalable) mais est relativement aisée. Les frottements moyens dans l'eau obtenus sont, en général, compris entre 0.5 et 2 Nm, et assurent une bonne étanchéité lors des essais. De plus, la suppression du rebord inférieur de la gorge a permis de faire disparaître les blocages et de minimiser l'usure de la gamelle. Des améliorations supplémentaires sont envisageables. On peut, par exemple, remplacer le feutre par une feuille autocollante de téflon pour réduire les frottements. De plus, même si le joint reste en bon état après plusieurs essais successifs sur environ une heure, il est parfois difficile de le retirer, en fin d'essai, car l'adhésif double-face a tendance à filer et à laisser des traces de colle sur la jupe. Il faudrait donc trouver un adhésif plus adapté (colle moins sensible au pH et à l'eau, support tissé...?). Toutefois, cette mise au point est longue et fastidieuse et, dans le cadre de ce travail, notre choix s'est arrêté sur le joint décrit plus haut.

Un second joint est également nécessaire sur l'axe du rhéomètre. L'adoption d'une bande velcro autocollante a permis de simplifier sa mise en place par rapport à ce qui avait été proposé sur le prototype. De plus ce joint peut être réutilisé, dans une même journée, pour plusieurs essais.

### **3.2.3. Détermination du frottement des joints**

Lorsque l'on procède à un essai au rhéomètre, il est indispensable de distinguer le couple généré par le frottement du joint en présence du béton et le couple imputable au béton lui-même.

A cette fin, on peut mesurer le frottement du joint à vide (c'est-à-dire gamelle vide). Toutefois le joint ne se comporte pas même façon en présence de béton; Hu [27] a ainsi montré que le frottement moyen du joint de feutre en présence de coulis est égal à 60% du frottement moyen à vide du joint humidifié, quand le rhéomètre ne vibre pas, et à 40% de cette valeur, quand le rhéomètre vibre. Hu a également pris en compte l'usure du joint en diminuant le couple de frottement de 0.15 Nm, après chaque essai standard (soit une série de cinq mesures sous vibration suivie d'une série de cinq mesures sans vibration).

En conclusion si  $C_{\text{brut}}$  est le couple brut (en Nm) mesuré par le rhéomètre,  $C_{\text{corr}}$  le couple réellement fourni par le béton,  $C_{\text{me}}$  le couple moyen dû au joint humidifié sur la plage de vitesses de cisaillement étudiée et  $x$  le nombre d'essais standard effectués, on a:

$$C_{\text{corr}} = C_{\text{brut}} - (0,6 C_{\text{me}} - (x-1) 0,15) \text{ pour un essai sans vibration et;}$$

$$C_{\text{corr}} = C_{\text{brut}} - (0,4 C_{\text{me}} - (x-1) 0,15) \text{ pour un essai avec vibration.}$$

La nature de joint ayant été modifiée, il est nécessaire d'étudier son frottement. La méthodologie utilisée est la suivante:

- un ceinture de plombs est fixée sur la gamelle du rhéomètre pour simuler le poids de l'échantillon de béton et pour pouvoir déclencher la vibration du rhéomètre;
- un joint neuf est fixé sur la jupe. Différentes tensions sont volontairement appliquées lors de la mise en place pour couvrir une large gamme de frottements;
- la gamelle est remplie d'eau jusque sous les pales supérieures et la partie tournante est mise en rotation durant 360 secondes à 0.8 tours/s pour stabiliser le frottement du joint;

- deux essais (notés b et c) de deux séries<sup>2</sup> sans vibration sont effectuées pour déterminer le couple moyen de frottement du joint dans l'eau;
- la gamelle est vidée de son eau puis, remplie jusque sous les pales, par différents coulis ou mortiers dont les compositions sont données par le tableau 3.2. Les matériaux utilisés sont du Ciment CPA 52.5 PM ES de St Vigor, du sable 0/4 de Seine, de la fumée de silice d'Anglefort, du filler calcaire Piketty, du superplastifiant Resine GT et du retardateur Ceritard. On peut, ainsi, aisément considérer que les couples mesurés en présence de coulis ou de mortier, ne sont dus qu'au frottement du joint et non pas à l'échantillon, puisque ce dernier est toujours très fluide et n'atteint pas les pales supérieures.
- deux essais (notés d et e) de deux séries sans vibration sont effectuées pour évaluer le frottement du joint dans le coulis;
- quatre essais supplémentaires (notés f, g, h, i) comprenant chacun une série avec vibration puis une série sans vibration sont finalement effectués;

Mélange n°	Sable	Ciment	Fumée de silice	Filler	Superpl.	Retard.	Eau	SP/C (%)	E/L
C1	0	7,3	0	0	0	0	3,65	0	0,5
C1bis	0	7,3	0	0	0	0	3,65	0	0,5
NC1	0	7,3	0	0	0	0	3,65	0	0,5
C2	0	8,1	0	0	0,135	0,032	3,389	0,5	0,43
C2bis	0	8,1	0	0	0,135	0,032	3,389	0,5	0,43
C3	0	7	0	1,05	0,131	0,028	3,370	0,56	0,43
C4	0	8,1	0,81	0	0,3	0,032	3,3	1,1	0,394
C4bis	0	8,1	0,81	0	0,3	0,032	3,3	1,1	0,394
C5	0	8,7	0	0	0,348	0,035	3,062	1,2	0,38
C6	0	8,3	0,83	0	0,332	0,033	2,781	1,2	0,33
M1	6,75	4,725	0	0	0,078	0,019	1,976	0,5	0,43
NM1	6,75	4,725	0	0	0,078	0,019	1,976	0,5	0,43
M2	6,75	4,725	0,473	0	0,189	0,019	1,583	1,2	0,33
M2bis	6,75	4,725	0,473	0	0,189	0,019	1,583	1,2	0,33

Tableau 3.2 - Composition des coulis et mortiers (en kg)

On constate que chaque série de mesures du couple C (en Nm), effectuées à une vitesse de rotation N (en tours/s) comprise entre 0.8 et 0.2, peut être lissée avec précision par une fonction de la forme:

$$C = C_0 + A N$$

Les valeurs des coefficients  $C_0$  et A sont données dans les tableaux 3.6 et 3.7 respectivement. Les quatre séries successives des essais b et c montrent que le frottement du joint dans l'eau est bien stabilisé après l'usure de 360 s. La valeur moyenne du coefficient A est égale à - 0.19. Cette valeur est très faible; ceci revient à dire que le frottement du joint dans l'eau est pratiquement indépendant de la vitesse de rotation. On caractérise donc un joint par la valeur moyenne de son couple de frottement dans l'eau  $C_{me}$  (calculé, ici, sur les deux séries de l'essai c comme indique dans le tableau 3.3).

---

<sup>2</sup> Dans cette campagne, une série comprend cinq mesures de couple effectuées par vitesse décroissante entre 0.8 et 0.2 tours/s avec ou sans vibration à 50 Hz.

essai	b		c		C <sub>me</sub> (Nm)
<b>C1</b>	0,9040	0,8637	0,9040	0,8637	0,8838
<b>C1bis</b>	1,2145	1,1922	1,2773	1,2214	1,2493
<b>NC1</b>	2,7364	2,7129	2,6411	2,6171	2,6291
<b>C2</b>	0,7775	0,7669	0,7584	0,7637	0,7610
<b>C2bis</b>	1,3771	1,3729	1,4810	1,3699	1,4254
<b>C3</b>	0,9562	0,9399	0,9620	0,9212	0,9416
<b>C4</b>	0,5283	0,5265	0,5432	0,5081	0,5256
<b>C4bis</b>	0,9483	0,9412	0,9302	0,9265	0,9283
<b>C5</b>	0,9555	0,9007	0,9547	0,8953	0,9250
<b>C6</b>	0,9755	0,9345	0,9462	0,9094	0,9278
<b>M1</b>	0,7084	0,7156	0,7127	0,6783	0,6955
<b>NM1</b>	2,4827	2,4637	2,4462	2,4106	2,4284
<b>M2</b>	1,7115	1,7053	1,7113	1,7008	1,7061
<b>M2bis</b>	0,9353	0,8921	0,9077	0,8923	0,9000

Tableau 3.3 - Couple moyen de frottement dans l'eau

En présence de coulis ou de mortier, on constate que le coefficient A peut être considéré comme une constante indépendante de la valeur C<sub>me</sub> et qu'il existe une relation linéaire entre la valeur C<sub>0</sub> et la valeur C<sub>me</sub> (fig. 3.6, 3.7 et 3.8), à condition de regrouper les résultats en trois familles:

- les essais sans vibration (essais d et e) sur des joints n'ayant, au préalable, subi aucune vibration;
- les essais avec vibration (1<sup>ère</sup> série des essais f, g, h et i);
- les essais sans vibration (2<sup>ème</sup> série des essais f, g, h et i) sur des joints ayant, au préalable, subi au moins une vibration;

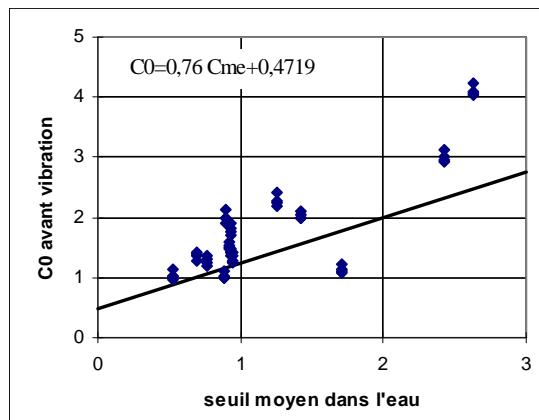


Fig. 3.6 - Prévision de C<sub>0</sub> en présence de coulis

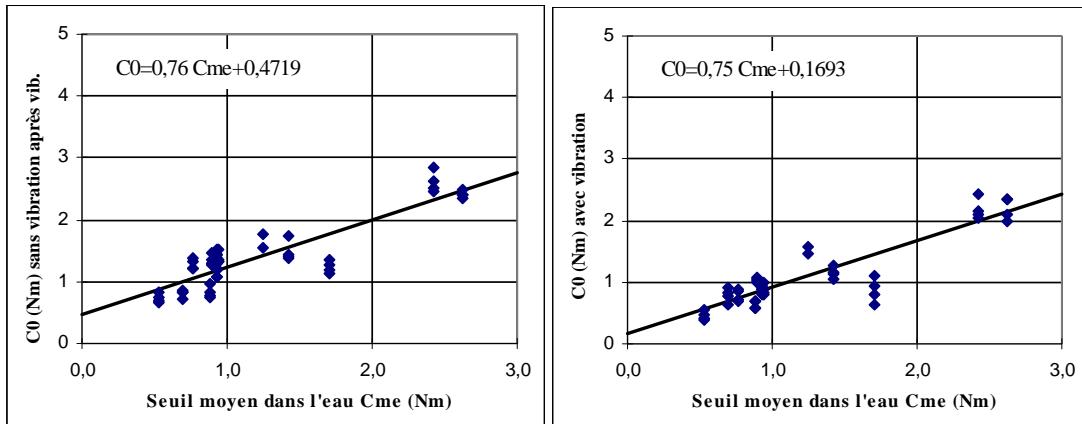


Fig. 3.7 - et Fig. 3.8 - Prévision de  $C_0$  en présence de coulis

Au sein de chaque famille de résultats, on peut constater que la valeur de  $C_0$  diminue régulièrement à chaque série en moyenne de 0.0308 Nm. Il était donc naturel, de chercher une relation de la forme  $C_0 = \alpha C_{me} + \beta + \delta (x-1)$  avec  $\delta = -0.0308$  et  $x$  nombre de séries déjà effectuées. Toutefois, la précision du modèle n'est que faiblement améliorée par ce raffinement et, l'introduction d'un coefficient  $\delta$  dans le logiciel de pilotage du BTRHEOM (ADRHEO) est délicat. En effet, le logiciel ne peut pas garder la mémoire du nombre de séries subies par un joint au fil de différents essais! Il a donc été décidé de prendre  $\delta=0$ . Le tableau 3.4 résume les analyses effectuées.

	$A$ (Nm-s)	erreur moyenne sur $A$	$\alpha$	$\beta$	erreur moyenne sur $C_0$
avant vibration	0,3298	0,112	1,13	0,439	0,31
après vib. sans vibration	0,4545	0,1425	0,76	0,4719	0,2171
avec vibration	0,9091	0,239	0,75	0,1693	0,1636

Tableau 3.4 - Détermination des fonctions de correction due au joint

Il est également difficile, pour le logiciel, de déterminer, pour un essai sans vibration, si le joint actuellement utilisé a préalablement subi une vibration et donc de décider de la correction à effectuer. Comme la majorité des protocoles d'essais au rhéomètre comprennent une pré-vibration (pour mettre en place l'échantillon), il a été décidé d'adopter les coefficients de correction des séries sans vibration des essais f, g, h et i pour les essais d et e. Ainsi, pour les joints n'ayant pas subis de vibration, l'erreur moyenne sur  $A$  effectuée en prenant une valeur forfaitaire de 0.4545 Nm-s passe à 0.1788. L'erreur moyenne sur le coefficient  $C_0$  atteint 0.53 Nm mais peut être diminuée à 0.42 pour les joints présentant un frottement dans l'eau inférieur à 2 Nm (ce qui est généralement le cas). On voit en effet sur la figure 3.6 que l'écart avec le modèle devient plus marqué pour un joint frottant beaucoup. Ceci est, sans doute, dû au fait qu'un joint très serré a du mal à se lubrifier naturellement sans l'aide d'une pré-vibration.

En conclusion, lors d'un essai au BTRHEOM, un joint est tout d'abord caractérisé par son frottement moyen dans l'eau  $C_{me}$ . Le couple  $C_{corr}$  en (Nm) imputable au béton est alors déduit du couple brut  $C_{corr}$  et de la vitesse de rotation N (en tours/s) par les relations suivantes:

$$C_{corr} = C_{brut} - 0,76 C_{me} - 0,4719 - 0,4545 \text{ N pour les essais sans vibration et;}$$

$$C_{corr} = C_{brut} - 0,75 C_{me} - 0,1693 - 0,9091 \text{ N pour les essais avec vibration.}$$

Le logiciel ADRHEO (version 5 et ultérieures) de pilotage du BTRHEOM effectue automatiquement ces corrections.

Dans le cas où le béton est considéré comme un matériau binghamien, et pour un joint présentant un frottement moyen dans l'eau  $C_{me}$ , le seuil et la viscosité du béton sont obtenus en soustrayant aux résultats bruts les valeurs indiquées dans le tableau 3.5. On voit que l'erreur moyenne sur la viscosité est minime, alors qu'elle est plus significative sur le seuil. A titre d'illustration, rappelons que 100 Pa représentent environ 1,2 cm au cône d'Abraams (voir § 5.3.1). Afin de limiter cette imprécision, il est préférable de choisir un joint frottant peu ( $C_{me} < 1.5 \text{ Nm}$ , par exemple) et de faire une pré-vibration: les erreurs moyennes sur le seuil sont alors égales à 54 Pa sans vibration et 33 Pa avec vibration.

	Seuil (Pa)	erreur moyenne sur le seuil (Pa)	Viscosité (Pa-s)	erreur moyenne. sur la viscosité (Pa-s)
avant vibration	$211 C_{me} + 131$	150	20	7.9
après vib. sans vibration	$211 C_{me} + 131$	60	20	6.3
avec vibration	$208.2 C_{me} + 47$	45	40	10

Tableau 3.5 - Corrections dues au joint à soustraire au seuil et la viscosité bruts

essai	b	c	d sans vib	sans vib	e sans vib	sans vib	f avec vib	sans vib	g avec vib	sans vib	h avec vib	sans vib	i avec vib	sans vib
<b>C1</b>	0,8638	0,8953			1,016	1,1074	0,9984	0,9939	0,6916	0,9551	0,6998	0,8311	0,5915	0,7541
<b>C1bis</b>	1,4514	1,3678	1,4385	1,4163	2,4125	2,2588	2,2527	2,1848	1,5697	1,7631	1,4718	1,5604		
<b>NC1</b>	3,2124	3,2447	3,0838	3,1811	4,0520	4,2217	4,0846	4,0287	2,3402	2,3957	2,3482	2,4069	2,1013	2,4783
<b>C2</b>	0,815	0,8121	0,7957	0,8053	1,3749	1,3059	1,2455	1,196	0,8935	1,3915	0,8635	1,3194	0,7287	1,2176
<b>C2bis</b>	1,4632	1,4578	1,4372	1,4398	2,1073	2,0391	1,9896	1,9773	1,2807	1,7319	1,1512	1,4484	1,0397	1,3978
<b>C3</b>	1,005	0,9893	1,0295	0,9736	1,4249	1,3656	1,284	1,2593	0,9943	1,5084	0,8886	1,3522	0,8106	1,3289
<b>C4</b>	0,5269	0,5765	0,5439	0,5379	1,1284	1,0346	1,0361	0,961	0,5525	0,8402	0,4154	0,7347	0,4599	0,6854
<b>C4bis</b>	1,0043	0,9952	1,0137	0,9908	1,9046	1,8315	1,7604	1,712	0,9869	1,4495	0,9163	1,4349		
<b>C5</b>	1,0011	0,9436	0,9257	0,9543	1,5844	1,5442	1,5084	1,47	0,9189	1,5281	0,8526	1,3752	0,8971	1,2884
<b>C6</b>	0,9923	0,9886	0,9601	0,9501	1,4656	1,4243	1,4086	1,3692	0,9712	1,2942	0,9371	1,191	0,8983	1,0738
<b>M1</b>	0,7696	0,7391	0,7586	0,6902	1,4308	1,3893	1,3499	1,2767	0,6486	0,8332	0,7748	0,8196	0,8252	0,8495
<b>NM1</b>	2,6514	2,6439	2,6252	2,5815	3,1382	3,0206	2,9423	2,9237	2,4221	2,8489	2,1127	2,6308	2,1449	2,5237
<b>M2</b>	1,7876	1,7678	1,7415	1,7623	1,212	1,1207	1,1373	1,0813	1,0912	1,3477	0,9452	1,2764	0,7993	1,1999
<b>M2bis</b>	0,952	0,9575	0,9841	0,9746	2,1384	2,0015	2,0014	1,8991	1,0552	1,4597	1,0203	1,3484	1,0676	1,2991
													0,9975	1,2792

Tableau 3.6 - Valeurs expérimentales du coefficient  $C_0$  (Nm) de la fonction de lissage des couples de frottement des joints

essai	b		c		d sans vib		e sans vib		f avec vib		g avec vib		h avec vib		i avec vib	
C1	0,0803	-0,0633			0,3614	0,1182	0,2272	0,2228	0,7114	0,2016	0,5131	0,2553	0,5641	0,3054	0,5491	0,2678
C1bis	-0,4739	-0,3513	-0,3224	-0,3899	0,2271	0,3864	0,3032	0,3617	0,7079	0,4172	0,6774	0,3731				
NC1	-0,9519	-1,0636	-0,8853	-1,1280	1,0345	0,3162	0,2117	0,3277	2,0810	0,5307	1,2882	0,3085	0,8850	-0,0050	1,1925	0,0293
C2	-0,0751	-0,0905	-0,0747	-0,0833	0,2618	0,2829	0,3214	0,3281	0,6978	0,4284	0,7396	0,3845	0,8173	0,4938	0,661	0,3878
C2bis	-0,1722	-0,1699	0,0876	-0,1399	0,2173	0,3139	0,3476	0,3226	0,9311	0,3289	0,9896	0,4396	0,9698	0,4563	0,6375	0,4787
C3	-0,0977	-0,0988	-0,1351	-0,1049	0,2268	0,2342	0,3278	0,3207	0,6842	0,4021	0,8666	0,4751	0,8267	0,4988	0,5947	0,4116
C4	0,0028	-0,1001	-0,0014	-0,0597	0,1083	0,2308	0,2151	0,2341	0,507	0,3359	0,7547	0,4445	0,6345	0,4277	0,6576	0,4384
C4bis	-0,112	-0,1081	-0,167	-0,1287	0,4727	0,2982	0,2886	0,2911	0,6631	0,1761	0,6584	0,1575				
C5	-0,0912	-0,0858	0,058	-0,118	0,1911	0,1934	0,247	0,2785	0,8606	0,2907	0,8731	0,438	0,8279	0,6061	0,8137	0,6281
C6	-0,0337	-0,1082	-0,0279	-0,0814	0,4749	0,3996	0,4008	0,4241	1,0217	0,433	0,893	0,4971	0,9204	0,5246	0,9441	0,4691
M1	-0,1225	-0,047	-0,0918	-0,0238	0,1439	0,1721	0,2011	0,2683	0,7796	0,4685	0,4546	0,5431	1,159	1,2059	0,8181	1,3494
NM1	-0,3373	-0,3604	-0,3579	-0,3418	0,1661	0,2293	0,2637	0,2630	0,6378	0,1929	1,0650	0,3494	1,7418	0,4925	1,9141	0,3480
M2	-0,1523	-0,125	-0,0604	-0,123	0,5437	0,6466	0,5709	0,633	0,9596	0,7102	1,1657	0,6157	1,3227	0,4417	1,6304	0,6923
M2bis	-0,0334	-0,1308	-0,1529	-0,1647	0,3308	0,5861	0,5037	0,5932	0,9051	0,5184	0,8766	0,5822	0,9315	0,5488	1,1162	0,5845

Tableau 3.7 - Valeurs expérimentales du coefficient A(Nm s) de la fonction de lissage des couples de frottement des joints

### 3.2.4. Mesure de la reproductibilité

L'objectif de cette campagne d'essais est de vérifier la reproductibilité des mesures rhéologiques effectuées à l'aide du BTRHEOM et de vérifier la pertinence de la prise en compte du frottement du joint proposée dans le paragraphe précédent.

La méthodologie utilisée est la suivante:

- huit BTRHEOM (n°1 à 8), issus d'une même série de fabrication, sont calibrés, avant d'être mis en service. Cette étape consiste à étalonner la mesure du couple, la vitesse de rotation, le déplacement du LVDT et la fréquence de vibration sur chacun des appareils (Hu [27]);
- deux gâchées de 40 litres d'une même formule de béton sont fabriquées. Chaque gâchée permet de tester quatre rhéomètres, en parallèle. Il a été, en effet, nécessaire de séparer les rhéomètres en deux lots distincts par manque d'ordinateurs pour les piloter simultanément. La formule du béton utilisé est donnée par le tableau 3.8.

	kg/m <sup>3</sup>
<b>Fumée de silice d'Anglefort</b>	22
<b>Ciment CPA 52.5 PM ES de Saint Vigor</b>	360
<b>Sable de Seine 0/4</b>	435
<b>Calcaire du Boulonnais concassé 0/5</b>	442
<b>Calcaire du Boulonnais concassé 5-12.5</b>	465
<b>Calcaire du Boulonnais concassé 12.5-20</b>	579
<b>Eau d'ajout</b>	136
<b>Resine GT (Chryso)</b>	12
<b>Chrytard (Chryso)</b>	2.5

Tableau 3.8 - Composition du béton de référence

- un essai est effectué à To (début du malaxage) +15 suivant le protocole standard proposé par Hu [27] :
  - une pré-vibration à 50 Hz durant 15 secondes;
  - une série de cinq mesures avec une vitesse de rotation des pales supérieures décroissante entre 0.8 et 0.2 tours/s sous une vibration de 50 Hz;
  - une seconde série identique mais sans vibration;
  - une post-vibration à 50 Hz durant 15 secondes;

Le tableau 3.9 résume les résultats obtenus en considérant le béton comme un matériau de Bingham.

Les valeurs de viscosités obtenues sont dans le milieu de la gamme généralement observée pour les bétons fluides. Par contre, les valeurs de seuil sont dans la limite basse de sensibilité du rhéomètre.

Une des difficultés des essais de reproductibilité est de s'assurer que le béton utilisé est le même dans tous les appareils de mesure. Or malgré les précautions prises lors des pesées, on peut s'apercevoir, dans le tableau 3.10, que les deux gâchées présentent des propriétés légèrement différentes. Afin d'analyser, pour chaque grandeur rhéologique, l'ensemble des données en un seul bloc, nous divisons donc les valeurs obtenues dans la deuxième gâchée,

par le rapport des moyennes obtenues sur chaque gâchée. On obtient alors les écarts type présentés dans le tableau 3.11. On retrouve des valeurs du même ordre de grandeur que celle obtenues par Hu dans [27] et [18], lors des essais de répétabilité sur un rhéomètre unique. Il faut de plus, signaler que ces écarts type sont sans doute, surestimés car, malgré le choix d'un béton assez visqueux et contenant de la fumée de silice, pour éviter les problèmes de ségrégation, les prélèvements en sortie de malaxeur n'ont pas été homogènes. On a effectivement pu constater, a posteriori, que le premier échantillon rempli avec le haut d'une gâchée, contenait plus de pâte que le dernier échantillon, rempli avec le fond. Ceci introduit donc un biais dans les mesures, et justifie, qu'au sein de chaque gâchée, la viscosité sans vibration, par exemple, ait tendance à augmenter systématiquement avec l'ordre de remplissage des rhéomètres (fig. 3.9).

N° gâchée	Ordre de remplissage	N° rhéomètre	Couple dû au joint C <sub>me</sub> (Nm)	Seuil avec vibration (Pa)	Seuil sans vibration (Pa)	Viscosité plastique avec vibration (Pa-s)	Viscosité plastique sans vibration (Pa-s)
1	1	4	3,59	126	166	153	180
1	2	3	3,834	72	104	153	178
1	3	2	2,786	103	113	150	185
1	4	1	2,382	105	61	172	227
2	1	5	2,109	79	49	140	178
2	2	8	2,037	130	155	209	242
2	3	7	3,422	22	68	224	257
2	4	6	2,596	78	52	219	265

Tableau 3.9 - Mesures à To+15 minutes

Mesures à To+15'	Viscosité plastique moyenne avec vibration (Pa-s)	Viscosité plastique moyenne sans vibration (Pa-s)	Affaissement (cm)	Etalement (cm)
Gâchée 1	157	192.5	20	58 x 50
Gâchée 2	198	235.5	24	50x 55

Tableau 3.10 - Différences obtenues sur deux gâchées

Ecart-type sur les deux gâchées	Seuil avec vibration (Pa)	Seuil sans vibration (Pa)	Viscosité plastique avec vibration (Pa.s)	Viscosité plastique sans vibration (Pas)
	41	53	21	26

Tableau 3.11 - Ecarts-type pour l'ensemble des données

Ces résultats sont satisfaisants, et confirment que les essais aux BTRHEOM peuvent être discriminants, étant donnée l'étendue des valeurs mesurables (de 40 à 500 Pa-s pour la viscosité plastique et de 0 à 2000 Pa pour le seuil de cisaillement).

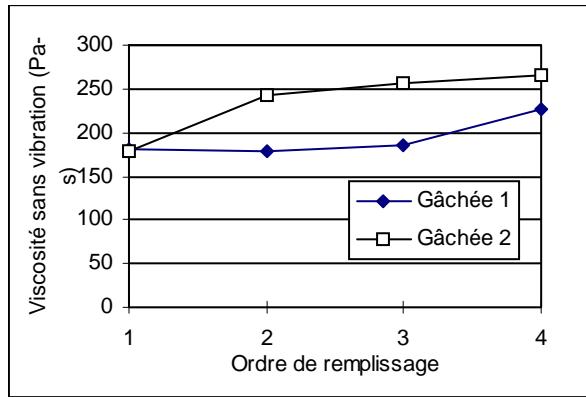


Fig. 3.9 - Influence de l'ordre de remplissage sur la viscosité mesurée

On peut enfin constater sur les figures 3.10 et 3.11, qu'il n'y a pas de relation entre le frottement du joint dans l'eau et les mesures de seuil corrigé. Ceci est rassurant quand à la pertinence de la correction du frottement, présentée dans le chapitre précédent.

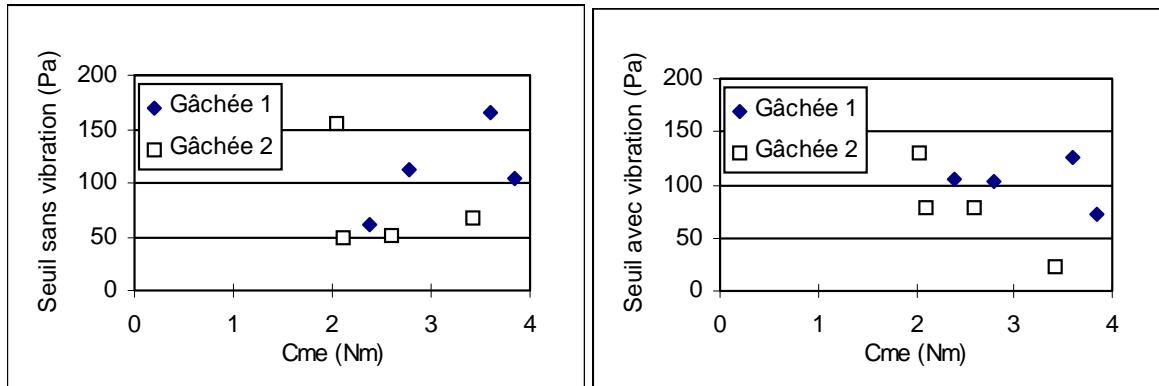


Fig. 3.10 - et Fig. 3.11 - Relation entre frottement du joint et seuil corrigé

### 3.2.5. Le pilotage du Btrheom

Un premier logiciel de pilotage du rhéomètre, ADRHEO 4.2, a été écrit par Hu [27] en turbo pascal 4.0 sous environnement DOS. Le BTRHEOM ayant été commercialisé, une première étape du présent travail a consisté à réécrire ce logiciel en Visual Basic pour Windows afin de fournir à l'utilisateur une interface plus conviviale (fig. 3.12 et 3.13) et des fonctionnalités classiques comme le "copier-coller" [32].

Au delà du simple travail d'interfacage, cette nouvelle programmation a été l'occasion d'automatiser la correction due au frottement du joints (chap.3.2.3), mais surtout de perfectionner le pilotage de la vitesse de rotation et de la fréquence de vibration du rhéomètre. Tout d'abord, le pilotage de la vibration a été simplement ajusté de la façon suivante. Différents échantillons de bétons ont été soumis à plusieurs consignes de vibration P et on a enregistré les fréquences F (Hz) obtenues. Les consignes sont exprimée en points, ce qui représente la valeur à entrer dans la carte de pilotage. L'expérience a montré qu'une loi linéaire de la forme  $P=165 F+P_0$  décrit assez précisément la relation entre la consigne et la fréquence (comprise entre 36 et 55 Hz). La valeur de  $P_0$  varie avec la masse et la nature de l'échantillon,

toutefois pour une première estimation on prend  $P_0=5939$ . La consigne est alors ajustée en écrivant que  $dP=165$  dF.

### Paramètres de l'essai

Vitesse imposée

**Vitesse maximum (tours/s)**     
**Vitesse minimum (tours/s)**

### Paramètres de l'essai

**Nombre de points par série**

Vibration pour la série 1      Fréquence (Hz)

Vibration pour la série 2

### Paramètres de l'essai

**Nombre d'essais**

**Attente entre débuts d'essais (minutes)**

**Vitesse entre deux essais (tours/s)**

Prévibration de 15 secondes

Postvibration de 15 secondes

Fréquence (Hz)

Fréquence (Hz)

Fig. 3.12 - Paramétrage des essais rhéologiques avec ADRHEO 7.0a

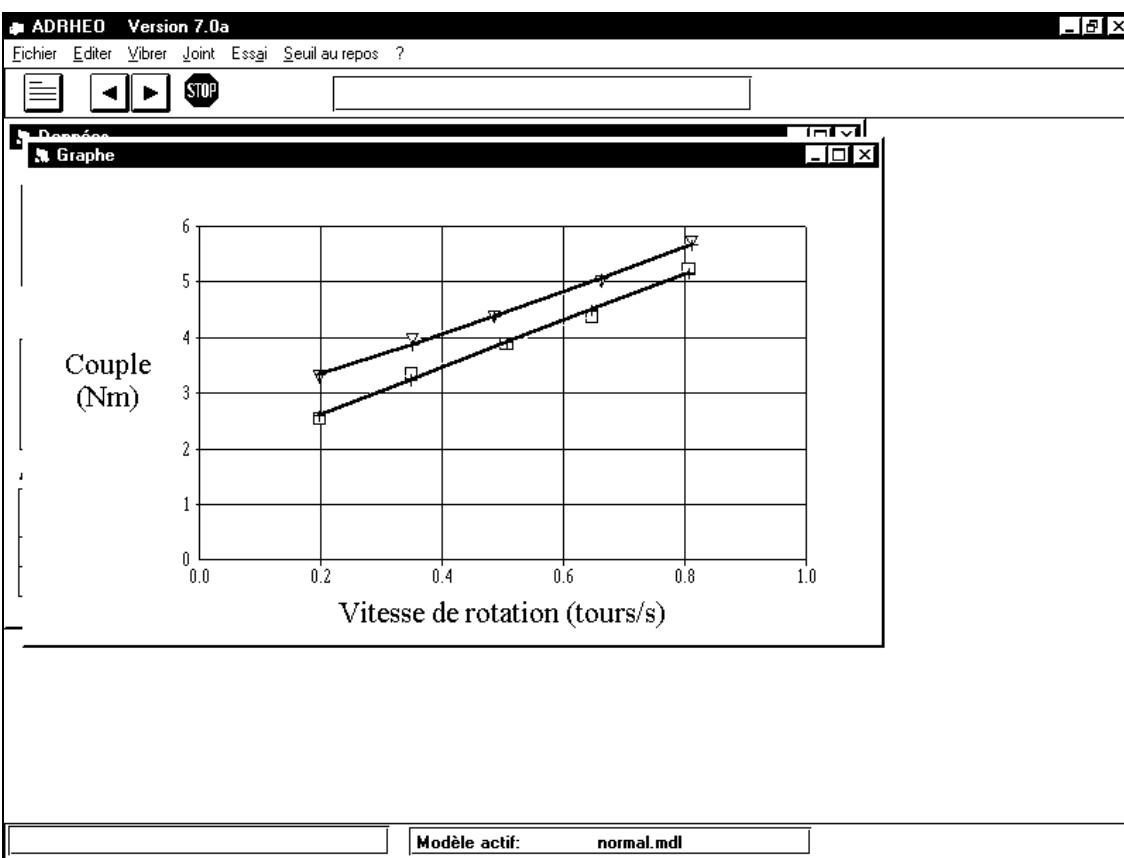
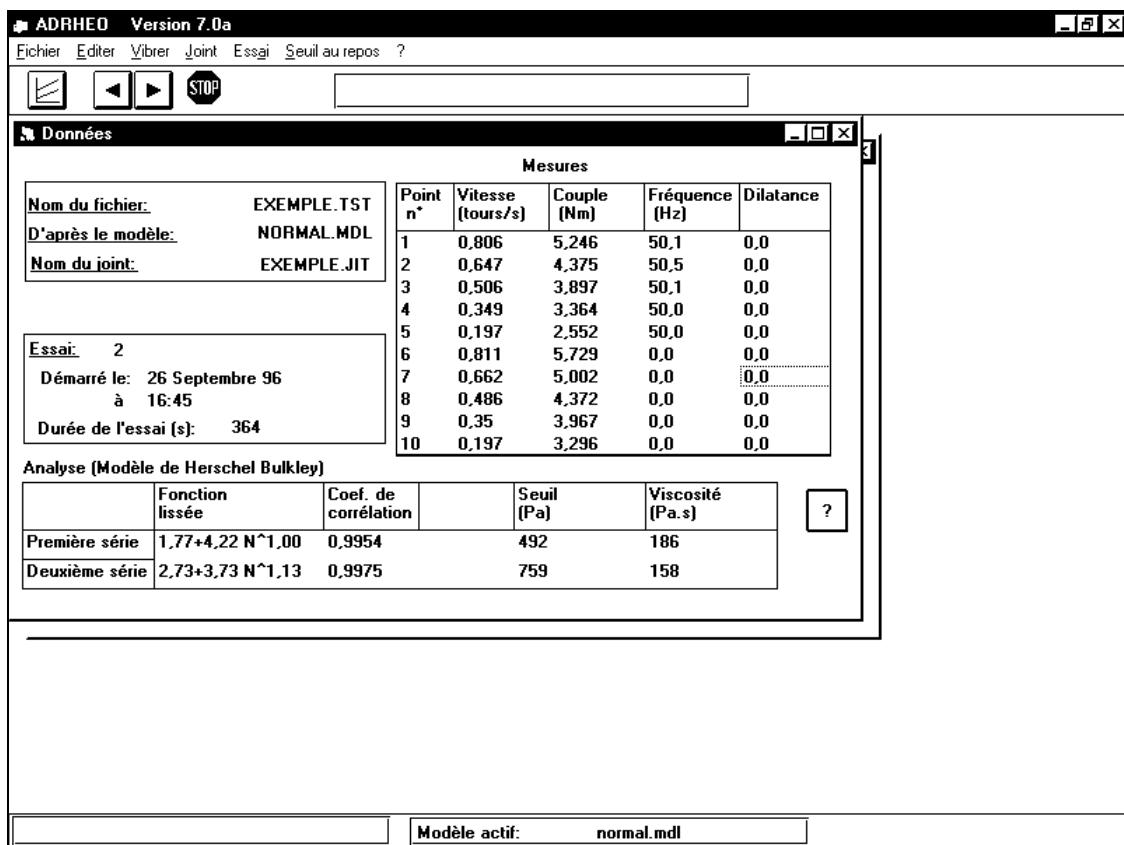


Fig. 3.13 - Présentation des résultats d'essai avec ADRHEO 7.0a

Le problème du pilotage de la vitesse de rotation était plus délicat car l'ajustement de la mesure à la consigne était assez lent notamment au démarrage et aux basses vitesses. De plus, des phénomènes de pompage (c'est-à-dire une oscillation autour de la vitesse de rotation visée) apparaissaient, ce qui perturbait l'essai en cours. Ceci s'explique par le fait que la mesure de la vitesse de rotation est assez lente. En effet, elle est calculée à l'aide d'un disque solidaire de l'axe de rotation du rhéomètre et comportant 32 entailles sur sa périphérie. Un capteur de proximité permet de mesurer le temps s'écoulant entre le passage de deux entailles successives donc de déduire la vitesse de rotation. Comme les valeurs obtenues sont assez dispersées, il faut effectuer au moins une dizaine de mesures dont on fait la moyenne après en avoir écarté les extrêmes. Pour une vitesse faible de l'ordre de 0.1 tour par seconde, il faut donc au minimum  $10/0,1/32 = 3$  secondes pour obtenir une lecture fiable. Le pilotage qui consiste en un ajustement itératif de la consigne, nécessite de nombreuses lectures et on comprend qu'il peut devenir lent si l'on ne minimise pas le nombre d'itérations.

On a donc cherché à déterminer une fonction de la forme  $P = aC + bN + P_0$  où  $P$  est la consigne (en points),  $C$  est le couple imposé par le moteur (Nm) et  $N$  la vitesse de rotation (en tours/s). Pour cela on a effectué des essais avec la gamelle vide. On a, dans un premier temps bridé les pales supérieures, donc imposé une vitesse de rotation nulle, et on a mesuré le couple délivré par le rhéomètre pour différentes consignes. Dans un second temps, on a équipé la partie tournante de joints générant différents frottements, et on a mesuré l'évolution de la consigne en fonction de la vitesse de rotation. Pour ces essais, le couple était indépendant de la vitesse de rotation.

On a obtenu la relation suivante:  $P = 142C + 1265N + 95$

Considérant qu'un béton est un fluide Bingham et qu'une partie du couple est consommé par le frottement du joint (chap. 3.2.3) on écrit, pour un essai sans vibration par exemple, que  $C = C_0 + mN + (0,76C_{me} + 0,4719 + 0,4545 N)$  où  $C_{me}$  est le frottement du joint dans l'eau.

Donc pour un béton donné, la fonction de pilotage sera:

$$P = (142C_0 + 95 + 108C_{me} + 67) + (1265 + 142m + 64,5)N$$

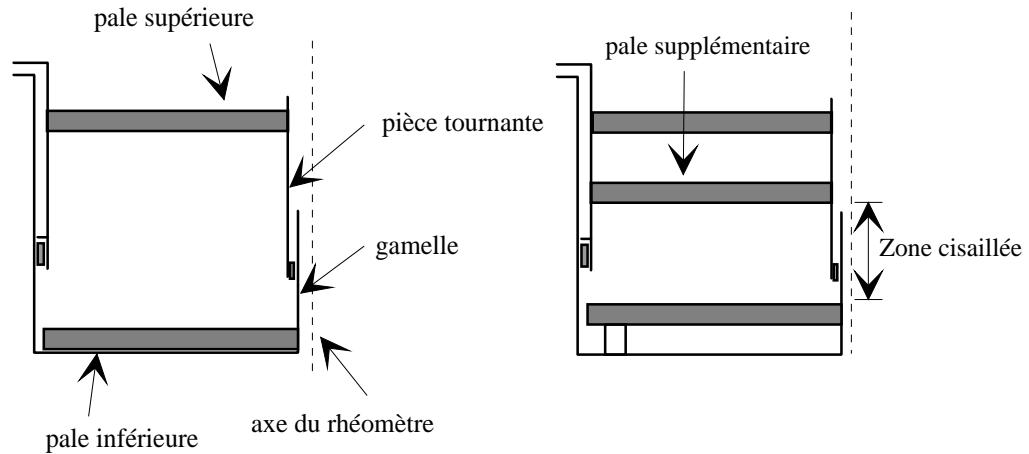
Comme on ne connaît pas a priori les propriétés rhéologiques du béton, et en prenant un coefficient de sécurité sur le frottement du joint, on injecte une première consigne "prudente" (au sens où elle ne risque pas d'entraîner une vitesse de rotation excessive) égale à  $P = 95 + 1265 N$ . La dérivée  $dP/dN$  est alors rapidement ajustée par le programme lors des premiers incrément de consigne, ce qui permet un pilotage efficace pour la suite de l'essai.

### **3.2.6. Prise en compte du confinement**

Le rhéomètre a été dimensionné pour ne pas générer d'effet de paroi, et de pas bloquer la dilatance du béton afin de caractériser le comportement rhéologique du béton dans sa masse. On peut toutefois, pour l'étude des bétons autonivelants, être tenté de mesurer le comportement rhéologique du béton en milieu confiné. Cette démarche est critiquable car la notion même de rhéologie sous-entend la notion de fluide homogène. Or, lorsque l'on confine l'écoulement du béton, celui-ci se comporte plutôt comme une suspension granulaire hétérogène. Quoiqu'il en soit nous supposons qu'entre l'écoulement libre en masse et le blocage au droit d'un obstacle, il existe une zone intermédiaire où le béton peut être encore considéré comme un fluide homogène.

Dans le BTRHEOM, le béton est cisallé entre deux plans horizontaux distants de 10 cm. Afin d'augmenter le confinement du béton, il suffit donc de diminuer la distance entre ces deux

plans. Ceci a été fait en fixant une pale sur la partie en rotation et en rehaussant la pale inférieure à l'aide de cales (fig. 3.14).



*Fig. 3.14 - Schéma de principe de fonctionnement du BTRHEOM en configuration classique et en configuration confinée (tiré de [1])*

La position des deux pales a été modifiée de telle sorte que le joint reste à peu près à mi-hauteur de la zone cisaillée, pour conserver un écoulement proche de l'écoulement théorique (voir fig. 2 dans §3.2.1). La pale supérieure est équipée d'une grille afin d'empêcher la dilatance du béton (fig 3.15). Notons que, lors du dépouillement des rhéogrammes, il est nécessaire de prendre en compte la distance réelle  $h$  entre les plans de cisaillement dans le calcul de la viscosité comme le montre l'équation 5 du paragraphe 3.2.1.



*Fig. 3.15 - La pale supérieure équipée d'une grille est vissée sur la partie en rotation. Le béton est introduit par la fenêtre sans grillage. Le joint est en cours de collage sur la partie tournante.*

Une première série d'essais à confinement croissant a été réalisée (Barbillon [1]). Nous avons pu constater que, lorsque le confinement reste modéré, on obtient des rhéogrammes classiques. Par contre, pour des confinement élevés, les essais sont perturbés par des blocages de granulats et doivent être interrompus. Ceci confirme bien que l'on peut mesurer les propriétés rhéologiques du béton dans un certaine plage de confinement. Comme espéré, le seuil et la viscosité ont tout d'abord augmenté, quand la distance entre pales a été réduite. Toutefois pour un confinement élevé, les grandeurs rhéologiques ont commencé à diminuer. On a alors constaté une forte accumulation de granulats sous la pale inférieure: sous l'effet du cisaillement, les gravillons se logent préférentiellement dans les zones mortes. Ceci a pour conséquence d'augmenter la teneur en pâte du béton cisaillé donc de diminuer les constantes rhéologiques apparentes. Nous avons donc collé un disque plein, sous la pale inférieure, pour supprimer cette zone morte. Malgré cette précaution, il faut noter que les pales ont une hauteur de 2 cm, et génèrent donc des zones mortes. De plus, ces zones mortes représentent une part croissante de l'échantillon, lorsque le confinement augmente. Afin d'éviter des migrations trop importantes, il faudra donc utiliser des bétons avec un diamètre maximal suffisamment grand. D'un autre coté, des considérations géométriques, nous imposent une hauteur entre pale de 10 cm (sans confinement) ou entre 4 et 6.6 cm. Cela veut dire qu'il faut limiter le diamètre maximal pour éviter des blocages. C'est l'ensemble de ces deux considérations qui nous ont conduit à choisir, dans le programme d'essais n°3 (voir chap.4), un diamètre maximal de 16 mm.

Dans cette configuration, un essai se déroule de la façon suivante:

- le rheomètre est conçu de telle sorte que le plateau soutenant la gamelle est monté sur des ressorts pour transmettre la vibration, alors que la partie en rotation ne peut pas se déplacer verticalement. Ainsi, pour éviter toute variation de la hauteur entre pales, le plateau est immobilisé à l'aide de cales. On ne pourra donc pas se servir de la vibration;
- les deux pales sont fixées à la distance souhaitée. La partie tournante est insérée dans la gamelle;
- l'essai de joint est fait de façon classique (voir §3.2.3);
- pendant le remplissage du béton, la partie tournante est solidarisée à la gamelle à l'aide d'une pince, pour éviter tout écartement des pales;
- le béton est introduit au travers de la fenêtre présente dans la grille (fig. 3.15). Le béton s'écoule sous son propre poids dans le cas idéal, mais doit être en général poussé à l'aide d'un barreau. Le remplissage est une phase délicate et source importante d'erreur, car il ne faut pas faire ségrégner le matériau et il faut remplir la gamelle jusqu'au ras de la grille pour interdire toute dilatance;
- la grille est close par une pièce métallique supplémentaire (fig.3.16)
- la pièce tournante est désolidarisée de la gamelle et l'essai peut commencer. D'après la figure 2 du paragraphe 1.1.2, le gradient de vitesse maximal imposé à l'échantillon est égal à  $\Omega R_2/h$  où  $\Omega$  est la vitesse de rotation,  $R_2$  le rayon extérieur de l'échantillon et  $h$  la distance entre les pales. Afin de travailler dans une plage de gradients constante, il faudra donc diminuer la vitesse de rotation quand le confinement augmentera.

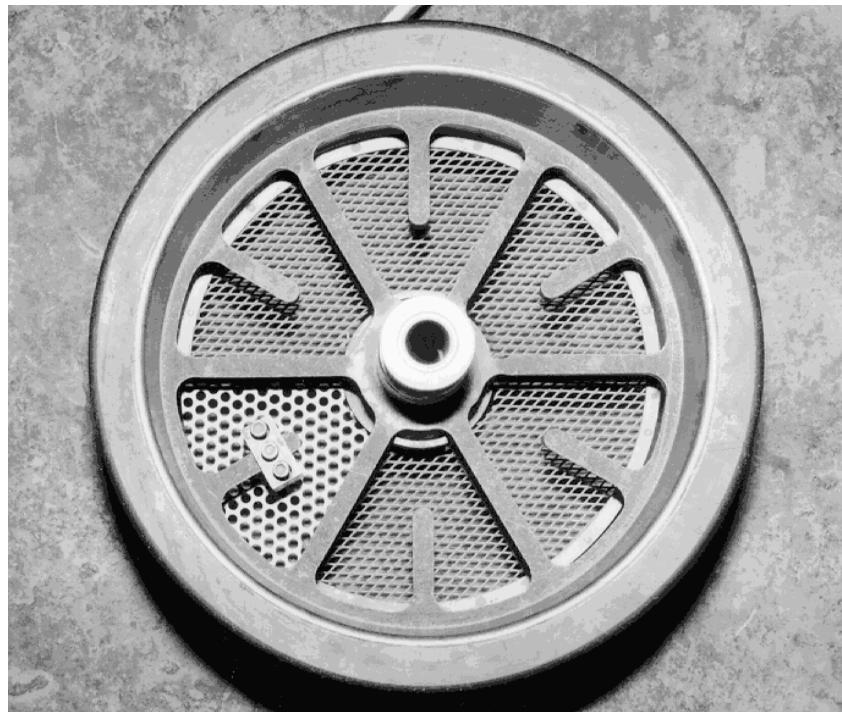


Fig. 3.16 - La grille est fermée à l'aide d'une pièce métallique supplémentaire

### 3.3. ESSAI A LA BILLE

Pour compléter la panoplie des outils décrits dans ce chapitre, nous présentons ici un montage pour mesurer la susceptibilité à la ségrégation des gravillons dans le béton, une fois celui-ci mis en place. Ce problème est particulièrement d'actualité dans le cas des bétons autonivelants et on comprend qu'une hétérogénéité en gravillons dans une pièce peut être à l'origine de désordres importants. Par exemple, si un voile présente un fort gradient vertical de teneur en gravillon, ceci va générer des retraits différentiels, qui pourront se manifester par l'apparition de fissures verticales.

La ségrégation des bétons autonivelants peut être également appréciée par une observation visuelle de la galette lors de la mesure d'étalement (§3.1.1) mais nous verrons que ceci n'est pas suffisant (§ 5.6). Il est vrai que nous mesurons, à l'aide de la boîte en L, une résistance à la ségrégation dynamique, mais on imagine très bien que pour un confinement modéré, un béton puisse s'écouler dans la boîte tout en présentant une forte ségrégation statique. Il faut donc proposer un autre type d'essai. Trudel [62] a mené au LCPC, une recherche bibliographique sur les essais de ségrégation existants. Il en ressort qu'une première famille d'essais peut être réalisée sur béton frais. Ces essais consistent essentiellement à couler un élément vertical, puis après quelques minutes, à séparer cet élément en différents échantillons dont on mesure par lavage et tamisage, la teneur en gravillon (Sidky et al.[55] , Umehara et al. [63] ...). Le profil de cette teneur donne une indication sur la tendance à la ségrégation. La seconde famille d'essais s'effectue sur béton durci. On peut mesurer, par exemple le temps, de parcours d'ultrasons en différents points d'un échantillon. Ce temps est relié à la densité donc à la teneur en gravillon. Une façon plus simple de procéder consiste à découper un échantillon dans le sens de la hauteur et de faire un comptage des granulats, soit manuel, soit à l'aide d'un

logiciel de traitement d'image. Toutefois tous ces essais présentent l'inconvénient d'être assez lourds à mettre en œuvre et, dans le cas des essais sur béton durci, ne donnent une réponse qu'en différé.

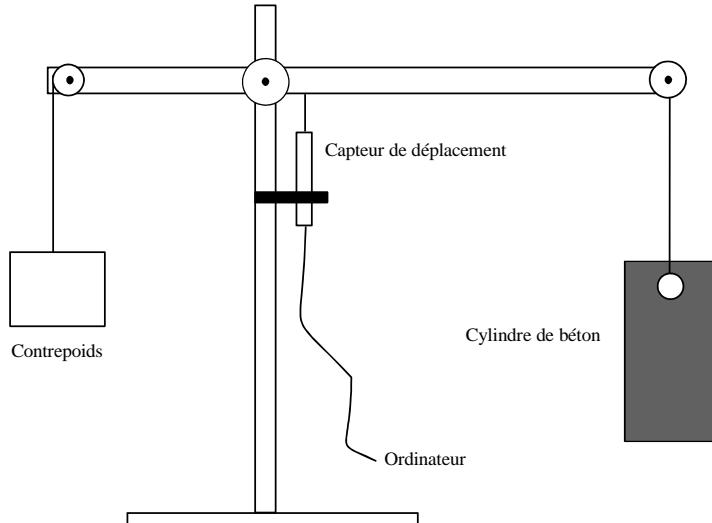


Fig. 3.17 - Principe de l'essai à la bille

Dans ce contexte, nous avons développé au LCPC, le montage représenté sur la figure 3.17. L'essai consiste à mesurer l'enfoncement d'une bille, simulant un granulat de diamètre 20mm, dans un cylindre de béton Ø16\*32 cm. La bille est reliée au balancier par une tige rigide et sa densité apparente est ajustée à l'aide d'un contrepoids. Après quelques essais préliminaires, Trudel a proposé d'ajuster la densité apparente de la bille à 20 kg/l pour accélérer les phénomènes. La bille est initialement enfoncée de sa hauteur dans le béton puis est lâchée. Son déplacement est alors enregistré par un ordinateur. Trudel a effectué une série de mesures sur un béton dont il a fait varier la teneur en eau. Les cylindres Ø16\*32 cm ont été conservés puis sciés en deux dans le sens de la longueur. La surface de chaque demi-cylindre a été numérisée et analysée à l'aide logiciel Photo développé par Khayat [28]. Ce logiciel permet de compter la surface occupée par les gravillons de diamètre supérieur à 5 mm pour n tranches horizontales constituant la surface du demi-cylindre, puis calcule l'indice de ségrégation suivant:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_i (G_i - \bar{G})^2}{n}} \quad \text{ou } G_i \text{ est le pourcentage de surface occupé dans la section } i \text{ par les}$$

gravillons et  $\bar{G}$  le pourcentage moyen. Plus ce terme est grand, plus le béton a tendance à ségrégner. Trudel a obtenu la relation décrite sur la figure entre le temps nécessaire pour que la bille s'enfonce de 6 cm et ce coefficient de ségrégation. On voit sur la figure 3.18 que la corrélation est satisfaisante. Un temps d'enfoncement court correspond à un béton ségrégeant donc à un indice de ségrégation élevé.

Sur la base de ces résultats encourageants, nous avons adopté ce montage dans le cadre du programme n°4 présenté dans le chapitre n°4. Toutefois, à titre de vérification, nous avons conservé des cylindres Ø16\*32cm que nous avons fendus par essai brésilien. Pour limiter les temps de calculs, nous avons qualifié la ségrégation en mesurant la profondeur d'enfoncement moyenne des deux gravillons (de diamètre supérieur à 8 mm) le plus près de la surface supérieure.

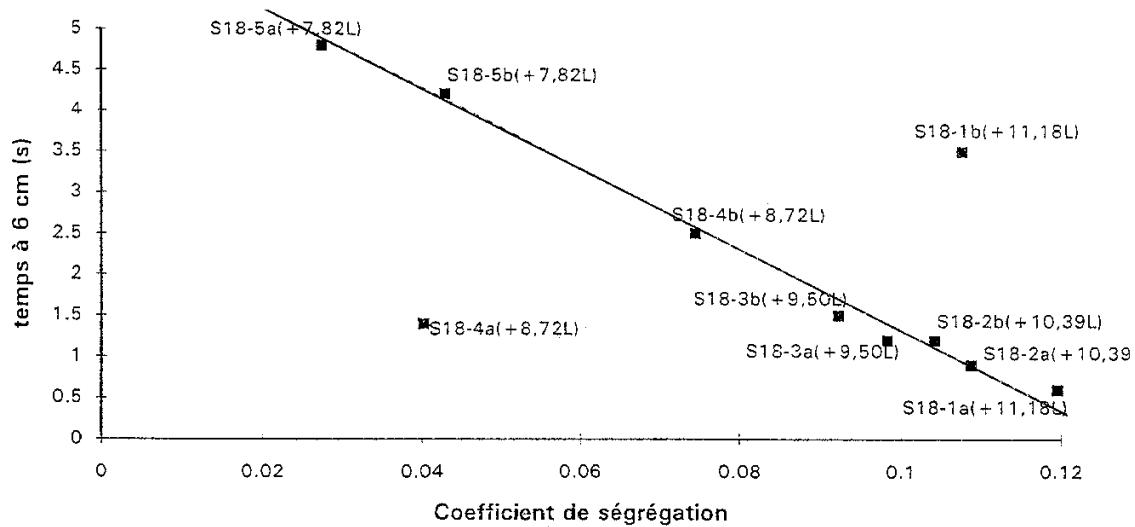


Fig. 3.18 - Corrélation entre indice de ségrégation et temps nécessaire pour un enfoncement de 6 cm dans l'essai à la bille (tiré de Trudel [62])

# **4. Programmes expérimentaux**

---

## **4.1. INTRODUCTION**

Ce chapitre présente les quatre programmes expérimentaux entrepris dans le cadre de ce travail. L'objectif général est de déterminer, grâce à une approche granulaire, la relation existant entre la formulation des bétons et leurs propriétés rhéologiques (mesurées au rhéomètre BTRHEOM) et d'ouvrabilité. De façon plus détaillée, dans le premier et le second programme, on cherche à préciser les relations formulation-rhéologie et rhéologie-affaissement pour des mortiers et des bétons avec ou sans superplastifiant. La troisième campagne est plus particulièrement focalisée sur l'influence du confinement sur les propriétés rhéologique de bétons fluidifiés. Enfin, la dernière campagne est plus spécifiquement dédiée aux bétons autonivelants. On cherche à déterminer les relations entre la rhéologie et l'étalement (et la vitesse d'étalement), mais également, à étendre la relation formulation-rhéologie à ce type de béton. Dans une seconde partie, on s'intéresse aux phénomènes de blocage dans l'essai en L et à la ségrégation des gravillon ainsi qu'à leur prédition.

Ces deux derniers programmes ont été exécutés dans le cadre d'un du projet Européen Brite-Euram SCC (Self-Compacting Concrete).

Il faut noter que ces quatre campagnes, bien que présentant une logique globale, ont été menées de façon indépendante au cours de périodes s'étalant sur plusieurs années. Ceci explique le fait que les matériaux et les malaxeurs n'aient pas toujours été les mêmes, et que les procédures d'essais au rhéomètre aient pu évoluer. En effet, ce matériel était encore en plein développement. Nous verrons par la suite que ceci a posé un problème lors de l'analyse des résultats.

Les propriétés des matériaux nécessaires au calcul des compacités et déterminées comme expliqué au paragraphe 2.5 sont réunies dans l'annexe B. Conformément au paragraphe 5.1, tous les paramètres rhéologiques  $\tau_0$ ,  $\mu'$ ,  $a$  et  $b$  ont été calculés en considérant que le béton est un fluide de Herschel-Bulkley pour lequel l'exposant  $b$  est supérieur ou égal à 1.

## **4.2. PROGRAMME 1: MORTIERS ET BETONS NON ADJUVANTES**

### **4.2.1. Objectif et mode opératoire**

On a cherché, dans ce programme, à déterminer l'effet des paramètres de composition sur les propriétés rhéologiques et sur l'affaissement de mortiers et de bétons non adjuvantés.

Les différentes formules étaient préparées par gâchées de 25 litres environ dans un malaxeur à pétrin avec une pale en forme de crochet. La séquence de malaxage était la suivante:

- 1 minute de malaxage à sec des constituants;
- introduction de l'eau pendant 30 secondes;
- malaxage pendant 2 minutes.

Sur chaque mélange, on effectuait:

- un essai d'affaissement au cône d'Abraams;
- une mesure d'air occlus à l'aéromètre avec le béton ayant servi à l'essai d'affaissement
- un essai au rhéomètre BTRHEOM avec le protocole suivant proposé par Hu [27]:
  - prévibration de 15 secondes à 47 Hz pour assurer une mise en place correcte du béton dans la gamelle du rhéomètre;
  - 5 mesures de couple pour des vitesses décroissantes entre 0,8 et 0,2 tours/s sous vibration à 47 Hz;
  - 5 mesures de couple pour des vitesses décroissantes entre 0,8 et 0,2 tours/s sans vibration;

Ce protocole a été abandonné pour les autres campagnes, pour éviter des risques de ségrégation de l'échantillon lors de la première série de mesures.

## 4.2.2. Matériaux

Les matériaux utilisés dans cette campagne d'essai sont présentés dans le tableau 4.1

Type	Dénomination
<b>Granulats</b>	Calcaire concassé du Boulonnais 12.5/20
<b>Granulats</b>	Calcaire concassé du Boulonnais 5/12.5
<b>Granulats</b>	Calcaire concassé du Boulonnais 0/5
<b>Ciment</b>	CPA CEM I 52.5 PM CP de St Vigor (Usine de Lafarge au Havre)

Tableau 4.1 - Constituants des bétons

Il faut noter que le sable comporte environ 8% de fines de concassage. Afin de déterminer les compacités propres des classes composant le sable nous l'avons, au préalable, séparé en quatre coupures pour les raisons évoquées au paragraphe 2.5.2.3: 0-80 µm, 80-315 µm, 315µm-1,25 mm et 1,25mm-5mm. La compacité des 3 coupures les plus grossières a été effectuée à sec, sous compression et vibration. La compacité de chaque coupure - respectivement 0,6116, 0,6324 et 0,6467 - a permis de caler les compacités propres, pour un indice de compaction égal à 9, des classes unidimensionnelles les composant: respectivement 0,5493, 0,5637 et 0,5863. La granularité des fines a été déterminée au granulomètre laser, et leur compacité par un essai de demande en eau. La compacité mesurée égale à 0,56 a conduit à une compacité des classes unidimensionnelles de 0,4548, pour un indice de compaction de 6,7.

## 4.2.3. Composition des mélanges

Les formules sont présentées dans le tableau 4.2 et 4.3.

Gâchée	Composition en kg/m <sup>3</sup>					% air	G/S
	12.5-20	5-12.5	0- 5	Ciment	Eau efficace		
<b>MO</b>	0	0	1458	519	267	2,2	0,0
<b>MO -200</b>	0	0	1633	320	262	2,5	0,0
<b>MO-100</b>	0	0	1562	424	251	3,0	0,0
<b>MO+100</b>	0	0	1352	611	281	1,9	0,0
<b>MO+200</b>	0	0	1257	704	287	1,9	0,0
<b>BO</b>	709	382	779	356	182	0,6	1,4
<b>BO-bis</b>	706	380	776	355	182	0,9	1,4
<b>BO-ter</b>	706	380	776	354	181	1,0	1,4
<b>BO 0,5</b>	387	208	1190	340	212	1,2	0,5
<b>BO 1</b>	596	321	918	349	194	0,9	1,0
<b>BO 2</b>	816	439	628	359	177	0,5	2,0
<b>BO 3</b>	933	502	478	364	165	0,4	3,0
<b>BO - 200</b>	777	419	854	153	172	1,2	1,4
<b>BO - 100</b>	744	401	818	255	174	1,0	1,4
<b>BO + 100</b>	654	352	719	443	207	0,7	1,4
<b>BO + 200</b>	617	332	678	537	211	1,0	1,4
<b>BO+ 5</b>	704	379	773	353	186	0,8	1,4
<b>BO +10</b>	701	377	770	352	190	0,7	1,4
<b>BO +15</b>	697	375	766	350	194	0,7	1,4

Tableau 4.2 - Compositions des formules testées.

Gâchée	% massique solide				Porosité
	12.5-20	5-12.5	0- 5	Ciment	
<b>MO</b>	0,00	0,00	73,74	26,26	0,2732
<b>MO -200</b>	0,00	0,00	83,62	16,38	0,2688
<b>MO-100</b>	0,00	0,00	78,65	21,35	0,2584
<b>MO+100</b>	0,00	0,00	68,89	31,11	0,2865
<b>MO+200</b>	0,00	0,00	64,11	35,89	0,2930
<b>BO</b>	31,85	17,15	35,01	15,99	0,1832
<b>BO-bis</b>	31,85	17,15	35,01	15,99	0,1832
<b>BO-ter</b>	31,85	17,15	35,01	15,99	0,1832
<b>BO 0,5</b>	18,20	9,80	56,01	15,99	0,2146
<b>BO 1</b>	27,30	14,70	42,01	15,99	0,1953
<b>BO 2</b>	36,40	19,60	28,01	15,99	0,1778
<b>BO 3</b>	40,95	22,05	21,01	15,99	0,1659
<b>BO - 200</b>	35,29	19,00	38,77	6,94	0,1743
<b>BO - 100</b>	33,55	18,07	36,87	11,51	0,1762
<b>BO + 100</b>	30,17	16,24	33,15	20,44	0,2085
<b>BO + 200</b>	28,50	15,35	31,33	24,82	0,2134
<b>BO+ 5</b>	31,85	17,15	35,01	15,99	0,1873
<b>BO +10</b>	31,85	17,15	35,01	15,99	0,1914
<b>BO +15</b>	31,85	17,15	35,01	15,99	0,1955

Tableau 4.3 - Composition des formules testées. La porosité est le volume d'eau efficace ramené au volume de béton dans lequel l'air n'est pas pris en compte

A partir de mélanges centraux M0 et B0, nous avons fait varier les différents paramètres comme la teneur en eau, en ciment et le rapport gravillon sur sable. On a, à l'aide de quelques gâchées de calage, ajusté les formules pour avoir un affaissement supérieur à 10 cm, qui est la limite inférieure pour faire des mesures fiables au rhéomètre.

## 4.2.4. Résultats

Les résultats sont présentés dans le tableau

Gâchée	densité théorique	Affaissement (cm)	Avec vibration				Sans vibration			
			$\tau'_0$ (Pa)	a	b	$\mu'$ (Pa.s)	$\tau'_0$ (Pa)	a	b	$\mu'$ (Pa.s)
<b>M0</b>	2,249	13,0	605	262	1,02	268	1520	77	1,00	77
<b>MO -200</b>	2,219	12,2	1013	61	1,82	209	1662	134	1,10	156
<b>MO-100</b>	2,241	6,5	1115	404	1,00	404	2932	99	1,23	139
<b>MO+100</b>	2,248	16,5	705	229	1,00	229	1328	64	1,00	64
<b>MO+200</b>	2,252	15,2	606	231	1,00	231	1228	62	1,00	62
<b>BO</b>	2,415	11,7	1069	245	1,02	253	1801	108	1,13	130
<b>BO-bis</b>	2,408	17,5	638	203	1,05	217	1321	139	1,00	139
<b>BO-ter</b>	2,406	9,7	1283	350	1,00	350	2336	99	1,20	133
<b>BO 0,5</b>	2,344	9,7	734	296	1,00	296	1625	112	1,14	137
<b>BO 1</b>	2,386	16,2	616	177	1,15	219	1094	112	1,00	112
<b>BO 2</b>	2,428	12,7	1316	242	1,00	242	1688	28	1,80	93
<b>BO 3</b>	2,453	3,5								
<b>BO - 200</b>	2,385	12,8	1346	181	1,00	181	1391	118	1,00	118
<b>BO - 100</b>	2,402	11,5	1040	215	1,00	215	1340	162	1,00	162
<b>BO + 100</b>	2,384	19,7	449	187	1,00	187	966	89	1,00	89
<b>BO + 200</b>	2,383	16,0	491	208	1,05	223	1219	53	1,40	96
<b>BO+ 5</b>	2,403	16,7	657	127	1,11	149	1185	76	1,22	106
<b>BO +10</b>	2,399	17,3	627	136	1,00	136	1020	27	1,75	84
<b>BO +15</b>	2,392	19,8	535	139	1,01	141	831	106	1,00	106

Tableau 4.4 - Résultats au cône d' Abrams et au rhéomètre. L'analyse est faite suivant le modèle de Herschel Bulkley avec  $b \geq 1$  (voir §5.1))

## 4.3. PROGRAMME 2: BETONS SATURES EN ADJUVANT

### 4.3.1. Objectif et mode opératoire

L'objectif de ce programme est identique au précédent mais pour des bétons contenant du superplastifiant dosé à saturation.

Le précédent malaxeur ayant été remplacé, les gâchées ont été effectuées dans un malaxeur SCHWELM Zyklos dont la cuve à fond plat pivote librement autour de son axe vertical. Les 3 pales ont un mouvement circulaire avec une vitesse unique autour d'un axe vertical fixe. Les différentes formules de bétons étaient préparées par gâchée de 18 litres environ, ce qui est la

limite de capacité du malaxeur. La séquence de malaxage se décomposait de la façon suivante:

- 1 minute de malaxage à sec des constituants;
- introduction de l'eau mélangée à un 1/3 de fluidifiant pendant 30 secondes;
- malaxage pendant 2 minutes;
- introduction des 2/3 de fluidifiant restants et malaxage pendant 1 min. 30 secondes.

Sur chaque mélange, on effectuait:

- un essai d'affaissement au cône d'Abraams;
- une mesure d'air occlus l'aéromètre avec le béton ayant servi à l'essai d'affaissement
- deux essais au BTRHEOM-LCPC avec le protocole suivant:
  - prévibration de 15 secondes à 40 Hz pour assurer une mise en place correcte du béton dans la gamelle du rhéomètre;
  - deux séries successives de 6 mesures de couple pour des vitesses décroissantes entre 0,8 et 0,1 tours/s sans vibration. On a augmenté l'étendue des vitesses de rotation et du nombre de points pour avoir des lissages suivant le modèle de Herschel-Bulkley plus précis (par rapport à l'analyse avec le modèle de Bingham il faut caler un paramètre de plus);

Après chaque essai au rhéomètre, on observait l'échantillon de béton et on notait un indice visuel pour qualifier le ressuage (1 faible, 3 fort) et la ségrégation des gravillons (1 faible, 3 fort).

### 4.3.2. Matériaux

Les matériaux utilisés dans cette campagne d'essai sont présentés dans le tableau 4.5

Type	Dénomination
<b>Granulats</b>	Calcaire concassé du Boulonnais 12.5/20
<b>Granulats</b>	Calcaire concassé du Boulonnais 5/12.5
<b>Granulats</b>	Calcaire concassé du Boulonnais 0/5
<b>Ciment</b>	CPA CEM I 52.5 R de St Pierre La Cour (Lafarge)
<b>Fluidifiant</b>	Sikament 10 de chez Sika (extrait sec 20%)
<b>Retardateur</b>	Sikaretarder de chez Sika (extrait sec 28%)

Tableau 4.5 - Constituants des bétons

Le dosage de saturation du superplastifiant a été déterminé par la méthode de l'AFREM [17] mais sans charger le coulis avec les fines du sable. La figure 4.1 montre que ce dosage est égal à 0,45% en extrait sec du poids de ciment. On suppose ici que la consommation de superplastifiant par les fines est négligeable.

La compacité des fines du sable a été déduite de la demande en eau de mélanges de ciment St Pierre La Cour et de fines ayant des rapport fines sur sable de 0/100, 10/90, 15/85, 20/80 et 40/60 (voir §2.4.3.4). Les mesures ont été réalisées en présence de 0,5% de Sikament 10 (en extrait sec par rapport au poids de ciment). Nous avons obtenu une valeur de 0,583, ce qui donne une compacité des classes unidimensionnelles de 0,475, pour un indice de compaction de 6,7.

La compacité du ciment en présence de 0,5% en extrait sec par rapport au ciment de superplastifiant est égale à 0,5857. L'ajout de 2% de retardateur fait chuter cette compacité à 0,5743.

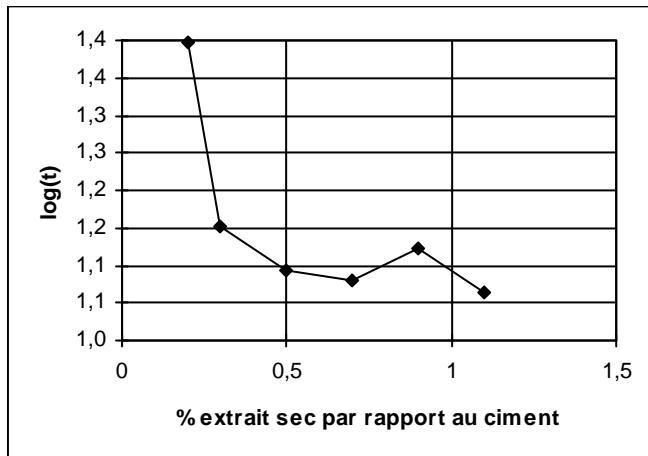


Fig. 4.1 - Evolution du temps d'écoulement au cône de Marsh en fonction du dosage en superplastifiant.

### 4.3.3. Composition des mélanges

Une première série de bétons ont été formulés avec un dosage de retardateur élevé (2% de produit par rapport au poids de ciment) afin de s'assurer, a priori, d'un bon maintien de rhéologie. Il s'est toutefois avéré, que ce dosage massif, à la limite de la plage conseillée par le fournisseur, a parfois provoqué un raidissement intempestif des bétons, probablement du à une incompatibilité avec le superplastifiant à ce dosage. Une seconde série d'essais a donc été effectuée sans retardateur. Le dosage en superplastifiant est légèrement supérieur au dosage de saturation soit 0,5% en extrait sec par rapport au poids de ciment. A partir d'un mélange central (en italique) nous avons fait varier le rapport gravillon sur sable, la teneur en eau et la teneur en ciment.

Les compositions sont résumées dans les tableaux 4.6 et 4.7. La première partie rassemble les bétons avec retardateur, la seconde partie les bétons sans retardateur. Dans la dernière partie, sont réunis les mélanges ayant fait l'objet d'anomalies de fabrication (malaxage déficient, ou erreur d'introduction des matériaux dans le malaxeur). Ces mélanges ne sont conservés que pour alimenter la base de données pour la relation affaissement-seuil et ne peuvent pas servir pour l'étude de la relation formulation-propriétés.

Gâchée	Composition en kg/m <sup>3</sup>								% air	G/S
	12.5-20	5-12.5	0 - 5	Ciment	Sp	Retar-dateur	Eau efficace			
<b>BHP_bis</b>	675	363	742	443	11,1	8,9	179,0	1,1	1,40	
<b>BHP 0,5</b>	373	201	1146	432	10,8	8,6	190,5	2,5	0,50	
<b>BHP 1</b>	575	310	885	444	11,1	8,9	180,0	1,3	1,00	
<b>BHP 2</b>	773	416	595	447	11,2	8,9	175,3	1,2	2,00	
<b>BHP 0,75bis</b>	486	262	998	443	11,1	8,9	187,0	1,5	0,75	
<b>BHP - 200</b>	754	406	829	250	6,3	5,0	169,2	0,5	1,40	
<b>BHP - 100</b>	719	387	790	351	8,8	7,0	163,4	1,3	1,40	
<b>BHP+ 100 bis</b>	639	344	702	546	13,6	10,9	179,4	1,3	1,40	
<b>BHP + 200</b>	595	320	654	645	16,1	12,9	203,2	0,0	1,40	
<b>BHP_ter</b>	687	370	755	451	11,3	0,0	172,3	0,4	1,40	
<b>BHP_six</b>	689	371	757	452	11,3	0,0	167,6	0,7	1,40	
<b>BHP_sept</b>	691	372	760	454	11,3	0,0	158,2	1,3	1,40	
<b>BHP_huit</b>	691	372	759	453	11,3	0,0	163,1	0,9	1,40	
<b>BHP 0,75qua</b>	503	271	1032	442	11,1	0,0	167,2	1,4	0,75	
<b>BHP_0,5bis</b>	386	208	1186	442	11,1	0,0	171,8	1,9	0,50	
<b>BHP2 bis</b>	795	428	611	448	11,2	0,0	162,2	0,7	2,00	
<b>BHP1bis</b>	588	317	904	442	11,1	0,0	166,1	1,4	1,00	
<b>BHP-100bis</b>	734	395	807	348	8,7	0,0	157,8	0,5	1,40	
<b>BHP+100qua</b>	648	349	712	537	13,4	0,0	173,1	1,4	1,40	
<b>BHP-100ter</b>	734	395	807	348	8,7	0,0	151,8	1,1	1,40	
<b>BHP+100sept</b>	637	343	700	544	13,6	0,0	183,0	1,3	1,40	
<b>BHP+200bis</b>	592	319	651	644	16,1	0,0	193,7	1,4	1,40	
<b>M</b>	0	0	1504	585	14,7	0,0	219,6	2,8	0,00	
<b>M+150</b>	0	0	1338	730	18,3	0,0	237,7	2,5	0,00	
<b>M+300qua</b>	0	0	1161	864	21,5	0,0	268,0	1,8	0,00	
<b>BHP_0,75</b>	489	263	1003	446	11,1	8,9	188,0	1,0	0,75	
<b>BHP+100</b>	628	338	690	536	13,4	10,7	176,3	3,0	1,40	
<b>BHP_cinq</b>	689	371	757	452	11,3	0,0	162,6	1,2	1,40	
<b>BHP_0,75ter</b>	498	268	1022	438	11,0	0,0	163,8	2,5	0,75	
<b>BHP+100ter</b>	644	347	708	534	13,3	0,0	162,3	3,0	1,40	
<b>BHP+100six</b>	637	343	701	528	13,2	0,0	170,3	3,0	1,40	

Tableau 4.6 - Composition des formules testées. Sp=superplastifiant, G/S rapport massique gravillon sur sable

	% massiques solides				
Gâchée	12.5-20	5-12.5	0-5	Ciment	Porosité
<b>BHP_bis</b>	30,36	16,35	33,37	19,92	0,1810
<b>BHP 0,5</b>	17,31	9,32	53,28	20,09	0,1954
<b>BHP 1</b>	25,98	13,99	39,97	20,06	0,1824
<b>BHP 2</b>	34,65	18,66	26,66	20,03	0,1774
<b>BHP 0,75bis</b>	22,22	11,96	45,58	20,24	0,1899
<b>BHP - 200</b>	33,68	18,14	37,02	11,16	0,1700
<b>BHP - 100</b>	32,00	17,23	35,16	15,61	0,1655
<b>BHP + 100 bis</b>	28,64	15,42	31,47	24,47	0,1818
<b>BHP + 200</b>	26,87	14,47	29,54	29,12	0,2032
<b>BHP_ter</b>	30,36	16,35	33,37	19,92	0,1729
<b>BHP_six</b>	30,36	16,35	33,37	19,92	0,1688
<b>BHP_sept</b>	30,36	16,35	33,37	19,92	0,1603
<b>BHP_huit</b>	30,36	16,35	33,37	19,92	0,1645
<b>BHP 0,75qua</b>	22,37	12,05	45,90	19,68	0,1696
<b>BHP_0,5bis</b>	17,35	9,34	53,40	19,91	0,1751
<b>BHP2 bis</b>	34,82	18,75	26,78	19,65	0,1634
<b>BHP1bis</b>	26,12	14,06	40,17	19,65	0,1685
<b>BHP-100bis</b>	32,14	17,31	35,32	15,23	0,1586
<b>BHP+100qua</b>	28,85	15,53	31,70	23,92	0,1755
<b>BHP-100ter</b>	32,14	17,31	35,32	15,23	0,1535
<b>BHP+100sept</b>	28,64	15,42	31,46	24,48	0,1854
<b>BHP+200bis</b>	26,84	14,45	29,51	29,20	0,1965
<b>M</b>	0,00	0,00	72,00	28,00	0,2259
<b>M+150</b>	0,00	0,00	64,69	35,31	0,2438
<b>M+300qua</b>	0,00	0,00	57,35	42,65	0,2730

Tableau 4.7 - Composition des formules testées. La porosité est le volume d'eau efficace ramené au volume de béton dans lequel l'air n'est pas pris en compte

#### 4.3.4. Résultats

Le tableau rassemble les résultats obtenus. Comme indiqué dans les remarques, nous avons eu des difficultés de malaxage. En effet, la pale du malaxeur, tournant autour d'un axe fixe, avait tendance à creuser les matériaux de consistance trop ferme avant l'introduction de la seconde partie du superplastifiant, puis à tourner dans le vide. Comme la cuve n'est pas motorisée, elle s'arrêtait alors et le béton n'était plus rabattu sur la pale, donc plus malaxé. Pour les bétons portant la mention "malaxage limite" nous avons eu un ou deux arrêts de cuve mais celle ci a été relancée manuellement sans trop de difficulté. Les bétons portant la mention "gros problèmes de malaxage", les arrêts ont été beaucoup plus nombreux. Nous verrons dans le chapitre 5, les conséquences de ce malaxage insuffisant sur l'analyse.

Gâchée	Densité théorique	Slump (cm)	Etalement (mm)	Temps à 10 cm (s)	Indice de Ressuage	Indice de Ségrégation	$\tau'_0$ (Pa)	a	b	$\mu'$ (Pa.s)	Remarque
BHP_bis	2,415	21,5			1	1	582	114	1,29	175	
BHP_0,5	2,354	15,5		1,80	1	1	824	54	1,81	183	
BHP_1	2,407	19,5		1,60	1	1	539	89	1,38	157	slump entre 19,5 et 22,5
BHP_2	2,420	19,0			1	2	440	124	1,16	157	
BHP_0,75bis	2,389	23,5	480	1,00	1	1	329	77	1,32	123	
BHP - 200	2,421	16,5			2	3	961	0	1,00	0	tas de cailloux,, rhéogramme très irrégulier
BHP - 100	2,423	16,0			1	2	1197	76	2,01	347	slump entre 16 et 17,5
BHP + 100 bis	2,423	15,0		2,06	1	1	822	212	1,33	343	écroulement du cône =22,5, malaxage limite
BHP + 200	2,432	5,0					2089	160	1,00	160	malaxage limite
BHP_ter	2,446	22,0	695	1,32	1	3	403	37	1,66	100	tas de cailloux central
BHP_six	2,446	22,7	640	1,63	1	2	358	37	1,82	125	tas de cailloux central
BHP_sept	2,446	19,5		2,59	1	2	748	255	1,35	427	slump entre 17 et 22
BHP_huit	2,449	22,0	535	1,82	1	1	418	102	1,68	280	
BHP_0,75qua	2,425	21,0	365	1,40			560	240	1,32	382	
BHP_0,5bis	2,403	21,5	400	2,19	1	1	447	364	1,14	449	
BHP2_bis	2,456	21,5	560	1,56	1	3	385	224	1,34	369	tas de cailloux central
BHP1bis	2,428	22,5	435	1,66	1	1	834	173	1,57	400	malaxage limite
BHP-100bis	2,453	24,5	650	1,03	1	2	395	126	1,49	261	léger tas de cailloux central
BHP+100qua	2,430	17,5	310	2,00	1	1	699	178	1,39	317	malaxage limite
BHP-100ter	2,447	21,5	515		1	3	259	460	1,00	459	1 point aberrant sur le rhéogramme
BHP+100sept	2,417	22,5	500	1,12	1	1	428	70	1,59	171	
BHP+200bis	2,410	13					1240	37	1,96	155	malaxage limite
M	2,316		630	0,80	1	1	341	102	1,00	102	
M+150	2,314	24	480	0,90	1	1	489	9	1,92	34	SF=48*48
M+300qua	2,301		530	0,80	1	1	214	6	2,17	37	SF=52*54
BHP_0,75	2,401	24	555	1	1	1	221	51	1,42	95	erreur dans l'introduction du SP ( 2/3 puis 1/3)
BHP+100	2,381	3					2208	192	1,37	333	erreur de pesage (cf bhp+100 bis)
BHP_cinq	2,441	21,3	455	2,57	1	2	698	264	1,64	686	gros problèmes de malaxage
BHP_0,75ter	2,401	5,5			1	1	1226	587	1,04	626	gros problèmes de malaxage
BHP+100ter	2,405	2					1827	130	1,67	351	gros problèmes de malaxage
BHP+100six	2,391	7									gros problèmes de malaxage

Tableau 4.8 - Résultats au cône d' Abrams et au rhéomètre. L'analyse est faite suivant le modèle de Herschel-Bulkley avec  $b \geq 1$  (voir § 5.1).

## **4.4. PROGRAMME 3: EFFET DU CONFINEMENT**

### **4.4.1. Objectifs et protocole d'essai**

Un premier objectif de cette étude est de générer des données expérimentales sur des bétons constitués de granulats assez différents des deux premières campagnes afin de valider, plus largement, les modèles reliant formulation et rhéologie. Pour cela, nous avons choisis des granulats semi-concassés de Seine. Le second objectif de ce programme est de vérifier l'influence du confinement sur les propriétés rhéologiques des bétons. Les mesures ont été effectuées avec l'appareil décrit dans 3.2.6. Un partie des essais présentés ici ont été effectués dans le cadre d'un DEA (Barbillon [1]).

Des gâchées de 16 litres ont été préparées de la même façon que pour le programme n°2.

Pour chaque gâchée, on a effectué les essais suivants:

- un essai d'affaissement au cône d'Abra.ms;
- une mesure d'air occlus l'aéromètre avec le béton ayant servi à l'essai d'affaissement
- un essai au rhéomètre BTRHEOM.

Les essais au rhéomètre ont été effectués sans confinement de façon classique, mais également avec différents confinements (§3.2.6). Pour les essais sans confinement, nous avons procédé suivant le protocole suivant:

- nous n'avons imposé aucune prévibration aux bétons ayant un affaissement supérieur à 19 cm. La grande fluidité de ces bétons permettait en effet un bon remplissage de la gamelle du rhéomètre, que venait compléter un léger piquage. Cette procédure permettait d'être cohérent avec ce qui était fait pour les essais confinés. Pour les bétons d'affaissement inférieur à 19 cm, nous avons dû, par contre, procéder à une prévibration de 15 secondes à 40 Hz pour assurer une mise en place correcte;
- nous avons effectué, d'affilée, quatre séries de 6 mesures de couple pour des vitesses décroissantes entre 0,8 et 0,1 tours/s sans vibration;
- après une vibration de 15 secondes à 40 Hz nous avons effectué deux séries de mesures supplémentaires. Cette succession de mesures visait à déterminer l'influence de l'historique du cisaillement sur les propriétés rhéologiques du béton, comme nous le verrons au paragraphe 5.2.

Pour les essais avec confinement, nous avons procédé suivant le protocole suivant:

- le remplissage de la gamelle était effectué par déversement au travers de la fenêtre dans la grille, comme expliqué au chapitre §3.2.6.
- aucune prévibration n'était imposée puisque la gamelle était bridée pour assurer un confinement correct (voir § 3.2.6 ).
- nous avons effectué une série de 6 mesures de couples pour des vitesses décroissantes entre une vitesse maximale et 0,1 tours/s, sans vibration. La vitesse maximale était ajustée en fonction de la distance entre les pales, pour maintenir un gradient de cisaillement maximal proche de  $7 \text{ s}^{-1}$ . Ainsi pour une hauteur de 6,6 cm, 5,5 cm, 5cm, 4,5 cm et 4 cm nous avons adopté une vitesse maximale de 0,6, 0,6, 0,5, 0,5 et 0,4 respectivement.

## 4.4.2. Matériaux

Les matériaux utilisés dans cette campagne d'essai sont présentés dans le tableau 4.9

Type	Dénomination
<b>Granulats</b>	Silico-calcaire semi concassé de Seine: Val de Reuil 10/16
<b>Granulats</b>	Silico-calcaire semi concassé de Seine: Val de Reuil 4/10
<b>Granulats</b>	Silico-calcaire semi concassé de Seine: Val de Reuil 0/4
<b>Ciment</b>	CPA CEM I 52.5 Gaurain (Calcia)
<b>Fluidifiant</b>	Sikament 10 de chez Sika (extrait sec 20%)
<b>Retardateur</b>	Sikaretarder 50 (extrait sec 20%)

Tableau 4.9 - Constituants des bétons

Le dosage de saturation en superplastifiant a été estimé par la méthode des coulis à 0,3 % en extrait sec par rapport au poids de ciment. Le sable ne contenant pas de fines, les compacités des différentes tranches ont été mesurées à sec.

Le diamètre maximal a été fixé à 16 mm, car c'est un compromis pour éviter des blocages du rhéomètre, lors des essais confinés, tout en évitant des effets trop importants induits par la ségrégation des gravillons(voir § 3.2.6).

## 4.4.3. Composition des mélanges

Le paramètre principal que l'on souhaitait étudier dans ce programme est l'influence du confinement sur les propriétés rhéologiques du béton. Nous avons cherché à faire varier la teneur en gravillons dans une forte proportion puisque ce sont les particules les plus sensibles à l'effet de confinement. Ceci a été fait en générant, à partir d'une formule de base, différentes béton dont seul le rapport gravillon sur sable changeait. Le dosage en superplastifiant a été choisi à 0,55%, ce qui est supérieur au dosage de saturation mais permet de limiter les risques de raidissement rapide.

Ces formules sont présentées dans les tableaux 4.10 et 4.11

Gâchée	Composition en kg/m <sup>3</sup>							Air (%)
	10-16	4-10	0-4	Ciment	Eau efficace	Super-plastifiant	Retardateur	
<b>0,4</b>	375	118	1233	405	153,1	11,1	2,0	3,5
<b>0,45</b>	406	128	1187	404	152,7	11,1	2,0	3,8
<b>0,5</b>	438	138	1153	406	153,4	11,2	2,0	3,3
<b>0,56</b>	474	149	1114	408	154,2	11,2	2,0	2,8
<b>0,625</b>	509	161	1072	409	154,7	11,3	2,0	2,5*
<b>0,75</b>	568	179	997	410	155,0	11,3	2,1	2,3
<b>0,86</b>	619	195	947	414	156,6	11,4	2,1	1,3
<b>1</b>	670	211	881	415	156,8	11,4	2,1	1,2
<b>1,3</b>	761	240	769	417	157,6	11,5	2,1	0,7
<b>1,5</b>	808	255	708	417	157,8	11,5	2,1	0,6

\* valeur extrapolée

Tableau 4.10 - Composition des formules testées.

Gâchée	% massique				
	10-16	4-10	0-4	Ciment	Porosité
<b>0,4</b>	17,59	5,55	57,85	19,01	0,159
<b>0,45</b>	19,11	6,03	55,85	19,01	0,159
<b>0,5</b>	20,52	6,47	53,99	19,02	0,159
<b>0,56</b>	22,1	6,97	51,91	19,02	0,159
<b>0,625</b>	23,67	7,47	49,83	19,03	0,159
<b>0,75</b>	26,38	8,32	46,26	19,04	0,159
<b>0,86</b>	28,45	8,98	43,52	19,05	0,159
<b>1</b>	30,77	9,71	40,47	19,05	0,159
<b>1,3</b>	34,77	10,97	35,19	19,07	0,159
<b>1,5</b>	36,92	11,64	32,37	19,07	0,159

Tableau 4.11 - Composition des formules testées. La porosité est le volume d'eau efficace ramené au volume de béton dans lequel l'air n'est pas pris en compte

#### 4.4.4. Résultats

Le tableau 4.12 résume les résultats obtenus. Les propriétés rhéologiques présentées sont celles de la première série de mesures, sauf pour l'essai avec une distance entre pales de 4 cm car, suite à un blocage, il a fallu pour cet essai redémarrer le rhéomètre. Elles prennent en compte la distance entre pales conformément aux équations 5 et 6 du paragraphe 3.2.1. Pour certains essais, des points visiblement aberrants ont été négligés lors de l'analyse des rhéogrammes.

Gâchée	h	$\tau'_0$ (Pa)	a	b	$\mu'$ (Pa.s)	Slump (cm)	Etalement (mm)	remarques
<b>0,4</b>	10	1816	338	1,00	338	6		préibration
<b>0,45</b>	10	1072	359	1,00	359	15		préibration
<b>0,5</b>	10	844	388	1,00	388	19		préibration
<b>0,56</b>	10	1125	323	1,00	323	19		préibration
<b>0,625</b>	10	916	238	1,30	369	22	470	
<b>0,75</b>	10	722	453	1,00	453	23	500	
<b>0,86</b>	10	763	114	1,34	188	25	640	
<b>1</b>	10	587	137	1,36	233	25	615	
<b>1,3</b>	10	577	128	1,43	242	26	680	
<b>1,5</b>	10	562	119	1,31	187	23	645	
<b>1</b>	6,6	562	172	1,00	172	23	655	1 point aberrant
<b>1,3</b>	6,6	580	488	1,05	527	24	665	1 point aberrant
<b>1,5</b>	6,6	802	649	1,22	903	24	680	
<b>0,75</b>	5	735	76	1,78	243	24	460	
<b>1</b>	5	489	214	1,10	247	24	650	
<b>1,3</b>	5	947	162	1,45	318	25	670	
<b>1</b>	4,5	690	327	1,36	556	25	700	
<b>0,75</b>	4	621	97	1,66	260	24	485	essai redémarré

Tableau 4.12 - Résultats au cône d' Abrams et au rhéomètre. L'analyse est faite suivant le modèle de Herschel Bulkley avec  $b \geq 1$  (voir § 5.1).

## **4.5. PROGRAMME 4: SPECIFIQUE BAN**

### **4.5.1. Objectifs et mode opératoire**

Nous avons utilisé, dans ce programme, un malaxeur Couvrot de capacité maximale égale à 90 litres. Ce malaxeur est équipé d'un train valseur à axe vertical tournant avec une vitesse unique. Les différentes formules de bétons étaient préparées par gâchées de 32 litres environ, et la séquence de malaxage se décomposait de la façon suivante:

- 1 minute de malaxage à sec des constituants;
- introduction de l'eau mélangée à un 1/3 de fluidifiant pendant 30 secondes;
- malaxage pendant 2 minutes;
- introduction des 2/3 de fluidifiant restants et malaxage pendant 1 min. 30 secondes.

Ce programme est séparé en deux sous-programmes. L'objectif du premier sous-programme est de valider un modèle reliant la formulation et la rhéologie pour des bétons très fluides, et de tenter de déterminer une relation entre la formulation des bétons et la ségrégation des gravillons. On cherche également à relier les mesures d'étalement et de temps d'étalement aux propriétés rhéologiques.

Ainsi sur chaque mélange, nous avons effectué:

- un essai au cône d'Abraams, au cours duquel nous mesurions le temps d'étalement ( $T_{500}$ ) nécessaire pour obtenir une galette de 500 mm de diamètre, l'étalement final et la largeur du halo de mortier se formant à la périphérie de la galette, le cas échéant;
- un essai à la bille suivant le protocole présenté au paragraphe 3.3. Le cylindre de béton Ø16\*32 cm ayant servi à cet essai était conservé, puis fendu après durcissement. Nous qualifions la ségrégation en mesurant la profondeur moyenne d'enfoncement des deux gravillons, de diamètre supérieur à 8 mm, ayant le moins coulé.
- un essai au BTRHEOM-LCPC avec le protocole suivant:
  - prévibration de 15 secondes à 40 Hz pour assurer une mise en place correcte du béton dans la gamelle du rhéomètre;
  - une série de 6 mesures de couple pour des vitesses décroissantes entre 0,8 et 0,1 tours/s sans vibration;

Après chaque essai au rhéomètre, on observait l'échantillon de béton et on notait un indice visuel pour qualifier le ressauage (de 1, ressauage faible à 3, ressauage fort) et la ségrégation des gros cailloux (même convention).

L'objectif du second sous-programme est de déterminer la relation entre la formulation et les risques de blocage dans l'essai en L. La description de l'appareil et le protocole d'utilisation sont présentés dans le paragraphe 3.1.2.

### **4.5.2. Matériaux**

Les matériaux utilisés sont présentés dans le tableau 4.13

Le dosage de saturation du ciment est égal à 0,3% en extrait sec. Le filler Piketty ne fixe qu'une quantité négligeable de superplastifiant (voir fig. 2.15). Les demandes en eau des poudres pour différents dosages en superplastifiant sont données par la figure 2.16.

Type	Dénomination
<b>Granulats</b>	Calcaire concassé du Boulonnais 10/14
<b>Granulats</b>	Calcaire concassé du Boulonnais 5/12.5
<b>Granulats</b>	Calcaire concassé du Boulonnais 0/5
<b>Ciment</b>	CPA CEM I 52.5 Gaurain (Calcia)
<b>Filler</b>	Filler calcaire Piketty A
<b>Fluidifiant</b>	Sikament 10 de chez Sika (extrait sec 20%)

Tableau 4.13 - Constituants des bétons

### 4.5.3. Composition des mélanges

Le mélange central du premier sous-programme est le béton n° 314. Les bétons autonivelants, contiennent environ 170 l/m<sup>3</sup> de liant, c'est pourquoi nous avons fixé à environ 525 kg/m<sup>3</sup> sa teneur en ciment. Ce béton contient du superplastifiant dosé à saturation. D'après Okamura et Ozawa [36], la teneur en gravillon d'un béton autonivelant doit être de l'ordre de 50 % de sa compacité. Avec les matériaux que nous avons sélectionné cela représente environ 864 kg/m<sup>3</sup> de gravillon. C'est donc ce dosage que nous avons sélectionné pour le mélange central. Les proportions entre le petit gravillon et le gros gravillon correspondent au maximum de compacité du squelette granulaire. A partir de ce mélange, nous avons fait varier la teneur en ciment entre 475 et 575 kg/m<sup>3</sup> environ, la quantité de gravillon entre 740 et 1000 kg/m<sup>3</sup> environ, le dosage en superplastifiant entre 0,3 et 0,15% en extrait sec par rapport au poids de ciment. Dans les bétons 315 à 317 nous avons procédé à la substitution du ciment par du filler calcaire. Les derniers bétons (à partir du n°350) sont les bétons utilisés dans le second sous-programme. Pour tous ces bétons nous avons ajusté la teneur en eau pour avoir des étalements supérieurs à 500 mm.

Gâchée	10-14	5-12,5	0- 5	Ciment	Filler	Sp	Eau efficace	Vp	G/S	Sp <sub>c</sub>
<b>315</b>	557	299	858	451	59	6,98	182,7	0,374	1,00	0,31
<b>316</b>	563	302	867	385	120	6,24	174,0	0,367	1,00	0,32
<b>317</b>	566	304	872	312	186	5,38	169,2	0,364	1,00	0,34
<b>329</b>	568	305	918	480	0	7,20	166,1	0,346	0,95	0,30
<b>321</b>	562	302	909	475	0	7,13	174,4	0,353	0,95	0,30
<b>318</b>	556	299	900	470	0	7,06	182,6	0,359	0,95	0,30
<b>330</b>	565	303	870	527	0	7,92	170,9	0,365	1,00	0,30
<b>327</b>	559	300	861	522	0	7,84	179,2	0,371	1,00	0,30
<b>314</b>	556	299	857	520	0	7,80	183,2	0,374	1,00	0,30
<b>320</b>	553	297	853	517	0	7,76	187,2	0,377	1,00	0,30
<b>322</b>	562	302	821	575	0	8,62	175,8	0,383	1,05	0,30
<b>319</b>	556	299	813	569	0	8,54	183,9	0,389	1,05	0,30
<b>345</b>	556	299	813	569	0	8,54	183,9	0,389	1,05	0,30
<b>346</b>	555	298	813	562	0	8,43	187,1	0,390	1,05	0,30
<b>364</b>	555	298	813	562	0	8,43	187,1	0,390	1,05	0,30
<b>333</b>	660	355	772	482	0	7,24	166,9	0,344	1,32	0,30
<b>334</b>	643	346	679	569	0	8,54	183,8	0,385	1,46	0,30
<b>336</b>	478	258	1028	473	0	7,09	178,6	0,360	0,72	0,30
<b>335</b>	473	255	904	566	0	8,49	197,9	0,405	0,81	0,30
<b>331</b>	555	298	855	518	0	5,18	185,6	0,376	1,00	0,20
<b>325</b>	557	300	832	521	0	5,21	191,5	0,382	1,03	0,20
<b>328</b>	557	300	805	521	0	5,21	201,5	0,392	1,06	0,20
<b>338</b>	557	300	805	521	0	5,21	201,5	0,392	1,06	0,20
<b>337</b>	555	298	801	518	0	5,18	205,5	0,395	1,06	0,20
<b>326</b>	555	298	802	519	0	3,89	204,7	0,394	1,06	0,15
<b>332</b>	550	295	794	514	0	3,85	212,4	0,400	1,06	0,15
<b>350</b>	0	831	831	529	0	5,29	198,6	0,392	1,00	0,20
<b>351</b>	0	827	827	527	0	5,27	202,5	0,395	1,00	0,20
<b>365</b>	445	239	979	519	0	5,19	201,2	0,396	0,70	0,20
<b>370</b>	0	700	961	510	0	5,10	205,1	0,396	0,73	0,20
<b>371</b>	0	700	960	510	0	5,10	205,9	0,397	0,73	0,20
<b>372</b>	531	285	768	582	0	5,82	211,1	0,419	1,06	0,20
<b>375</b>	424	228	933	569	0	5,69	214,9	0,424	0,70	0,20
<b>377</b>	0	860	860	486	0	6,08	190,6	0,371	1,00	0,25

Tableau 4.14 - Composition des formules testées dans le 1<sup>er</sup> sous-programme en supposant une teneur en air égale à 1%. G/S rapport massique des gravillons sur le sable, Sp: superplastifiant, % Spc dosage en extrait sec du superplastifiant par rapport au poids de ciment, Vp teneur en pâte (y compris les fines du sable).

Gâchée	10-14	5-12.5	0- 5	Ciment	Filler	Porosité
<b>315</b>	25,0	13,5	38,6	20,3	2,7	0,1845
<b>316</b>	25,2	13,5	38,7	17,2	5,4	0,1758
<b>317</b>	25,3	13,6	38,9	13,9	8,3	0,1710
<b>329</b>	25,0	13,4	40,4	21,1	0,0	0,1678
<b>321</b>	25,0	13,4	40,4	21,1	0,0	0,1762
<b>318</b>	25,0	13,4	40,4	21,1	0,0	0,1844
<b>330</b>	24,9	13,4	38,4	23,3	0,0	0,1727
<b>327</b>	24,9	13,4	38,4	23,3	0,0	0,1810
<b>314</b>	24,9	13,4	38,4	23,3	0,0	0,1851
<b>320</b>	24,9	13,4	38,4	23,3	0,0	0,1891
<b>322</b>	24,9	13,4	36,4	25,4	0,0	0,1775
<b>319</b>	24,9	13,4	36,4	25,4	0,0	0,1858
<b>345</b>	24,9	13,4	36,4	25,4	0,0	0,1858
<b>346</b>	24,9	13,4	36,5	25,2	0,0	0,1890
<b>364</b>	24,9	13,4	36,5	25,2	0,0	0,1890
<b>333</b>	29,1	15,7	34,0	21,3	0,0	0,1686
<b>334</b>	28,8	15,5	30,3	25,4	0,0	0,1857
<b>336</b>	21,4	11,5	46,0	21,1	0,0	0,1804
<b>335</b>	21,5	11,6	41,1	25,7	0,0	0,1999
<b>331</b>	24,9	13,4	38,4	23,3	0,0	0,1874
<b>325</b>	25,2	13,6	37,7	23,6	0,0	0,1935
<b>328</b>	25,5	13,7	36,9	23,9	0,0	0,2036
<b>338</b>	25,5	13,7	36,9	23,9	0,0	0,2036
<b>337</b>	25,5	13,7	36,9	23,9	0,0	0,2075
<b>326</b>	25,5	13,7	36,9	23,9	0,0	0,2067
<b>332</b>	25,5	13,7	36,9	23,9	0,0	0,2146
<b>350</b>	0,0	37,9	37,9	24,2	0,0	0,2006
<b>351</b>	0,0	37,9	37,9	24,2	0,0	0,2046
<b>365</b>	20,4	11,0	44,9	23,8	0,0	0,2032
<b>370</b>	0,0	32,3	44,2	23,5	0,0	0,2072
<b>371</b>	0,0	32,3	44,2	23,5	0,0	0,2080
<b>372</b>	24,5	13,2	35,5	26,9	0,0	0,2132
<b>375</b>	19,7	10,6	43,3	26,4	0,0	0,2170
<b>377</b>	0,0	39,0	39,0	22,0	0,0	0,1925

Tableau 4.15 - Composition des formules testées dans le 1<sup>er</sup> sous-programme. La porosité est le volume d'eau efficace ramené au volume de béton dans lequel l'air n'est pas pris en compte

Dans le second sous-programme, nous avons fait varier le diamètre maximum des gravillons, le rapport gravillon sur sable et le volume de pâte qui sont les paramètres qui pilotent a priori l'aptitude du béton au remplissage. Les formules sont présentées dans les tableaux 4.16 et 4.17.

Gâchée	10-14	12.5	0- 5	Ciment	Filler	SP	Eau efficace	Vp	G/S	%Spc
<b>337</b>	554,6	298,0	801,3	518,1	0,0	5,2	205,5	0,395	1,06	0,20
<b>338, 339 et 340</b>	557,4	299,5	805,3	520,7	0,0	5,2	201,5	0,392	1,06	0,20
<b>345</b>	556,0	298,8	813,2	568,9	0,0	8,5	183,9	0,389	1,05	0,30
<b>346,347 et 364</b>	554,9	298,0	812,7	561,8	0,0	8,4	187,1	0,390	1,05	0,30
<b>350</b>	0,0	831,2	831,2	529,4	0,0	5,3	198,6	0,392	1,00	0,20
<b>351 et 352</b>	0,0	827,1	827,1	526,8	0,0	5,3	202,5	0,395	1,00	0,20
<b>365 et 366</b>	445,1	239,4	979,3	519,3	0,0	5,2	201,2	0,396	0,70	0,20
<b>370 et 371</b>	0,0	700,4	960,5	510,3	0,0	5,1	205,1	0,396	0,73	0,20
<b>372, 373 et 374</b>	531,2	285,4	768,1	581,8	0,0	5,8	211,1	0,419	1,06	0,20
<b>375 et 376</b>	423,7	227,7	933,5	569,2	0,0	5,7	214,9	0,424	0,70	0,20
<b>377 et 378</b>	0,0	860,2	860,2	486,2	0,0	6,1	190,6	0,371	1,00	0,25

Tableau 4.16 - Composition des formules testées dans le second sous-programme en supposant une teneur en air égale à 1%. G/S rapport massique des gravillons sur le sable, Sp: superplastifiant, % Spc dosage en extrait sec du superplastifiant par rapport au poids de ciment, Vp teneur en pâte (y compris les fines du sable).

Gâchée	10-14	5-12.5	0- 5	Ciment	Filler	Porosité
<b>337</b>	25,5	13,7	36,9	23,9	0,0	0,2075
<b>338, 339 et 340</b>	25,5	13,7	36,9	23,9	0,0	0,2036
<b>345</b>	24,9	13,4	36,4	25,4	0,0	0,1858
<b>346,347 et 364</b>	24,9	13,4	36,5	25,2	0,0	0,1890
<b>350</b>	0,0	37,9	37,9	24,2	0,0	0,2006
<b>351 et 352</b>	0,0	37,9	37,9	24,2	0,0	0,2046
<b>365 et 366</b>	20,4	11,0	44,9	23,8	0,0	0,2032
<b>370 et 371</b>	0,0	32,3	44,2	23,5	0,0	0,2072
<b>372, 373 et 374</b>	24,5	13,2	35,5	26,9	0,0	0,2132
<b>375 et 376</b>	19,7	10,6	43,3	26,4	0,0	0,2170
<b>377 et 378</b>	0,0	39,0	39,0	22,0	0,0	0,1925

Tableau 4.17 - Composition des formules testées dans le second sous-programme. La porosité est le volume d'eau efficace ramené au volume de béton dans lequel l'air n'est pas pris en compte

#### 4.5.4. Résultats

Les résultats du sous-programme 1 sont présentés dans le tableau 4.18.

Gâchée n°	Densité théorique	T500 (s)	Etalelement (mm)	Halo de mortier (cm)	Slump (cm)	Res.	Ség.	Enf. (mm)	$\tau'_0 =$	a	b	$\mu'$	Remarque
315	2,413	4,4	745	2,5		1	1	12,5	308	185	1,41	163	
316	2,419	3,9	785	4		1	2	13	224	231	1,67	189	
317	2,416	4,9	745	1,5				5,5	265	374	1,56	315	
329	2,445	10,9	555	0	25	1	2	5,5	445	359	1,54	304	
321	2,430	4,5	705	0,75		1	2	4,5	336	193	1,49	166	
318	2,416	4,4	700	2,5		1	3	21	210	59	1,07	58	béton très ségrégeant
330	2,444		370	0	21	1	1	0	736	430	1,46	373	
327	2,429	5,5	670	0		1	1	2,5	385	157	1,41	138	
314	2,422	4,8	670	0		1	1	10	186	140	1,33	126	homogène
320	2,415	2,9	760	3		1	2	17	128	111	1,14	106	
322	2,443		335	0	21	1	1	0	1008	392	1,56	330	
319	2,428	3,8	685	0				3,5	314	220	1,48	190	
345	2,428	5,7	577	0		1	2		566	214	1,16	203	
346	2,422	2,8	705	0,5		1	1	0	515	181	1,22	169	gamelle n°2
364	2,422	5	580	0					287	158	1,37	141	
333	2,445	6,34	590	0	27,8	1	2	2	696	417	1,43	365	
334	2,429	4,1	595	0				1	409	232	1,5	199	
336	2,422	4,5	670	0		1	1	11	326	207	1,45	180	
335	2,404	2,1	720	0,125		1	1	6,5	289	122	1,42	107	

Tableau 4.18 - Résultats au cône d' Abrams et au rhéomètre. L'analyse est faite suivant le modèle de Herschel-Bulkley avec  $b \geq l$  (voir § 5.1). Res.: indice de ressage; Ség.: indice de ségrégation; enf.: mesure de l'enfoncement des gravillons sur béton durci.

Gâchée n°	Densité théorique	T500 (s)	Etalement (mm)	Halo de mortier (cm)	Slump (cm)	Res.	Ség.	Enf. (mm)	$\tau'_{0} =$	a	b	$\mu'$	Remarque
331	2,418		400	0	22,5			1	757	205	1,38	182	
325	2,408	5,44	515	0		1	1	3	358	129	1,07	126	
328	2,391	2,8	690	0,25		1	1	6	169	61	1	61	
338	2,391	2	667	0,25		1	2	1	262	59	1	59	
337	2,384	1,9	735	1		1	3	15,5	109	47	1	47	béton ségrégeant fortement , étalement homogène
326	2,386	3	540	0	25,5	1	1	0,5	276	64	1	64	
332	2,372	2,2	615	0	27	1	1	2,5	342	66	1	66	
350	2,399	2,65	585	0				2	485	88	1	88	
351	2,392	2,2	640	0		1	1		706	33	1	33	gamelle n°2
365	2,391	2,2	655	0		1	1	0	138	62	1	62	
370	2,384	1,6	707,5	0		1	1	6	589	50	1	50	perte de coulis due au joint lâche
371	2,383	1,6	707,5	0		1	1		198	77	1	77	étalement tiré de n°370
372	2,384	2,2	685	0,25				8,5	260	53	1	53	béton homogène mais à la limite de la ségrégation
375	2,376	1,6	750	2		1	3	4	129	67	1,17	63	béton ségrégeant assez fortement
377	2,406	3,5	700	0		1	1	9	275	167	1	167	

Tableau 4.18 (suite) - Résultats au cône d' Abrams et au rhéomètre. L'analyse est faite suivant le modèle de Herschel-Bulkley avec  $b \geq 1$ (voir § 5.1). Res.:indice de ressouage; Ség.:indice de ségrégation; enf.:mesure de l'enfoncement des gravillons sur béton durci.

Les résultats du sous-programme 2 sont présentés dans le tableau 4.19.

Gâchée n°	Etalement (mm)	Hauteur d'écoulement H1 (mm) pour différents écartements e (voir §3.1.2)						Remarque
		47 (mm)	39 (mm)	35 (mm)	32 (mm)	28 (mm)	25 (mm)	
337	735				440			béton ségrégant fortement mais étalement homogène
338, 339 et 340	668		480	300	140			
345	578		340					
346, 347 et 364	705	480	410	200	280			
350	585				375			
351 et 352	640		460		410	210		
365 et 366	655		490	470	400			
370 et 371	708				470	435	185	
372 373 et 374	685		470	460	480	190		béton homogène à la limite de la ségrégation
375 et 376	750				490	460	370	béton ségrégant assez fortement
377 et 378	700	490	430	465				

Tableau 4.19 - Résultats au cône d'Abraams et à la boîte en L

# 5. Exploitation

---

## 5.1. DEPOUILLEMENT DES RHEOGRAMMES

Depuis les travaux de Tattersall, le béton est communément considéré comme un matériau de Bingham. Toutefois, à la suite d'un certain nombre d'essais effectués à l'aide du BTRHEOM, dont ceux présentés au chapitre 4, il est apparu que cette description n'était pas toujours satisfaisante et qu'il était nécessaire de considérer le béton plutôt comme un fluide de Herschel-Bulkley dont la loi de comportement s'écrit sous la forme:

$$\tau = \tau'_0 + a\dot{\gamma}^b \quad (\text{Equ. 5.1})$$

où  $\tau'_0$  est le seuil de cisaillement (en Pa),  $\tau$  la contrainte de cisaillement et  $\dot{\gamma}$  le gradient de vitesse (en  $s^{-1}$ ).

L'article qui suit présente des essais qui nous ont conduit à ce constat. On y décrit la méthode de calcul des trois paramètres de l'équation 5.1 à partir des courbes couple-vitesse de rotation, en suivant la démarche générale de dépouillement proposée par Hu [27]. Enfin, on propose une méthode pour se ramener à une loi de comportement linéaire ne nécessitant que deux paramètres.

# Fresh concrete: A Herschel-Bulkley material

*F. de Larrard<sup>1</sup>, C.F. Ferraris<sup>2</sup>, T. Sedran<sup>3</sup>*

(1) Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), Paris, France. Guest researcher at National Institute of Standards and Technology (NIST), Gaithersburg, Maryland, USA

(2) NIST, Gaithersburg

(3) LCPC, Paris

*Paper received: April 4, 1997; Paper accepted: July 15, 1997*

## ABSTRACT

Some preliminary results of an experimental program on the rheological behavior of fresh concrete are presented. In the rheological tests, performed with a plane-to-plane rheometer, it appears that the relationship between torque and rotation speed is not exactly linear. The fresh concrete behavior is better described by the Herschel-Bulkley model:  $\tau = \tau'_0 + a \dot{\gamma}^b$ ;  $\tau$  and  $\dot{\gamma}$  are the shear stress and the strain gradient applied to the specimen, respectively.  $\tau'_0$ ,  $a$  and  $b$  are three material parameters describing the concrete behavior. Among other advantages, this new description avoids the problem of negative yield stress encountered with the Bingham model.

## RÉSUMÉ

Quelques résultats préliminaires d'un programme expérimental de grande envergure, traitant de la rhéologie du béton frais, sont présentés. Les caractéristiques rhéologiques des mélanges sont mesurées avec le rhéomètre BTRHEOM. Il apparaît que la relation entre couple et vitesse de rotation n'est pas strictement linéaire; une description plus fine est fournie par le modèle de Herschel-Bulkley, de la forme  $\tau = \tau'_0 + a \dot{\gamma}^b$ ;  $\tau$  est la contrainte de cisaillement, et  $\dot{\gamma}$  le gradient de vitesse imposé à l'échantillon. Les paramètres  $\tau'_0$ ,  $a$  and  $b$  décrivent le comportement du béton. Entre autres avantages, cette nouvelle approche permet d'éviter le problème des seuils négatifs, rencontré avec le modèle de Bingham.

## 1. INTRODUCTION

The rheology of fresh concrete is a relatively young science. There have been many attempts to characterize the consistency of fresh concrete by a variety of technological tests [1, 2], but few researchers have applied continuous media mechanics to the rheological behavior of fresh concrete.

Tattersall was probably the first to carry out systematic investigations in this field, which have been summarized in a book [3]. Pointing out that testing fresh concrete in a classical coaxial viscometer would require a gigantic apparatus, he suggested the use of a more modest device (the 'Two-point test') where the concrete is mixed in a sort of instrumented mixer. Finding a linear relationship between the increase of the torque and the rotation speed of the impeller, Tattersall stated that fresh concrete had a *Bingham* behavior, which can be expressed by the relationship:

$$\tau = \tau_0 + \mu \dot{\gamma} \quad (1)$$

where  $\tau$  is the shear stress,  $\dot{\gamma}$  the strain gradient (or shear rate),  $\tau_0$  the yield stress, and  $\mu$  the plastic viscosity. The two last parameters are assumed to be material constants.

However, this relationship was only suggested by an analogy between fundamental parameters (stress, strain gradient) and macroscopic measurements (torque, speed of rotation). More recently, de Larrard *et al.* developed a parallel-plate rheometer called BTRHEOM<sup>1</sup> [4], where the strain field is imposed by the geometry (see Fig. 1). From the relation between the torque and the rotation speed, one can deduce the material law of behavior. Therefore, for the first time, characteristics in funda-

<sup>1</sup>) The names of manufacturers are identified in this report to adequately describe the experimental procedure. Such an identification does not imply recommendation or endorsement by the National Institute of Standards and Technology, nor does it imply that the material identified is necessarily the best available for this purpose.

### Editorial Note

*F. de Larrard and T. Sedran work at Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), France, a RILEM Titular Member. Dr. de Larrard is a RILEM Senior Member and a member of the Technical Advisory Committee (TAC). He participates in the work of TCs 145-WSM (Workability of Special Concrete Mixes), 158-AHC (The Role of Admixtures in High Performance Concrete) and 174-SCC (Self Compacting Concrete). He was awarded the Robert L'Hermite Medal for excellence in research in 1989. C. F. Ferraris works at the National Institute of Standards and Technology (NIST), USA, a RILEM Titular Member. Dr. Ferraris is a RILEM Senior Member and a corresponding member of TC 158-AHC.*

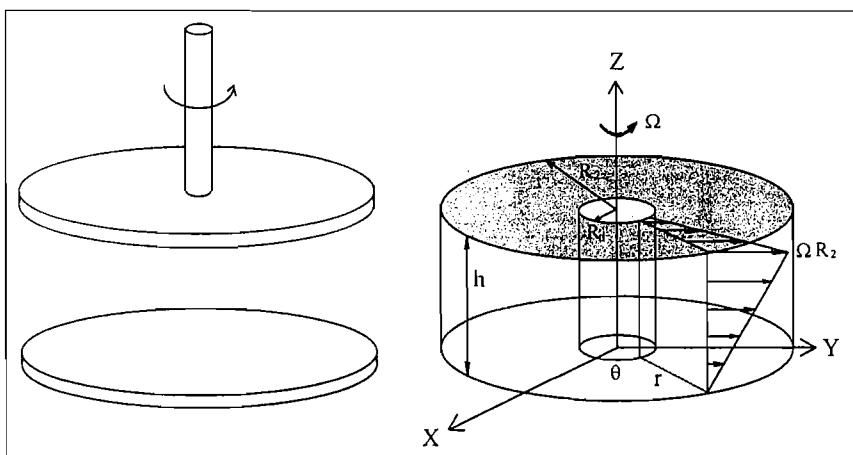


Fig. 1 – Velocity field in BTRHEOM [3, 4].

mental units can be measured on fresh concrete. This rheometer was developed taking into account a comprehensive series of specifications, encompassing both engineering and scientific requirements. The measurements were validated by finite-element calculations, and comparisons with most existing types of concrete rheometers [5, 6]. The use of this rheometer for characterizing a series of concretes, mostly high-performance concretes, led to the conclusion that the Bingham behavior was an acceptable description of the flow behavior of most fresh concretes [5, 7]. However, some of our recent measurements suggest that this is not always a good approximation and that a more general description of the flow curves seems necessary. A possible model is similar to the one used by Coussot and Piau, who studied the rheology of coarse aggregate-mud suspensions with a large coaxial rheometer [8].

## 2. EXPERIMENTAL PLAN

In an on-going experimental plan carried out at the National Institute of Standards and Technology (NIST), an attempt is made to assess the rheological behavior of all feasible concretes within a fixed set of components. In a first series of tests, 33 concretes or mortars without admixtures were generated by systematic variations of cement content, coarse/fine aggregate ratio and water content. In a similarly designed series, the mixtures were highly "superplasticized", with a high-range water reducer agent (HRWRA).

Finally, two more series completed the program, one with intermediate amounts of HRWRA, and one with various

additions of silica fume. A total of 78 mixes was studied. The concretes were produced with a gravel having a maximum size of 12 mm, a coarse sand, a single-size fine sand from Ottawa (Illinois), and an ordinary Portland cement (ASTM Type I/II). The HRWRA used is of the naphthalene type (having a solid content of 40%). Some of the mixtures are detailed in Table 1.

Within the three series considered herein, the mutual proportions of dry materials remain constant. Only the water concentration was changed from one mixture to another. The mixtures had water-

cement ratios in the range 0.55–0.60 by mass ('Normal-Strength Concretes'), 0.36–0.38 ('High-Performance Concretes'), and 0.26–0.27 ('Self-Compacting Concretes'), respectively.

A slump test (ASTM C143 [9]) and a BTRHEOM rheometer test were performed on every mix. All slump values were higher than 80–100 mm, which ensured that the concretes were sufficiently fluid for testing in the rheometer. For the rheometer tests, a 15 s pre-vibration was applied to the specimens (with a frequency of 40 Hz)<sup>2</sup>, then the shear tests were carried out without vibration. Five measurements were taken for rotation speeds ranging between 0.2 and 0.8 rev/s. This corresponds to a strain gradient between 0.25 and 6 s<sup>-1</sup>. Lower rotation speeds would be desirable, but lead to difficulties in regulating the rotation speed of the rheometer. At each rotation speed level, torque measurements are taken after twenty seconds, in order to decrease the contribution of thixotropy. However, it has been shown that, for a constant rotation speed, no real stabilization of the torque appears within a

Table 1 – Mixture-proportions of some concretes. \*: free water/cement ratio

Series	Mixtures	Coarse aggregate (kg/m <sup>3</sup> )	Fine Aggregate (kg/m <sup>3</sup> )	Ottawa Sand (kg/m <sup>3</sup> )	Cement (kg/m <sup>3</sup> )	HRWRA (kg/m <sup>3</sup> )	Water (kg/m <sup>3</sup> )	w/c*
Normal-Strength Concretes	B01C	953	614	191	360	0	209	0.55
	B01B'	952	614	190	360	0	214	0.57
	B01A	940	606	188	355	0	217	0.58
	B01A'	943	608	189	356	0	222	0.60
High-Performance Concretes	BHP1A'	992	617	176	419	10.5	159	0.36
	BHP1B	990	616	176	418	10.4	161	0.37
	BHP1C	984	612	175	415	10.4	166	0.38
Self-Compacting Concretes	BHP8C	882	549	157	619	15.5	162	0.26
	BHP8B	878	546	156	616	15.4	167	0.27
	BHP8A	868	540	154	609	15.2	171	0.27

2) The pre-vibration ensures that the placement of the concrete sample is not influenced by the operator [5].

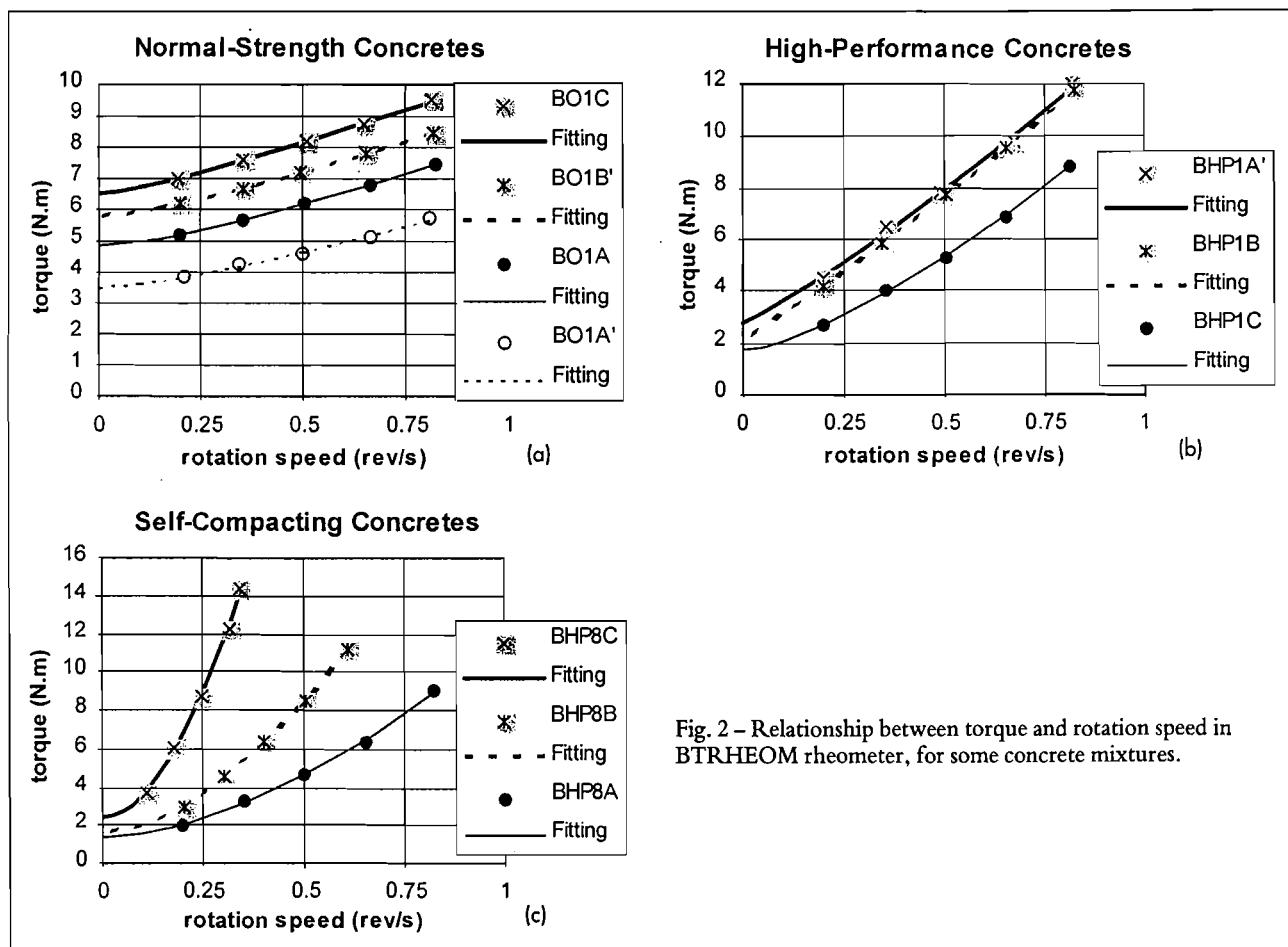


Fig. 2 – Relationship between torque and rotation speed in BTRHEOM rheometer, for some concrete mixtures.

Table 2 – Properties of the concretes at the fresh state.  
\*mean diameter of the spread after the slump test

Mixtures	Slump (mm)	Slump flow* (mm)	Bingham model		Herschel-Bulkley model			Equivalent plastic viscosity (Pa.s)
			Yield stress (Pa)	Plastic viscosity (Pa.s)	Yield stress (Pa)	a (Pa.s <sup>b</sup> )	b	
BO1C	80		1717	174	1804	111	1.23	156
BO1B'	100		1489	163	1599	86	1.33	140
BO1A	130		1219	160	1341	74	1.40	134
BO1A'	165		881	133	983	62	1.40	111
BHP1A'	180		593	517	774	385	1.15	479
BHP1B	205		473	530	608	430	1.10	501
BHP1C	235		141	439	471	205	1.40	370
BHP8C	265	560	-452	1960	675	792	1.88	2956
BHP8B	285	700	-373	879	457	269	1.73	795
BHP8A	290	750	-147	488	385	132	1.70	376

reasonable time [5]. There is first a decrease of the torque due to a structural breakdown phenomenon. Then, an increase appears, caused by the early cement hydration. Therefore, the obtained measurements slightly depend on the test duration, which is unavoidable in the case of cementitious materials. For two very thick mixtures (BHP8C and BHP8B), the maximum rotation speed had

to be reduced, because the power of the motor was not high enough to reach the intended maximum speed. The results of the tests are given in Table 2 and Fig. 2.

As a preliminary result, it appears that experimental relationships between torque and rotation speeds generally deviate from a straight line (see Fig. 2), even if the linear correlation is rather high (between 0.970 and 0.999). Moreover, if a linear regression is applied to the experimental points (following the usual procedure to deduce the Bingham parameters), a negative yield stress is sometimes found (in the case of the Self-Compacting mixtures).

### 3. FITTING THE EXPERIMENTAL CURVES WITH THE HERSCHEL-BULKLEY MODEL

It seems that a better model for representing the experimental points is the following

$$\Gamma = \Gamma_0 + A N^b \quad (2)$$

where  $\Gamma$  is the measured torque (bulk value minus the contribution of the empty rheometer [10]),  $N$  the speed of rotation (in rev/s),  $\Gamma_0$ ,  $A$  and  $b$  numerical parameters

determined by the least square difference method. This type of model has been referred to as the Herschel-Bulkley (HB) model. HB behavior is the same as the Bingham behavior when the exponent is equal to 1 [11]:

$$\tau = \tau'_0 + a \dot{\gamma}^b \quad (3)$$

Following this model, the description of the rheological behavior requires three parameters:  $\tau'_0$  (the HB yield stress),  $a$  and  $b$ .

Integrating the contribution of each surface element to the torque, the following equations are obtained:

$$\begin{aligned} \Gamma_0 &= \frac{2\pi}{3} (R_2^3 - R_1^3) \tau'_0 \\ A &= \frac{(2\pi)^{b+1}}{(b+3)h^b} (R_2^{b+3} - R_1^{b+3}) a \end{aligned} \quad (4)$$

where  $R_1$  and  $R_2$  are the inner and outer radii, and  $h$  the height of the sheared concrete specimen. In BTRHEOM,  $R_1 = 20$  mm,  $R_2 = 120$  mm and  $h = 100$  mm.

These equations can be inverted to deduce the material parameters from the fitting of the bulk curve. A 10% correction is applied to the  $a$  parameter to account for the skirt friction effect, as is normally done in determining the plastic viscosity [6]. Therefore, we have for the HB parameters:

$$\begin{aligned} \tau'_0 &= \frac{3}{2\pi(R_2^3 - R_1^3)} \Gamma_0 \\ a &= 0.9 \frac{(b+3)}{(2\pi)^{b+1}} \frac{h^b}{(R_2^{b+3} - R_1^{b+3})} A \end{aligned} \quad (5)$$

The fitting of the experimental points appears in Fig. 2, and the parameters found are given in Table 2. The experimental relative errors are about 0.7% and 1% for the torque and for the rotation speed, respectively [5]. Here,

the coefficients of variation provided by the regressions have been found close to 1%. Thus, it appears that the HB model provides an excellent approximation to the measurements. The HB yield stress is always positive, and, within each series, it decreases when the water content increases. Also, the exponent  $b$  differs significantly from 1, which shows the limits of the Bingham model.

In favor of the Bingham model, it could be argued that the Bingham yield stress values provide a better ranking of the mixtures than the HB yield stress, with respect to the slump values (see Table 2). However, it is thought that the ability of the Self-Compacting Concretes to produce high spread in the slump test is due not only to the low yield stress, but also to the high amount of cement paste (here, about 40%), which lubricates the aggregates up to the end of the test. The paste volume of the high-performance concretes is less (32%), then a part of the paste is squeezed from the skeleton during the slumping of the sample, until friction between aggregates stops the flow.

#### 4. CONCLUDING REMARKS

The Herschel-Bulkley model appears to offer some benefit in describing the flow behavior of concretes. However, its ability needs further confirmation. Nevertheless, after a systematic fitting of 62 tests dealing with HPCs made in the past at the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), the  $b$  parameter was only rarely equal to 1. Further, a link seems to exist between  $a$  and  $b$  (Fig. 3). However, this link could depend on some mixture-design parameters, e.g. the presence of HRWRA.

From a practical viewpoint, a 3-parameter model may be difficult to handle (especially if the aim is to specify the rheological characteristics, and to control them by optimizing the mixture-design). If a systematic link exists between  $a$  and  $b$  in equation (3), then the model only contains two independent parameters. If the relationship between  $a$  and  $b$  is not general, another solu-

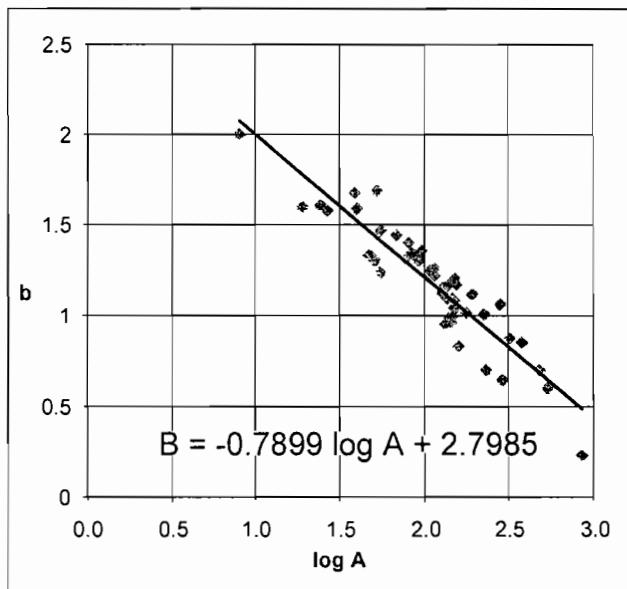


Fig. 3 – Relationship between  $a$  and  $b$  parameters, in a set of High-Performance Concretes tested at LCPC.

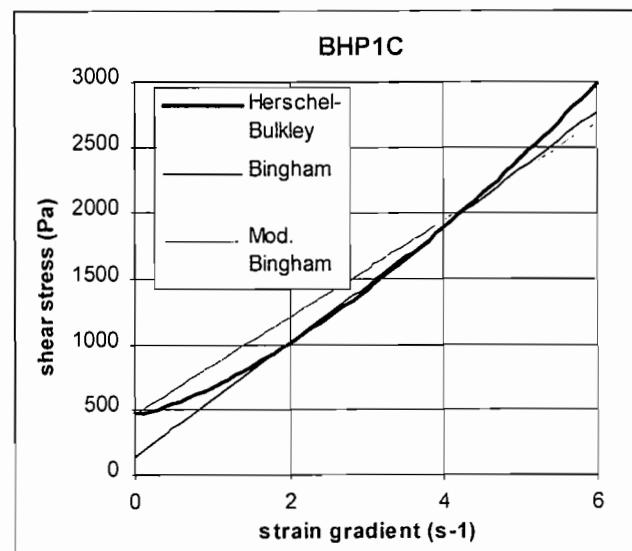


Fig. 4 – Approximation of the HB rheogram by a modified Bingham straight line.

tion would be to keep the Bingham model, with parameters deduced from the HB model. Then the yield stress would be  $\tau_0$ , and the equivalent plastic viscosity  $\mu'$  would be calculated enabling the Bingham straight line to give the best possible approximation of the HB curve, in a certain strain gradient range  $[0, \dot{\gamma}_{\max}]$  (Fig. 4). By using the least square method, it is found that:

$$\mu' = \frac{3a}{b+2} \dot{\gamma}_{\max}^{b-1} \quad (6)$$

In this case,  $\mu'$  would become a good parameter for characterizing the secondary aspects of concrete workability. For the mixtures tested,  $\dot{\gamma}_{\max} = 6 \text{ s}^{-1}$  (see Table 2).

## ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to thank John Winpigler and Frank Davis for their valuable help in performing the tests and setting up the needed instruments. Also their appreciation goes to W.R. Grace Co. for providing the concrete mixer and the HRWRA used in this study.

## REFERENCES

- [1] Bartos, P., 'Fresh Concrete: Properties and Tests' (Elsevier, 1992).
- [2] Ferraris, C.F., 'Measurement of Rheological Properties of High-Performance Concrete: State-of-the-Art Report', National Institute of Standards and Technology, NISTIR 5869, July 1996, 33 p.
- [3] Tattersall, G.H., 'Workability and Quality-Control of Concrete' (E & FN Spon, London, 1991).
- [4] De Larrard, F., Szitkar, J.C., Hu, C. and Joly, M., 'Design of a rheometer for fluid concretes', Proceedings of the International RILEM Workshop Special Concretes: Workability and Mixing, P.J.M. Bartos ed. (E & FN Spon, 1994) 201-208.
- [5] Hu, C., 'Rhéologie des bétons fluides', Études et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, OA 16, 1995, 203 p., available at LCPC, 58 Bd. Lefebvre, 75732 PARIS CEDEX 15, France (in French).
- [6] Hu, C., De Larrard, F., Sedran, T., Boulay, C., Bosc, F. and Deflorenne, F., 'Validation of BTRHEOM, the new rheometer for soft-to-fluid concrete', *Mater. Struct.* **29** (1994) (December 1996).
- [7] Hu, C. and De Larrard, F., 'The rheology of fresh high-performance concrete', *Cement and Concrete Research* **26** (2) (1996) 283-294.
- [8] Coussot, P. and Piau, J.-M., 'A large-scale field coaxial cylinder rheometer for the study of the rheology of natural coarse suspensions', *Journal of Rheology* **39** (1995) 104-123.
- [9] 'Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete', ASTM C143-90, vol. 04.02, 1995.
- [10] De Larrard, F., Sedran, T., Hu, C., Sitzkar, J.C., Joly, M. and Derkx, F., 'Evolution of the workability of superplasticized concretes: assessment with BTRHEOM rheometer', Proceedings of the International RILEM Conference on Production Methods and Workability of Concrete, Paisley, edited by P.J.M. Bartos, D.L. Marrs and D.J. Cleland, June 1996, 377-388.
- [11] Bird, R.B., Dai, G.C. and Yarusso, B.J., 'The rheology and flow of viscoplastic materials', *Rev. Chem. Eng.* **1** 1-70.

Pour compléter cet article, il faut noter que de nouveaux essais ont confirmés la non linéarité des rhéogrammes, mais également que le lissage (effectué par la méthode des moindres carrés) conduisait régulièrement à des valeurs d'exposant inférieures à 1. C'est le cas, par exemple, pour les rhéogrammes des bétons extraits du programme n°3 et de rapport gravillon sur sable (G/S) égaux 0.45 et 0.56 (fig. 5.1).

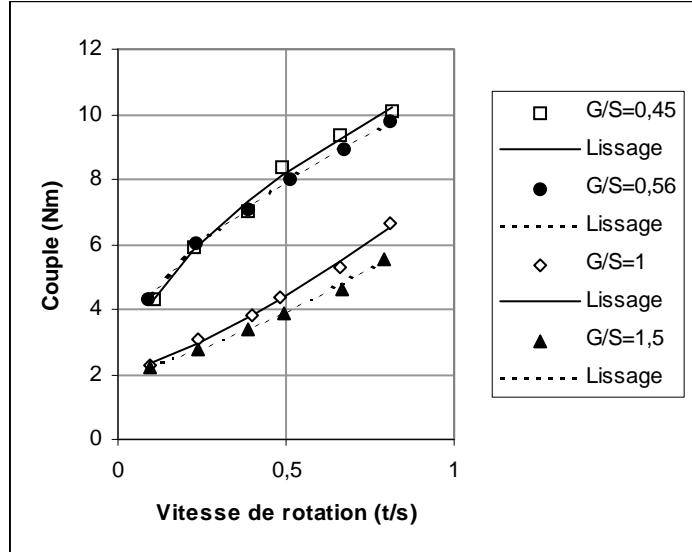


Fig. 5.1 - Rhéogrammes de quatre bétons tirés des essais sans confinement du programme n°3. Le lissage donne des exposants  $b < 1$  pour les faibles rapports G/S et  $b > 1$  pour les rapports élevés.

Pour ce programme d'essai, on constate sur la figure 5.2, qu'il existe de plus une relation croissante marquée entre le rapport gravillon sur sable et l'exposant de l'équation 5.1. On pourrait penser à un artefact dû à la centrifugation lors de l'essai. Celle-ci entraînerait une concentration des gros grains (forcelement plus marquée pour les rapports G/S élevés) sur la périphérie de l'échantillon. Comme la contribution au couple des couches extérieures est la plus importante, on observerait alors un accroissement du couple pour les vitesses de rotation élevées donc un accroissement de l'exposant pour les forts rapports G/S. Cette hypothèse peut toutefois être écartée, comme l'a montré de Larrard [20]. Ceci suggère donc un effet de la formulation et semble montrer, a priori, la pertinence de l'analyse suivant Herschel-Bulkley.

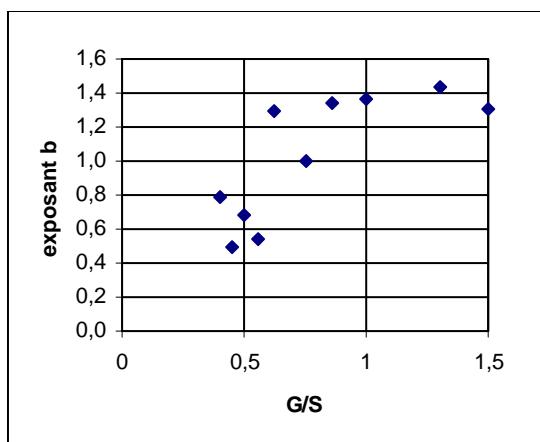
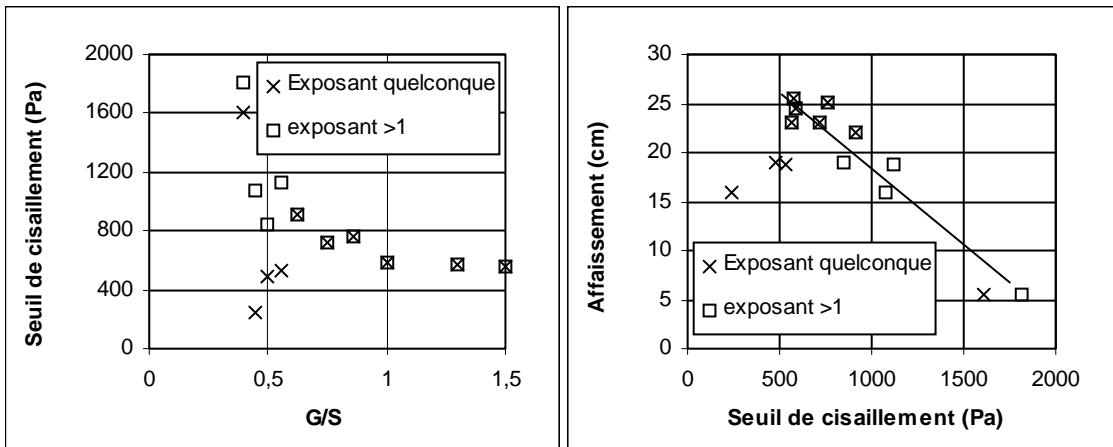


Fig. 5.2 - Relation entre l'exposant  $b$  de l'équation 5.1 et le rapport G/S dans le programme n°3.



*Fig. 5.3 - Le choix d'un exposant  $b \geq 1$  permet d'obtenir une relation continue entre le rapport gravillon sur sable G/S et le seuil de cisaillement ainsi qu'une relation linéaire entre le seuil et l'affaissement, pour les essais non confinés du programme n°3.*

Toutefois, comme nous le verrons dans le paragraphe suivant, le seuil de cisaillement est une fonction linéaire décroissante de l'affaissement. Or, nous constatons, sur la figure 5.3, que ceci n'est plus vérifié pour les bétons dont l'exposant est inférieur à 1. Par contre, nous voyons qu'en imposant un exposant supérieur ou égal à 1 lors du lissage, nous avons une bonne corrélation. De plus, il est apparu qu'un lissage sans contrainte sur l'exposant, conduisait dans certains cas (comme sur certains bétons autonivelants peu visqueux), à un exposant très faible et à un seuil négatif. Ainsi, bien qu'il soit difficile d'affirmer théoriquement que le béton est forcément un matériau rhéo-épaississant ( $b \geq 1$ ), nous imposerons cette limite inférieure. Il reste toutefois, à expliquer l'origine physique des exposants inférieurs à 1. Malgré ce choix, notons toutefois que pour les bétons concernés, le lissage par le modèle de Bingham reste tout à fait satisfaisant sur la plage de gradients réellement mesurés par le BTRHEOM.

En conclusion, tous les paramètres rhéologiques présentés dans ce mémoire ont été déterminés par dépouillement des courbes couple-vitesse de rotation en considérant que le béton était un fluide de Herschel-Bulkley rhéo-épaississant ( $b \geq 1$ ). La loi de comportement a été ensuite estimée par la loi de Bingham suivante:

$$\tau = \tau'_0 + \mu' \dot{\gamma}$$

où  $\tau'_0$  et  $\mu'$  sont calculés suivant les équations 5 et 6 de l'article précédent.

## 5.2. PERTINENCE DES MESURES RHEOLOGIQUES

Pour les essais non confinés du programme n°3, il avait été décidé de faire plusieurs mesures successives au rhéomètre, afin de voir l'influence de cette répétition sur les grandeurs rhéologiques mesurées. Après quatre séries consécutives de mesure de couple entre 0.1 et 0.8 tours/s par vitesses décroissantes et sans vibration, et avant deux nouvelles séries identiques, les échantillons ont été soumis à une vibration de 15 secondes à 40 Hz afin de les homogénéiser à nouveau, le cas échéant. Les figures 5.4 a) et b) montrent clairement que le seuil cisaillement  $\tau'_0$  et la viscosité  $\mu'$  diminuent en fonction du nombre de répétitions. Cette diminution est linéaire pour le seuil alors qu'elle ne l'est pas pour la viscosité.

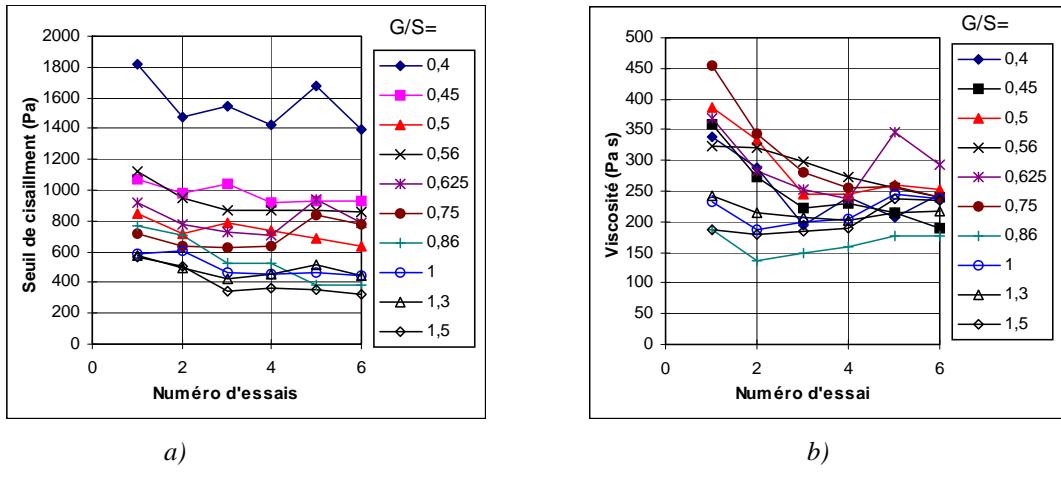


Fig. 5.4 - Evolution des propriétés rhéologiques des bétons du programme n°3 en fonction du nombre de répétition de l'essai pour différent rapport G/S

Nous excluons de l'analyse l'essai sur le béton ayant un rapport G/S=0,4, car son affaissement est inférieur à 10 cm, ce qui est en dehors des limites d'utilisation du rhéomètre. En reportant sur les figures 5.5 a) et b) la différence de propriétés entre la première et la dernière série en fonction du rapport G/S, on constate deux faits:

- la diminution du seuil semble assez indépendante du rapport G/S. La chute moyenne observée est égale à 180 Pa pour six essais soit une chute de 30 Pa par essai, ce qui reste modéré quand on considère la répétabilité de l'essai. Cette chute pourrait être partiellement expliquée par une usure du joint. Nous avons vu, au chapitre 3, que le frottement du joint diminue de 0.03 Nm par essai en présence de coulis ou de mortier, ce qui représente une chute apparente de 8 Pa sur le seuil. Il est possible qu'elle soit plus importante en présence de béton. Quoiqu'il en soit, elle ne remet pas en question l'utilisation du rhéomètre pour le suivi rhéologique en fonction du temps [11], car les variations de seuil observées sont d'une amplitude supérieure en cas de raidissement;
- par contre, la chute de viscosité dépend fortement du rapport G/S avec un minimum autour de 1.2.

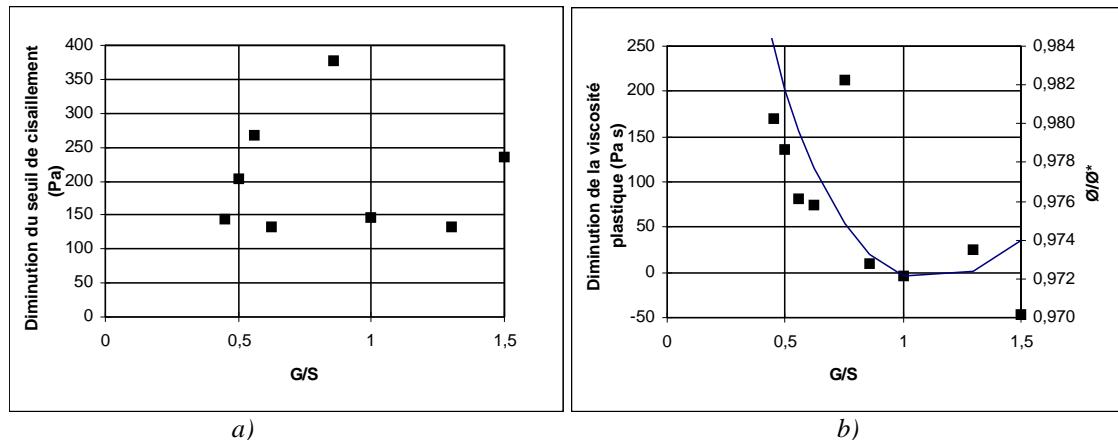


Fig. 5.5 - Evolution de la diminution des propriétés rhéologiques entre le 1<sup>er</sup> et le 6<sup>ème</sup> essai (carré pleins) et du rapport  $\bar{\Omega}/\bar{\Omega}^*$  (ligne continue) pour les bétons de la campagne n°3 en fonction du rapport gravillon sur sable (G/S).

La figure 5.6 montre que le sable est un bon rétenteur d'air. On aurait pu alors, dans un premier temps, chercher à expliquer la diminution des propriétés rhéologiques observée par

une augmentation de la teneur en air au cours des essais rhéologiques pour les bétons "sur-sablés". Toutefois, il est peu probable que le cisaillement exercé par le rhéomètre permette un gain supplémentaire en air par rapport au malaxage.

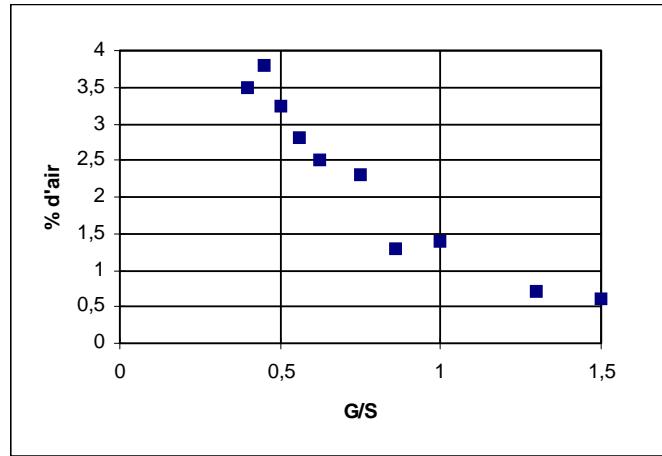


Fig. 5.6 - Evolution de la teneur en air pour les bétons de la campagne n°3

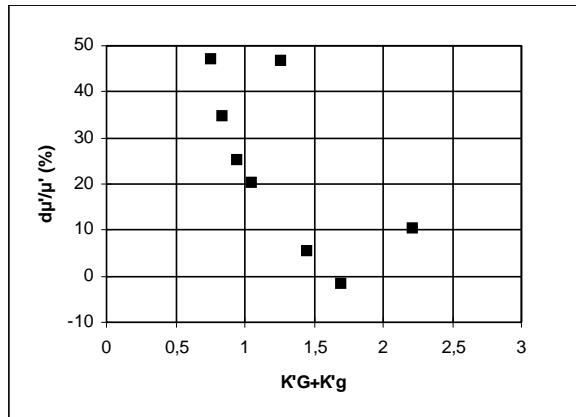


Fig. 5.7 - Variation relative, après six essais, de la viscosité par rapport à la viscosité mesurée lors de la première série pour les essais non confinés de la campagne n°3, en fonction de l'indice de compaction des gravillons.

Il faut, en fait, chercher l'explication dans des considérations granulaires. Lorsque le béton contient peu de gravillon, ce dernier a facilement tendance à s'éloigner de la zone cisaillée entre les pales, et s'accumule dans les zones mortes non cisaillées (sur la hauteur des pales, par exemple). Ainsi, la partie cisaillée s'enrichit en mortier et les propriétés rhéologiques décroissent. Au fur et à mesure que la teneur en gravillon s'approche de la teneur optimale (au sens de la compacité du squelette), il est de plus en plus difficile pour le gravillon de se déplacer dans l'échantillon, car cela conduit aussitôt à un excès localisé de gros éléments. Si on continue à augmenter la teneur en gravillon, le cisaillement entraîne une forte dilatance, qui va conduire à l'expulsion des granulats de l'échantillon. On observe, dans de tels cas, une forte accumulation de gravillon sans mortier à la surface du rhéomètre. Ceci génère un plan de faiblesse au niveau des pales, qui entraîne de nouveau des chutes des constantes rhéologiques. La contribution à l'indice de compaction du gravillon dans le béton est la somme des contributions du gros et du petit gravillon, soit  $K'_G + K'_g$  (voir §5.4.2.1). Plus cette contribution est élevée, plus la teneur en gravillon est proche de la teneur maximale qui bloquerait

complètement le système. On observe sur la figure 5.7 qu'il existe bien une valeur de  $K'_{G+K'_g}$  optimale, autour de 1,6, pour laquelle, la variation de viscosité est minimale. Ceci confirme les hypothèses présentées précédemment.

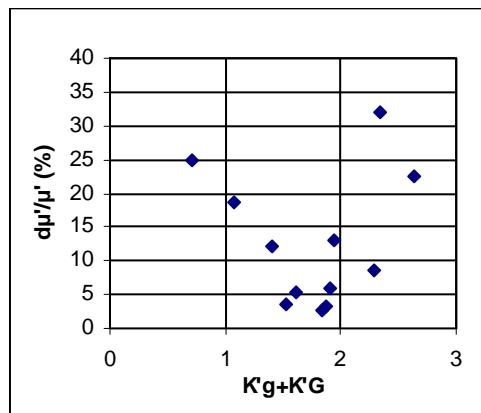


Fig. 5.8 - Variation relative, après quatre essais, de la viscosité par rapport à la viscosité mesurée lors de la première série pour les bétons sans retardateur de la campagne n°2, en fonction de l'indice de compaction des gravillons.

Les observations effectuées sur la viscosité plastique dans la campagne n°3, sont confirmées plus largement par les essais sur les bétons sans retardateur de la campagne n°2, pour lesquels plusieurs paramètres de formulation ont été modifiés indépendamment (fig. 5.8). Les bétons ont été soumis, dans ces essais, à une vibration de 15 secondes à 40 Hz suivie de deux séries consécutives de mesures de couple entre 0,1 et 0,8 tours/s par vitesse décroissante sans vibration, d'une autre période de 15 s de vibration à 40 Hz et finalement de deux séries de mesures supplémentaires. Les deux points à gauche sur la figure 5.8 sont des mortiers et ne rentrent pas dans le cadre de l'analyse présentée ici. On retrouve la valeur optimale d'indice de compaction égale à 1,6 environ. On observe également une indépendance de l'évolution du seuil par rapport à la formulation. Mais on constate, une légère augmentation du seuil (50 Pa, en moyenne), pouvant s'expliquer par un début de raidissement.

L'hypothèse de la ségrégation paraissant confirmée, on peut toutefois se demander pourquoi le seuil de cisaillement y est moins sensible que la viscosité plastique. Pour expliquer ceci, considérons un faible dosage en gravillon, et le cas idéal d'un mélange binaire sans interaction, c'est à dire d'un béton constitué d'un gravillon grossier noyé dans un mortier fin. Nous verrons au chapitre 5.4.2.1 que le seuil de cisaillement du béton peut s'écrire sous la forme:  $\tau'_0 = \exp(a_0 + a_2 K'_2 + a_1 K'_1)$  où  $K'_1$  est l'indice de compaction des gros éléments et  $K'_2$  celui des petits éléments,  $a_0$  est une constante,  $a_1$  et  $a_2$  dépendent de la dimension des grains. On verra que si  $d_1 \gg d_2$  alors  $a_1 \ll a_2$ .

Donc  $\tau'_0 \approx \exp(a_0 + a_2 K'_2)$  avec  $K'_2 = \frac{\phi_2 / \phi_2^*}{1 - \phi_2 / \phi_2^*}$  et  $\phi_2^* = \beta_2(1 - \phi_1)$  (voir § 2.2.1.1).

Si on considère que le cisaillement se produit dans le mortier, on est conduit à écrire exactement les mêmes équations. Donc le seuil n'est pas sensible, dans ce cas idéal, à l'expulsion des gravillons. Considérons maintenant le calcul de la viscosité plastique du béton supposé homogène. Comme on s'est placé dans le cas d'un mélange pauvre en gravillon, on suppose que le sable est dominant à l'empilement. On écrit alors, que la teneur maximale en solide est (voir § 2.2.1.1):

$$\phi^* = \frac{\beta_2}{1 - (1 - \beta_2) \frac{\phi_1}{\phi_1 + \phi_2}} \text{ donc que } \frac{\phi}{\phi^*} = \phi_1 + \frac{\phi_2}{\beta_2} \text{ où } \phi \text{ est la teneur en solide réelle.}$$

Faisons le même calcul, en supposant cette fois ci que le cisaillement se produit dans le mortier. On a  $\phi_2^* = \beta_2(1 - \phi_1)$  et  $\phi = \phi_2$ . Comme par définition  $\phi_2 < \beta_2(1 - \phi_1)$ , on vérifie aisément que  $\left[ \frac{\phi}{\phi^*} \right]_{béton} > \left[ \frac{\phi}{\phi^*} \right]_{mortier}$ . Or nous verrons au paragraphe 5.4.1.1, que la viscosité est une fonction croissante du terme  $\phi/\phi^*$ . On en déduit donc que la viscosité est sensible à la migration des gravillons. Ceci complète la démonstration.

En conclusion et dans un souci pratique, nous voyons sur la figure 5.5 b, que la plage de faible évolution de la viscosité plastique est relativement large, et correspond à la zone où le squelette granulaire est optimisé ( $\phi/\phi^*$  minimum pour  $\phi$  fixé dans le programme n°3). Ceci est rassurant, car ce sont ces bétons que l'on cherche à formuler et dans ce cas, les mesures rhéologiques sont pertinentes.

Nous avons donc défini la méthodologie de dépouillement des rhéogrammes et présenté la pertinence et les limites des propriétés rhéologiques mesurées avec le BTRHEOM. Nous allons tenter, dans les chapitres suivants, de déterminer les relations entre ces grandeurs et les propriétés mesurées à l'aide du cône d'Abraams, qui reste l'outil le plus utilisé sur le chantier pour caractériser le béton frais. Nous chercherons ensuite, à modéliser le seuil de cisaillement et la viscosité en fonction de la formulation du béton. Nous verrons enfin comment prendre en compte l'influence du confinement exercé par les surfaces en contact avec le béton, sur sa mise en place du béton.

## 5.3. LIEN ENTRE CONE D'ABRAMS ET RHEOLOGIE.

### 5.3.1. L'affaissement au cône d'Abraams

Certains auteurs (Tanigawa et Mori [58], Tanigawa et al. [59], Kurokawa et al. [31], Christensen [3]) proposent une description complète de l'essai d'affaissement basées sur une simulation aux éléments finis et considérant que le béton est un fluide de Bingham. Bien que présentant des hypothèses différentes sur les glissements entre la surface et le béton, ces modèles montrent que l'affaissement au cône d'Abraams dépend essentiellement du seuil du béton. Plus précisément, l'analyse dimensionnelle montre que l'affaissement doit être gouverné par le terme  $\tau_0/gM$  où  $\tau_0$  est le seuil de cisaillement en Pa, M la masse volumique en kg/m<sup>3</sup> et g l'accélération de la pesanteur. Cette relation est en fait assez intuitive puisque l'affaissement décrit une position d'équilibre du béton et donc quantifie un comportement statique tout comme le seuil de cisaillement. Tattersall [61] a mesuré, par analogie avec la loi de comportement du béton, un seuil en terme de couple, à l'aide de son appareil, et a vérifié, depuis longtemps, l'existence d'une telle relation entre l'affaissement et ce paramètre. La relation directe avec le seuil a été montré, plus directement, à l'aide du BTRHEOM par Hu [27] et de Larrard et Ferraris [21], Mizuguchi [33] est également arrivé à la même conclusion à l'aide d'un plastomètre.

Une approche simplifiée de l'affaissement consiste à analyser la position d'équilibre de l'échantillon en faisant une hypothèse simplificatrice sur sa forme finale. Ainsi, en supposant que la forme reste conique avec un rayon de la face supérieure constant, Hu [27] a proposé le modèle suivant:

$$Sl = 300 - \frac{270\tau'_0}{M} \quad (\text{Equ. 5.2})$$

où Sl est l'affaissement (ou slump) en mm.

Par une analyse similaire, Kurokawa et al [31] rapportent l'équation suivante:

$$Sl = 300 - \frac{303\tau'_0}{M} \quad (\text{Equ. 5.3})$$

D'autres auteurs (Pashias et Boger [43], Schowalter et Christensen [49]) obtiennent des relations plus complexes en supposant que, seule la partie inférieure de l'échantillon se déforme sous le poids propre du matériau. On constate sur les données expérimentales des 4 programmes au chapitre 4, qu'une relation de forme linéaire est tout à fait satisfaisante, alors que la formule proposée par Schowalter et Christensen [49] sous-estime largement les affaissements. Le lissage donne, pour des valeurs d'affaissement supérieurs à 100 mm, soit la plage d'utilisation du rhéomètre:

- pour les séries 1, 3 et 4 (erreur moyenne absolue de 16 mm)

$$Sl = 300 - \frac{269(\tau'_0 - 57)}{M} \quad (\text{Equ. 5.4})$$

- pour la série 2 ( erreur moyenne absolue de 19 mm)

$$Sl = 300 - \frac{269(\tau'_0 + 277)}{M} \quad (\text{Equ. 5.5})$$

La validation de ces modèles est donnée par la figure 5.9

Il est surprenant de trouver une équation différente pour le lot de données du programme 2. Toutefois, comme les deux fonctions obtenues ont la même pente, on peut penser que l'écart n'est pas du à un paramètre de formulation mais plutôt à un décalage systématique lors des mesures. Deux hypothèses sont envisageables soit une erreur de lecture de l'affaissement (40 mm environ), soit une erreur de 334 Pa lors des mesures au rhéomètre.

En fait, comme précisé dans l'introduction du chapitre 4, les différentes campagnes ont été menées sur une longue période alors que le rhéomètre était encore en développement. Bien évidemment à chaque évolution importante du logiciel de pilotage, de l'électronique ou de la mécanique, une calibration de la vitesse et du couple [27] permettait de s'assurer de la compatibilité des versions successives. Un décalage systématique des mesures de seuil est donc exclu a priori.

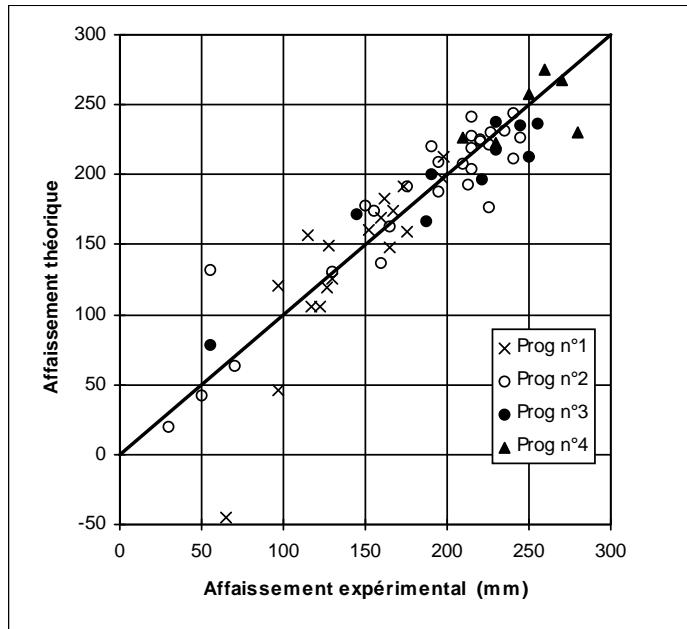


Fig. 5.9 - Comparaison entre l'affaissement expérimental et l'affaissement théorique calculé avec les équations 5.4 et 5.5

Toutefois les campagnes 1 et 3 ont été effectuées avec la gamelle du prototype pré-industriel (dite gamelle P2) du BTRHEOM alors que les séries 2 et 4 ont été effectuées avec une gamelle de la série industrielle (dite gamelle 8). Suite à l'observation de l'écart systématique de seuil, nous avons constaté que la gamelle P2 présentait un diamètre intérieur variable en fonction de la hauteur, contrairement à la gamelle industrielle, beaucoup mieux finie.

Décomposons le déroulement d'un essai au rhéomètre. On effectue d'abord l'étalonnage du joint en présence d'eau puis, après avoir vidé la gamelle de son eau, on la remplit de béton. Or la gamelle fixée au corps du rhéomètre par des ressorts (pour pouvoir vibrer) se déplace vers le bas sous le poids du béton, alors que l'axe de rotation et la partie mobile supportant le joint ne peuvent pas se déplacer verticalement. Le joint ne frotte donc pas au même endroit lors de l'étalonnage et lors de l'essai. On comprend donc que si la surface intérieure de la gamelle au contact avec le joint est irrégulière, on risque de générer des frottements différents et donc de mal prendre en compte les corrections dues au joints. Pour vérifier ceci, deux essais ont été menés sur le béton 351 de la campagne n°4. Les résultats sont résumés dans le tableau 5.1:

Frottement du joint (Nm)	n° de cuve	$\tau'0$	$\mu'$
0,629	P2	682	46
1,847	P2	678	29
2,09	8	124	55
0,361	8	345	64

Tableau 5.1 - Comparaison des résultats entre la cuve P2 et la cuve 8

On constate une différence moyenne de 460 Pa ce qui pourrait expliquer le décalage systématique observé. Toutefois, comment expliquer que les essais de la campagne n°4 effectués avec la gamelle 8 suivent l'équation 5.4 et non pas l'équation 5.5? De plus, dans cette hypothèse et comme les mesures avec la cuve n°8 sont plus sûres, il faudrait adopter

l'équation 5.5 qui n'est pas compatible avec celle calculée par Hu (equ. 5.2) ou Kurokawa et al. (equ. 5.3). De nouveaux essais doivent être réalisés pour confirmer l'origine de ce décalage.

### 5.3.2. L'étalement au cône d'Abrams

Par analogie avec ce qui a été fait pour l'affaissement, il est tentant a priori de chercher à relier l'étalement au terme  $\tau_0/gM$ . Dans un premier temps on peut supposer que la forme de la galette est toujours identique. La conservation du volume de béton permet alors de déterminer une relation univoque entre l'étalement et l'affaissement, donc le seuil. Par exemple, Kurokawa et al. [31] font l'hypothèse que l'échantillon conserve la forme d'un cône tronqué dont le diamètre supérieur est toujours la moitié du diamètre inférieur. Ceci conduit à l'équation suivante:

$$Sf = \sqrt{\frac{12 \cdot 10^6}{SI - 300}} \text{ où } SI \text{ est l'affaissement en mm et } Sf \text{ l'étalement en mm.}$$

On voit, sur la figure 5.10, que l'hypothèse d'une forme unique n'est pas satisfaisante.

Coussot et al. [8], quant à eux, ont étudié de façon analytique le profil d'une galette d'un fluide à seuil dans un essai d'étalement. Leurs travaux les ont conduits à proposer l'équation suivante:

$$Sf = 279 \left( \frac{M}{\tau_0} \right)^{\frac{1}{5}} \text{ où } Sf \text{ est l'étalement en mm..}$$

Toutefois, ces calculs sont basés sur des hypothèses qui conduisent à la nécessité d'avoir un diamètre de galette de l'ordre de deux mètres; ceci est loin d'être vérifié pour l'essai sur béton. C'est pourquoi, les prédictions conduisent en général à des écarts importants avec les bétons des programmes 2,3 et 4. En fait, il est peu probable que l'on puisse correctement prédire l'étalement seulement par les propriétés rhéologiques du béton. En effet, elles caractérisent le béton comme un fluide homogène alors que les épaisseurs de galette observées lors de l'essai d'étalement sont de l'ordre de la taille des gravillons. On comprend donc l'influence que peuvent avoir, par exemple, le volume et la forme des gravillons sur les frottements entre le béton et la surface donc sur le diamètre final. De même, le diamètre maximal des gravillons devrait être pris en compte pour les grands affaissements. En effet, considérons le cas extrême de deux bétons de seuils identiques quasi nuls, avec des diamètres maximaux de gravillon respectifs  $d_{max1}$  et  $d_{max2}$ . Si ces bétons tendent vers un étalement maximal  $Sf_1$  et  $Sf_2$  à épaisseur constante et sans ségrégation, la conservation du volume permet d'écrire que:

$$Sf_1 = Sf_2 \sqrt{\frac{d_2}{d_1}}$$

Notons de plus, que cet effet géométrique devrait diminuer sans doute très rapidement lorsque le seuil augmente (ou l'étalement diminue). Finalement la présence de ségrégation peut perturber fortement les données.

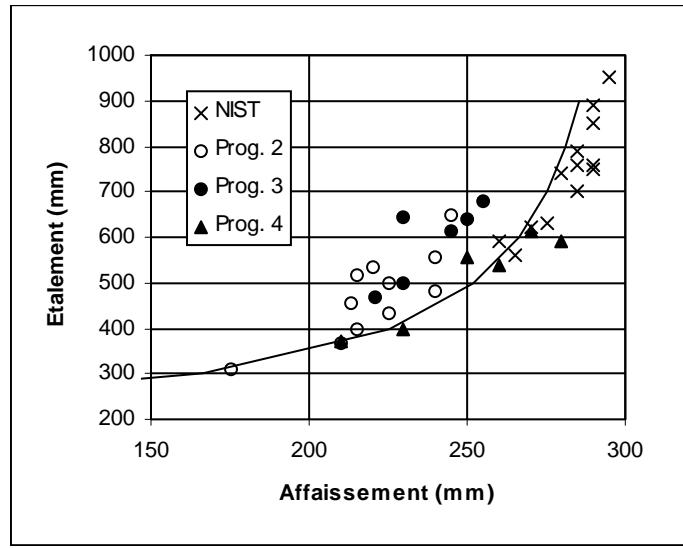


Fig. 5.10 - Relation entre affaissement et étalement pour différents bétons. Les points du programme NIST sont tirés de Larrard et Ferraris [20]. Le trait continu est le modèle proposé par Kurokawa et al. [31]

La figure 5.11 montre la relation entre l'étalement et  $\tau_0/M$  pour les programmes 2 et 4 (cercles pour le programme 2 et triangles pour le programme 4). On voit que l'on obtient un nuage assez dispersé, ce qui n'est pas surprenant étant donné ce qui précède. Dans le programme 4, le diamètre maximal (pris comme le diamètre correspondant à 90% de passant du squelette granulaire y compris les liants) est égal à environ 13 mm sauf pour les bétons n° 350, 371 et 377 pour lesquels il est égal à 10 mm. Ces trois bétons sont signalés par des triangles pleins sur la figure. Dans le programme n°2, trois mortiers, signalés par des cercles pleins, ont été testés. On voit que ces mélanges particuliers sont au milieu du nuage et ne permettent pas de mettre en évidence l'influence du diamètre maximal. Des résultats obtenus par de Larrard et Ferraris [20] sur des bétons et des mortiers conduisent à la même conclusion, comme on peut le voir sur la figure 5.12.

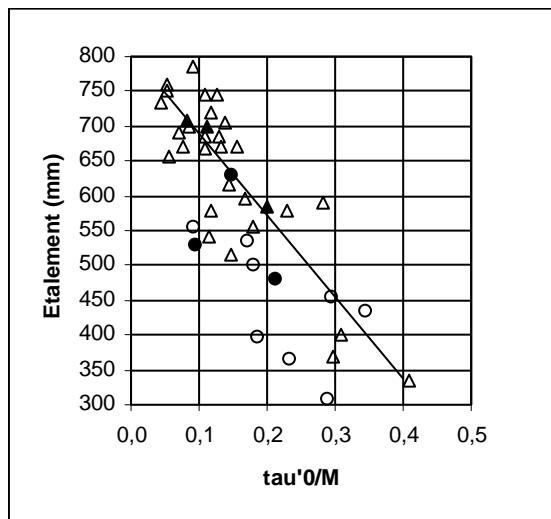


Fig. 5.11 - Relation entre étirement et  $\tau_0/M$  pour les programmes n°2 (cercles) et n°4 (triangles)

A défaut d'avoir pu mettre en évidence quantitativement l'influence d'autres paramètres, nous nous contentons de lisser les résultats par une relation linéaire. Nous obtenons donc pour le programme 2 et le programme 4 la relation suivante:

$$S_f = 808 - 1174 \frac{\tau'_0}{M} \quad (\text{Equ. 5.6})$$

avec une erreur moyenne pour les étalements supérieurs à 500 mm de 86 mm pour le programme n°2 et de 46mm pour le programme n°4.

Pour le programme n°3, nous obtenons un meilleur lissage (erreur moyenne égale à 44 mm pour les étalements supérieurs à 500 mm) en prenant la relation:

$$S_f = 945 - 1174 \frac{\tau'_0}{M} \quad (\text{Equ. 5.7})$$

Les erreurs au sein de chaque lot de données sont importantes, mais il faut se rappeler que l'erreur moyenne sur la mesure du seuil est de l'ordre de 100 Pa. Ceci génère une erreur moyenne sur l'étalement proche de 50 mm, d'après les équations précédentes. Par contre, l'écart entre lots de données ne peut pas être expliqué par ce constat. La figure 5.12 présente les deux modèles et les résultats de différents programmes dans lesquels le LCPC a été impliqué. Les bétons du programme "Slite" sont issus du projet Brite-Euram SCC. Les granulats utilisés étaient des granulats concassés de diamètre maximal égal à 14 mm. Les bétons contenaient différents agents de viscosité. Les bétons du programme LCPC, étaient constitués de granulats micro-diorite concassée ou de granulats roulés de Loire de diamètre maximum compris entre 6 et 13 mm. Les mortiers et béton du programme Nist sont tirés de de Larrard et Ferraris [20]. Le diamètre maximal était de 8 mm. A travers tous ces essais, nous n'avons pas pu mettre en évidence un paramètre matériau expliquant les écarts observés entre lots. Il n'est pas clair non plus que cet écart soit dû à une erreur systématique de mesure par le BTRHEOM, car l'écart observé sur le seuil (137 Pa) ne correspond pas à l'écart trouvé sur les essais d'affaissement.

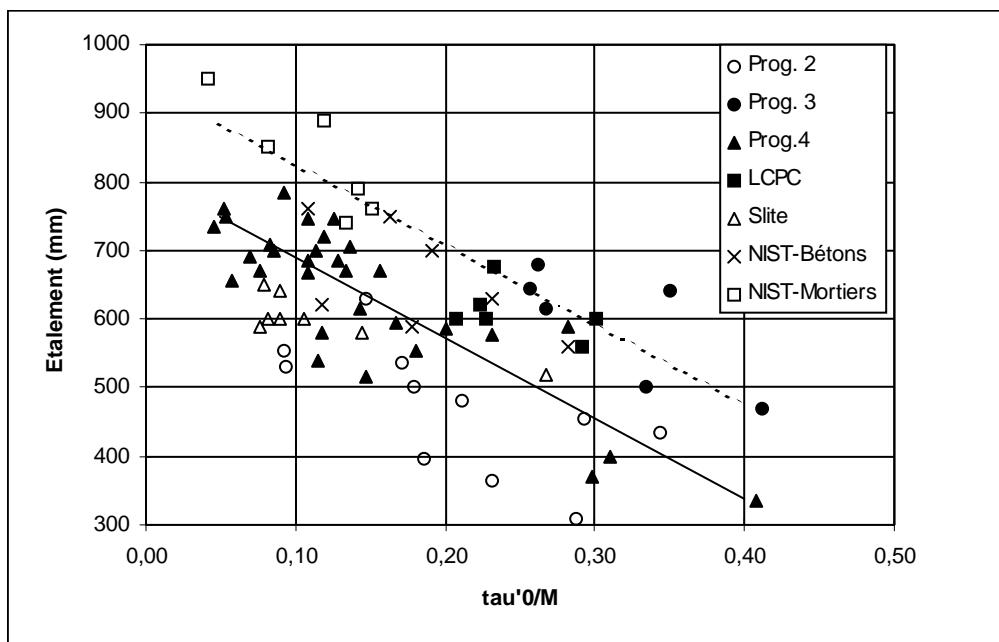


Fig. 5.12 - Relation entre étalement et  $\tau'_0/M$  pour différents programmes. En trait continu: équation 5.6; en pointillés: équation 5.7

En conclusion, la prédiction de l'étalement en fonction des propriétés rhéologiques s'avère difficile mais d'après la figure 5.12, pour une masse volumique de 2400 kg/m<sup>3</sup>, un seuil inférieur à 400 Pa, permet de garantir un étalement supérieur à 600 mm. Toutefois, on peut se demander quelle est la représentativité de l'essai d'étalement vis à vis du comportement du béton dans les cas pratiques. En effet, même dans les dalles, les épaisseurs de bétons mises en jeu sont plus importantes et l'écoulement du béton est, sans doute, très différent de celui observé à l'aide du cône d'Abraams. Pour avoir un essai plus pertinent, il faut éviter d'avoir une galette trop fine. Pour cela on pourrait, par exemple, démolir un cône d'Abraams, dont on aurait ajusté les dimensions, dans une gamelle. On mesurerait alors la hauteur du gâteau de béton obtenu.

### 5.3.3. Le temps d'étalement T<sub>500</sub>

Lorsque l'on effectue un essai d'étalement, on peut mesurer le temps T<sub>500</sub>, à partir du moment où on soulève le cône, pour que la galette de béton atteigne un diamètre de 500 mm. Pour un même étalement final, plus le béton sera visqueux, plus il mettra de temps à s'affaisser et plus la valeur T<sub>500</sub> sera élevée. On s'attend donc à ce que cette valeur soit reliée à la viscosité de béton. KUROKAWA et al. [31] ont analysé l'affaissement d'un béton en fonction du temps par un modèle viscoplastique aux éléments finis. Ils ont tirés de leurs simulations une fonction permettant de calculer, à tout moment, l'affaissement à partir de la viscosité et de l'affaissement final du béton.

Faisant l'hypothèse que l'échantillon de béton conserve, lors de l'affaissement, une forme de cône tronqué de diamètre inférieur double du diamètre supérieur, ils déduisent la relation suivante:

$$\mu' = 0.0545M \left(1 - \frac{40000}{Sf^2}\right) \left(1 - \frac{25000}{Sf^2}\right) t_{500}$$

Cette équation a été appliquée aux essais du programme 4 et a donné une erreur moyenne de 65 Pa.s. En ajustant le terme multiplicateur, on aboutit à l'équation suivante qui donne une erreur de 50 Pa.s :

$$\mu' = 0.0414M \left(1 - \frac{40000}{Sf^2}\right) \left(1 - \frac{25000}{Sf^2}\right) t_{500}$$

Un simple analyse dimensionnelle conduit à chercher une relation entre le rapport  $\mu'/M/t_{500}$  et l'étalement. On lisse ainsi une fonction linéaire sur les données du programme 4 ne présentant pas de ségrégation. On obtient finalement:

$$\mu' = \frac{M}{1000} (0.026Sf - 2,39) t_{500} \quad (\text{Equ. 5.8})$$

L'erreur moyenne est égale à 35 Pa.s pour des viscosités comprises entre 50 et 350 Pa.s (voir fig. 5.13) ce qui est de l'ordre de la répétabilité des mesures au rhéomètre. On adoptera donc plutôt cette équation. D'après cette équation, pour un étalement de 650 mm et une masse volumique de 2300 kg/m<sup>3</sup>, l'obtention d'une valeur T<sub>500</sub> inférieure à 6s permet de garantir une viscosité inférieure à 200 Pa.s ce qui est favorable au pompage du béton (Hu [27]). Cette équation a été appliquée sur les bétons du programme "Slite" issu du projet Brite-Euram SCC et présenté au paragraphe précédent. On obtient alors une erreur moyenne plus importante de

50 Pa.s . Il est toutefois probable, que confronté à d'autres séries de mesure, cette relation fasse apparaître des erreurs encore plus importantes pour les raisons évoquées à propos de la mesure de l'étalement.

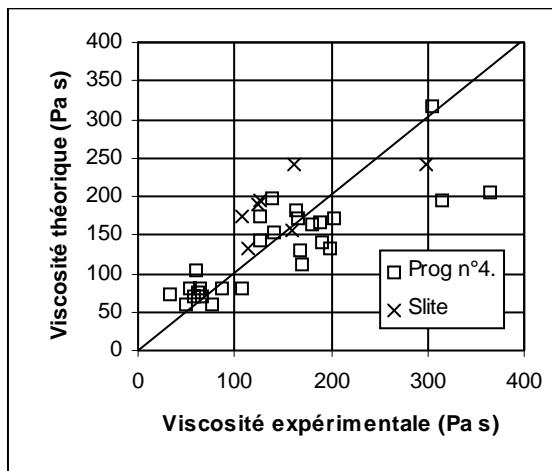


Fig. 5.13 - Comparaison entre la viscosité expérimentale et la viscosité calculée par l'équation 5.8

En conclusion, si l'essai d'étalement reste un outils de contrôle sur chantier intéressant pour évaluer des variations de composition, il ne permet pas, à la vue des résultats présentés dans le cadre de ce travail, de déterminer finement le comportement rhéologique des bétons autonivelants. Signalons toutefois que, récemment, Tanigawa et al. [60] ont développé une méthode de calcul numérique ("Suspension Element Method") permettant de représenter le béton comme une suspension de grains. Cette technique, gourmande en temps de calcul, a été appliquée à la modélisation d'écoulements bi-dimensionnels. Elle pourra peut être, à l'avenir, nous aider à mieux comprendre les phénomènes en jeu dans l'essai d'étalement.

## 5.4. LIEN ENTRE RHEOLOGIE ET FORMULATION

On ne prend en compte dans les lissages et les calculs d'erreur que les mortiers et bétons pour lesquels l'affaissement est supérieur à 100 mm, ce qui est la plage d'utilisation du rhéomètre (Hu [27]).

### 5.4.1. La viscosité

#### 5.4.1.1. Un modèle granulaire

De nombreux articles présentent des modèles de viscosité de suspensions de grains fins ayant un comportement Newtonien.

Farris, par exemple, a proposé un modèle de viscosité de suspensions polydispersées, en faisant l'hypothèse que les différentes fractions de grains composant le squelette solide ont des dimensions moyennes très différentes. Reprenant ce modèle, Hu [27] a représenté un béton comme une suspension de gravillons dans un mortier, lui même étant une suspension de sable dans un coulis qui est également une suspension de liant dans de l'eau. Il a alors proposé un modèle qui, certes, donne de bonnes tendances (augmentation de la viscosité quand on baisse la teneur en eau, par exemple) mais ne permet pas une prédiction fine de la viscosité. Ceci

n'est pas surprenant, car le squelette granulaire d'un béton est continu, de ce fait, l'hypothèse simplificatrice de Farris n'est pas vérifiée. Elle conduit donc à négliger les interactions granulaires entre les différentes classes de grains.

On trouve également de nombreux modèles s'écrivant sous la forme de fonctions croissantes du terme  $\phi/\phi^*$ , où  $\phi$  est la teneur volumique en solide et  $\phi^*$  est la compacité du squelette solide [27]. Ces fonctions tendent de plus vers l'infini lorsque ce rapport tend vers 1.

Un des modèles les plus connus est, sans doute, celui proposé par Krieger et Dougherty [29]. Il s'écrit sous la forme suivante:

$$\eta = \eta_f \left(1 - \frac{\phi}{\phi^*}\right)^{-\eta\phi^*} \quad \text{où } \eta \text{ est la viscosité de la suspension et } \eta_f \text{ celle du fluide suspendant.}$$

Il présente l'intérêt d'être compatible avec le calcul proposé par Einstein pour les suspensions diluées:  $\eta = \eta_f (1 + 2.5\phi)$

Plus récemment Chang et Powell [6] ont étudié la viscosité de suspensions de mélanges binaires de grains de diamètre maximum. Ils ont montré que tous leurs résultats s'ajustent sur une seule courbe maîtresse en fonction du terme  $\phi/\phi^*$ . Puisque nous disposons d'un outil de calcul de la compacité avec le modèle d'empilement compressible, nous allons, tout naturellement, chercher une relation de ce type pour la viscosité plastique de coulis puis de mortiers et de bétons. Dans la suite de ce chapitre, nous calculerons la compacité du squelette granulaire constitué de tous les grains solides (des liants au gravillon) en prenant un indice de compaction égal à 9. Ne connaissant pas a priori la teneur en air des bétons nous calculerons le terme  $\phi$  seulement à partir de la quantité d'eau E (en litres) par mètre cube de béton désaéré (c'est à dire sans prendre en compte le volume d'air). On a

$$\phi = \frac{1000 - E}{1000} \quad (\text{Equ. 5.9})$$

Le terme  $\phi/\phi^*$  sera appelé concentration solide normalisée.

#### 5.4.1.2. Validation sur des pâtes de ciment

Ce paragraphe présente quelques résultats de viscosité obtenus sur pâtes de ciment. Les mesures ont été effectuées à l'aide d'un viscosimètre à cylindres coaxiaux de marque Haake VT 550, équipé du système de cylindres MV DIN. La gamme de gradients utilisés est la suivante: 6,45, 10,70, 17,93, 29,92, 58,43, 83,33, 139, 231,60, 383,90, et 645 s<sup>-1</sup>.

Une première série de mesures a été effectuée avec les matériaux suivants:

- Ciment CPA CEM I 52.5 PM CP de St Vigor de densité =3,168
- Superplastifiant Résine GT (extrait sec=30%, dosage de saturation 0.8% en extrait sec par rapport au poids de ciment)

Le tableau 5.2 présente les compacités du ciment pour un indice de compaction égale à 9, déduites des essais de demande en eau (correspondant à un indice de compaction de 6.7).

%SP	$\phi^*$
0	0,6033
0,25	0,6324
0,5	0,6415
2	0,6525

Tableau 5.2 - Compacités du ciment (pour un indice de compaction égal à 9) en fonction du dosage en superplastifiant

La fabrication des pâtes a été effectuée suivant la norme CEN 193.3, par gâchées de 0,5 litre dans un malaxeur à mortier. La séquence de malaxage était la suivante:

- l'eau et le superplastifiant sont ajoutés au ciment;
- malaxage pendant 1'30" à petite vitesse;
- arrêt et raclage de la cuve pendant 15 s;
- malaxage pendant 1'30" à petite vitesse.

La pâte était versée dans le dispositif du viscosimètre, puis cisailée pendant une minute à la plus grande vitesse de cisaillement acceptée par l'appareil, dans la gamme de gradients évoquée plus haut. Les mesures de contraintes étaient effectuées par vitesse de cisaillement décroissantes, avec 20 secondes d'attente entre chaque mesure. Deux séries successives de mesures étaient effectuées dont on faisait la moyenne. Le tableau 5.3 présente les résultats obtenus.

Les figures suivantes résument les résultats obtenus, et montrent que les bétons contenant peu de superplastifiant ont un comportement fortement non linéaire rhéofluidifiant.

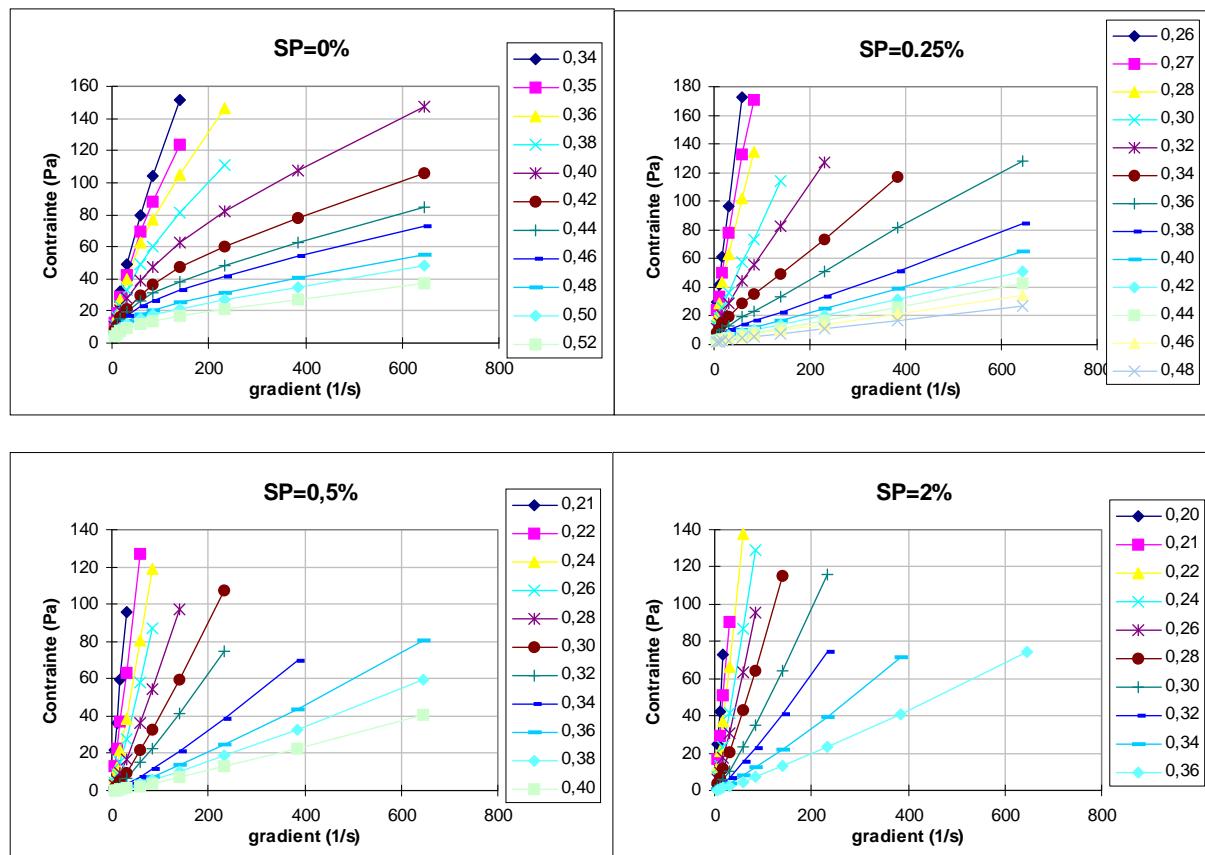


Fig. 5.14 - Rhéogrammes pour différents dosages en superplastifiant. Les étiquettes des courbes indiquent le rapport eau sur ciment.

e/c	% Sp	$\emptyset/\emptyset^*$	Gradient (1/s)											
			<b>6,45</b>	<b>10,70</b>	<b>17,93</b>	<b>29,92</b>	<b>58,43</b>	<b>83,33</b>	<b>139,00</b>	<b>231,60</b>	<b>383,90</b>	<b>645,00</b>		
<b>0,34</b>	0	0,798	13,65	20,50	32,55	49,00	79,65	104,35	151,50					
<b>0,35</b>	0	0,786	13,00	18,90	29,10	42,15	69,70	88,30	123,35					
<b>0,36</b>	0	0,774	12,35	18,00	27,30	39,50	62,90	77,35	104,70	146,60				
<b>0,38</b>	0	0,752	11,35	16,35	23,00	32,95	49,35	59,95	81,50	110,50				
<b>0,40</b>	0	0,731	9,75	14,10	20,00	27,90	39,05	47,80	62,50	82,00	107,10	147,00		
<b>0,42</b>	0	0,711	8,10	11,10	16,00	21,20	29,80	36,40	47,10	60,30	78,00	106,00		
<b>0,44</b>	0	0,692	7,90	10,90	14,85	19,10	26,15	30,90	38,45	48,40	62,30	84,50		
<b>0,46</b>	0	0,675	7,20	10,00	13,05	16,85	22,85	26,60	33,00	41,85	54,10	73,00		
<b>0,48</b>	0	0,658	6,20	8,20	10,55	13,35	17,60	20,40	25,15	31,70	40,35	55,00		
<b>0,50</b>	0	0,641	5,60	7,55	9,55	11,90	15,20	17,45	21,50	27,05	34,90	48,25		
<b>0,52</b>	0	0,626	4,50	5,95	7,65	9,35	11,95	13,55	16,65	20,90	26,80	36,95		
<b>0,26</b>	0,25	0,867	30,05	41,95	61,40	96,70	172,50							
<b>0,27</b>	0,25	0,852	23,80	33,10	49,80	77,80	132,40	171,00						
<b>0,28</b>	0,25	0,838	19,20	28,90	43,90	62,80	102,25	134,45						
<b>0,30</b>	0,25	0,811	12,85	18,40	25,65	35,85	57,25	73,70	113,95					
<b>0,32</b>	0,25	0,785	10,80	14,80	20,60	28,75	44,30	56,10	82,35	127,15				
<b>0,34</b>	0,25	0,761	7,95	10,90	14,60	19,35	28,30	34,85	49,30	73,45	117,25			
<b>0,36</b>	0,25	0,739	6,05	7,60	9,85	12,90	19,05	23,35	33,60	50,80	81,25	128,00		
<b>0,38</b>	0,25	0,718	5,00	6,15	7,70	9,75	13,55	16,25	22,50	32,95	50,85	84,85		
<b>0,40</b>	0,25	0,697	3,70	4,40	5,50	7,10	10,00	12,10	17,00	25,20	39,00	64,55		
<b>0,42</b>	0,25	0,678	3,45	4,05	5,05	6,20	8,55	10,25	14,05	20,50	31,10	51,00		
<b>0,44</b>	0,25	0,661	2,60	3,15	3,95	4,95	6,85	8,30	11,55	16,90	25,90	42,55		
<b>0,46</b>	0,25	0,644	2,35	2,80	3,50	4,25	5,90	7,05	9,75	14,10	21,35	34,75		
<b>0,48</b>	0,25	0,627	1,80	2,10	2,65	3,15	4,40	5,30	7,45	10,90	16,70	27,25		
<b>0,21</b>	0,5	0,936	21,90	36,50	59,30	96,10								
<b>0,22</b>	0,5	0,919	13,20	22,25	37,05	62,85	127,15							
<b>0,24</b>	0,5	0,886	7,10	12,50	22,05	38,75	80,65	118,95						
<b>0,26</b>	0,5	0,855	4,70	8,60	15,30	27,45	58,35	87,35						
<b>0,28</b>	0,5	0,826	2,55	4,95	9,30	16,85	36,40	54,50	97,05					
<b>0,30</b>	0,5	0,799	1,30	2,65	5,10	9,75	21,85	33,00	59,65	107,40				
<b>0,32</b>	0,5	0,774	0,90	1,75	3,50	6,60	14,95	22,70	41,40	74,75				
<b>0,34</b>	0,5	0,750	0,40	0,90	1,80	3,35	7,50	11,50	20,95	38,20	69,40			
<b>0,36</b>	0,5	0,728	0,30	0,65	1,25	2,20	4,85	7,40	13,70	24,60	43,85	80,35		
<b>0,38</b>	0,5	0,707	0,15	0,45	0,90	1,60	3,75	5,75	10,45	18,65	33,00	59,70		
<b>0,40</b>	0,5	0,688	0,15	0,30	0,55	1,10	2,45	3,85	7,05	12,70	22,45	40,30		
<b>0,20</b>	2	0,938	25,10	42,15	72,65									
<b>0,21</b>	2	0,920	16,90	29,10	50,95	90,15								
<b>0,22</b>	2	0,903	12,25	21,35	37,50	66,25	138,00							
<b>0,24</b>	2	0,871	7,65	13,40	23,60	41,45	86,65	129,00						
<b>0,26</b>	2	0,840	5,50	9,80	17,45	30,60	63,80	95,20						
<b>0,28</b>	2	0,812	3,45	6,30	11,35	20,25	43,25	64,35	114,95					
<b>0,30</b>	2	0,786	1,60	3,05	5,70	10,50	23,35	35,35	64,00	116,25				
<b>0,32</b>	2	0,761	1,00	1,95	3,70	6,75	14,95	22,60	41,05	74,55				
<b>0,34</b>	2	0,738	0,65	1,10	2,00	3,65	8,00	12,10	21,95	39,55	71,40			
<b>0,36</b>	2	0,716	0,35	0,70	1,25	2,15	4,70	7,15	12,85	23,05	40,90	74,10		

Tableau 5.3 - Mesures de contrainte de cisaillement en Pa, pour les différentes pâtes testées.

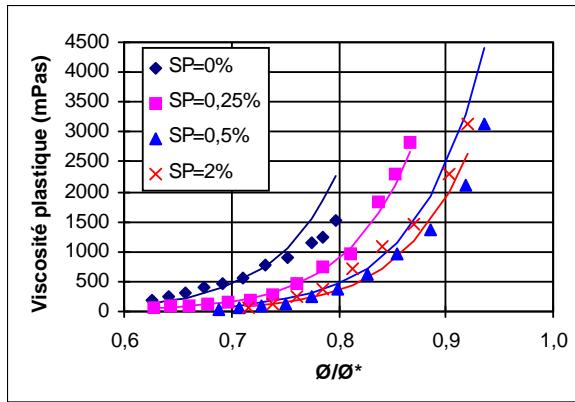


Fig. 5.15 - Lissage des mesures expérimentales de viscosité par l'équation 5.10

Le cisaillement maximal exercé par le rhéomètre BTRHEOM est égal à  $6\text{s}^{-1}$  pour une vitesse de rotation des pales supérieures de 0,8 tours/s. En considérant que la pâte occupe en moyenne 30% du volume de béton, on en déduit que dans le BTRHEOM, elle subit un cisaillement maximum moyen de  $20\text{s}^{-1}$ . Nous limiterons donc notre analyse aux gradients inférieurs à  $29,9\text{s}^{-1}$ , soit sur les quatre premiers points. En considérant, sur cette plage, les coulis comme binghamiens nous avons trouvé la relation suivante (fig. 5.15):

$$\text{Log } \mu = 7,14 \frac{\Phi}{\Phi^*} - 3,15 + 0,809 \left(1 - \frac{\text{Sp}}{\text{Sp}^*}\right)^2 \quad (\text{erreur moyenne } 198\text{ mPa s}) \quad (\text{Equ. 5.10})$$

Nous voyons sur la figure 5.16, que l'on obtient des valeurs négatives de seuil de cisaillement pour les pâtes fortement adjuvantées. Elles sont, toutefois, dans la limite de résolution de l'appareil. On constate, par contre, que pour les pâtes non adjuvantées et avec un faible rapport E/C, le seuil de cisaillement décroît. Cela est, sans doute, dû à un glissement au niveau du cylindre intérieur en rotation, puisque celui ci avait une surface lisse. Cela explique, peut être, pourquoi le modèle de viscosité surestime l'expérience pour ces pâtes.

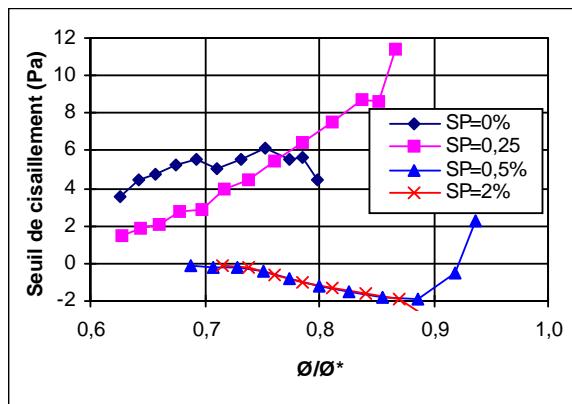


Fig. 5.16 - Mesures de seuil de cisaillement

Nous avons effectué une seconde série de mesures avec les matériaux suivants:

- Cement CPA 52.5 de Gaurain de densité 3,14;
- Superplastifiant Sikament 10 (extrait sec=20%, dose de saturation 0,3%).

Le tableau 5.4 présente les compacités du ciment pour un indice de compaction égale à 9, déduites des essais de demande en eau (correspondant à un indice de compaction de 6,7).

%SP	$\emptyset^*$
0	0,5914
0,15	0,6101
0,2	0,6154
0,25	0,6212
0,3	0,6273
0,4	0,6273
0,6	0,6291

Tableau 5.4 - Compacités du ciment (pour un indice de compaction égal à 9), en fonction du dosage en superplastifiant

La fabrication des pâtes a été effectuée, par gâchées de 1 litre, dans un malaxeur à mortier. La séquence de malaxage était la suivante:

- l'eau et 1/3 du superplastifiant sont ajoutés au ciment;
- malaxage pendant 1min à petite vitesse;
- malaxage pendant 30s à grande vitesse;
- arrêt de la pale et raclage de la cuve pendant 30 s;
- introduction des 2/3 restants de superplastifiant;
- malaxage pendant 15s à petite vitesse;
- malaxage pendant 1min 45 s à grande vitesse

Nous avons gardé la même procédure d'essai que précédemment; le tableau 5.5 résume les résultats obtenus.

e/c	% Sp	$\emptyset/\emptyset^*$	gradient (1/s)									
0,475	0	0,6787	6,45	10,70	17,93	29,92	58,43	83,33	139,00	231,60	383,90	645,00
0,45	0	0,7007	8,80	12,00	16,35	20,93	27,40	31,40	38,75	49,15	64,15	
0,43	0	0,7195	9,45	13,65	20,15	28,90	41,60	50,15	64,65	84,75		
0,38	0	0,7710	13,20	21,00	31,00	45,15	74,50	95,00	131,75			
0,36	0	0,7937	11,85	21,20	37,10	57,98	93,65	123,10				
0,366	0,15	0,7626	3,35	4,25	5,85	8,55	15,60	21,95	37,10	64,80		117,05
0,356	0,15	0,7739	4,45	5,40	7,55	11,20	20,30	28,60	48,75	85,50		
0,341	0,15	0,7915	8,70	10,35	13,55	18,70	31,55	43,05	70,65	120,70		
0,316	0,15	0,8227	16,35	21,20	27,55	34,95	54,25	71,66	112,70			
0,306	0,15	0,8359	18,95	27,20	35,95	49,25	72,90	93,95	143,70			
0,296	0,15	0,8495	23,90	35,00	54,50	73,05	111,00	142,50				
0,281	0,15	0,8708	30,80	43,45	64,65	100,10	172,00					
0,292	0,3	0,8316	4,95	7,15	11,40	19,65	42,31	63,80	116,65			
0,282	0,3	0,8455	14,61	17,44	22,69	32,76	60,36	85,08	148,50			
0,282	0,3	0,8455	12,90	15,15	20,70	30,90	57,15	81,25	140,40			
0,272	0,3	0,8598	15,80	19,40	25,60	37,76	70,30	101,40				
0,272	0,3	0,8598	23,20	26,65	34,05	47,40	84,32	118,60				
0,267	0,3	0,8671	32,10	39,75	47,50	62,60	105,55	139,10				
0,262	0,3	0,8746	29,13	36,03	43,43	58,30	99,70	138,30				
0,257	0,3	0,8822	31,55	42,60	51,55	66,00	114,80					
0,2495	0,3	0,8939	68,00	93,45	135,80							

Tableau 5.5 - Mesures de contrainte de cisaillement en Pa pour les différentes pâtes testées.

En procédant au même type d'analyse que précédemment on obtient (fig.5.17):

$$\text{Log } \mu = 7,14 \frac{\Phi}{\Phi^*} - 3,15 + 0,89 \left( 1 - \frac{Sp}{Sp^*} \right)^2 \quad (\text{erreur moyenne } 198 \text{ mPa s}) \quad (\text{Equ. 5.11})$$

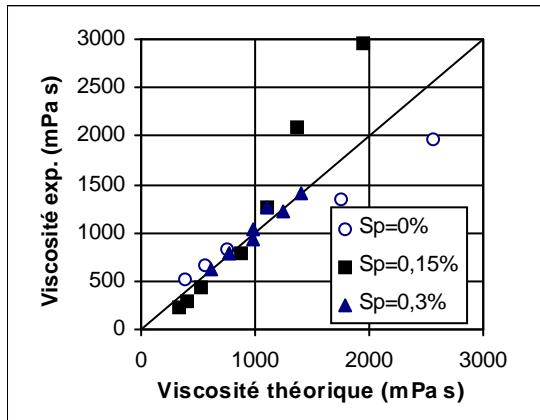


Fig. 5.17 - Comparaisons entre les viscosités plastiques expérimentales et calculées avec l'équation 5.11

Le modèle est satisfaisant pour des valeurs de viscosité plastique inférieures à 1500 mPa.s. On constate de nouveau que pour les pâtes ne suivant pas le modèle de viscosité, les mesures de seuil semblent perturbées (fig. 5.18)

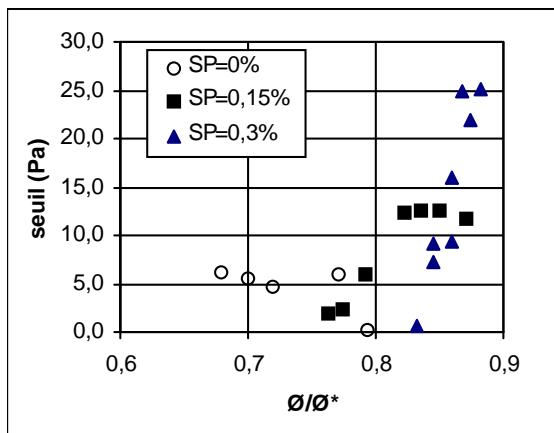


Fig. 5.18 - Mesures de seuil de cisaillement

En conclusion, il semblerait que, contre notre attente, la viscosité plastique des pâtes de ciment dépende non seulement de la concentration solide normalisée, mais également du dosage en superplastifiant et de sa nature (le coefficient multiplicateur du terme  $1-Sp/Sp^*$  n'est pas le même dans les deux équations 5.10 et 5.11).

Il faut toutefois rester prudent. Nous avons fait un lissage des rhéogrammes sur une plage de gradients réduits, et avec un faible nombre de points. De plus, l'analyse en fluide de Bingham n'est qu'une approximation pratique pour ces matériaux. Enfin, il aurait fallu rendre la surface des cylindres rugueuses pour avoir des essais plus fiables.

#### 5.4.1.3. Validation sur mortiers et bétons

Les valeurs de concentration solide normalisée sont présentées dans les tableaux 5.7, 5.8, 5.9 et 5.10. Considérons dans un premier temps, les essais du programme n°4 pour lesquels nous avons utilisé différents dosages de superplastifiant. Nous voyons sur la figure 5.19 que,

contrairement à ce qui a été obtenu sur coulis, la viscosité plastique des bétons ne dépend pas de ce dosage. On peut toutefois envisager que si un effet existe un effet, il est noyé dans l'imprécision des mesures au BTRHEOM.

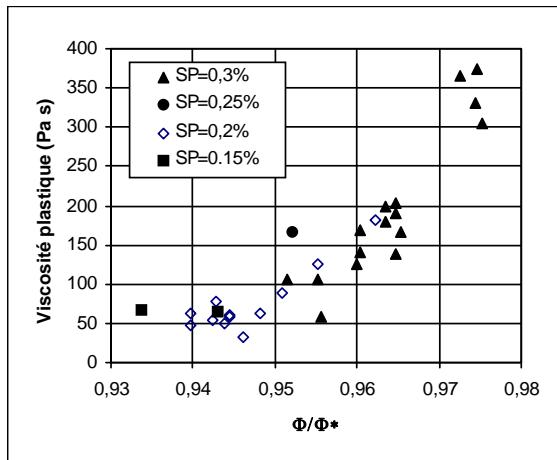


Fig. 5.19 - Relation entre concentration solide normalisée et viscosité plastique pour les bétons du programme n°4. Le dosage en superplastifiant ne semble pas être un paramètre important.

En reprenant l'ensemble des bétons présentés dans le chapitre 4, on obtient la figure 5.20. On constate que les bétons et les mortiers du programme n°1 s'éloignent quelque peu de l'ensemble des autres points. Il faut toutefois noter que pour ce programme, les grandeurs rhéologiques ont été déterminées après une série de mesures sous vibration contrairement aux autres programmes. Il est possible que cela ait perturbé les échantillons. Dans le lissage nous négligerons ces résultats. On propose tout d'abord la relation suivante tendant vers l'infini pour une concentration normalisée égale à 1:

$$\mu' = 3,437 \left( 1 - \frac{\phi}{\phi^*} \right)^{-1,185}$$

Cette équation donne une erreur moyenne de 47 Pa.s (y compris le programme 1). Elle ne décrit toutefois pas très bien les basses viscosités (fig 5.20). De Larrard et Ferraris [21] ont obtenu, à l'aide du BTRHEOM et sur un ensemble de 78 mortiers et bétons adjuvantés ou non, la relation suivante:

$$\mu' = \exp \left( 26,75 \left( \frac{\phi}{\phi^*} - 0,7448 \right) \right)$$

Se basant sur cette forme d'équation, nos données sont lissées par:

$$\mu' = \exp \left( 45,88 \left( \frac{\phi}{\phi^*} - 0,8512 \right) \right) \quad (\text{Equ. 5.12})$$

L'erreur moyenne obtenue (y compris le programme 1) est égale à 46 Pa.s, ce qui est comparable au modèle précédent. On a toutefois une meilleure description des basses viscosités.

Ce modèle est, en l'état, suffisamment précis pour être utilisé dans la pratique, et il est difficilement envisageable d'en améliorer grandement la précision. En effet, l'erreur moyenne sur la mesure de la viscosité est égale à 10% et parfois plus, comme nous l'avons vu au paragraphe 5.2 pour des bétons mal formulés. De plus, le terme  $\Phi^*$  est calculé avec une précision de l'ordre du pourcent ce qui, sur les fortes concentrations, conduit à des erreurs

importantes sur la viscosité théorique. Il reste toutefois à trouver l'origine de la différence obtenue entre nos essais et ceux de Larrard et Ferraris. Notons que le protocole adopté par ces chercheurs est légèrement différents de nos protocoles: une prévibration de 15 secondes à 40 Hz puis, cinq mesures de couples à vitesse décroissante entre 0.8 et 0.2 tours par seconde.

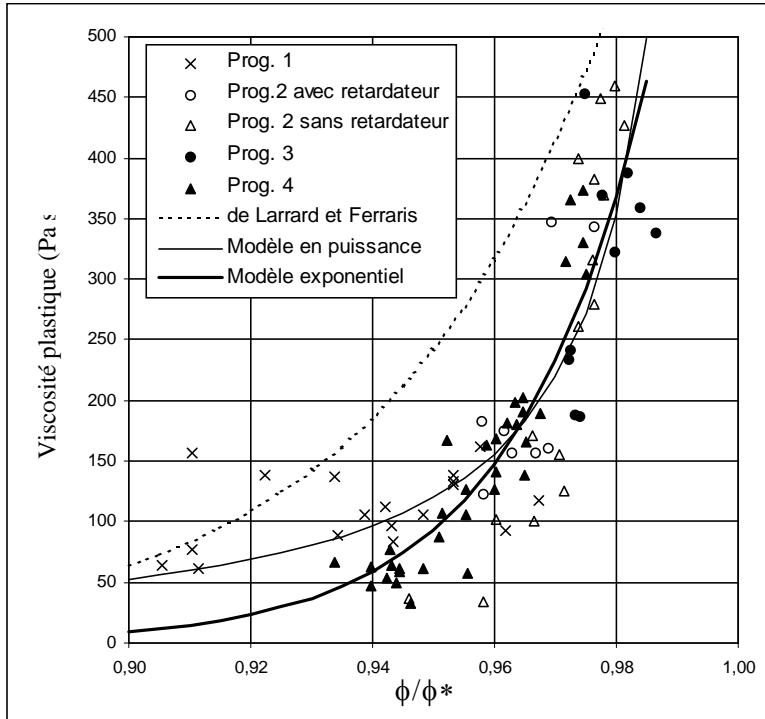


Fig. 5.20 - Relation entre concentration solide normalisée et viscosité plastique pour l'ensemble des programmes expérimentaux.

## 5.4.2. Le seuil de cisaillement

### 5.4.2.1. Un modèle granulaire

Le seuil de cisaillement peut être considéré comme la manifestation macroscopique du frottement entre les grains composant le squelette granulaire du béton. Si l'on considère une classe de grains unique, il est naturel de considérer que les frottements inter-grains seront d'autant plus élevés dans le béton que les grains seront proches de leur état d'empilement. De plus, pour un même volume de solide, les frottements seront d'autant plus importants qu'il y aura de contacts, donc de grains. Donc, à degré de compaction égal, le seuil devrait augmenter lorsque la taille des grains diminue. Sur ces constats, de Larrard et Ferraris [21] ont tout récemment proposé un modèle de seuil dont nous retracçons ici la construction.

La dilution d'une classe granulaire  $i$  dans le béton, par rapport à son état de compaction, peut être mathématiquement traduite par le terme  $K'_i$  calculé par le modèle d'empilement compressible avec:

$$K'_i = H\left(\frac{\phi_i}{\phi_i^*}\right) \text{ soit ,d'après le paragraphe 2.4.1 } K'_i = \frac{\frac{y_i}{\beta_i}}{\frac{1}{\phi} - \frac{1}{\gamma_i}} \text{ où,}$$

$\phi_i$  est la concentration volumique du béton en grain de classe  $i$

$\phi^*$  i est la concentration volumique maximale virtuelle de grains de la classe i  
 $\phi$  est la concentration volumique en solide du béton calculé par l'équation 5.9  
 $\gamma_i$  est la compacité virtuelle du mélange si la classe i est présumée dominante (voir §2.2.2)  
 $K'_i$  est la contribution de la classe i à l'indice de compaction du mélange

De Larrard et Ferraris suggèrent donc une fonction de la forme:

$$\tau'_0 = f \left( \sum_{i=1}^n a_i K'_i \right)$$

où  $a_i$  est un paramètre croissant lorsque le diamètre de la classe i décroît. Sur la base de la série de bétons présentée plus haut (de Larrard et Ferraris [21]), ils déduisent pour les bétons sans superplastifiant, l'équation suivante:

$$\tau'_0 = \exp \left( 2,537 + \sum_{i=1}^n (0,736 - 0,216 \log(d_i)) K'_i \right)$$

L'influence du superplastifiant est pris en compte de deux façons distinctes dans le cadre de ce modèle. Tout d'abord, son rôle défloculant est traduit par une diminution des termes  $\phi^*_i$  relatifs au ciment ce qui provoque une diminution des termes  $K'_i$  correspondants. Deuxièmement, le superplastifiant a un rôle lubrifiant qui se traduit par une baisse des termes  $a_i$  correspondant aux classes du ciment. Ainsi pour des bétons dosés à saturation de Larrard et Ferraris proposent l'équation suivante:

$$\tau'_0 = \exp \left( 2,537 + 0,224 K'_c + \sum_{\text{granulats}}^n (0,736 - 0,216 \log(d_i)) K'_i \right)$$

où  $K'_c$  est la contribution du ciment à l'indice de compaction du mélange. Il est obtenu par addition des termes  $K'_i$  des classes constituant le ciment. Enfin, ils proposent la relation générale suivante, valable pour tous les dosages en superplastifiant:

$$\tau'_0 = \exp \left( 2,537 + \left( 0,224 + 0,910 \left( 1 - \frac{S_p}{S_p^*} \right)^3 \right) K'_c + \sum_{\text{granulats}}^n (0,736 - 0,216 \log(d_i)) K'_i \right) \quad (\text{Equ. 5.13})$$

où

$S_p$  est le dosage de superplastifiant en pourcentage d'extrait sec par rapport au ciment,

$S_p^*$  est le dosage de saturation en pourcentage d'extrait sec par rapport au ciment

#### 5.4.2.2. Validation sur mortiers et bétons

Afin de faciliter les calculs de modélisation, et prenant en compte l'additivité des termes  $K'_i$ , nous allons simplifier l'équation 5.13 sous la forme suivante:

$$\tau'_0 = \exp \left( a_0 + a_c K'_c + a_f K'_f + a_s K'_s + a_g K'_g + a_G K'_G \right) \quad (\text{Equ. 5.14})$$

où

$a_0 = 2,537$

$K'_c$ ,  $K'_f$ ,  $K'_s$ ,  $K'_g$ , et  $K'_G$  sont les contributions respectives du ciment, du filler calcaire, du passant à 80 µm du sable, de la partie du sable de taille supérieure à 80 µm, du petit gravillon et du gros gravillon à l'indice de compaction du mélange;

Les termes  $a_c$ ,  $a_f$ ,  $a_s$ ,  $a_g$ , et  $a_G$  sont les termes de frottement avec les mêmes significations d'indices. Ils sont calculés à partir du diamètre moyen  $\bar{d}$  (pris comme le diamètre correspondant à 50% de passant) de chaque constituant (voir tableau) par la fonction:

$$a_i = 0,736 - 0,216 \log(\bar{d}_i) \quad (\text{Equ. 5.15})$$

En cas de présence de superplastifiant, les termes  $a_c$ ,  $a_s$  et  $a_f$  sont égaux et calculés par:

$$a_i = 0,224 + 0,910 \left( 1 - \frac{S_p}{S_p^*} \right) \text{ où} \quad (\text{Equ. 5.16})$$

$S_p$  est le dosage de superplastifiant en pourcentage d'extrait sec par rapport à l'ensemble des fines;

$S_p^*$  est le dosage de saturation en pourcentage d'extrait sec par rapport à l'ensemble des fines  
Comme on a constaté que les fines et le filler calcaire utilisés dans ce travail ne consomment pratiquement pas de superplastifiant ,on a d'après 2.4.3.4

$$S_p/S_p^* = S_{pc}/S_{pc}^*$$

ou

$S_{pc}$  est le dosage de superplastifiant en pourcentage d'extrait sec par rapport au ciment,

$S_{pc}^*$  est le dosage de saturation en pourcentage d'extrait sec par rapport au ciment

Nom du matériau	Diamètre moyen $\bar{d}$ (mm)
Calcaire concassé du Boulonnais 12.5/20	16,2
Calcaire concassé du Boulonnais 10/14	12,5
Calcaire concassé du Boulonnais 5/12,5	9
Calcaire concassé du Boulonnais 0/5 >80 µm	0,9
Calcaire concassé du Boulonnais 0/5 <80 µm	0,056
Silico-calcaire semi concassé de Seine: Val de Reuil 10/16	13
Silico-calcaire semi concassé de Seine:Val de Reuil 4/10	8
Silico-calcaire semi concassé de Seine: Val de Reuil 0/4	0,63
CPA CEM I 52.5 PM CP de St Vigor (Usine de Lafarge au Havre)	0,014

Tableau 5.6 - Diamètre moyen des matériaux utilisés dans les programmes (voir annexe B)

Gâchée	K'G	K'g	K's	K's	K'c	$\phi/\phi^*$
<b>MO</b>	0	0	2,504	0,46	2,045	0,9104
<b>MO -200</b>	0	0	3,373	0,554	1,14	0,9105
<b>MO-100</b>	0	0	3,097	0,557	1,734	0,9223
<b>MO+100</b>	0	0	2,072	0,389	2,348	0,9054
<b>MO+200</b>	0	0	1,779	0,346	2,774	0,9114
<b>BO</b>	1,225	0,819	2,088	0,334	1,983	0,9531
<b>BO-bis</b>	1,225	0,819	2,088	0,334	1,983	0,9531
<b>BO-ter</b>	1,225	0,819	2,088	0,334	1,983	0,9531
<b>BO 0,5</b>	0,431	0,279	2,882	0,479	1,582	0,9338
<b>BO 1</b>	0,865	0,569	2,351	0,381	1,804	0,9421
<b>BO 2</b>	1,727	1,174	1,72	0,264	2,04	0,9618
<b>BO 3</b>	2,642	1,864	1,398	0,208	2,255	
<b>BO - 200</b>	1,69	1,22	3,142	0,402	0,756	0,9673
<b>BO - 100</b>	1,445	1,002	2,576	0,374	1,368	0,9577
<b>BO + 100</b>	0,986	0,634	1,566	0,257	2,199	0,9342
<b>BO + 200</b>	0,861	0,543	1,34	0,238	2,83	0,9431
<b>BO+ 5</b>	1,206	0,804	2,036	0,322	1,902	0,9483
<b>BO +10</b>	1,188	0,789	1,986	0,31	1,826	0,9435
<b>BO +15</b>	1,17	0,775	1,939	0,3	1,756	0,9387

Tableau 5.7 - Résultats des calculs à l'aide du modèle d'empilement compressible, pour le programme n°1

Gâchée	K'G	K' <sub>g</sub>	K's	K' <sub>s</sub>	K' <sub>c</sub>	ϕ/ϕ <sup>*</sup>
<b>BHP_bis</b>	1,087	0,711	1,785	0,291	2,743	0,9607
<b>BHP 0,5</b>	0,413	0,266	2,718	0,475	2,538	0,9565
<b>BHP 1</b>	0,804	0,523	2,132	0,362	2,797	0,9618
<b>BHP 2</b>	1,477	0,974	1,447	0,228	2,817	0,9660
<b>BHP 0,75bis</b>	0,606	0,391	2,347	0,403	2,658	0,9571
<b>BHP - 200</b>	1,488	1,038	2,657	0,361	1,361	0,9609
<b>BHP - 100</b>	1,313	0,891	2,293	0,354	2,258	0,9683
<b>BHP + 100 bis</b>	0,949	0,607	1,523	0,275	3,871	0,9755
<b>BHP + 200</b>	0,779	0,485	1,19	0,218	4,096	0,9683
<b>BHP_ter</b>	1,117	0,734	1,857	0,306	2,84	0,9657
<b>BHP_six</b>	1,133	0,747	1,9	0,317	2,985	0,9706
<b>BHP_sept</b>	1,167	0,774	1,996	0,345	3,335	0,9805
<b>BHP_huit</b>	1,15	0,761	1,948	0,331	3,153	0,9755
<b>BHP 0,75qua</b>	0,648	0,424	2,68	0,482	3,05	0,9751
<b>BHP_0,5bis</b>	0,435	0,282	3,071	0,568	2,992	0,9759
<b>BHP2 bis</b>	1,586	1,061	1,577	0,254	3,041	0,9772
<b>BHP1bis</b>	0,848	0,556	2,33	0,405	3,012	0,9726
<b>BHP-100bis</b>	1,364	0,934	2,424	0,373	2,241	0,9727
<b>BHP+100qua</b>	0,983	0,632	1,592	0,285	3,744	0,9754
<b>BHP-100ter</b>	1,391	0,957	2,51	0,394	2,386	0,9786
<b>BHP+100sept</b>	0,937	0,598	1,487	0,259	3,44	0,9656
<b>BHP+200bis</b>	0,792	0,494	1,215	0,224	4,135	0,9699
<b>M</b>	0	0	2,85	0,557	3,147	0,9584
<b>M+150</b>	0	0	2,099	0,423	3,856	0,9568
<b>M+300qua</b>	0	0	1,519	0,302	4,02	0,9448

Tableau 5.8 - Résultats des calculs à l'aide du modèle d'empilement compressible, pour le programme n°2. La première partie du tableau concerne les bétons avec retardateur, la seconde partie les bétons sans retardateur.

Gâchée	K'G	K' <sub>g</sub>	K's	K' <sub>c</sub>	ϕ/ϕ <sup>*</sup>
<b>0,4</b>	0,49	0,18	4,641	2,733	0,9864
<b>0,45</b>	0,552	0,203	4,411	2,721	0,9840
<b>0,5</b>	0,614	0,225	4,205	2,712	0,9818
<b>0,56</b>	0,688	0,252	3,985	2,7	0,9796
<b>0,625</b>	0,769	0,282	3,772	2,69	0,9777
<b>0,75</b>	0,925	0,338	3,427	2,672	0,9748
<b>0,86</b>	1,063	0,388	3,176	2,659	0,9733
<b>1</b>	1,24	0,452	2,91	2,642	0,9721
<b>1,3</b>	1,621	0,589	2,475	2,618	0,9724
<b>1,5</b>	1,88	0,681	2,256	2,603	0,9739

Tableau 5.9 - Résultats des calculs à l'aide du modèle d'empilement compressible pour le programme n°3, pour les essais sans confinement.

Les granulométries sont données en annexe B et les tableaux 5.7, 5.8, 5.9 et 5.10 résument les données nécessaires aux calculs.

Gâchée	K'g	K'g	K's	K's	K'c	K'f	$\phi/\phi^*$	Spc
315	0,829	0,498	1,942	0,341	2,536	0,342	0,9587	0,31
316	0,857	0,512	2,048	0,373	2,353	0,75	0,9676	0,32
317	0,872	0,524	2,128	0,395	1,979	1,209	0,9718	0,34
329	0,887	0,535	2,332	0,413	3,147	0	0,9752	0,30
321	0,863	0,519	2,221	0,381	2,839	0	0,9653	0,30
318	0,841	0,504	2,122	0,353	2,587	0	0,9557	0,30
330	0,858	0,515	2,046	0,378	3,438	0	0,9746	0,30
327	0,836	0,501	1,957	0,35	3,104	0	0,9648	0,30
314	0,825	0,493	1,915	0,337	2,959	0	0,9600	0,30
320	0,815	0,487	1,876	0,326	2,83	0	0,9552	0,30
322	0,837	0,499	1,804	0,335	3,724	0	0,9745	0,30
319	0,816	0,485	1,73	0,311	3,359	0	0,9647	0,30
345	0,816	0,485	1,73	0,311	3,359	0	0,9647	0,30
346	0,809	0,48	1,72	0,302	3,195	0	0,9604	0,30
364	0,809	0,48	1,72	0,302	3,195	0	0,9604	0,30
333	1,202	0,729	1,938	0,328	3,029	0	0,9726	0,30
334	1,079	0,64	1,442	0,247	3,285	0	0,9635	0,30
336	0,652	0,392	2,494	0,443	2,748	0	0,9635	0,30
335	0,611	0,362	1,822	0,325	2,994	0	0,9515	0,30
331	0,82	0,49	1,904	0,339	3,073	0	0,9622	0,20
325	0,822	0,491	1,807	0,31	2,899	0	0,9553	0,20
328	0,811	0,48	1,664	0,284	2,671	0	0,9444	0,20
338	0,811	0,48	1,664	0,284	2,671	0	0,9444	0,20
337	0,801	0,474	1,632	0,275	2,568	0	0,9397	0,20
326	0,803	0,475	1,643	0,28	2,658	0	0,9430	0,15
332	0,783	0,462	1,582	0,263	2,459	0	0,9337	0,15
350	0	1,296	1,774	0,294	2,819	0	0,9508	0,20
351	0	1,278	1,739	0,284	2,704	0	0,9461	0,20
365	0,562	0,335	2,056	0,36	2,717	0	0,9482	0,20
370	0	0,982	2,03	0,337	2,567	0	0,9438	0,20
371	0	0,98	2,021	0,335	2,546	0	0,9429	0,20
372	0,726	0,427	1,453	0,246	2,915	0	0,9424	0,20
375	0,509	0,3	1,774	0,313	2,776	0	0,9397	0,20
377	0	1,423	1,984	0,321	2,576	0	0,9522	0,25

Tableau 5.10 - Résultats des calculs à l'aide du modèle d'empilement compressible pour le programme n°4 et pour les essais d'étalement;  $S_p$  dosage en superplastifiant par rapport au ciment; le dosage de saturation est égal à 0,3%;  $K'_f$  est la contribution du filler à l'indice de compaction du mélange.

Considérons tout d'abord le programme n°3. Nous avons fait varier le rapport gravillon sur sable, à volume et composition de pâte constants. Le superplastifiant était dosé à saturation donc  $a_c=0,224$ . Les autres termes  $a_i$  ont été calculés à l'aide de la formule 5.15 et le seuil de cisaillement a été calculé avec l'équation 5.14.

La figure 5.21 montre que la prévision du modèle est satisfaisante (erreur moyenne: 125 Pa). Ceci permet de confirmer notamment la forme de l'équation 5.15 permettant de calculer les termes  $a_i$  pour les granulats.

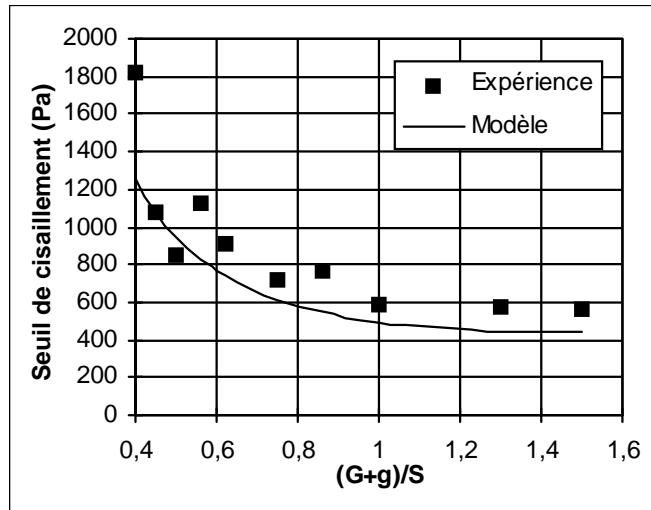


Fig. 5.21 - Prévision du seuil de cisaillement par l'équation 5.14 pour le programme n°3.

Considérons maintenant les mortiers et bétons non adjuvants du programme n°1. Tous les termes  $a_i$  sont calculés à l'aide de l'équation 5.15 y compris celui du ciment. Cette fois ci, l'équation 5.14 ne donne pas une bonne prédition comme on peut le voir sur la figure 5.22a). Partant du principe que l'équation 5.15 est validée, on ne pouvait ajuster que le terme  $a_0$ . La figure b) nous montre que le résultats est excellent sur les bétons en prenant la valeur  $a_0=2,123$ . Notons que les trois points s'écartant de la droite d'égalité sont les bétons B0,5 pour lequel l'affaissement est inférieur à 10 cm, et les bétons BO et BO-ter qui sont une réplique du béton Bo mais qui n'ont pas présenté d'affaissement identique (suite à une erreur de pesée?). En écartant ces points l'erreur moyenne est de 70 Pa.

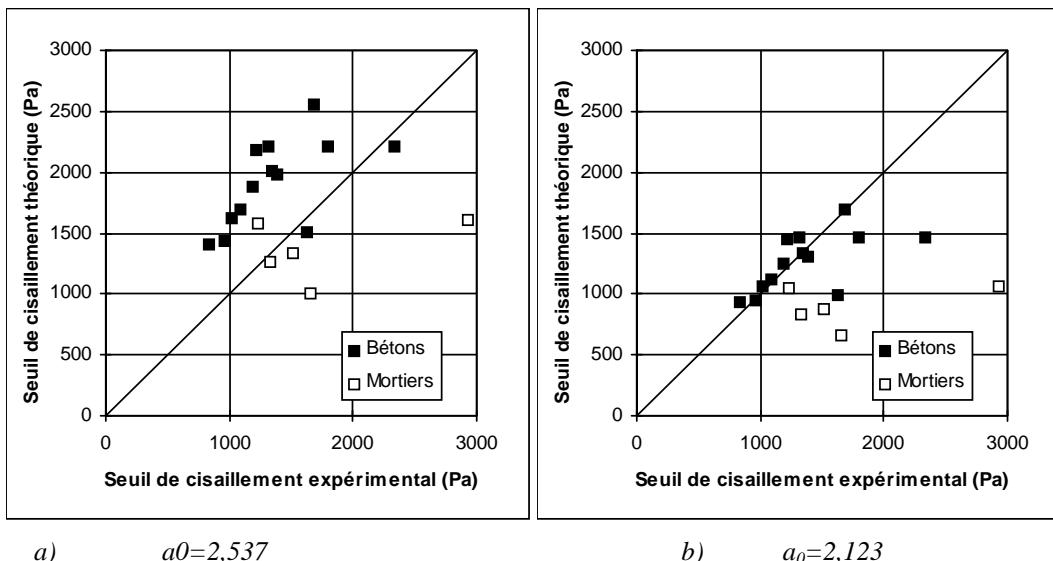


Fig. 5.22 -Comparaison entre le seuil de cisaillement expérimental pour le programme n°1 et le seuil de cisaillement calculé par l'équation 5.14 avec deux valeurs de  $a_0$ .

On constate malheureusement que le lissage pour les mortiers n'est pas satisfaisant (erreur moyenne 580 Pa). On pourrait être tenté de corriger les coefficients de l'équation 5.15 mais on verra dans la suite qu'ils donnent entière satisfaction sur les autres programmes. Il nous font donc accepter pour l'instant ce mauvais résultat. Notons toutefois que ces mélanges ont été effectués dans un malaxeur à pétrin avec, pour pale, un simple crochet. On peut donc faire

l'hypothèse que les mortiers ont été moins bien malaxés que les bétons car les gravillons jouent le rôle de malaxeurs secondaires. Ceci expliquerait que le seuil expérimental est plus élevé que le seuil théorique.

Considérons maintenant le programme n°4 et tout d'abord les bétons saturés en adjuvant, c'est à dire contenant 0,3% de superplastifiant. Dans ce cas, les termes  $a_c$  et  $a_s$  sont pris égaux à 0,224. Les autres termes  $a_i$  sont calculés à l'aide de l'équation 5.15.

Considérons les bétons 322, 319, 345, 346 et 364 qui sont composés du même squelette mais dont la teneur en eau varie. On voit sur la figure 5.23 que les essais ne sont pas toujours répétables, et que le modèle sous-estime largement la sensibilité des bétons à l'eau.

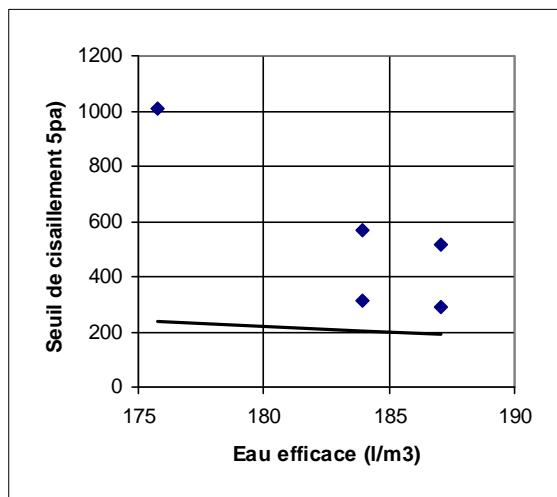


Fig. 5.23 - Comparaisons entre le seuil de cisaillement expérimental et celui calculé avec l'équation 5.14 en prenant  $a_0=2,537$   $a_c=a_s=0,224$  (bétons saturés en superplastifiant) pour les bétons 322, 319, 345, 346 et 364 du programme n°4.

En admettant que l'équation 5.15 reste valable pour les granulats concassés du Boulonnais, on ne peut donc jouer que sur le terme  $a_0+a_cK'c+a_sK's$  dans l'équation 5.14.

Nous avons vu, dans le programme n°3, que l'on avait une bonne prédition du seuil avec un terme  $a_0+a_cK'c+a_sK's=2,537+0,224 K'_c$  ( $K'_s=0$  car il n'y a pas de fines dans le sable pour le programme n°3). Or, dans ce programme,  $K'_c$  reste à peu près constant égal à 2,7. Donc, si l'on doit trouver de nouveaux coefficients  $a_0$  et  $a_c$ , il faudra qu'ils vérifient  $a_0+a_c(K'_c+K'_s)=3,14$ , en supposant que pour des bétons adjuvants nous avons  $a_c=a_s$ . Nous avons donc effectué un lissage des résultats obtenus avec les bétons saturés en adjuvant. On trouve:

$$a_0=0,154$$

$$a_c=a_s=1,1039$$

Une fois la valeur  $a_0$  fixée, nous avons calé les valeurs de  $a_c=a_s$  pour les bétons adjuvants sous le seuil de saturation. La figure 5.24 montre les valeurs de  $a_c$  en fonction du dosage en superplastifiant.

On peut donc écrire pour le superplastifiant Sikament 10, et dans le cadre du programme n°4 que :

$$a_c = a_s = 1,1039 + 0,2326 \left( 1 - \frac{S_p}{S_p^*} \right) \quad (\text{Equ. 5.17})$$

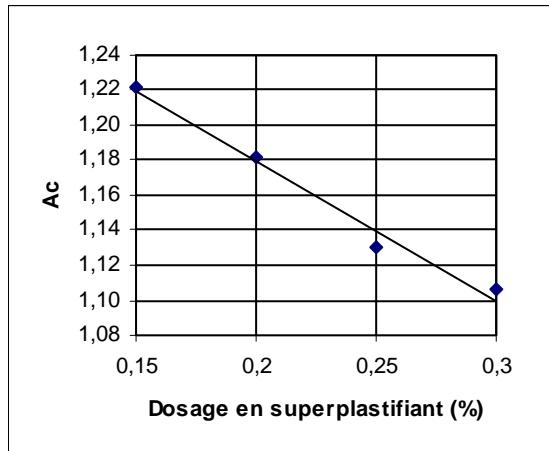


Fig. 5.24 - Valeur de  $a_c$  calées sur les essais du programme n°4 pour une valeur  $a_0=0,154$  en fonction du dosage en superplastifiant (en extrait sec par rapport au ciment)

Pour les trois bétons saturés en superplastifiant et contenant du filler calcaire, nous avons pris  $a_f=a_c=1,1039$ . La figure 5.25 représente la comparaison entre les seuils expérimentaux et les seuils théoriques pour le programme n°4. L'erreur moyenne est égale à 164 Pa.

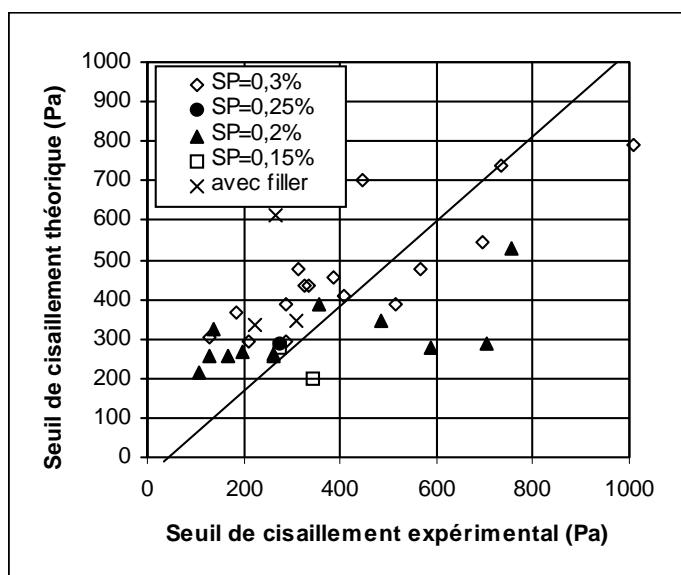


Fig. 5.25 - Comparaison entre le seuil de cisaillement expérimental pour le programme n°4 et le seuil de cisaillement calculé par l'équation 5.14 avec  $a_0=0,154$ ,  $a_c=a_s=a_f$  calculés avec l'équation 5.17 et les autres  $a_i$  calculés avec l'équation 5.15

En appliquant ces coefficients aux données du programme n°3, nous retrouvons, par construction, les résultats présentés sur la figure 5.21. Appliquons maintenant l'équation 5.17 sur les bétons sans retardateur du programme n°2 en se rappelant qu'ils sont légèrement sur-saturés ( $Sp/Sp^*=0.5/0.45$ ). On a alors  $a_c=1,04$ . et on trouve une erreur moyenne de 88 Pa.

Remarquons que les bétons qui s'éloignent de la courbe d'égalité sont ceux pour lesquels on avait signalé des problèmes de malaxage (voir chapitre 4). Nous avions noté que le superplastifiant semblait perdre de son efficacité en présence de retardateur (comparer par exemple les formules BHP-bis et BHP-six). Or la différence ne s'est pas faite sentir au niveau de la demande en eau (voir chapitre 4) donc du terme  $K'c$ . Nous avons donc ajusté pour les

bétons avec retardateur le terme  $a_c=1,19$ ; l'erreur moyenne est de 310 Pa. Ces derniers résultats sont à prendre avec réserve car nous n'expliquons pas l'incompatibilité apparue entre le superplastifiant et le retardateur. Ces résultats sont présentés dans la figure 5.26

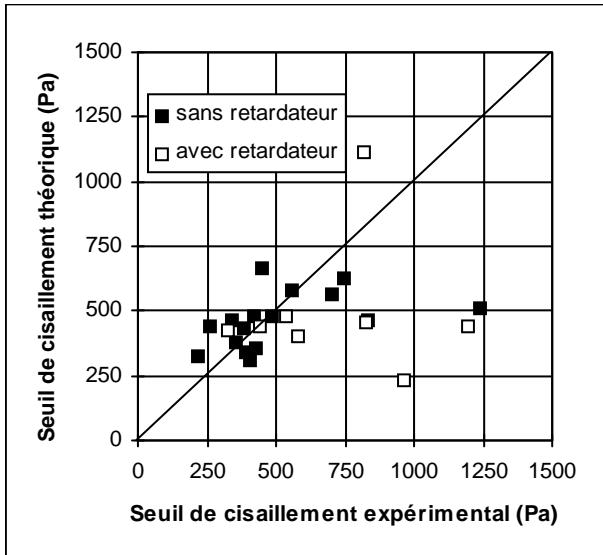


Fig. 5.26 - Comparaison entre le seuil de cisaillement expérimental pour le programme n°2 et le seuil de cisaillement calculé par l'équation 5.14 avec  $a_0=0.154$ ,  $a_c = a_s$  calculés avec l'équation 5.17 et les autres  $a_i$  calculés avec l'équation 5.15. Pour les bétons avec retardateur  $a_c=a_s=1,19$

En conclusion, nous avons vu que l'équation 5.14 permet de prédire, de façon très satisfaisante (précision de l'ordre de l'erreur de mesure au rhéomètre), le seuil de cisaillement à condition d'ajuster les termes  $a_0$  et  $a_c=a_s=a_f$ .

Dans le cas sans adjvant, on a l'équation suivante pour laquelle il faut ajuster la valeur  $a_0$  en fonction du ciment:

$$\tau'_0 = \exp\left(a_0 + \sum_{i=1}^n \left(0,736 - 0,216 \log(d_i)\right) K'_i\right) \quad (\text{Equ. 5.18})$$

Notons que, dans cette équation, le terme de frottement  $a_i$  des classes du ciment dépendent de leur diamètre contrairement au cas avec adjvant. Comme ce sont les plus élevés, on comprend que la qualité du modèle va dépendre de la qualité de la mesure de la granulométrie du ciment. Or, on a pu constater des différences de résultats notables entre différents types de granulomètres. Ceci explique peut être pourquoi il est nécessaire d'ajuster la valeur  $a_0$ .

Dans le cas avec le SIKAMENT 10, nous avons proposé, pour un dosage supérieur à 0.5 fois le dosage de saturation, l'équation suivante:

$$\tau'_0 = \exp\left(0,154 + \left(1,1039 + 0,2326 \left(1 - \frac{S_p}{S_p^*}\right)\right) \left(K'_c + K'_f + K'_s\right) + \sum_{\text{granulats}} \left(0,736 - 0,216 \log(d_i)\right) K'_i\right) \quad (\text{Equ. 5.19})$$

avec:

$S_p$  dosage de superplastifiant en pourcentage d'extrait sec par rapport à l'ensemble des fines,  
 $S_p^*$  est le dosage de saturation en pourcentage d'extrait sec par rapport à l'ensemble des fines.

Il est intéressant de noter que ces coefficients  $a_0$ ,  $a_c$  ne semblent dépendre que du superplastifiant et non du ciment car ce dernier changeait pour chaque programme expérimental. Ces coefficients devront être recalés pour chaque superplastifiant. Par exemple, de Larrard et Ferraris on utilisé du DARACEM 19 à base naphtalène alors que le SIKAMENT 10 est un copolymère vinylique ce qui justifie, sans doute, les différences observées. On constate que, pour un dosage nul en superplastifiant, les deux équations 5.18 et 5.19 ne sont pas équivalentes. Toutefois l'équation 5.19 n'a pas été validée pour les faibles dosages en superplastifiant. Pour ajuster les paramètres  $a_0$  et  $a_c$ , on peut, par exemple, fabriquer deux bétons à même rapport gravillon sur sable et à même volume de pâte mais à rapport E/C variable, en mesurer le seuil de cisaillement (ou l'affaissement) et caler le modèle.

Finalement, nous présentons, à titre d'illustration (fig. 5.27), la comparaison, pour les bétons sans retardateur du programme 2, entre les affaissements expérimentaux et théoriques calculés à partir des équations 5.14 et 5.5; l'erreur moyenne est de 11 mm en excluant les bétons présentant des problèmes de malaxage.

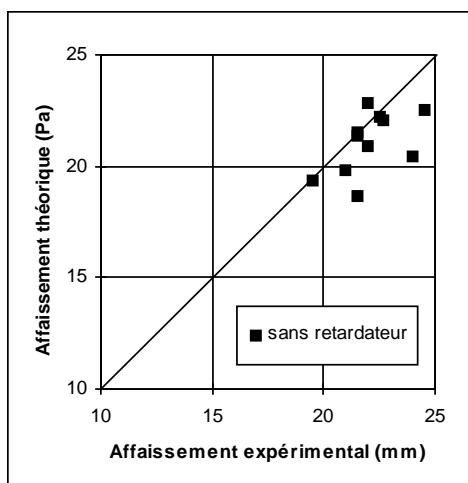


Fig. 5.27 - Validation des modèles sur les bétons sans retardateur du programme 2

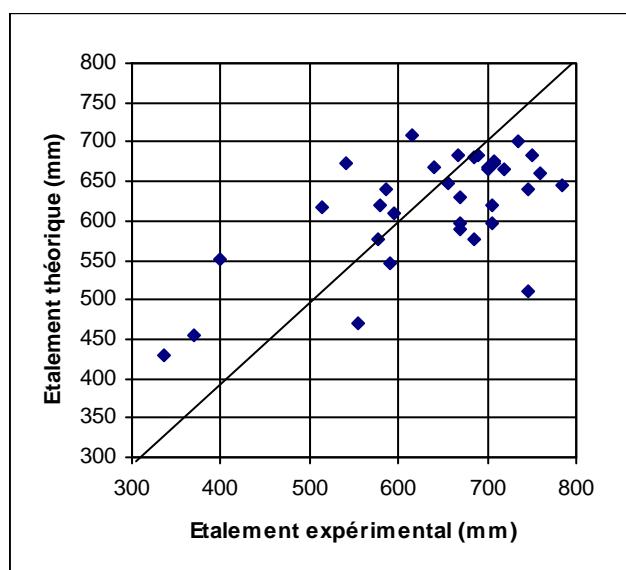


Fig. 5.28 - Validation des modèles sur les bétons du programme 4

De même, nous comparons sur la figure 5.28 les étalements expérimentaux obtenus dans le programme 4 et les valeurs théoriques calculées à partir des équations 5.14 et 5.6 ; l'erreur moyenne est de 60 mm. Ceci est relativement satisfaisant étant donné le peu de répétabilité des mesures lors de ce programme.

### 5.4.3. Effet du confinement

Ayant réussi à établir un modèle pour calculer les propriétés rhéologiques du béton en milieu infini, nous nous intéressons maintenant à la prédiction de ces propriétés en milieu confiné. Comme présenté dans le chapitre 4, les bétons du programme n°3 ont été testés au BTRHEOM pour des distances entre pales variant de 10 cm (essai non confiné) à 4 cm pour le béton le moins riche en gravillon. Les figures 5.29 a) et b) présentent l'évolution du seuil de cisaillement et de la viscosité en fonction du confinement. Nous voyons que, plus le béton est riche en gravillons, plus il est sensible au confinement. De même, la viscosité plastique semble plus perturbée par le confinement que le seuil.

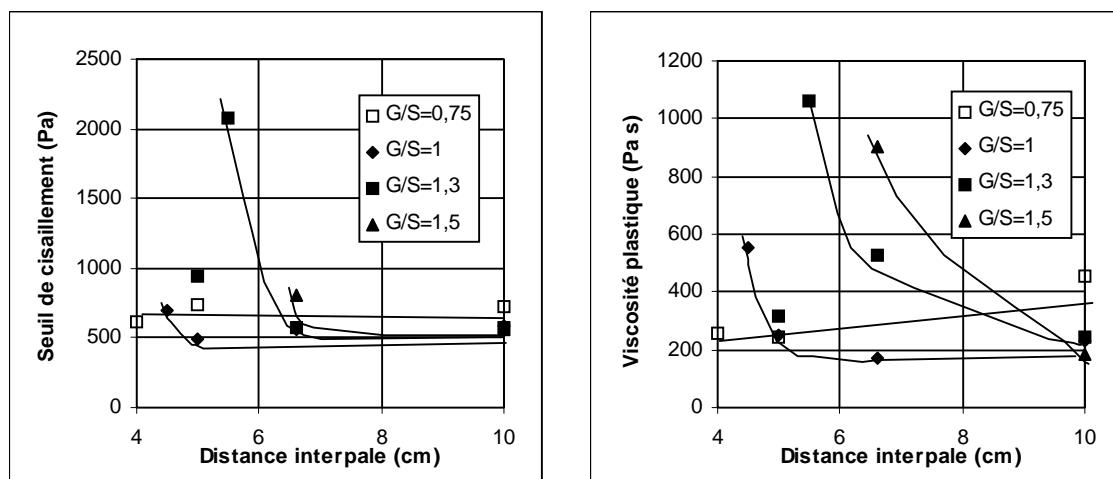


Fig. 5.29 a) et b) - Evolution des propriétés rhéologiques apparentes en fonction du rapport gravillon sur sable et de la distance entre les pales supérieure et inférieure du rhéomètre.

Considérons le confinement de façon simplifiée. Nous supposerons que le béton se comporte, dans le rhéomètre modifié, comme entre deux plans parallèles infinis, négligeant ainsi les effets locaux au voisinage des bords de pale. Cela revient à admettre que le béton présent entre les pales est immobilisé, et que seul le matériau présent entre les plans des pales est cisaillé pendant l'essai. Supposons alors, qu'une classe granulaire de diamètre moyen  $d_i$  et de compacité virtuelle  $\beta_i$  soit perturbée sur une épaisseur  $\alpha d_i$  et que, dans cette zone, sa compacité virtuelle devienne  $k\beta_i$  (d'après le modèle de Ben Aïm, voir §2.3.2, on écrit que la compacité en milieu confiné de la classe i est égale à :

$$\bar{\beta}_i = \left(1 - (1-k) \frac{2\alpha d_i}{h}\right) \beta_i \text{ avec } h \text{ distance entre pales (voir chapitre 2.4.4).}$$

Par analogie avec les essais effectués sur les empilements secs de granulats concassés, nous prenons  $k=0,73$ . Ces valeurs sont injectées dans le modèle d'empilement compressible pour calculer les termes  $\phi^*$  et  $K'_i$  en milieu confiné. Nous calculons alors la viscosité plastique et le seuil de cisaillement sur la base des équations 5.12 et 5.19. Nous avons alors ajusté la valeur  $\alpha$

pour minimiser l'erreur effectuée sur la prédiction du seuil de cisaillement. On obtient  $\alpha=0,5$  et l'erreur moyenne sur les essais confinés est égale à 115 Pa, alors qu'elle était égale à 174 Pa pour  $\alpha=0$  (voir fig. 5.30 a et b). On retrouve donc la valeur adoptée pour estimer l'effet du confinement sur les empilements secs (voir chapitre 2.4.4). Ceci n'est pas surprenant car le seuil de cisaillement est une mesure statique et il paraît normal que le béton au repos soit perturbé de la même façon qu'un empilement.

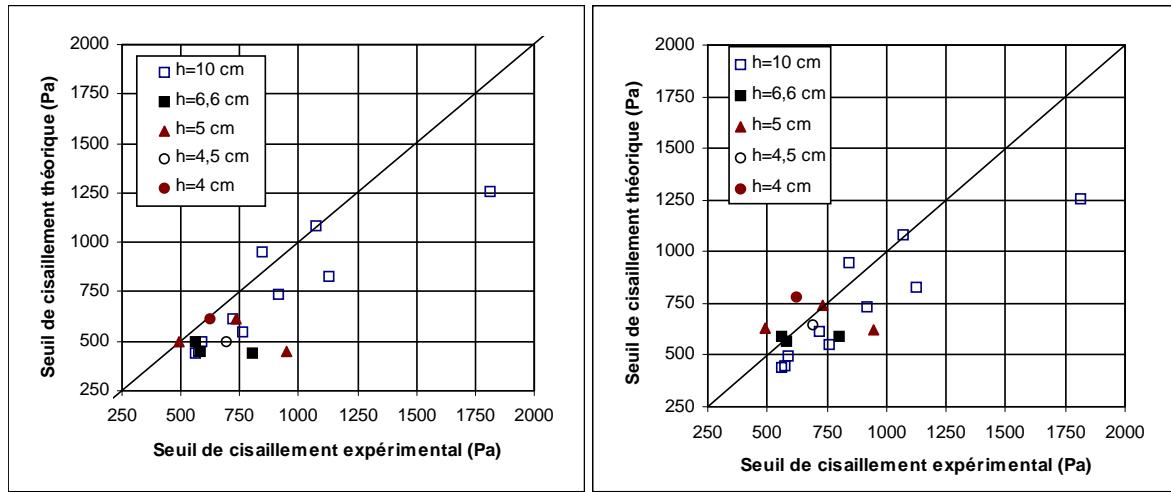


Fig. 5.30 - Comparaisons entre le seuil expérimental et le seuil théorique avec différentes prises en compte du confinement.

a)

$\alpha=0$ : le confinement n'est pas pris en compte

b)

$\alpha=0,5$ : la classe di est perturbée sur une distance 0,5di

L'optimisation sur la viscosité conduit, par contre, à une valeur  $\alpha=0,9$ . La précision obtenue n'est pas bonne (voir fig. 5.31) mais il faut noter que les mesures non confinées sont elles mêmes chahutées. On peut toutefois en déduire que, lorsque le béton est mis en mouvement, la perturbation due à la paroi s'exerce sur une épaisseur plus grande qu'au repos. On peut d'ailleurs s'attendre à ce que cette distance augmente avec la vitesse de cisaillement du béton.

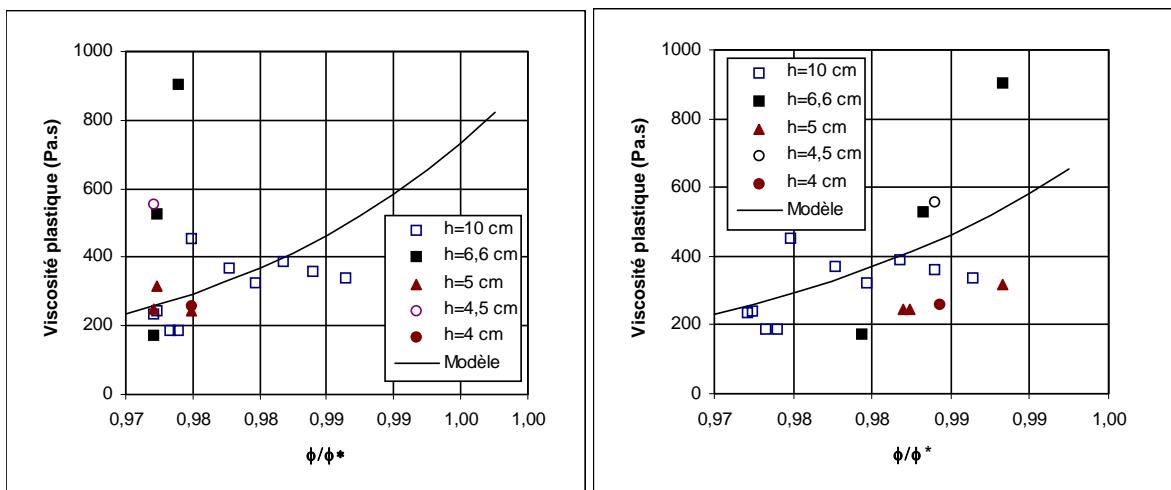


Fig. 5.31 - Comparaisons entre la viscosité expérimentale et la viscosité théorique avec différentes prises en compte du confinement.

a)

$\alpha=0$ : le confinement n'est pas pris en compte

b)

$\alpha=0,9$ : la classe di est perturbée sur une distance 0,9di

Le BTRHEOM modifié nous a donc permis d'estimer l'influence du confinement sur les propriétés rhéologiques des bétons. Ces données pourront à l'avenir être introduites dans les calculs aux élément finis d'écoulements complexes comme les développent certains auteurs (Tanigawa et al. [59]) Nous pouvons citer comme application pratique l'écoulement dans des coffrages étroits ou dans un tuyau de pompe. Il faudrait au préalable confirmer les premiers résultats obtenus dans le cadre de ce travail. Cela semble toutefois difficile avec le prototype dont on dispose. En effet la grille intercalée entre les pales supérieures et les pales inférieures est difficile à ajuster précisément en hauteur. De plus elle gêne fortement le remplissage de la cuve, ce qui entraîne, avec les bétons très fluides, une ségrégation importante qui perturbe fortement les résultats. Finalement, pour les confinements élevés, il paraît peu justifiable de prétendre caractériser le béton comme un fluide homogène, et les écoulements sont fortement perturbés par des phénomènes de blocage, notamment aux grandes vitesses de cisaillement.

En conséquence, nous n'étudierons pas l'aptitude des bétons autonivelant à s'écouler en milieu confiné au travers de leur comportement rhéologique mais plutôt en étudiant leur susceptibilité au blocage dans l'essai de la boîte en L. Ceci est l'objet du paragraphe suivant.

## 5.5. LIEN ENTRE FORMULATION ET BLOCAGE

Nous cherchons, dans ce paragraphe à trouver un paramètre de formulation, pilotant le risque d'apparition de blocage dans un certain environnement. Pour cela, nous allons tenter d'analyser les essais effectués, à l'aide de la boîte en L, dans le cadre de la campagne n°4 (voir tableau 4.19).

Une première approche consiste à considérer que, lorsque le béton est bloqué dans l'essai, il est dans un état proche de l'empilement au voisinage de l'obstacle représenté par les armatures. Dans cette optique, plus le squelette du béton sera "dilué", moins on aura de chance d'observer un blocage. Nous avons vu, au paragraphe 5.4.2.1 que cet dilution peut être caractérisée par l'indice de compaction  $K'$  du béton:

$$K' = \sum_i K'_i = \sum_i \frac{\beta_i}{\frac{1}{\phi} - \frac{1}{\gamma_i}}$$

où  $\phi$  est la concentration volumique en solide du béton désaéré calculée par l'équation 5.9. Cet indice de compaction doit être calculé en prenant en compte le confinement exercé par les armatures sur le béton. Afin de simplifier le problème, nous allons considérer que l'écoulement entre deux armatures (ou entre une armature et un plan) est identique à celui qui aurait lieu entre deux plans parallèles infinis. Ceci est, d'un côté, assez sévère car les granulats peuvent se réarranger par pivotement autour des armatures alors que cela est impossible au voisinage d'un plan. Par contre, on néglige, dans cette hypothèse, l'effet de confinement exercé par le fond de la boîte en L. On peut donc espérer que cette simplification ne sera pas abusive. Comme le suggèrent les résultats obtenus sur le seuil de cisaillement en milieu confiné, chaque classe granulaire de diamètre moyen  $d_i$  ne devrait être perturbée par l'effet de paroi, que sur une épaisseur  $d_i/2$ , puisque le béton s'écoule à petite vitesse dans l'essai à la boîte en L. On calcule donc, pour chacune d'elle, sa compacité propre virtuelle confinée à l'aide de l'équation suivante (voir chapitre 2.4.4):

$$\bar{\beta}_i = \left(1 - (1-k) \frac{d_i}{e}\right) \beta_i$$

ou  $e$  est la distance entre les deux plan infinis, c'est à dire la distance

libre entre deux armatures ou une armature et une paroi. Nous rappelons que le terme  $d_i/e$  représente la proportion de volume perturbé par l'effet de paroi et  $k$  représente un coefficient minorant la compacité dans ce volume perturbé. Dans ce programme, nous avons des granulats concassés; nous prendrons donc  $k=0,73$ , d'après le chapitre 2.4.4. Nous avons ainsi, pour chaque formule et pour chaque espacement entre armatures, calculé l'indice de compaction  $K'$  des bétons. La figure 5.32 nous montre malheureusement que la relation entre ces valeurs et les hauteurs  $H1$  d'écoulement à la boîte en L sont peu corrélées. Il nous faut donc trouver un autre paramètre.

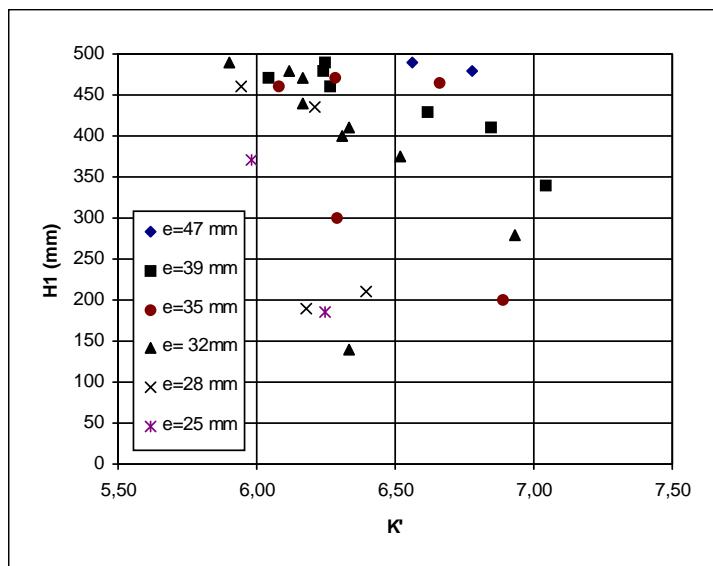


Fig. 5.32 - Corrélation entre l'indice de compaction du béton en milieu confiné et la hauteur d'écoulement  $H1$  dans la boîte en L pour différentes distances ( $e$ ) entre armatures

En fait, en observant ce qui se passe lors d'un essai, on se rend compte que si le béton est suffisamment fluide, le blocage est initié par celui des gros gravillons au droit de l'obstacle. On comprend donc intuitivement que l'on doit leur donner, dans l'analyse du problème, une importance privilégiée. Considérons, pour cela, que le béton est un matériau diphasique, constitué d'un ensemble de gros gravillons plongés dans un micro-béton pouvant percoler au travers de l'empilement de ces gravillons. Le blocage aura lieu si l'ensemble des gros gravillons est dans un état de concentration proche de celui correspondant à l'empilement, et ceci indépendamment du micro-béton. En effet, par définition, ce dernier s'écoulera dans un premier temps entre les gros gravillons puis finira par se bloquer par essorage. Comme nous l'avons fait pour le béton, on peut décrire l'état de dilution de l'ensemble des gros gravillons par la somme des termes  $K'i$  correspondant aux classes les constituant. On va donc chercher à corrélérer ce terme à la hauteur d'écoulement  $H1$  dans la boîte en L. Toutefois, il nous faut, au préalable, définir plus précisément ce que l'on appelle gros gravillons. Par des considérations géométriques, et en prenant le cas idéal de sphères parfaites, de Larrard [10] a montré qu'une classe de grains de diamètre  $d_2$  peut percoler au travers d'un empilement de grains de diamètre  $d_1$ , si  $d_2 < 2,5d_1$ . En considérant que les diamètres  $d_i$  sont distribués suivant la suite de tamis normalisés (suite de Renard où  $d_{i+1}/d_i = \sqrt[10]{10}$ ), nous allons regrouper les classes granulaires composant le squelette solide du béton en ensemble  $[d_i; d_{i+3}]$  en partant des plus gros grains de diamètre  $d_1$ . Le rapport des diamètres moyens de deux groupes successifs est très légèrement

supérieur à 2,5; le plus fin peut donc percoler au travers du plus grossier. Ainsi, nous appellerons les gros gravillons, l'ensemble des 4 plus grosses classes composant le squelette granulaire. En fait, comme les extrémités des courbes granulaires ne sont jamais précisément définies, nous considérerons tous les grains à partir des plus gros, jusqu'à la classe de trois rangs supérieure à la classe contenant le diamètre pour lequel on a 90 % de passant du squelette.

Ainsi, par exemple dans le programme n°4, nous considérerons comme gros gravillons les classes 16-12,5, 12,5-10, 10-8 et 8-6,3 mm pour les bétons contenant du gravillon du Boulonnais 10-14. Par contre, pour les bétons ne contenant que du gravillon du Boulonnais 5-12,5, nous considérerons les classes 16-12,5, 12,5-10, 10-8, 8-6,3 et 6,3-5 mm car il n'y a que quelques pourcents de passant à 12,5 mm.

La figure 5.33 montre qu'à l'exception d'un point, on a une bonne corrélation entre l'indice de compaction partiel des gros gravillons (que nous noterons  $K'_{GG}$ ) et la hauteur d'écoulement  $H_1$ . On voit que, si le béton doit être suffisamment fluide, il sera également nécessaire que le terme  $K'_{GG}$  soit inférieur à 1,4, pour avoir un béton autocompactant apte à s'écouler au travers un obstacle. On peut remarquer que l'on retrouve le même type de critère que lors de l'étude de la sensibilité à la ségrégation des bétons dans le rhéomètre.

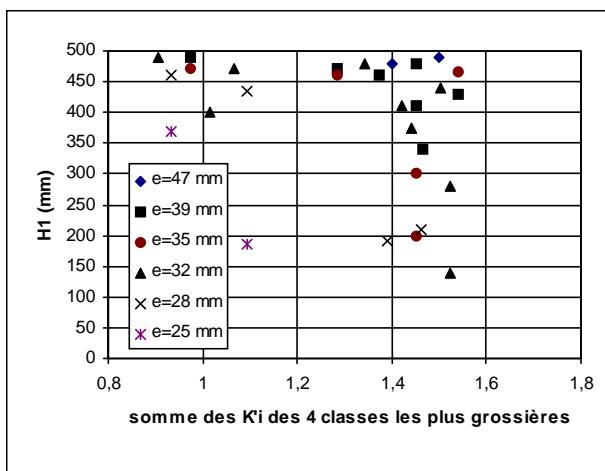


Fig. 5.33 - Corrélation entre la somme des indices de compaction partiels des 4 classes les plus grossières( $K'_{GG}$ ) en milieu confiné et la hauteur d'écoulement  $H_1$  dans la boîte en L pour différentes distances ( $e$ ) entre armatures

L'approche granulaire globale, adoptée dans ce travail, présente l'intérêt de prendre explicitement en compte la nature du granulat et l'interaction entre les différentes classes de grains au travers des mesures de compacité. A contrario, la méthode proposée par Tangtermsirikul et Van [57] ou par Petersson et al. [45] nécessite de déterminer une courbe maîtresse pour chaque type de granulat (voir chapitre 1). Ainsi, le choix de gravillons roulés permet de diminuer la valeur de  $K'_{GG}$  à volume de gravillon constant. On pourra donc mettre plus de gravillons, pour une aptitude au remplissage identique, donc diminuer la quantité de pâte. On retrouve là un fait observé expérimentalement par différents auteurs (Okamura et Ozawa [36] et Tangtermsirikul et Van [57], Petersson et al. [45]).

Ces résultats préliminaires doivent bien sûr être confirmés par des essais complémentaires. On pourra étudier des bétons de diamètre maximal  $d_1$  plus proches de la largeur libre entre deux armatures  $e$ , ou l'effet de la nature de la pâte à composition en granulat fixée. On peut par exemple se demander si la présence d'agent de viscosité déplace la limite de  $K'_{GG}$  par effet lubrifiant.

## 5.6. LIEN ENTRE FORMULATION ET SEGREGATION STATIQUE

Pour obtenir une pièce en béton autonivelant de bonne qualité, il est nécessaire que le béton ait une fluidité importante - mesurée par l'étalement, par exemple - et présente une bonne aptitude au remplissage - mesurée par la boîte en L - pour effectuer une mise en place correcte. Mais cela n'est pas suffisant; il faut également, qu'une fois mis en place, les gravillons ne ségrègent pas, pour conserver à la pièce des propriétés mécaniques homogènes. Nous allons tenter de relier la formulation à la ségrégation, en se basant sur les mesures de ségrégation des bétons de la première partie du programme n°4. Dans ce programme la ségrégation était caractérisée de trois façons différentes:

- sur une éprouvette Ø16\*32 cm coulée sans vibration et fendue en deux après durcissement, on mesurerait la moyenne des profondeurs d'enfoncement des deux gravillons de diamètre supérieur à 8 mm ayant le moins coulé. Ces données sont résumées dans le tableau 4.18;
- on mesurerait la largeur du halo de mortier apparaissant autour de la galette lors de l'essai d'étalement, le cas échéant (tableau 4.18);
- on effectuait un essai à la bille conformément au protocole proposé au paragraphe 3.3. La figure présente une courbe typique obtenue dans l'essai à la bille.

L'essai de référence est celui réalisé sur béton durci et on se fixe une profondeur de 5 mm comme limite acceptable de ségrégation. On constate, sur la figure la figure 5.34, que certains bétons apparaissent homogènes à l'essai d'étalement (pas de halo de mortier) mais ne le sont pas dans la cylindre durci. D'un point de vue pratique, on ne pourra donc pas accepter un béton à la seule vue d'une galette homogène (il sera prudent, par contre, de refuser un béton présentant un halo de mortier!).

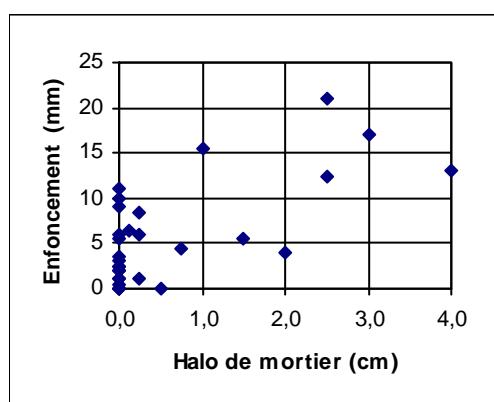


Fig. 5.34 - Relation entre la largeur du halo de mortier observé sur la galette de béton lors de l'essai d'étalement et la profondeur d'enfoncement des gravillons de diamètre supérieur à 8 mm observée sur béton durci.

En ce qui concerne l'essai à la bille, nous n'avons pas réussi à corrélérer le temps nécessaire pour obtenir un enfoncement de la bille fixé, à la ségrégation observée sur béton durci (fig. 5.35). Nous avons alors tenté de relier la profondeur maximale atteinte par la bille. On voit que, là encore, il est difficile de statuer sur la résistance à la ségrégation des bétons à l'aide de l'essai à la bille, dans la configuration adoptée (fig. 5.36).

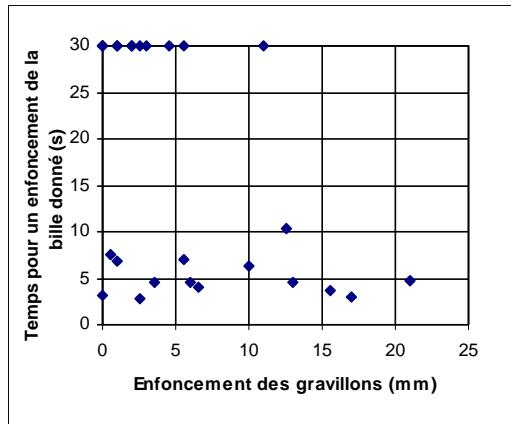
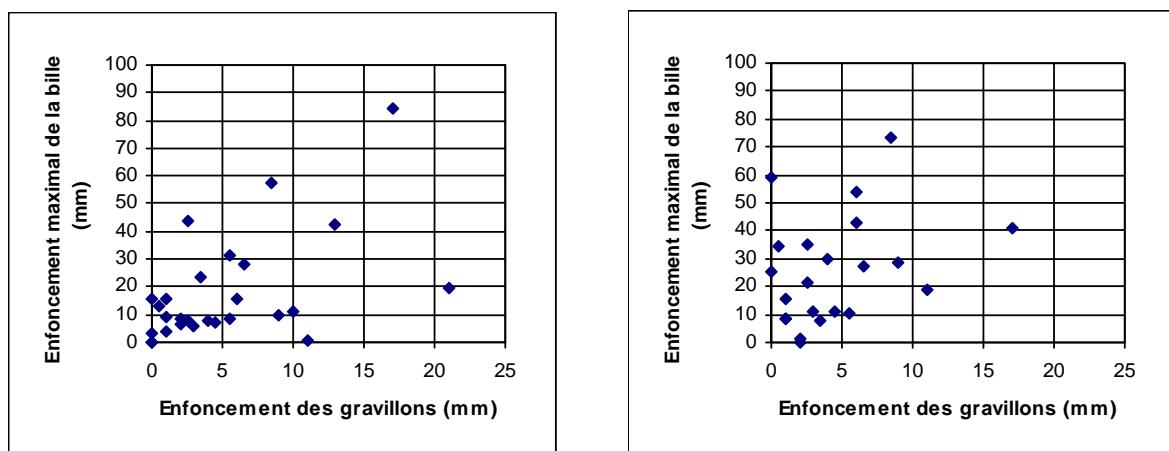


Fig. 5.35 - Relation entre le temps nécessaire pour que la bille coule de 10 mm et la profondeur d'enfoncement des gravillons de diamètre supérieur à 8 mm observée sur béton durci. Un temps de 30 s correspond en fait à un temps infini.

Il est toutefois critiquable de démarrer l'essai, en enfonçant initialement la bille de sa hauteur (20 mm) alors que la ségrégation maximale observée sur matériau durci est de l'ordre de 20 mm. Cette option avait été prise car on avait observé, sur certains béton, la formation rapide d'un croûte de surface qui semblait fausser l'essai. Nous avons toutefois réalisé, en parallèle, des essais en lâchant la bille depuis la surface du béton. Les résultats ne sont guère plus satisfaisants (fig. 5.36). Nous avions fixé la densité apparente de la bille à 20 afin de privilégier le mouvement de la bille par rapport aux granulats du béton. En effet en ajustant, à l'aide du contrepoids, une densité apparente de 2,7 proche de celle des gravillons, nous n'observions que de très faibles déplacements. Il est toutefois possible que le choix d'une densité si élevée perturbe les résultats, et qu'il faille prendre une densité intermédiaire. L'essai doit donc être amélioré. Il faut également signaler que, très récemment, Van et al. ont proposé un essai du même type. Les auteurs mesurent la profondeur d'enfoncement à 45 s, d'un cylindre de diamètre de 75 mm et de hauteur de 50 mm, posé initialement sur la surface du béton. Aucune précision n'est donnée sur le poids du cylindre, mais les résultats obtenus semblent montrer une bonne corrélation entre cet essai et l'essai sur béton durci. En conclusion, dans le cadre de ce travail, nous ne conserverons que la mesure d'enfoncement des gravillons sur éprouvette durcie, comme critère de ségrégation.



a) la bille est initialement enfoncée de 20 mm

b) la bille est initialement posée sur la surface

Fig. 5.36 - Relation entre l'enfoncement maximal de la bille et la profondeur d'enfoncement des gravillons de diamètre supérieur à 8 mm observée sur béton durci.

D'après la loi de Stokes, ce sont les éléments les plus grossiers qui vont ségrégger en premier. On peut donc être tenté de représenter le béton comme un ensemble de gravillons dans un mortier. Dans cette approche, on pense naturellement à corrélérer la ségrégation à la fluidité du mortier suspendant, caractérisée par la somme des termes  $K'_i$  pour  $d_i < 5 \text{ mm}$ . On constate que la corrélation est mauvaise.

On considère alors le béton comme un mélange diphasique de granulats ( $d_i > 80 \mu\text{m}$ ) et de coulis (eau + ciment + fines du sable + additions minérales...). Définissant l'indice de compaction partiel des poudres  $K'_p$  comme la somme des termes  $K'_i$  pour  $d_i < 80 \mu\text{m}$ , on obtient la relation présentée sur la figure 5.37.

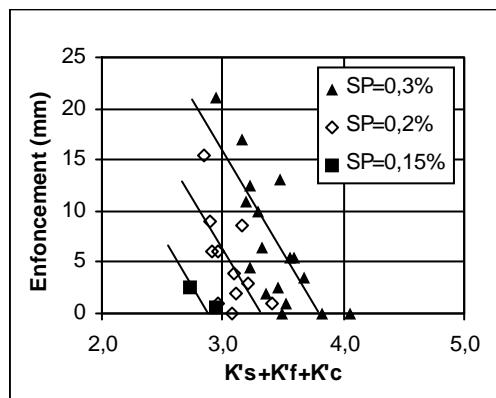


Fig. 5.37 - Relation entre la somme  $K'_p$  des indices partiels de compaction du filler, du ciment et des fines du sable et la ségrégation des bétons du programme n°4. La ségrégation est mesurée par la moyenne de l'enfoncement des deux gravillons de diamètre supérieur à 8 mm les plus hauts dans l'échantillon durci. Les pourcentages en superplastifiant sont exprimés en extrait sec par rapport au ciment.

On constate, ce qui est intuitif, que pour un dosage en superplastifiant donné, plus  $K'_p$  est élevé (c'est à dire plus le coulis est compact), moins les gravillons ségrègent. D'un point de vue modélisation, il est toutefois embarrassant que la relation entre le terme  $K'_p$  et la ségrégation dépende du dosage en superplastifiant. Pour expliquer cela, on peut penser, qu'un dosage inférieur conduit à un raidissement plus rapide du béton limitant ainsi, à  $K'_p$  constant, la ségrégation. Toutefois celle-ci se produit, en grande partie, dans les minutes qui suivent le coulage, et le raidissement précoce ne peut pas tout expliquer. En fait, cette observation semble cohérente avec celle effectuée sur la viscosité des coulis au paragraphe 5.4.1.2. En effet, d'après la loi de Stokes, c'est la viscosité du coulis qui contrôle la chute des gravillons, donc d'après le chapitre 5.4.1.2 c'est la concentration solide normalisée et le dosage en superplastifiant. Pour simplifier, considérons l'ensemble des fines comme une classe unidimensionnelle de compacité virtuelle  $\beta$ , formant un coulis de concentration solide  $\phi/\phi^*$ .

Par définition on a :

$$K'_p = \frac{1}{\frac{\beta}{\phi} - 1} \quad \text{et} \quad 9 = \frac{1}{\frac{\beta}{\phi^*} - 1}$$

$$\text{On en tire } \frac{\phi}{\phi^*} = \frac{\frac{1}{9} - 1}{\frac{1}{K'_p} - 1}$$

On retrouve donc bien que la ségrégation dépend du terme  $K'_p$  et du dosage en superplastifiant. Dans la pratique, et pour le superplastifiant utilisé (Sikament 10), en se fixant 5 mm comme limite acceptable de ségrégation, nous pouvons déterminer une valeur  $K'_p^{\min}$  pour chaque dosage en superplastifiant (soit respectivement 3,5, 3,05 et 2,55 pour un rapport dosage de superplastifiant sur dosage de saturation  $Sp/Sp^*$  égal à 1, 0,33 et 0,5). Dans cette plage de dosage on a:

$$K'_p^{\min} = 3,5 - 3,8 \left( 1 - \frac{Sp}{Sp^*} \right)^2 \quad (\text{Equ. 5.20})$$

De nouveaux essais sont nécessaires, pour vérifier ces résultats préliminaires et pour déterminer dans quelle mesure la fonction  $K'_p^{\min}$  dépend de la nature du superplastifiant.

# **6. Méthodologie de formulation des bétons autonivelants**

---

## **6.1. UNE PREMIERE METHODE [54]**

Suite à la mise au point du modèle de suspension solide (voir §2.3), nous avons proposé une première méthode de formulation des bétons autonivelants, lors de la conférence internationale de la RILEM à Glasgow en 1996, intitulée "Production Methods and Workability of Concrete". Le chapitre suivant reprend cet article.

## MIX-DESIGN OF SELF-COMPACTING CONCRETE (SCC)

T. SEDRAN and F. de LARRARD

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France

F. HOURST and C. CONTAMINES

Laboratoire Départemental de l'Hérault, Montpellier, France

### Abstract

Self-Compacting Concrete (SCC) has been spreading worldwide in recent years. However, few efficient and sound mix-design methods have been proposed that can take account of the actual geometry of the structure, including the reinforcement.

The Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) has recently developed two powerful tools, BTRHEOM™ and RENÉ-LCPCTM, which lead to a new rational approach in concrete proportioning. The first is a new type of rheometer which can fully characterize the rheological behaviour of concrete. The second is software based upon a mathematical model aiming at optimizing the granular skeleton, while taking into account the degree of confinement in which the concrete has to be placed.

After a brief presentation of the two tools, the paper will highlight their application in the design of Self Compacting Concrete (SCC). The paper concludes by summarizing three full-scale experiments showing the effectiveness of the mixture proportioning method.

**Keywords:** granular optimization, mix-design, mixture-proportionning, plastic viscosity, self-compacting concrete, self-levelling concrete, slump flow, yield stress

### 1 Introduction

A new type of concrete is spreading worldwide in recent years, so-called Self-Compacting Concrete (SCC). This kind of concrete is very fluid and has a high filling ability even in the case of very dense reinforcement, with little segregation risk. As it does not need any vibration during casting, it is of great interest compared to classical concrete for productivity purposes and in situ quality of the hardened material.

Many technical papers (almost all Japanese) have shown that this kind of concrete can be successfully used on real projects [1] [2] [3] [4], but few of them are more specifically devoted to mix-proportioning [5] [6]. However, Self-Compacting Concretes (SCC) contain a paste volume higher than ordinary concretes, which leads to a more expensive material and promotes a tendency to higher shrinkage [7], creep and heat generation. So, it is of particular

importance to optimize the granular skeleton to limit this paste volume while keeping the workability.

At present, a mix designer must proceed by trial and error to optimize SCC. A lot of devices have been proposed in the literature to test the filling ability of SCC through narrow spaces [8], [9], such as the U-box or Grid-Box. However, they are cumbersome to perform (large samples are required) and their use seems to be very limited for practical projects. More convenient tests such as funnel tests [8] have been developed, but more research is needed to make them representative of the real confinement of structures in the case of very dense reinforcements.

To reduce the number of tests, some authors have proposed guidelines [5], [6] for SCC proportioning taken from their own experience, which mainly consist of limiting the coarse aggregate volume and sand to powder ratio. As these guidelines are general, they are very safe and generally leads to paste volumes around 35% or more.

In this context, the « Laboratoire Central des Ponts et Chaussées » (LCPC, Paris) has started to study a new rational mix-design process based on different tools described in the following sections. The method presented hereafter is presently limited to concrete containing no viscosity agent but only aggregates, cement, mineral admixtures, superplasticizer and water.

## 2 The BTRHEOM™ rheometer

A new kind of rheometer has recently been developed at LCPC and extensively validated [10] [11] [12] to characterize the rheology of soft to fluid concrete in the fresh state. The BTRHEOM™ is a torsional rheometer where a 7-liter sample is sheared between a rotating top section and a fixed bottom one. This apparatus controlled by a portable computer can be used by a single operator on site as well as in the laboratory.

The Fig. 1 shows typical diagram obtained with rheometer. It can be seen that a soft to fluid concrete can be considered as a Bingham fluid and that BTRHEOM™ may provide up to five parameters to fully describe the concrete:

- the shear yield stress  $\tau_0$  (in Pa) and the plastic viscosity  $\mu_0$  (in Pa. s) of the concrete not submitted to any vibration;
- the shear yield stress  $\tau_{v0}$  (in Pa) and the plastic viscosity  $\mu_{v0}$  (in Pa. s) of the concrete under vibration; and
- the shear yield stress at rest  $\tau_{r0}$  (in Pa), which describes the thixotropy of the concrete.

Of course, as far as SCC are concerned, only properties without vibration are of interest. Moreover, shear yield stress has proved to be strongly related to the slump of concrete [10] : the greater the shear yield stress, the lower the slump. Thus, SCC have very low shear yield stress between 0 to 500 Pa and are mainly characterized by their viscosity as for a newtonian fluid.

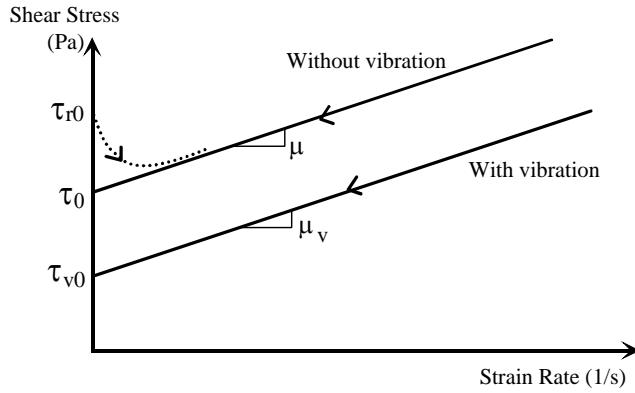


Fig. 1 Rheological parameters determined thanks to BTRHEOM™

Finally, according to LCPC's experience [11], it is suggested that the viscosity of a concrete should be less than 200 Pa.s in order to get:

- easy handling;
- easy pumping,
- easy finishing;
- acceptable appearance of concrete (little bubbling) after removal of forms.

For a given set of materials, the water content is the main parameter controlling the viscosity of the concrete. Thus, the mix-designer will have to find the right balance between the strength of concrete, which requires low water to binder ratio and a good workability on site.

### 3 The Solid Suspension Model

Part of the water in a fresh concrete is consumed to fill the porosity of the granular skeleton (binders and aggregates); only the other part may contribute to the workability of the mix. So, improving the packing density of the skeleton leads to using less water for the same workability, or to improving the workability at constant water content. In other words, optimizing the performances of hardened concrete is mainly a matter of improving the packing density of its skeleton.

Nowadays, more and more components are available to produce concrete: chemical and mineral admixtures, several kinds of cements and aggregates (crushed, rounded, etc.). But until now, engineers could only approximate the best packing of the grains using master curves, which cannot take the specific properties of each material precisely into account. On the other hand, iterative technological tests are of interest but quickly become burdensome to perform.

In this context, LCPC has developed, and implemented in RENÉ-LCPC™ software, a mathematical model called the Solid Suspension Model [11,13]. This model is based on the analysis of the granular interactions between the different components of a mixture. It can predict the packing density of all dry granular mixes with an accuracy better than 1% from a few properties of the different components which are:

- bulk density;
- grading curve;
- packing density; and
- mass proportion compared to total solid content of the mix.

The experimental methods used at LCPC to determine these values for aggregates as well as for binders are fully described in [13].

This model also provides a value called relative viscosity for a given concrete from the property of its solid skeleton and its water content. The workability of concrete can be assessed by this calculated relative viscosity: the lower the relative viscosity, the more workable the concrete. Though research is still in progress at LCPC to establish relationships between the rheological parameters of fresh concrete (i.e. shear yield stress and plastic viscosity) and this relative viscosity, it has proved to be efficient for mix-design [13].

Moreover the model can take into account the degree of confinement of the mixture. Hence, a packing of aggregate is loosened, due to the presence of the container boundary. This loosening may be evaluated through the Ben Aïm model [14], which assumes that the packing density  $\beta$  is lowered when the distance from the wall is less than  $d/2$  (see Fig. 2).

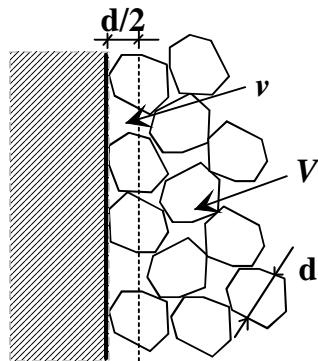


Fig 2: Boundary wall effect

Therefore, the the packing density  $\beta$  becomes:

$$\beta^* = \left(1 - \frac{v}{V}\right) \beta + \frac{v}{V} k \beta \quad (1)$$

where  $V$  is the volume of the container,  $v$  the volume of the zone at a distance from the wall less than  $d/2$ , and  $k$  a coefficient. From experiments, the following values have been found:

$k = 0.87$  for rounded aggregate

$k = 0.73$  for crushed aggregate.

Thus, the wall effect due to a pumping pipe with an inside diameter of  $D$  can be described with the following equation:

$$\frac{v}{V} = 1 - \frac{(D-d)^2}{D^2} \quad (2)$$

In this context, the Solid Suspension Model is of great interest because it can account for the confinement effects exerted by the form and the reinforcement.

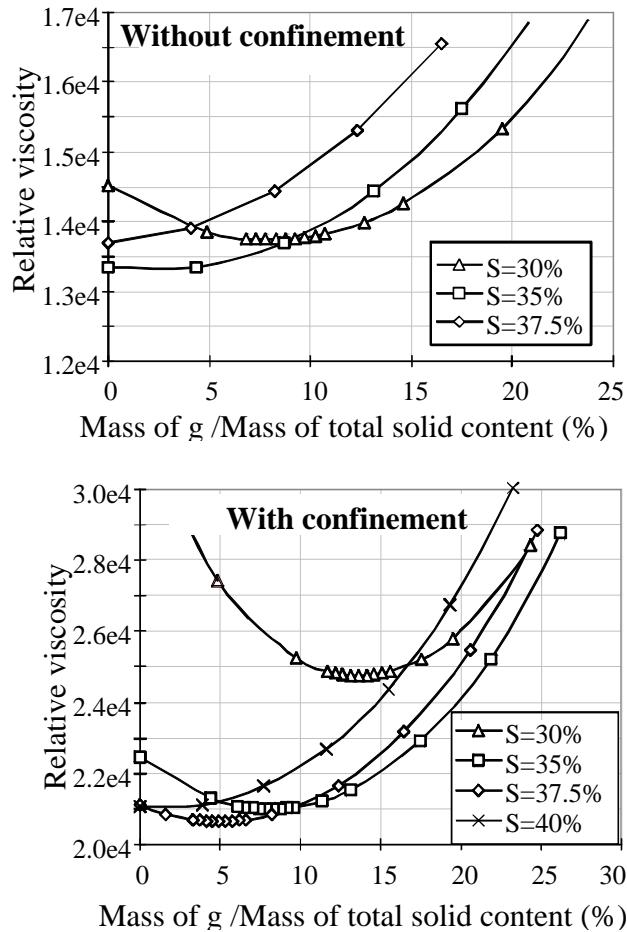


Fig. 3 Theoretical influence of confinement

For example, consider a SCC designed to pass through parallel bars separated by 50 mm clear spaces. A conservative approach is to assume that the flowing of the concrete is the same as between two 50 mm-spaced parallel planes. In this case, the  $v/V$  ratio to be put in equation (1) related to the diameter of grains  $d$  (in mm) reads:

$$\frac{v}{V} = \frac{d}{50} \quad (3)$$

To evaluate the influence of such a confinement on a concrete optimization, calculations have been performed for a given set of materials with the Solid Suspension Model with and without confinement.

The paste volume and composition of the concrete were fixed. So percentages of sand ( $S$ ), fine gravel ( $g$ ) and coarse gravel ( $G$ ) were optimized while  $S+g+G$  was kept constant at 78.7% of the total solid content mass of concrete.

To avoid segregation, gap-graded concretes must be excluded. Therefore, according to the experience, the percentage of fine gravel has to be greater than 10%. In this domain, Fig 3 shows that optimized concrete (with lower relative viscosity) contains 30% sand i.e.  $(G+g)/S=1.62$  (by mass) when there is no confinement and 35% sand i.e.  $(G+g)/S=1.25$  when the concrete is confined.

A well known feature of SCC - that is lower coarse aggregate to sand ratio than for normal concrete- is, here, rediscovered by the model.

More generally, the Solid Suspension Model is of interest because it can account quantitatively for the confinement and for the materials nature. For example, it is known [5] that with rounded gravel, SCC callows a larger volume of coarse aggregates. The model is in agreement with this fact as rounded aggregates have a greater packing density.

#### 4 A rational mix design process for SCC

With the help of the two powerful tools presented in the previous sections, we propose the following rational mix design process for SCC (without any viscosity agent).

1. First of all, a set of specifications is written, which contains at least the two following general criteria:
  - a) the slump flow should be comprised between 60 to 70 cm (or the shear yield stress measured with BTRHEOM should be less than 500 Pa);
  - b) the plastic viscosity should be less than 200 Pa.s to ensure a good workability and a fast casting process on site (see section 2), but greater than 100 Pa.s to avoid segregation;
2. For each project, at least two other items are added:
  - a) the mean compressive strength at 28 days;
  - b) the most restricting confinement environment to be met on site (for example pipe when pumping or typical clear spaces between reinforcements), which gives a v/V ratio (see section 3);
3. A choice of relevant materials based on local experience is done:
  - a) a set of aggregate fractions that permits to design continuous and well-graded aggregate skeleton;
  - b) a compatible cement/superplasticizer couple;
  - c) a compatible retarder; and
  - d) mineral admixtures (limestone filler, fly ash, slag etc.) which are needed to limit the cement content, as SCCs require larger than normal powder volume...
4. The mixture-proportioning can start according to the following procedure:
  - a) A first combination of binders is a priori fixed (for example 70% of cement and 30% of limestone filler). When several mineral additions are available, the choice may be governed by local experience and/or particular specifications. For example, if a strength increase is aimed after 28 days, fly ash will be preferred.
  - b) The saturation amount of superplasticizer [15] is determined for this combination of binders. As this amount may lead to too viscous a concrete, a half amount is tentatively chosen;
  - c) The water demand of the binders combination is measured in presence of the superplasticizer. It is a kind of packing density measurement, which is needed to run the Solid Suspension Model, as explained in section 3. The experimental method to measure the water demand is described precisely elsewhere [13];
  - d) Calculations are performed with the Solid Suspension Model accounting for the confinement (with the v/V parameter in equ. 1). An arbitrary relative viscosity is fixed at  $5 \cdot 10^4$  (which corresponds to typical SCC workability according to LCPC experience) and the water content is minimized. Here, the mineral

- admixture/cement ratio(s) are kept constant, at the levels chosen in step 4 a), while the mutual proportions of aggregates and binders combination are optimized.
- e) The concrete obtained is batched (a 10/15-litre sample is sufficient) and its water content is adjusted aiming to obtain the target viscosity;
  - f) The superplasticizer dosage is adjusted to find a suitable slump flow (or yield stress). Note that this will not change significantly the plastic viscosity [12]. At this step, the concrete obtained corresponds to both criteria of yield stress (or slump flow) and plastic viscosity.
  - g) The compressive strength of the concrete is measured (if time is let to do so) or estimated with an empirical formula. For this purpose, the classical Féret's formula has been recently generalized to apply for concretes containing mineral admixtures [16]:

$$F_c = \frac{K_g R_c}{\left(1 + 3.1 \frac{W + A}{C(1 + K_1 + K_2) + BFS}\right)^2} \quad (4)$$

where

- $K_g$  is an aggregate coefficient (which can be fitted on a reference Portland cement concrete). Two typical values are  $K_g = 5.4$  (crushed aggregate) and  $K_g = 4.8$  (rounded aggregate);
- $R_c$  is the cement strength measured on ISO mortar (sand:cement:water proportions: 3:1:0.5);
- $W$  is the free water content of concrete (in kg/m<sup>3</sup>, including the one contained in admixtures),
- $A$  is the volume of the entrapped air (in l/m<sup>3</sup>),
- $C$ , PFA, SF, LF and BFS are the weights (in kg/m<sup>3</sup>) of cement, fly ash, silica fume, limestone powder and blast-furnace slag, respectively;
- $K_1 = 0.4 PFA/C + 3 SF/C$  ( $K_1 \leq 0.5$ ) is a pozzolanic coefficient,
- $K_2 = 0.2 LF/C$  ( $K_2 \leq 0.07$ ) is a limestone filler activity coefficient.

If the strength is too high or too low, a new combination of binders is chosen and the mix design process restarted at step 4. b). However, the water content is not likely to change significantly as compared to the reference recipe. Thus, predictions made at this stage with the modified Féret's formula should be reliable enough to determine the final combination of binders. Therefore, the aimed concrete may be reached in few iterations.

- h) Finally, the evolution of the rheological behavior must be studied [12] and retarder added in case of unacceptable stiffening of the concrete.

Of course a filling ability test (like U-box test for example) may be performed in laboratory prior to site utilization.

It is important to note that the Solid Suspension Model may converge, in some cases, on gap-graded concrete. This may happen if an intermediate fraction of grains has a low packing density (due to angular shape). Although such a concrete is optimized from the viewpoint of packing density, it will present a proneness to segregation. A more continuous skeleton must

be preferred, even with a slightly higher water demand. For example, on Fig 3., in the confinement case, the best packing density is reached with  $g = 5\%$ . Experience shows that segregation occurs, thus a larger amount of intermediate aggregate must be used (e.g. 15%). At this dosage, the optimum amount of sand becomes 35%. There is presently no mean to anticipate the segregation of a mixture, so that adjustments must be done between steps 4.d) to 4.f) by iterative trials.

## 5 Example of SCC mix design

An experimental project has been carried out in October 1995 in Montpellier (France) in which LCPC, in collaboration with the Herault District Laboratory, was in charge of the mix design of a SCC. The method used was close to the one presented herein.

This SCC was designed to be poured with a bucket in a funnel. The structure was a cross-shaped wall (see Fig. 4) where two horizontal reinforcement areas (on top and bottom) presented 50-mm clear spaces between rebars. The mixture-proportions are given in Tab. 1. The slump flow was between 60 and 70 cm, and the plastic viscosity was less than 150 Pa.s. The compressive strength at 28 days was about 50 MPa.

Table 1: SCC composition

Cement CEM I 52.5	Limestone filler	0/4 Sand	4-10 Gravel	10-20 Gravel	Water	Superplasticizer*
350	134	852	363	571	168	7.1

all the aggregates are crushed limestone

\*with a 20% solid content

The cross-shaped wall was successfully filled up without any vibration. Visual inspection after demolding showed that no honey-combing occurred and that the quality of the surface was excellent (few bubbling).

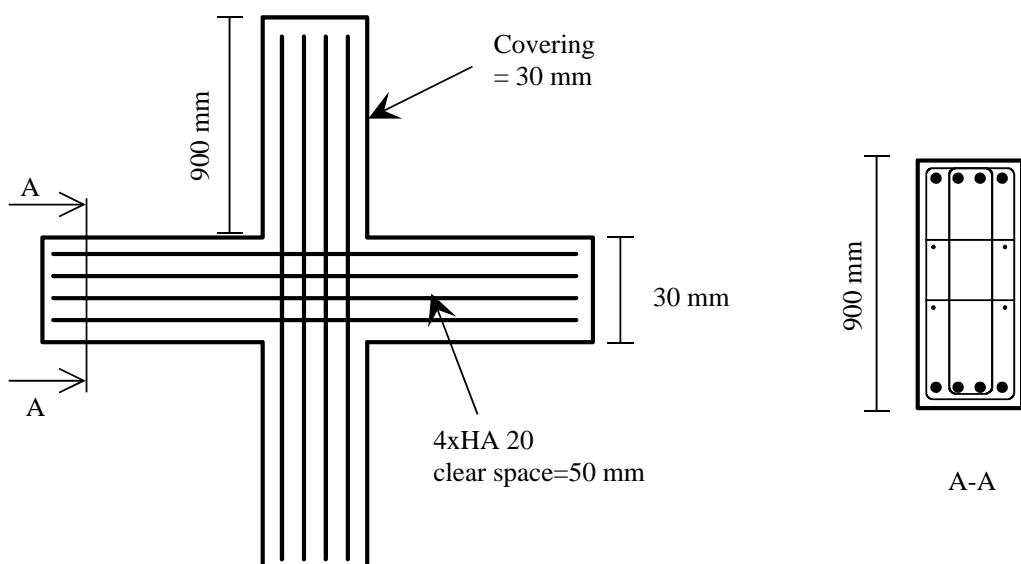


Fig. 4 The cross-shaped wall

The same concrete was used to fill 4-m<sup>3</sup> non-reinforced accropode (see Fig. 5) without vibration and directly from the truck. In a previous project, these accropodes needed 15 min. or more to be cast with normal concrete and vibration. Here, only 2 min. were necessary to do the same job due to the low viscosity of the concrete. The surface quality was excellent with little bubbling and very sharp edges.

Finally two 5-metre-high walls were cast by pumping the concrete by the top and the bottom respectively. A very restricting pumping circuit with a length of 78 m. was chosen: the inside diameter of pipes was 125 mm with reductions to 100 mm, and many bends were introduced into the circuit.

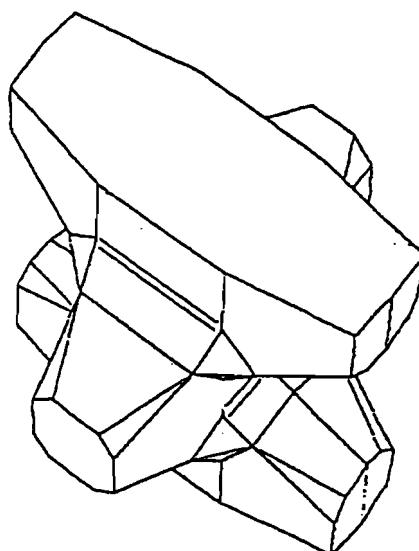


Fig. 5 One 4 m<sup>3</sup> accropode

As expected, the concrete was pumped into the first wall without any blocking into the pipes. Yet, some bubbling were detected on the concrete surface after demolding probably due to a too thin covering of reinforcement.

For the bottom-injected wall, the pumping became impossible while the concrete had only reached a level of 2.5 metres high. As pumping re-started when the pipe was disconnected from the form, it was concluded that blocking occurred in the wall. This was confirmed by an important bubbling of the wall surface near the pipe connection. This problem was probably due to the fact that the slump flow of the concrete had dropped to 50 cm at this moment.

## 6 Conclusions

Two powerful tools have been presented in this paper as following:

- the BTRHEOM rheometer which provides the rheological parameters of SCC (and particularly its plastic viscosity);
- the Solid Suspension Model which can optimize the granular skeleton of concrete. This model accounts quantitatively for the component nature (grading, packing density, bulk density) and the real confinement of the concrete (diameter of pumping pipes, density of reinforcement and so on).

Based on these tools, a rational mixture proportioning method for Self-Compacting Concrete has been proposed. The article concludes by summarizing a full scale experiment showing the effectiveness of the method.

Considering the multiplication of the materials available for concrete industry (binders and aggregates from several sources) such a mix design process is expected to provide a great help:

- to make the best use of available materials, in order to reach the desired properties of concrete at the lowest cost;
- to account for the specificity of a project (for example pumping or casting in very dense reinforcements);
- to save time during the mix design process by limiting the amount of tests;

Nevertheless more research is needed to understand and quantify the segregation risks of SCCs. Also, the method does not cover the use of viscosity agents. These products may be useful if substandards (poorly graded) aggregate are to be used, and/or where mineral admixtures are not available at a reasonable price.

## 7 References

1. Tanaka K., Sato K., Watanabe S., Arima I. and Suenaga K. (1993) Development and Utilization of High Performance Concrete for the Construction of the Akashi Kaikyo bridge. *American Concrete Institute SP140, High Performance Concrete in Severe Environments*, Detroit, pp 25-51.
2. Sakamoto J., Matsuoka Y. H., Shindoh T. and Tangtermsirikul S. (1993) Application of Super Workable Concrete to Actual Construction, Conference *Concrete 2000*, Dundee, 7-9 September.
3. Hayakawa M., Matsuoka Y. And Yokota K. (1995) Application of Superworkable Concrete in the Construction of 70-Story Building in Japan, *Second CANMET/ACI International Symposium on Advances in Concrete Technology, SP 154*, Las Vegas, pp. 381-398, june.
4. Izumi I., Yonezawa T., Ikeda Y. And Muta A. (1995) Placing 10, 000 m<sup>3</sup> Super Workable Concrete for Guide Track Structure of Retractable Roof of Fukuoka Dome, *Second CANMET/ACI International Symposium on Advances in Concrete Technology, SP 154*, Las Vegas, Supplementary papers, pp. 171-186, june.
5. Okamura H. And Ozawa K. (1995). Mix design for Self-Compacting Concrete. *Concrete Library of JSCE, n°25*
6. Yurugi M., Sakata N., Iwai M. And Sakai G. (1993) Mix Proportion for Highly Workable Concrete, *Conference Concrete 2000*, Dundee, 7-9 September.
7. Ogawa A., Sakata K. & Tanaka (1995). A Study on Reducing Shrinkage of Highly-Flowable Concrete. *Second CANMET/ACI International Symposium on Advances in Concrete Technology, SP 154*, Las Vegas, pp 55-72.
8. Ozawa K., Sakata N. And Okamura H. (1995). Evaluation of Self Compactibility of Fresh Concrete using the Funnel Test. *Concrete Library of JSCE, n°25*.
9. Sedran T. (1995). Les bétons autonivelants (BAN). Synthèse bibliographique (Self Compacting Concretes: a litterature review), *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°196 (in French)*.
10. Hu C. de Larrard F. and Sedran T. (1996) A New Rheometer for High Performance Concrete, *BHP 96, fourth International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete*, Paris, 29-31 may.

11. F. de Larrard, C.Hu And T. Sedran (1995) Best Packing and Specified Rheology: Two Key Concepts in High-Performance Concrete Mix-Design, *Adam neville Symposium, Advances in Concrete Technology*, Las Vegas, June.
12. F. de Larrard, T. Sedran, C Hu, J. C. Sztikar, M. JOLY and F. Derkx (1996) Evolution of the Workability of Superplasticized Concretes :Assesment With BTRHEOM Rheometer, *RILEM International Conference on Production Methods and Workability of Concrete*, Paisley, june.
13. T. Sedran and F. de Larrard (1996) René-LCPC: a Software to Optimize the Mix Design of High Performance Concrete, *BHP 96, fourth International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete*, Paris, 29-31may.
14. Ben-Aïm R. (1970) *Etude de la texture des empilements de grains. Application à la détermination de la perméabilité des mélanges binaires en régime moléculaire, intermédiaire, laminaire (Study of the texture of granular packings. Application to the determination of the permeability of binary mixes, under molecular, intermediate and laminar regimes)*. Thèse d'Etat, University of Nancy (in French).
15. de Larrard F. (1990) A Method for Proportionning High Strength Concrete Mixtures, *Cement, Concrete and Aggregates*, vol 12, n°2, pp 47-52, Summer.
16. de Larrard F. (1993) Optimization of High Performance Concrete Mixtures, *Michromechanics of Concrete and Cementitious Composites*, edited by C. Huet, Presses Polytechniques et Universitaires romandes-Lausanne, pp 45-58.

## 6.2. VERS UNE METHODE PLUS RATIONNELLE

Nous venons de voir que la méthode proposée est basée sur un cahier des charges relativement restreint, qui s'exprime en terme de résistance à la compression à 28 jours, de seuil de cisaillement et de viscosité plastique. Nous avons vu au chapitre 5 que ces critères ne sont pas suffisants pour obtenir un béton autonivelant acceptable, et garantir l'absence de ségrégation et de blocage. Sur la base des résultats présentés dans ce travail, nous allons donc tout d'abord proposer un nouveau cahier des charges

Il faut bien évidemment fixer tout d'abord la résistance à la compression du béton. Ensuite nous imposons un seuil de cisaillement inférieur ou égal à 400 Pa, ce qui garantit l'obtention d'un étalement supérieur à 600 mm, d'après le paragraphe 5.3.2. Nous avons toutefois montré qu'un doute planait sur cette limite, et qu'elle pourrait ultérieurement être ramenée à 700 Pa environ, ce qui est, bien sûr, moins contraignant. Afin d'éviter des écoulements trop lents et des parements excessivement bullés, nous imposons également d'après notre expérience, une viscosité inférieure à 200 Pa.s. Ce critère sera d'autant plus important, que le béton sera destiné à être pompé (voir §3.2.1). La prévention d'un risque de blocage, s'exprime, d'après le paragraphe 5.5, par l'inégalité suivante:  $K'_{GG} < 1,4$ . Le terme  $K'_{GG}$  exprime la contribution à l'indice de compaction, en milieu confiné, de l'ensemble des grains de taille supérieure ou égale à  $D_{90}/2,5$  où  $D_{90}$  est le diamètre correspondant à 90% de passant du béton. Le calcul de ce terme nécessite la connaissance précise du confinement imposé au béton lors de son écoulement. En fait, la géométrie de la structure impose un écartement minimal  $e_{min}$  entre deux obstacles au travers duquel le béton devra s'écouler. Nous considérerons que le confinement exercé par ces obstacles est équivalent au confinement exercé par deux plans infinis distant de  $e_{min}$ . La fonction de confinement exprimant le rapport entre le volume perturbé par les obstacles  $v$  et le volume total  $V$  s'écrit donc, pour une classe unidimensionnelle de taille  $d$ ,  $v/V = d/e_{min}$  (voir § 2.4.4). Enfin la condition de non ségrégation des gravillons s'exprime, d'après le paragraphe 5.6 par l'inégalité suivante  $K'_p > K'_p^{min}$ . A ces clauses, il faut bien entendu ajouter celle du moindre coût. Le tableau 6.1 résume les clauses du cahier des charges.

Commentaire	Propriétés	Références
Etalement suffisant	$\tau'_0 \leq 400$ Pa	§5.1, §5.4.2 § 6
Pompabilité	$\mu' \leq 200$ Pa.s	§5.1, §5.4.1
Absence de ségrégation	$K'_p > K'_p^{min}$	§5.6
Absence de blocage des gravillons	$K'_{GG} < 1,4$	§5.5
Cout	minimum	

Tableau 6.1 - Cahier des charges d'un béton autonivelant à l'état frais

Il faut se demander maintenant comment répondre à ce cahier des charges. Nous avons développé, dans le chapitre 5, des modèles qui nécessitent certes d'être validés plus amplement, mais qui nous fournissent, pour l'instant, un cadre d'analyse pour de futures recherches. Dans l'optique des bétons autonivelants, nous nous intéressons aux bétons adjuvantés avec des dosages en général supérieurs à la moitié du dosage de saturation. Dans le modèle de seuil (équation 5.19), nous avons alors émis l'hypothèse que toutes les fines interviennent de la même façon que le ciment. Il est nécessaire de valider cette hypothèse

simplificatrice sur des essais complémentaires, mais nous la conserverons pour l'instant. Les résultats que nous avons obtenus ainsi que ceux de Larrard et Ferraris [21] suggèrent que le seuil d'un béton puisse s'exprimer sous la forme suivante:

$$\tau'_0 = \exp \left( a_0 + \left( a + b \left( 1 - \frac{Sp}{Sp^*} \right)^m \right) K'_p + \sum_{\text{granulats}}^n (0,736 - 0,216 \log(d_i)) K'_i \right) \quad (\text{Equ. 6.1})$$

où  $Sp$  et  $Sp^*$  sont respectivement le dosage réel et le dosage de saturation en superplastifiant exprimés en pourcentage de l'ensemble des fines,  $K'_p$  l'indice de compaction partiel de toutes les poudres de tailles inférieure à  $80 \mu\text{m}$ ,  $a_0$ ,  $a$ ,  $b$  et  $m$  des constantes ne dépendant que du superplastifiant, au regard des essais effectués dans le cadre de ce travail. En mesurant le seuil de bétons formulés avec trois dosages en superplastifiant différents et, pour chaque dosage, deux rapports eau sur poudre, à volume de pâte et rapport sable sur gravillon fixés, on voit que l'on peut théoriquement caractériser le rôle du superplastifiant dans la rhéologie. De plus, nous avons vu au paragraphe 5.6 que, pour un dosage en superplastifiant donné, la profondeur d'enfoncement des gravillons (voir §3.3) est une fonction linéaire du terme  $K'_p$ . Ainsi, en mesurant cet enfoncement sur des éprouvettes  $\varnothing 16*32\text{cm}$  confectionnées avec les six bétons précédents, on peut déterminer  $K'_p^{\min}$  en fonction de  $S_p / S_p^*$  comme dans l'équation 5.20. Ceci est théorique et les variations expérimentales imposeront sans doute de faire plutôt une dizaine d'essais. En ce qui concerne les risques de blocage, nous ferons pour l'instant l'hypothèse que la limite 1,4 est indépendante des constituants et de la formulation.

Dans le cadre de ces hypothèses simplificatrices, on peut alors proposer la méthode de formulation suivante. Sur la base de son expérience, et des disponibilités locales, le formateur doit tout d'abord sélectionner un jeu de constituants réduit. A titre d'exemple, nous pouvons citer quelques recommandations:

- la nécessité d'un durée pratique d'utilisation longue, nécessite le choix d'un couple ciment adjuvant réputés compatibles;
- pour des bétons autonivelants destinés à être coulés en masse, on cherchera à remplacer la plus grande partie du ciment par des cendres volantes par exemple;
- si on cherche à avoir des résistances au jeune âge relativement élevées sans toutefois avoir une résistance à long terme surabondante, on utilisera un filler calcaire en remplacement du ciment;
- pour une résistance élevée, il faudra sélectionner des granulats adhérents et résistants;
- etc...

A l'étape suivante, il est tout d'abord nécessaire de déterminer le dosage de saturation en superplastifiant du ciment sélectionné, par la méthode des coulis de l'AFREM [17]. En déterminant le dosage de saturation d'un mélange de ce ciment et d'une addition à proportions fixées forfaitairement, on pourra déduire du dosage de saturation du ciment celui de l'addition (voir § 2.4.3.4). Ceci concerne les additions minérales mais également les fines des sables passant à  $80 \mu\text{m}$ . Lorsque aucune ultrafine n'est employée, il est conseillé de ne pas charger le coulis comme proposé dans la méthode AFREM, pour éviter la ségrégation dans le cône de Marsh, qui peut fausser les mesures de temps d'écoulement. On connaît alors le dosage de saturation de toute combinaison de ce ciment et des additions disponibles. En choisissant forfaitairement un mélange de poudre, il faut maintenant générer une dizaine de bétons comme indiqué précédemment, pour déterminer les propriétés du superplastifiant vis à vis du seuil et de la ségrégation.

En programmant le modèle d'empilement compressible sur un tableur muni d'un module d'optimisation, on voit qu'il est maintenant aisément d'optimiser la composition du béton. Pour chaque composition on calcule le seuil et la viscosité à l'aide des équations 6.1 et 5.12., les termes  $K'_{GG}$  et  $K'_c$ . Enfin pour estimer la résistance nous avons vu dans l'article du chapitre précédent que nous pouvons nous appuyer sur la loi de Féret généralisée ou un modèle plus performant comme celui proposé par de Larrard [10].

Une telle optimisation fournit une formule théorique qu'il faut alors ajuster. On commence par effectuer un essai au rhéomètre BTRHEOM et un essai d'étalement.

- Si le seuil est trop élevé ou l'étalement trop faible:
  - si la viscosité est correcte, et que l'on est en dessous du dosage de saturation, on ajoute du superplastifiant;
  - sinon, on augmente le volume de pâte, à rapport eau sur poudre fixé.
- Si on observe une couronne de pâte autour de la galette d'étalement généralement accompagnée de ressusage:
  - on peut ajouter un agent de viscosité;
  - on diminue le dosage en superplastifiant et on augmente le volume de pâte, à rapport eau sur poudre fixé;
  - on peut également ajouter un sable correcteur en cas de discontinuité de la granularité dans l'intervalle 0,1/0,6 mm.
- Si on observe une couronne de mortier autour de la galette d'étalement:
  - on diminue le rapport gravillon sur sable;
  - on améliore la continuité du squelette;
- Quand l'essai d'étalement est satisfaisant, on effectue un essai à la boîte en L avec l'écartement des armatures adéquat: en cas de blocage on diminue le rapport gravillon sur sable ou on augmente le volume de pâte à rapport eau sur poudre fixé;
- On vérifie alors l'absence de ségrégation telle que mesurée sur une éprouvette Ø\*32 cm durcie. En cas de ségrégation:
  - on diminue le rapport gravillon sur sable;
  - on améliore la continuité du squelette.
- Enfin lorsque le comportement à l'état frais est satisfaisant, la résistance est ajustée en modifiant les proportions entre le ciment et les additions à volume de poudre constant.

Cette méthode découle naturellement des recherches relatées dans la thèse. Elle demande encore à être confronté à l'expérience.

# **7. Conclusions**

---

## **7.1. APPORTS DE LA THESE**

Ce travail, qui s'est déroulé sur une période de cinq ans, s'est intégré dans l'activité générale de recherche de l'équipe des bétons du LCPC. Il traite de trois thèmes: la rhéométrie du béton frais, sa rhéologie, et leur application à la caractérisation et la formulation des bétons autonivelants. Afin de distinguer l'apport personnel de l'auteur, on se permettra d'employer ici la première personne du singulier, le cas échéant.

Le premier sujet concerne le développement du rhéomètre à béton BTRHEOM permettant de mesurer des grandeurs fondamentales (le seuil de cisaillement et la viscosité plastique) pour caractériser le comportement à l'état frais des bétons très plastiques à fluides. Hu [27] avait dans sa thèse défini la géométrie de l'appareil et le protocole des essais, et avait comparé les mesures avec divers autres rhéomètres existants. Les essais étaient cependant entachés d'une erreur due au joint placé entre la partie tournante et la partie fixe. C'est pourquoi j'ai mis au point un nouveau type de joint permettant d'améliorer la fiabilité des mesures. Avec ce joint, on peut tester des bétons très fluides en prévenant les risques de fuites de coulis qui pourraient perturber les essais. J'ai également amélioré le pilotage de l'appareil ainsi que l'acquisition et le traitement des données lors des essais, en ré-écrivant complètement le logiciel de pilotage, et en redéfinissant l'algorithme d'asservissement. J'ai procédé aussi à une analyse critique de la pertinence des mesures effectuées. Elle a montré que la mesure rhéologique pouvait perturber l'échantillon de certains bétons, particulièrement lorsque l'essai était répété. Ce phénomène, lié à la ségrégation des gravillons et à leur migration dans les zones mortes, affecte principalement les bétons dont les proportions s'éloignent de l'optimum granulaire. Dans la pratique, ce sont au contraire, et heureusement, des bétons bien formulés que l'on cherche à utiliser. Il en résulte que l'on peut utiliser le rhéomètre pour détecter des défauts de formulation, et notamment une certaine tendance à la ségrégation. Enfin, j'ai proposé un montage supplémentaire à introduire dans l'appareil pour qu'il puisse caractériser l'écoulement du béton en milieu confiné, ce qui est particulièrement intéressant dans le cadre de l'étude de la rhéologie des bétons autonivelants.

Les modèles de rhéologie présentés dans ce mémoire s'appuient tous sur un modèle de compacité. A partir du modèle linéaire développé par Stovall et al. [56], nous avons posé les bases d'un modèle plus sophistiqué, prenant en compte le mode de mise en place des mélanges: le "Modèle de suspension solide". Après qu'un troisième modèle, dit "Modèle d'empilement compressible", ait été finalement proposé, reposant sur des bases physiques plus solides, j'ai montré comment on pouvait l'appliquer à des mélanges comprenant des particules fines (de taille inférieure à 80 µm). J'ai également mis au point la technique de mesure de compacité des fines, basée sur l'appréciation de leur demande en eau, en présence ou non d'adjuvant superplastifiant. J'ai ensuite introduit le modèle ainsi complété dans le logiciel RENé-LCPC, qui a été diffusé dans le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées, et a été utilisé à l'occasion de nombreuses études de formulation de bétons de tous types. Il fallait

ensuite passer des concepts de compacité aux propriétés d'écoulement des matériaux cimentaires à l'état frais.

De nombreux résultats obtenus avec le rhéomètre BTRHEOM nous ont montré que le béton suit davantage un comportement de Herschel-Bulkley que de Bingham. Toutefois, comme le modèle de Herschel-Bulkley nécessite trois paramètres, nous avons proposé une méthode de dépouillement des rhéogrammes qui se ramène à une analyse de Bingham. Nous avons alors cherché à relier les deux paramètres de Bingham à la structure granulaire du mélange. La viscosité plastique est apparue comme contrôlée par la concentration solide normalisée, alors que le seuil de cisaillement est le résultat d'un cumul de contributions des différentes classes, les grains fins jouant un rôle plus important que les grossiers. Ces modèles ont été proposés initialement pour les mortiers et bétons. J'ai d'abord commencé par montrer que le modèle de viscosité plastique, dans sa forme si ce n'est dans la valeur des paramètres, s'applique raisonnablement aux coulis de ciment, mais avec une influence spécifique de l'adjuvant non apparente dans les essais précédents. Je suis ensuite revenu aux mortiers et bétons, et j'ai mis en œuvre un certain nombre de programmes expérimentaux destinés à vérifier les modèles proposés. Après un travail important et difficile d'analyse des résultats, je suis arrivé à la conclusion que certains paramètres décrivant la contribution du ciment, et plus généralement des particules fines, n'ont pas le caractère général escompté initialement: chaque superplastifiant semble avoir sa signature propre. J'ai alors proposé une procédure de calibration de ces paramètres, sur la base d'essais sur béton. A l'issue de cette étape, nous disposons de modèles validés pour les propriétés rhéologiques classiques des matériaux cimentaires.

Vient alors le dernier sujet du mémoire, à savoir les bétons autonivelants. J'ai commencé par essayer de développer une métrologie complète pour ces matériaux, qui doivent répondre, à l'état frais, à des exigences particulièrement sévères. En plus du rhéomètre avec confinement, j'ai tenté de caractériser la ségrégation en imaginant l'essai à la bille, qui devait reproduire le tassemement des gravillons dans le mortier. Malheureusement, cet essai s'est avéré peu corrélé avec des expériences directes, dans lesquelles la ségrégation était observée sur le matériau durci. En parallèle, j'ai procédé à un assez grand nombre d'essais dit de la boîte en L, afin de mieux comprendre le phénomène de blocage, dans lequel des voûtes de gravillons se forment au droit des armatures passives.

L'étape suivante consistait à essayer de relier les indications de ces différents essais - y compris le classique essai d'étalement, seul essai universellement pratiqué sur les bétons autonivelants - aux paramètres granulaires. J'ai alors montré que les modèles précédemment développés pour les grandeurs de Bingham en milieu infini pouvaient s'étendre aux mêmes paramètres en milieu confiné, à condition de prendre en compte l'effet de paroi selon l'approche de Ben Aïm [3], avec cependant une propagation plus importante de cette perturbation pour la viscosité plastique. Cependant, en pratique, ce sont plutôt les phénomènes de blocage et de ségrégation qui posent problème. Ces derniers apparaissent comme contrôlés par les contributions des différentes fractions granulaires à l'indice de compaction des mélanges: la contribution du gravillon se corrèle bien avec son blocage, alors que la ségrégation dépend de la contribution des fines. Cette affirmation est en accord avec la littérature, selon laquelle la viscosité de la pâte est le paramètre critique en ce qui concerne la ségrégation des gravillons. Cependant, notre approche a l'avantage d'être quantitative, et de prendre en compte les interactions granulaires, ce que ne peuvent pas faire les approches biphasiques classiques. Finalement, l'ensemble des modèles développés permet de traiter de

façon rigoureuse et objective la formulation des bétons autonivelants. Elle doit être bien sûr assortie de modèles complémentaires pour les autres propriétés, ce qui était en dehors du domaine d'étude de la thèse.

## 7.2. BESOINS EN RECHERCHE

La plupart des problèmes de rhéométrie des bétons de consistance très plastique à fluide nous semblent aujourd'hui résolus, à la question du joint près. Malgré les améliorations apportées, il serait souhaitable de réduire encore la part de couple consommée par cette pièce, ce qui améliorerait grandement la répétabilité et la reproductibilité de l'essai.

Les modèles reliant la composition des mélanges et leur comportement rhéologique sont encore largement perfectibles. Tout d'abord, ils doivent être étendus à d'autres constituants, tels que l'air entraîné, les agents de viscosité, les nouvelles générations de superplastifiants etc.. Ensuite, la question est encore ouverte de savoir si tous les paramètres influents sont bien pris en compte, ou si d'autres facteurs, tels, par exemple, que des particules ultrafines non détectées par les essais de granulométrie classique, ne joueraient pas un rôle important. A ce sujet, la fidélité des techniques de granulométrie telles que la granulométrie LASER ou le sédigraphie, doit encore être établie.

Enfin, l'histoire des bétons autonivelants n'en est qu'à ses débuts. Tout d'abord, la méthode de formulation proposée doit être confrontée à des expérimentations en vraie grandeur, dans lesquelles la ségrégation éventuelle serait observée. La méthode doit être également étendue aux bétons contenant des agents de viscosité, qui sont, à présent, souvent employés. Les autres propriétés de ces matériaux, et en particulier leurs déformations différenciées, doivent être mieux étudiées, étant donné les forts volumes de matrice qu'ils contiennent, à l'opposé des bétons classiques dans lesquels cette phase est réduite au maximum. On pourra alors formuler ces nouveaux matériaux au moindre coût et en toute sécurité, ce qui leur assurera un succès durable, au-delà de l'effet de mode actuel.

## 8. Bibliographie

---

- [1] C. BARBILLON: "Influence du confinement sur les bétons autonivelants", Rapport de DEA de l'ENS Cachan, juin, 1997.
- [2] J. BARON et R. LESAGE: "Pour une étude pratique de la maniabilité: le maniabilimètre Lesage, du LCPC", Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 13, Mai/juin, 1965.
- [3] R. BEN-AIM: "Etude de la texture des empilements de grains. Application de la perméabilité des mélanges binaires en régime moléculaire, intermédiaire, laminaire.", Thèse d'état de l'université de Nancy, 1970.
- [4] M. BUIL, P. WITIER, F. DE LARRARD, M. DETREZ and A-M. PAILLERE: "Physicochemical Mechanism of the action of the Naphtalene Sulfonate Based Superplasticizers on Silica Fume Concretes", 2nd International ACI-CANMET Conference on Fly Ash, Silica fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, SP 91 vol 2, pp 959-971, Madrid, Spain, 1986.
- [5] A. CAQUOT: "Le rôle des matériaux dans le béton", Mémoire de la Société des Ingénieurs Civils de France, pp 562-582, juillet-août, 1937.
- [6] C. CHANG and R. L. POWELL: "Effect of Particle Size Distribution on the Rheology of Concentred Bimodal Suspensions", Journal of rheology, V38, issue1, Jan\Feb, 1994.
- [7] G. CHRISTENSEN: "Modeling the flow of fresh concrete", Ph. D., Princeton University, 1991.
- [8] P. COUSSOT, S. PROUST, C. ANCEY: "Rheological interpretation of deposits of yield stress fluids", Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics, 66, pp 55-70, 1996.
- [9] D.J. CUMBERLAND and R.J. CRAWFORD: "The Packing of Particles", Handbook of powder technology, Elsiever, 150 p, 1987.
- [10] F. de LARRARD: "Concrete Mixture-Proportionning: a scientific approach", E & FN SPON, 1999.
- [11] F. DE LARRARD, T. SEDRAN, C.HU, J.C. SZITKAR, M. JOLY, F. DERKX: "Evolution of the Workability of Superplasticized Concretes: assesment with BTRHEOM Rheometer", RILEM International Conference on Production Methods and Workability of Concrete, pp 377-388, Glasgow, Scotland, 3-5 june, 1996.
- [12] F. DE LARRARD and T. SEDRAN: "Computer-Aided Mix Design: Predicting Final Results", Concrete International, pp 39-41, December, 1996.
- [13] F. DE LARRARD, T. SEDRAN , D. ANGOT et G. BONNET: "Prévision de la compacité des mélanges granulaires par le modèle de suspension solide. n° 1: fondements théoriques et calibration du modèle", Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°194, nov./décembre, 1994.
- [14] F. DE LARRARD, T. SEDRAN , D. ANGOT et G. BONNET: "Prévision de la compacité des mélanges granulaires par le modèle de suspension solide. Partie 2: validation. Cas des mélanges confinés", Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°194, nov./décembre, 1994.
- [15] F. DE LARRARD: "Formulation et propriétés des bétons à très hautes performances", Rapport de recherche LPC n°149, 1988.
- [16] F. DE LARRARD et C. PUCH: "Formulation des bétons à hautes performances: la méthode des coulis", Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°161, mai-juin, 1989.

- [17] F. de LARRARD, F. BOSC,C. CATHERINE et F de FLORENNE: "La nouvelle méthode des coulis de l'AFREM pour la formulation des bétons à hautes performances", Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°202, pp 61-69, mars-avril, 1996.
- [18] F. DE LARRARD, C.HU, J.C. SZITKAR, M. JOLY, F. CLAUX et T. SEDRAN: "Le nouveau rhéomètre LCPC pour bétons très plastiques à fluides", Annales de l'ITBTP, n°527, octobre, 1994.
- [19] F. de LARRARD: "Réflexions pour un nouvel essai de mesure de la consistance du béton", Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°166, mars-avril, 1990.
- [20] F. de LARRARD and C. F. FERRARIS: "Rhéologie du béton frais remanié. I: plan expérimental et dépouillement des résultats", Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 213, pp 73-89, janvier-février, 1998.
- [21] F. de LARRARD and C. F. FERRARIS: "Rhéologie du béton frais remanié. II: relations entre composition et paramètres rhéologiques", Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 214, pp 69-79, mars-avril, 1998.
- [22] F. de LARRARD and C. F. FERRARIS: "Rhéologie du béton frais remanié. III: l'essai au cône d'Abraams modifié", Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 215, pp 53-60, mai-juin, 1998.
- [23] F. DE LARRARD, C. HU and T. SEDRAN: "Best Packing and Specified Rheology: Two Key Concepts in High-Performance Concrete Mix-Design", Adam neville Symposium, Advances in Concrete Technology, Las Vegas, June, 1995.
- [24] O. E. GJORV: "Workability: a new way of testing", Concrete International, Septembre, 1998.
- [25] J. FAURY: "Le béton: influence des constituants inertes. Règles à adopter pour sa meilleure composition, sa confection et son transport sur les chantiers.", Etudes de synthèse et de documentation, Dunod, Paris, 1958.
- [26] C. HU F. de LARRARD and T. SEDRAN: "A New Rheometer for High Performance Concrete", BHP 96, fourth International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete, vol.2, pp179-186, Paris, 29-31 may, 1996.
- [27] C. HU: "Rhéologie des bétons fluides", Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées OA 16, Septembre, 1995.
- [28] K. KHAYAT: Logiciel PHOTO, Université de Sherbrooke, Québec, Canada
- [29] I.M. KRIEGER a,d T. J. DOUGHERTY: "", Transactions of the Society of Rhéology , vol III, pp 137-152, 1959.
- [30] S. KUROIWA, Y. MATSUOKA, M. HAYAKAWA and T. SHINDOH: "Application of Super Workable Concrete to Construction of a 20-Story Building", American Concrete Institute SP140, "High Performance Concrete in Severe Environments", Detroit, pp 147-161, 1993.
- [31] Y. KUROKAWA, Y TANIGAWA, H. MORI, R. KOMURA: "A Study on the Slump Test and Slump-Flow Test of Fresh Concrete", Transactions of the Japan Concrete Institute, vol 16, pp 25-32, 1994.
- [32] LCPC: "Manuel d'utilisation du BTRHEOM". Document délivré par le LCPC.
- [33] H. MIZUGUCHI: "Correlation Between Yield Value, Plastic Viscosity and Consistency of Plain Fresh Mortar and Concrete", Transactions of the Japan Concrete Institute vol 7, pp33-40, 1985.
- [34] M. MOONEY: "The Viscosity of concentrated Suspension of Spherical Particles", Journal of Colloids and Interfaces Science, vol 6, p162, 1951.
- [35] S. NISHIBAYASHI, S. INOUE, A. Yoshino, T KURODA and T. KUME: "A study on the flow of highly Superplasticized Concrete", 4th CANMET/ACI International Conference on Superplasticizers and Chemical Admixtures in Concrete, ACI SP 148, pp177-187, 1994.

- [36] H. OKAMURA and K. OZAWA: "Mix design for Self-Compacting Concrete", Concrete Library of JSCE, n°25, june, 1995.
- [37] H. OKAMURA and K. OZAWA: "Self-Compactable High Performance Concrete in Japan", International Workshop on High performance Concrete, Bangkok, 21-22 november, 1994.
- [38] H. OKAMURA: "Self Compacting High Performance Concrete", Concrete International, pp50-54, july, 1997.
- [39] M. OUCHI, M. HIBINO and H. OKAMURA: "Effect of Superplasticizer on self Compactability of Fresh Concrete", Transportation Research Board, 76 th annual meeting, Washington, D.C., 12-16 january, 1997.
- [40] M. OUCHI, K. OZAWA and H. HOKAMURA: "Development of a Simple Self-compactability Testing Method for Acceptance at Job Site", Cairo 1rst Conference on Concrete Structures, Cairo University, January, 1996.
- [41] K. OZAWA, N. SAKATA and H. OKAMURA: "Evaluation of Self Compactibility of Fresh Concrete using the Funnel Test", Concrete Library of JSCE, n°25, june, 1995.
- [42] K. OZAWA, K. MAEKAWA and H. OKAMURA: "Development of High Performance Concrete", Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo Vol XLI, pp381-439, 1992.
- [43] N. PASHIAS and D.V. BOGER: "A fifty cent rheometer for yield stress measurement", Journal of Rheology vol 40, issue 6, Nov/Dec, 1996.
- [44] S. PERLO: "Validation du modèle de suspension solide pour les coulis à base de ciment et d'addition minérale", Raport de stage de DEA, LCPC, juin, 1995.
- [45] O. PETERSSON, P. BILLBERG and B. K. VAN: "A Model for Self-Compacting Concrete", International Rilem Conference on "Production Methods and Workability of Concrete", RILEM Proceedings 32, 1996.
- [46] O. Petersson: Communication personnelle, 1998
- [47] T. C. POWERS: "The properties of Fresh Concrete", Edited by John Wiley & Sons, 664p, 1968.
- [48] J. SAKAMOTO, Y. H. MATSUOKA, T. SHINDOH and S. TANGTERMSIRIKUL: "Application of Super Workable Concrete to Actual Construction", Conference Concrete 2000, Dundee, 7-9 September, 1993.
- [49] W.R. SCHOWALTER and G. CHRISTENSEN: "Toward a rationalization of the slump test for fresh concrete: comparisons of calculations and experiments", journal of rheology, 42 (4), pp865-870, july/august, 1998.
- [50] T. SEDRAN: "Les bétons autonivelants (BAN). Synthèse bibliographique", Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°196, pp 53-60, Mars-Avril, 1995.
- [51] T. SEDRAN et F. DE LARRARD: "René LCPC: un logiciel pour optimiser la granularité des matériaux de génie civil", Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°194, nov./décembre, 1994.
- [52] T. SEDRAN and F. DE LARRARD: "René-LCPC: a Software to Optimize the Mix Design of High Performance Concrete", BHP 96, fourth International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete, vol.2, pp 169-178, Paris, 29-31may, 1996.
- [53] T. SEDRAN et F. DE LARRARD: "René LCPC: un logiciel pour optimiser la granularité des matériaux de génie civil", Journées des sciences de l'ingénieur, Presqu'île de Giens, France, 4-7 octobre, 1994.
- [54] T. SEDRAN, F. DE LARRARD, F. HOURST and C. CONTAMINES: "Mix design of Self-Compacting Concrete", RILEM International Conference on Production Methods and Workability of Concrete, pp 439-451, Glasgow, Scotland, 3-5 june, 1996.

- [55] M. SIDKY, C. LEGRAND et M. BARRIOULET: "Influence de la concentration en granulats et du temps sur la ségrégation interne dans le béton frais", Matériaux et Constructions, vol 15, n°85, pp 11-19, 1982.
- [56] T. STOVALL, F. de LARRARD and M.BUIL: "Linear Packing Density Model of Grain Mixtures", Powder Technology, vol 48, 1986.
- [57] S. TANGTERMSIRIKUL and B.K. VAN: "Blocking criteria for Aggregate Phase of Self-compacting High Performance Concrete", Proceedings of Regional Symposium on Infrastructures Development in Civil Engineering, SC-4, pp 58-69, 19-20 December, 1995.
- [58] Y. TANIGAWA and H. MORI: "Rheological Analysis of Slumping Behavior of Fresh Concrete", Proceeding of the 29th Japan Congress on Materials Research Published by Soc. of Mat. Science, Kyoto, pp 129-136, March, 1986.
- [59] Y. TANIGAWA, H. MORI and K. WATANABE: "Computer simulation of consistency and rheology test of fresh concrete by visco plastic finite element method.", Proceedings of the RILEM Colloquium on "Properties of Fresh Concrete", pp301-308,Hanover, 3,5 october, 1990.
- [60] Y. TANIGAWA, H. MORI and K. WATANABE: "Analytical Study of flow of Fresh Concrete by Suspension Element Method", Proceedings of the RILEM Colloquium on "Properties of Fresh Concrete", pp309-316,Hanover, 3,5 october, 1990.
- [61] G. H. TATTERSALL: "Workability and Quality Control", E & F. SPON, 262 p, 1991.
- [62] A. TRUDEL: "Mise au point d'un essai rapide de mesure de la résistance à la ségrégation du béton frais", Rapport interne LCPC, septembre, 1995.
- [63] H. UMEHARA, T. UEHARA, Y. ENOMOTO and S. OKA: "Development and Usage of Lightweight High Performance Concrete", International Conference on High Performance Concrete, ACI SP149 supplemantary papers pp 339-353, Singapore, 1994.
- [64] B. K. VAN, D.G. MONTGOMERY, I. HINCZAK and K. TURNER: "Rapid testing Methods for Segregation Resistance and Filling Ability of Self Compacting Concrete", International RILEM Worshop on "Self-Compacting Concrete", Kochi, Japan, 23-26 august, 1998.

# **9. Annexe A: Propriétés des matériaux du chapitre 2**

---

## **Important:**

Les compacités des classes unidimensionnelles présentées dans les tableaux ci dessous, ne sont pas des compacités virtuelles, mais des compacités calculées avec le même indice de compaction que le constituant dont elles font partie.

**Ciment CEM I 52,5 PM CP de St Vigor (Usine de Lafarge au Havre) avec 2% de résine GT (en extrait sec)**

Nom du matériau: valid.mat:\cim6,7b

Masse vol.: 3168 kg/m<sup>3</sup>

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,6267

Cette mesure a été effectuée en milieu infini

Compacité calculée de l'échantillon= 0,6267

Avec pour indice de compaction 6,7

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,4626

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
<b>0,8</b>	0	0,894	0,4626
<b>1</b>	10,1	1,118	0,4626
<b>1,25</b>	11	1,414	0,4626
<b>1,6</b>	12,8	1,789	0,4626
<b>2</b>	16	2,236	0,4626
<b>2,5</b>	17,5	2,806	0,4626
<b>3,15</b>	19,75	3,55	0,4626
<b>4</b>	23,2	4,472	0,4626
<b>5</b>	25,4	5,612	0,4626
<b>6,3</b>	28,7	7,099	0,4626
<b>8</b>	34,4	8,944	0,4626
<b>10</b>	39,8	11,18	0,4626
<b>12,5</b>	47,65	14,142	0,4626
<b>16</b>	60,1	17,889	0,4626
<b>20</b>	69,5	22,361	0,4626
<b>25</b>	81,7	28,062	0,4626
<b>31,5</b>	91,6	35,496	0,4626
<b>40</b>	96,1	44,721	0,4626
<b>50</b>	100		

## **Fumée de silice d'Anglefort qualité DM avec 5% de résine GT (en extrait sec)**

Nom du matériau: valid.mat:\FSangl USqua.cte 6,7

Masse vol.: 2272 kg/m<sup>3</sup>

BET: 21 m<sup>2</sup>/g

La granularité est calculée pour d<,25 microns

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,49

Cette mesure a été effectuée en milieu infini

Compacité calculée de l'échantillon= 0,49

Avec pour indice de compaction 6,7

Compacités propres de la forme: 0,0\*ln(d)+0,3233 pour d<1 µm, sinon 0,3233

Diamètre (µm)	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen (µm)	Compacité
<b>0,032</b>	0	0,035	0,3233
<b>0,04</b>	3,72	0,045	0,3233
<b>0,05</b>	10,94	0,056	0,3233
<b>0,063</b>	18,42	0,071	0,3233
<b>0,08</b>	26,14	0,089	0,3233
<b>0,1</b>	33,36	0,112	0,3233
<b>0,125</b>	40,58	0,141	0,3233
<b>0,16</b>	48,56	0,179	0,3233
<b>0,2</b>	55,78	0,224	0,3233
<b>0,25</b>	63	0,281	0,3233
<b>0,315</b>	63	0,355	0,3233
<b>0,4</b>	64	0,447	0,3233
<b>0,5</b>	65	0,561	0,3233
<b>0,63</b>	66	0,71	0,3233
<b>0,8</b>	67	0,894	0,3233
<b>1</b>	67	1,118	0,3233
<b>1,25</b>	69	1,414	0,3233
<b>1,6</b>	70,5	1,789	0,3233
<b>2</b>	72	2,236	0,3233
<b>2,5</b>	74	2,806	0,3233
<b>3,15</b>	76,5	3,55	0,3233
<b>4</b>	79	4,472	0,3233
<b>5</b>	82	5,612	0,3233
<b>6,3</b>	86,5	7,099	0,3233
<b>8</b>	90	8,944	0,3233
<b>10</b>	93	11,18	0,3233
<b>12,5</b>	97,5	14,142	0,3233
<b>16</b>	100	17,889	0,3233
<b>20</b>	100		

### **Fumée de silice blanche SEPR avec 5% de résine GT (en extrait sec)**

Nom du matériau: valid.mat:\FS SEPR bis UScte6,7

Masse vol.: 2300 kg/m<sup>3</sup>

BET: 21 m<sup>2</sup>/g

La granularité est calculée pour d<,25 microns

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,625

Cette mesure a été effectuée en milieu infini

Compacité calculée de l'échantillon= 0,625

Avec pour indice de compaction 6,7

Compacités propres de la forme: 0,0\*ln(d)+0,4968 pour d<1 µm, sinon 0,4968

Diamètre (µm)	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen (µm)	Compacité
<b>0,04</b>	0	0,045	0,4968
<b>0,05</b>	4,31	0,056	0,4968
<b>0,063</b>	13,89	0,071	0,4968
<b>0,08</b>	23,79	0,089	0,4968
<b>0,1</b>	33,03	0,112	0,4968
<b>0,125</b>	42,28	0,141	0,4968
<b>0,16</b>	52,51	0,179	0,4968
<b>0,2</b>	61,75	0,224	0,4968
<b>0,25</b>	71	0,281	0,4968
<b>0,315</b>	77	0,355	0,4968
<b>0,4</b>	80,5	0,447	0,4968
<b>0,5</b>	83,5	0,561	0,4968
<b>0,63</b>	86	0,71	0,4968
<b>0,8</b>	87	0,894	0,4968
<b>1</b>	88,5	1,118	0,4968
<b>1,25</b>	90	1,414	0,4968
<b>1,6</b>	92	1,789	0,4968
<b>2</b>	93,5	2,236	0,4968
<b>2,5</b>	95,5	2,806	0,4968
<b>3,15</b>	97	3,55	0,4968
<b>4</b>	98	4,472	0,4968
<b>5</b>	99	5,612	0,4968
<b>6,3</b>	100		

### Filler calcaire Sifraco E450 avec 2% de résine GT (en extrait sec)

Nom du matériau: valid.mat:\Fillers bis+UScte6,7

Masse vol.: 2634 kg/m<sup>3</sup>

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,595

Cette mesure a été effectuée en milieu infini

Compacité calculée de l'échantillon= 0,595

Avec pour indice de compaction 6,7

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,4385

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
<b>0,8</b>	0	0,894	0,4385
<b>1</b>	4,9	1,118	0,4385
<b>1,25</b>	5,86	1,414	0,4385
<b>1,6</b>	7,96	1,789	0,4385
<b>2</b>	13,3	2,236	0,4385
<b>2,5</b>	16,63	2,806	0,4385
<b>3,15</b>	21,57	3,55	0,4385
<b>4</b>	26,5	4,472	0,4385
<b>5</b>	30,37	5,612	0,4385
<b>6,3</b>	35,88	7,099	0,4385
<b>8</b>	42,7	8,944	0,4385
<b>10</b>	48,77	11,18	0,4385
<b>12,5</b>	57,11	14,142	0,4385
<b>16</b>	68	17,889	0,4385
<b>20</b>	75,98	22,361	0,4385
<b>25</b>	85,94	28,062	0,4385
<b>31,5</b>	93,03	35,496	0,4385
<b>40</b>	96,75	44,721	0,4385
<b>50</b>	100		

## **Microcendre d'Albi avec 2% de résine GT (en extrait sec)**

Nom du matériau: valid.mat:\micr6,7f

Masse vol.: 2510 kg/m<sup>3</sup>

BET: 5,2 m<sup>2</sup>/g

La granularité est calculée pour d< 1 microns

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,54

Cette mesure a été effectuée en milieu infini

Compacité calculée de l'échantillon= 0,54

Avec pour indice de compaction 6,7

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,4289

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
<b>0,315</b>	0	0,355	0,4289
<b>0,4</b>	9,86	0,447	0,4289
<b>0,5</b>	10,55	0,561	0,4289
<b>0,63</b>	11,27	0,71	0,4289
<b>0,8</b>	12,01	0,894	0,4289
<b>1</b>	12,7	1,118	0,4289
<b>1,25</b>	15,67	1,414	0,4289
<b>1,6</b>	22,25	1,789	0,4289
<b>2</b>	38,9	2,236	0,4289
<b>2,5</b>	50,59	2,806	0,4289
<b>3,15</b>	67,43	3,55	0,4289
<b>4</b>	77,45	4,472	0,4289
<b>5</b>	82,16	5,612	0,4289
<b>6,3</b>	87,97	7,099	0,4289
<b>8</b>	92,8	8,944	0,4289
<b>10</b>	95,56	11,18	0,4289
<b>12,5</b>	98,56	14,142	0,4289
<b>16</b>	99,65	17,889	0,4289
<b>20</b>	99,65	22,361	0,4289
<b>25</b>	99,67	28,062	0,4289
<b>31,5</b>	99,79	35,496	0,4289
<b>40</b>	100		

### **Sable de fontainebleau avec 2% de résine GT (en extrait sec)**

Nom du matériau: valid.mat:\sable fontain.9

Masse vol.: 2650 kg/m<sup>3</sup>

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,6201

Cette mesure a été effectuée en milieu infini

Compacité calculée de l'échantillon= 0,6201

Avec pour indice de compaction 9

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,5757

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
<b>50</b>	0	56,125	0,5757
<b>63</b>	0	70,993	0,5757
<b>80</b>	0,56	89,443	0,5757
<b>100</b>	0,96	111,803	0,5757
<b>125</b>	4,84	141,421	0,5757
<b>160</b>	23,09	178,885	0,5757
<b>200</b>	52,87	223,607	0,5757
<b>250</b>	82,8	280,624	0,5757
<b>315</b>	96,98	354,965	0,5757
<b>400</b>	99,82	447,214	0,5757
<b>500</b>	100		

# **10. Annexe B: Propriétés des matériaux du chapitre 4**

---

## **10.1. GRANULATS**

### **Granulat calcaire du Boulonnais 12,5-20**

Nom du matériau: formrheo.mat:\Boulonnais 12,5-20

Masse vol.: 2675 kg/m<sup>3</sup>

Absorption: 0.6%

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,5894

Cette mesure a été effectuée en milieu confiné

Les paramètres du polynôme  $P(x)=Ax^3+Bx^2+Cx+D$  exprimant le rapport du volume non perturbé sur le volume total en fonction du diamètre du grain (en mm) sont:

A= -1,69837E-07

B= 9,341032E-05

C= -1,684783E-02

D= 1

Compacité calculée de l'échantillon= 0,5894

Avec pour indice de compaction 9

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,5916

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
<b>8 000</b>	0	8944,271	0,5916
<b>10 000</b>	1	11180,34	0,5916
<b>12 500</b>	7,5	14142,14	0,5916
<b>16 000</b>	45	17888,54	0,5916
<b>20 000</b>	92	22360,68	0,5916
<b>25 000</b>	100		

### **Granulat calcaire du Boulonnais 10-14**

Nom du matériau: brite3.mat:\Boulonnais 10-14

Masse vol.: 2675 kg/m<sup>3</sup>

Absorption: 0.31%

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,58

Cette mesure a été effectuée en milieu confiné

Les paramètres du polynome  $P(x)=Ax^3+Bx^2+Cx+D$  exprimant le rapport du volume non perturbé sur le volume total en fonction du diamètre du grain (en mm) sont:

A= -1,627604E-07

B= 9,114583E-05

C= -1,666667E-02

D= 1

Compacité calculée de l'échantillon= 0,5801

Avec pour indice de compaction 9

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,5844

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
<b>6 300</b>	0	7099,296	0,5844
<b>8 000</b>	0,3	8944,271	0,5844
<b>10 000</b>	1,5	11180,34	0,5844
<b>12 500</b>	49,34	14142,14	0,5844
<b>16 000</b>	100		

## **Granulat calcaire du Boulonnais 5-12.5**

Nom du matériau: formrheo.mat:\Boulonnais 5-12,5

Masse vol.: 2674 kg/m<sup>3</sup>

Absorption: 0,6%

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,6156

Cette mesure a été effectuée en milieu confiné

Les paramètres du polynome  $P(x)=Ax^3+Bx^2+Cx+D$  exprimant le rapport du volume non perturbé sur le volume total en fonction du diamètre du grain (en mm) sont:

A= -1,713268E-07

B= 9,388706E-05

C= -1,688596E-02

D= 1

Compacité calculée de l'échantillon= 0,6156

Avec pour indice de compaction 9

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,585

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
<b>4 000</b>	0	4472,136	0,585
<b>5 000</b>	6	5612,486	0,585
<b>6 300</b>	18	7099,296	0,585
<b>8 000</b>	37	8944,271	0,585
<b>10 000</b>	73	11180,34	0,585
<b>12 500</b>	97	14142,14	0,585
<b>16 000</b>	100		

## **Sable du Boulonnais 0-5 dont on a enlevé les fines inférieures à 80 $\mu$**

Nom du matériau: formrhe2.mat:\Boulonnais 80-4

Masse vol.: 2666 kg/m<sup>3</sup>

Absorption: 0.3%

Compacité expérimentale de l'échantillon inconnue

Compacité calculée de l'échantillon= 0,7557

Avec pour indice de compaction 9

Compacités propres entrées individuellement

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
<b>80</b>	0	89,443	0,5493
<b>100</b>	3,8	111,803	0,5493
<b>125</b>	8,5	141,421	0,5493
<b>160</b>	14,8	178,885	0,5493
<b>200</b>	19,5	223,607	0,5493
<b>250</b>	25,1	280,624	0,5493
<b>315</b>	29,3	354,965	0,5637
<b>400</b>	34,2	447,214	0,5637
<b>500</b>	38,5	561,249	0,5637
<b>630</b>	43,1	709,93	0,5637
<b>800</b>	47,2	894,427	0,5637
<b>1 000</b>	51,5	1118,034	0,5637
<b>1 250</b>	57,5	1414,214	0,5863
<b>1 600</b>	63,9	1788,854	0,5863
<b>2 000</b>	69,7	2236,068	0,5863
<b>2 500</b>	76	2806,243	0,5863
<b>3 150</b>	84,1	3549,648	0,5863
<b>4 000</b>	92,9	4472,136	0,5863
<b>5 000</b>	100	5612,486	0,5863
<b>6 300</b>	100		

## **Silico-calcaire semi-concassé du Val de Reuil 10-20**

Nom du matériau: brite1.mat:\Val de reuil 10-20

Masse vol.: 2518 kg/m<sup>3</sup>

Absorption: 096 %

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,588

Cette mesure a été effectuée en milieu confiné

Les paramètres du polynome  $P(x)=Ax^3+Bx^2+Cx+D$  exprimant le rapport du volume non perturbé sur le volume total en fonction du diamètre du grain (en mm) sont:

A= -1,543972E-07

B= 8,846961E-05

C= -1,645257E-02

D= 1

Compacité calculée de l'échantillon= 0,588

Avec pour indice de compaction 9

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,5753

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
<b>6 300</b>	0	7099,296	0,5753
<b>8 000</b>	2,88	8944,271	0,5753
<b>10 000</b>	8	11180,34	0,5753
<b>12 500</b>	27,4	14142,14	0,5753
<b>16 000</b>	69,38	17888,54	0,5753
<b>20 000</b>	94,93	22360,68	0,5753
<b>25 000</b>	100		

### **Silico-calcaire semi-concassé du Val de Reuil 10-16**

Nom du matériau: brite1.mat:\Val de reuil 10-16

Masse vol.: 2518 kg/m<sup>3</sup>

Absorption: 0.96 %

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,5806

Cette mesure a été effectuée en milieu confiné

Les paramètres du polynome  $P(x)=Ax^3+Bx^2+Cx+D$  exprimant le rapport du volume non perturbé sur le volume total en fonction du diamètre du grain (en mm) sont:

A= -1,522905E-07

B= 8,779544E-05

C= -1,639863E-02

D= 1

Compacité calculée de l'échantillon= 0,5806

Avec pour indice de compaction 9

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,5755

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
6 300	0	7099,296	0,5755
8 000	4,1	8944,271	0,5755
10 000	11,5	11180,34	0,5755
12 500	39,5	14142,14	0,5755
16 000	100		

### **Silico-calcaire semi-concassé du Val de Reuil 4-10**

Nom du matériau: brite1.mat:\Val de Reuil 4-10

Masse vol.: 2470 kg/m<sup>3</sup>

Absorption: 2.07 %

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,6164

Cette mesure a été effectuée en milieu confiné

Les paramètres du polynome  $P(x)=Ax^3+Bx^2+Cx+D$  exprimant le rapport du volume non perturbé sur le volume total en fonction du diamètre du grain (en mm) sont:

A= -1,587907E-07

B= 8,987551E-05

C= -1,656504E-02

D= 1

Compacité calculée de l'échantillon= 0,6164

Avec pour indice de compaction 9

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,5782

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
<b>3 150</b>	0	3549,648	0,5782
<b>4 000</b>	2,72	4472,136	0,5782
<b>5 000</b>	10,56	5612,486	0,5782
<b>6 300</b>	29,19	7099,296	0,5782
<b>8 000</b>	52,54	8944,271	0,5782
<b>10 000</b>	80,68	11180,34	0,5782
<b>12 500</b>	97,97	14142,14	0,5782
<b>16 000</b>	100		

### **Silico-calcaire semi-concassé du Val de Reuil 0-4**

Nom du matériau: brite1.mat:\Val de Reuil 0-4

Masse vol.: 2540 kg/m<sup>3</sup>

Absorption: 1.07 %

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,7561

Cette mesure a été effectuée en milieu infini

Compacité calculée de l'échantillon= 0,7499

Avec pour indice de compaction 9

Compacités propres entrées individuellement

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
<b>63</b>	0	70,993	0,6104
<b>80</b>	0,9	89,443	0,6104
<b>100</b>	1,89	111,803	0,6104
<b>125</b>	2,88	141,421	0,6104
<b>160</b>	6,37	178,885	0,6104
<b>200</b>	9,86	223,607	0,6104
<b>250</b>	16,3	280,624	0,6104
<b>315</b>	22,74	354,965	0,6057
<b>400</b>	32,23	447,214	0,6057
<b>500</b>	41,72	561,249	0,6057
<b>630</b>	50,3	709,93	0,6057
<b>800</b>	58,88	894,427	0,6057
<b>1 000</b>	65,24	1118,034	0,6057
<b>1 250</b>	71,6	1414,214	0,5719
<b>1 600</b>	76,24	1788,854	0,5719
<b>2 000</b>	80,88	2236,068	0,5719
<b>2 500</b>	85,67	2806,243	0,5719
<b>3 150</b>	90,45	3549,648	0,5719
<b>4 000</b>	95,99	4472,136	0,5719
<b>5 000</b>	100		

## 10.2. FINES

### Ciment CPA CEM I 52.5 PM CP de Saint Vigor sans Superplastifiant

Nom du matériau: formrheo.mat:\CPAHPPMVigor+eau

Masse vol.: 3168 kg/m<sup>3</sup>

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,571

Cette mesure a été effectuée en milieu infini

Compacité calculée de l'échantillon= 0,571

Avec pour indice de compaction 6,7

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,4159

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
<b>0,8</b>	0	0,894	0,4159
<b>1</b>	10,1	1,118	0,4159
<b>1,25</b>	11	1,414	0,4159
<b>1,6</b>	12,8	1,789	0,4159
<b>2</b>	16	2,236	0,4159
<b>2,5</b>	17,5	2,806	0,4159
<b>3,15</b>	19,8	3,55	0,4159
<b>4</b>	23,2	4,472	0,4159
<b>5</b>	25,4	5,612	0,4159
<b>6,3</b>	28,7	7,099	0,4159
<b>8</b>	34,4	8,944	0,4159
<b>10</b>	39,8	11,18	0,4159
<b>12,5</b>	47,6	14,142	0,4159
<b>16</b>	60,1	17,889	0,4159
<b>20</b>	69,5	22,361	0,4159
<b>25</b>	81,7	28,062	0,4159
<b>31,5</b>	91,6	35,496	0,4159
<b>40</b>	96,1	44,721	0,4159
<b>50</b>	100		

## **Ciment St Pierre La Cour +0,5% de Sikament 10**

Nom du matériau: formrhe2.mat:\St Pierre la Cour0,5%

Masse vol.: 3110 kg/m<sup>3</sup>

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,5857

Cette mesure a été effectuée en milieu infini

Compacité calculée de l'échantillon= 0,5857

Avec pour indice de compaction 6,7

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,4341

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
<b>0,8</b>	0	0,894	0,4341
<b>1</b>	7,8	1,118	0,4341
<b>1,25</b>	8,5	1,414	0,4341
<b>1,6</b>	9,9	1,789	0,4341
<b>2</b>	12,7	2,236	0,4341
<b>2,5</b>	15,1	2,806	0,4341
<b>3,15</b>	18,7	3,55	0,4341
<b>4</b>	23,8	4,472	0,4341
<b>5</b>	27,8	5,612	0,4341
<b>6,3</b>	33,6	7,099	0,4341
<b>8</b>	41,1	8,944	0,4341
<b>10</b>	47,5	11,18	0,4341
<b>12,5</b>	56,3	14,142	0,4341
<b>16</b>	68,1	17,889	0,4341
<b>20</b>	76,4	22,361	0,4341
<b>25</b>	86,8	28,062	0,4341
<b>31,5</b>	94,8	35,496	0,4341
<b>40</b>	97,7	44,721	0,4341
<b>50</b>	100		

## **Ciment St Pierre La Cour +0,5% de Sikament 10+2% de sikaretarder**

Nom du matériau: formrhe2.mat:\StPierre Cour0,5%+ret

Masse vol.: 3110 kg/m<sup>3</sup>

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,5743

Cette mesure a été effectuée en milieu infini

Compacité calculée de l'échantillon= 0,5743

Avec pour indice de compaction 6,7

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,4244

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
<b>0,8</b>	0	0,894	0,4244
<b>1</b>	7,8	1,118	0,4244
<b>1,25</b>	8,5	1,414	0,4244
<b>1,6</b>	9,9	1,789	0,4244
<b>2</b>	12,7	2,236	0,4244
<b>2,5</b>	15,1	2,806	0,4244
<b>3,15</b>	18,7	3,55	0,4244
<b>4</b>	23,8	4,472	0,4244
<b>5</b>	27,8	5,612	0,4244
<b>6,3</b>	33,6	7,099	0,4244
<b>8</b>	41,1	8,944	0,4244
<b>10</b>	47,5	11,18	0,4244
<b>12,5</b>	56,3	14,142	0,4244
<b>16</b>	68,1	17,889	0,4244
<b>20</b>	76,4	22,361	0,4244
<b>25</b>	86,8	28,062	0,4244
<b>31,5</b>	94,8	35,496	0,4244
<b>40</b>	97,7	44,721	0,4244
<b>50</b>	100		

### **Ciment Gaurain +0.5% de Sikament 10 (programme n°3)**

Nom du matériau: brite3.mat:\Gaurain 0.5 %

Masse vol.: 3140 kg/m<sup>3</sup>

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,5906

Cette mesure a été effectuée en milieu infini

Compacité calculée de l'échantillon= 0,5906

Avec pour indice de compaction 6,7

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,439

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
<b>0,8</b>	0	0,894	0,439
<b>1</b>	7	1,118	0,439
<b>1,25</b>	7,61	1,414	0,439
<b>1,6</b>	8,53	1,789	0,439
<b>2</b>	10	2,236	0,439
<b>2,5</b>	12,53	2,806	0,439
<b>3,15</b>	15,6	3,55	0,439
<b>4</b>	20,5	4,472	0,439
<b>5</b>	25,62	5,612	0,439
<b>6,3</b>	31,2	7,099	0,439
<b>8</b>	38,1	8,944	0,439
<b>10</b>	45,1	11,18	0,439
<b>12,5</b>	52,5	14,142	0,439
<b>16</b>	62,2	17,889	0,439
<b>20</b>	72,2	22,361	0,439
<b>25</b>	81,9	28,062	0,439
<b>31,5</b>	90,8	35,496	0,439
<b>40</b>	96,1	44,721	0,439
<b>50</b>	100		

### **Ciment Gaurain +0.3% de Sikament 10 (programme n°4)**

Nom du matériau: brite3.mat:\Gaurain (lot4)0.3%

Masse vol.: 3140 kg/m<sup>3</sup>

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,6023

Cette mesure a été effectuée en milieu infini

Compacité calculée de l'échantillon= 0,6023

Avec pour indice de compaction 6,7

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,4492

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
<b>0,8</b>	0	0,894	0,4492
<b>1</b>	7	1,118	0,4492
<b>1,25</b>	7,61	1,414	0,4492
<b>1,6</b>	8,53	1,789	0,4492
<b>2</b>	10	2,236	0,4492
<b>2,5</b>	12,53	2,806	0,4492
<b>3,15</b>	15,6	3,55	0,4492
<b>4</b>	20,5	4,472	0,4492
<b>5</b>	25,62	5,612	0,4492
<b>6,3</b>	31,2	7,099	0,4492
<b>8</b>	38,1	8,944	0,4492
<b>10</b>	45,1	11,18	0,4492
<b>12,5</b>	52,5	14,142	0,4492
<b>16</b>	62,2	17,889	0,4492
<b>20</b>	72,2	22,361	0,4492
<b>25</b>	81,9	28,062	0,4492
<b>31,5</b>	90,8	35,496	0,4492
<b>40</b>	96,1	44,721	0,4492
<b>50</b>	100		

### **Filler Piketty A saturé en sikament 10 (programme n°4)**

Nom du matériau: brite3.mat:\Filler Pickettysature

Masse vol.: 2740 kg/m<sup>3</sup>

Compacité expérimentale de l'échantillon inconnue

Compacité calculée de l'échantillon= 0,6432

Avec pour indice de compaction 6,7

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,494

Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen ( $\mu\text{m}$ )	Compacité
0,8	0	0,894	0,494
1	4,4	1,118	0,494
1,25	4,9	1,414	0,494
1,6	5,7	1,789	0,494
2	7,2	2,236	0,494
2,5	8	2,806	0,494
3,15	9,1	3,55	0,494
4	10,9	4,472	0,494
5	12,7	5,612	0,494
6,3	15,4	7,099	0,494
8	20,1	8,944	0,494
10	25,1	11,18	0,494
12,5	32,7	14,142	0,494
16	43	17,889	0,494
20	51,4	22,361	0,494
25	62,9	28,062	0,494
31,5	73,4	35,496	0,494
40	81,7	44,721	0,494
50	90,3	56,125	0,494
63	93,2	70,993	0,494
80	95,9	89,443	0,494
100	98,6	111,803	0,494
125	99,9	141,421	0,494
160	100		

### **Passant à 80μ du sable Boulonnais 0-5 en présence d'eau**

Nom du matériau: formrhe2.mat:\Boulonnais 0-80μ

Masse vol.: 2666 kg/m<sup>3</sup>

Absorption : 0.3%

Compacité expérimentale de l'échantillon= 0,56

Cette mesure a été effectuée en milieu infini

Compacité calculée de l'échantillon= 0,56

Avec pour indice de compaction 6,7

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,4548

Diamètre (μm)	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen (μm)	Compacité
<b>1,25</b>	0	1,414	0,4548
<b>1,6</b>	1,2	1,789	0,4548
<b>2</b>	2,7	2,236	0,4548
<b>2,5</b>	4,2	2,806	0,4548
<b>3,15</b>	5,4	3,55	0,4548
<b>4</b>	6,3	4,472	0,4548
<b>5</b>	7,1	5,612	0,4548
<b>6,3</b>	8	7,099	0,4548
<b>8</b>	9,3	8,944	0,4548
<b>10</b>	10,4	11,18	0,4548
<b>12,5</b>	11	14,142	0,4548
<b>16</b>	11,4	17,889	0,4548
<b>20</b>	12,7	22,361	0,4548
<b>25</b>	15,2	28,062	0,4548
<b>31,5</b>	19,4	35,496	0,4548
<b>40</b>	27,4	44,721	0,4548
<b>50</b>	40,3	56,125	0,4548
<b>63</b>	59,5	70,993	0,4548
<b>80</b>	79,2	89,443	0,4548
<b>100</b>	91,7	111,803	0,4548
<b>125</b>	97,6	141,421	0,4548
<b>160</b>	100		

**Passant à 80μ du sable Boulonnais 0-5, en présence d'eau, saturé en superplastifiant**  
**Sikament 10**

Nom du matériau: formrhe2.mat:\Boulonnais 0-80μ+sp

Masse vol.: 2666 kg/m<sup>3</sup>

Absorption: 0,3%

Compacité expérimentale de l'échantillon inconnue

Compacité calculée de l'échantillon = 0,583

Avec pour indice de compaction 6,7

Compacités propres de la forme: 0,0\*d+0,475

Diamètre (μm)	Passant cumulé (%)	Diamètre moyen (μm)	Compacité
<b>1,25</b>	0	1,414	0,475
<b>1,6</b>	1,2	1,789	0,475
<b>2</b>	2,7	2,236	0,475
<b>2,5</b>	4,2	2,806	0,475
<b>3,15</b>	5,4	3,55	0,475
<b>4</b>	6,3	4,472	0,475
<b>5</b>	7,1	5,612	0,475
<b>6,3</b>	8	7,099	0,475
<b>8</b>	9,3	8,944	0,475
<b>10</b>	10,4	11,18	0,475
<b>12,5</b>	11	14,142	0,475
<b>16</b>	11,4	17,889	0,475
<b>20</b>	12,7	22,361	0,475
<b>25</b>	15,2	28,062	0,475
<b>31,5</b>	19,4	35,496	0,475
<b>40</b>	27,4	44,721	0,475
<b>50</b>	40,3	56,125	0,475
<b>63</b>	59,5	70,993	0,475
<b>80</b>	79,2	89,443	0,475
<b>100</b>	91,7	111,803	0,475
<b>125</b>	97,6	141,421	0,475
<b>160</b>	100		