



**HAL**  
open science

# Optimisation des propriétés des bétons projetés par voie sèche

Julie Armengaud

► **To cite this version:**

Julie Armengaud. Optimisation des propriétés des bétons projetés par voie sèche. Génie civil. Université Paul Sabatier - Toulouse III, 2016. Français. NNT : 2016TOU30250 . tel-01528798v2

**HAL Id: tel-01528798**

**<https://hal.science/tel-01528798v2>**

Submitted on 5 Sep 2017

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

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



# THÈSE

En vue de l'obtention du

## DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE

Délivré par :

Université Toulouse 3 Paul Sabatier (UT3 Paul Sabatier)

---

Présentée et soutenue par :

**Julie ARMENGAUD**

Le vendredi 9 décembre 2016

Titre :

OPTIMISATION DES PROPRIETES DES BETONS PROJETES  
PAR VOIE SECHE

---

École doctorale et discipline ou spécialité :

ED MEGEP : Génie civil

Unité de recherche :

Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC)

Jury :

Bernard HUSSON, Université Toulouse III Paul Sabatier  
Géraldine CASAUX-GINESTET, INSA de Toulouse  
Martin CYR, Université Toulouse III Paul Sabatier

Directeur de thèse  
Co-Directrice de thèse  
Co-Directeur de thèse

Jean-Louis GALLIAS, Université de Cergy-Pontoise  
Sébastien REMOND, Ecole des Mines de Douai  
William PRINCE-AGBODJAN, INSA de Rennes  
Marc JOLIN, Université Laval, Québec  
Catherine LARIVE, Centre d'Etudes des Tunnels, Lyon  
Philippe ROBIT, GTS groupe NGE

Rapporteur  
Rapporteur  
Président  
Examinateur  
Examinatrice  
Invité



# Remerciements

---

Cette thèse a été réalisée dans le cadre d'une convention CIFRE, impliquant l'ANRT (Association Nationale de la Recherche et de la Technologie), l'entreprise GTS (groupe NGE) et le LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions). Je tiens donc à remercier ces établissements et institutions pour avoir permis la réalisation de ce projet.

Je voudrais remercier en particulier mes encadrants : Philippe Robit, Bernard Husson, Géraldine Casaux-Ginestet et Martin Cyr, qui m'ont offert l'opportunité de travailler sur ce projet. Leur expérience, leur implication, leurs conseils avisés et leurs relectures m'ont été d'une grande aide pour mener à bien ce doctorat.

Merci à Marc Jolin et à toute l'équipe du laboratoire de l'Université Laval à Québec, pour leur accueil et les discussions qui ont pu faire avancer mon travail.

Merci à Sébastien Rémond et Jean-Louis Gallias, pour avoir accepté de rapporter sur mon travail de thèse. Merci à Catherine Larive pour avoir pris part au jury, et merci à William Prince-Agbodjan pour avoir présidé ce jury.

Un grand merci à l'ensemble du personnel du LMDC et au service transfert, pour leur aide lors des parties expérimentales. Merci en particulier à Sylvain Dos Santos, Yann Bouaskeur et René Boujou pour leur implication lors des projections. Je n'oublie pas les équipes de GTS que j'ai côtoyé, et en particulier les conducteurs de travaux et chefs de chantier m'aillant accueillie sur leurs chantiers.

Merci aux docteurs et doctorants du LMDC qui ont connu ou qui connaissent les mêmes étapes de stress et d'accomplissement. Merci aux amis toulousains, lyonnais, québécois, parisiens, colombiens, grecs, libanais, ariègeois... qui m'ont permis de prendre le recul nécessaire, et avec qui j'ai partagé de superbes moments ! Un énorme merci à Richard et à ma famille pour leur soutien indéfectible.

Mes derniers remerciements vont à mes grands-parents, pour m'avoir fait prendre conscience de la chance de pouvoir étudier et pour m'avoir donné le goût de la découverte.

*A mes Enfants et Petits Enfants*

*Cette fin d'année pour moi-même, est  
la revanche et la contrepartie de ce qui aurait  
du être mon existence, c'est à dire, parfaite à mes  
pièces connaissances, par des études qui m'ont été  
si favorables, santé, de moyens et de santé à mes  
passés de mes jeunes années, ce qui fut très regret-  
table au cours de toute une existence semée  
de méconnaissances, d'embûches et de heurts et  
de contradictions.*

*Mes Petits Enfants! C'est à vous  
que je m'adresse tout particulièrement au-delà lui.  
Vous avez eu, l'intelligence, la persévérance et la  
chance, de persévérance et d'abandon à des conditions  
non négligeables, ceci bien entendu avec le recours  
et l'appui des Parents, qui se sont eux aussi sacrifiés  
et dévoués pour vous. Il est bon de le souligner  
au passage. Vos enfants constants et reconnaissants  
Je salue*

*T. J.*



# Table des matières

---

<b>Introduction générale</b> .....	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1 : Béton projeté : état de l'art</b> .....	<b>5</b>
INTRODUCTION .....	7
1. Historique et Définition .....	7
1.1. Historique.....	7
1.2. Définition des bétons projetés.....	8
1.3. Techniques de projection .....	8
1.4. Outillage en voie sèche .....	11
1.5. Ferrailage et fibres.....	14
1.6. Synthèse.....	14
2. Caractéristiques du béton projeté par voie sèche .....	14
2.1. Caractéristiques à l'état durci .....	14
2.2. Caractéristiques à l'état frais .....	17
2.3. Synthèse.....	23
3. Paramètres influençant le rebond .....	24
3.1. Paramètres techniques.....	24
3.2. Paramètres de formulation.....	27
3.3. Influence du rebond sur la composition du béton .....	34
3.4. Synthèse.....	36
CONCLUSION .....	37
<b>CHAPITRE 2 : Stratégie d'étude du béton projeté : méthodes et matériaux</b> .....	<b>39</b>
INTRODUCTION .....	41
1. Méthodes .....	41
1.1. Développement du dispositif expérimental .....	41
1.2. Caractérisation de l'état frais et des pertes par rebond.....	48
1.3. Mesures à l'état durci .....	51
2. Matériaux .....	57
2.1. Sable et gravillon .....	57

2.2. Phase liante : Ciment et additions.....	58
2.3. Phase liante : Additifs .....	64
CONCLUSION .....	65

### **CHAPITRE 3 : Influence de la granulométrie sur le comportement du béton projeté.....67**

INTRODUCTION .....	68
1. Squelette granulaire des bétons projetés par voie sèche .....	68
1.1. Recommandations existantes .....	69
1.2. Compacité théorique maximale d'un mélange granulaire .....	71
1.3. Synthèse .....	78
2. Compositions et caractéristiques granulaires des mélanges projetés.....	78
2.1. Composition et dénomination des mélanges .....	78
2.2. Squelette granulaire des bétons projetés .....	79
3. Rebond et granulométrie .....	83
3.1. Influence de la granulométrie et de la teneur en eau sur le rebond .....	83
3.2. Influence du rebond sur la modification du squelette granulaire.....	86
3.3. Synthèse .....	88
4. Influence de la granulométrie et de la teneur en eau sur les résistances en compression .....	88
4.1. Résistance en compression pour les différentes granulométries étudiées .....	88
4.2. Influence de la granulométrie sur la résistance .....	89
4.3. Relation entre rebond et résistance en compression .....	90
4.4. Synthèse .....	90
CONCLUSION .....	91

### **CHAPITRE 4 : Intérêt des additions dans le béton projeté par voie sèche .....93**

INTRODUCTION .....	95
1. Formulations.....	95
1.1. Choix des additions et additifs .....	95
1.2. Dénomination des mélanges.....	97
1.3. Composition des mélanges .....	98
2. Influence des additions sur le rebond.....	99
2.1. Méthode d'analyse des résultats de rebond .....	100
2.2. Modification de la consistance par les additions .....	102
2.3. Discussion sur l'effet des additions .....	107

2.3.1.	Rebond représentatif .....	107
2.3.2.	Influence des additions sur la contrainte de contact dynamique .....	108
2.4.	Influence combinée des additions et du squelette granulaire .....	110
3.	Influence des additifs sur le rebond .....	111
3.1.	Modification de la consistance par les additifs .....	111
3.2.	Bilan de l'effet des additifs.....	114
4.	Critères complémentaires de validation des formulations .....	115
4.1.	Contraintes d'approvisionnement sur chantier .....	115
4.2.	Résistance en compression.....	116
4.3.	Bilan carbone .....	116
4.4.	Evaluation du coût économique .....	118
CONCLUSION .....		120
 <b>CHAPITRE 5 : Modélisation du rebond et détermination des paramètres influents .....</b>		<b>123</b>
INTRODUCTION .....		125
1.	Définition du rebond .....	125
2.	Modèles existants .....	126
2.1.	Modèles aux éléments discrets.....	127
2.2.	Modèle analytique.....	128
2.3.	Choix du modèle.....	131
3.	Développements à partir du modèle analytique .....	132
3.1.	Modification de la méthode de calcul .....	132
3.2.	Analyse de sensibilité du modèle.....	134
3.3.	Application du modèle au mélange T-1/2 .....	136
3.4.	Enrichissement du modèle.....	140
3.5.	Synthèse.....	146
4.	Caractérisation du substrat en amont de la projection .....	147
4.1.	Modèles aux éléments finis .....	147
4.2.	Etude rhéologique .....	150
4.3.	Mesure par transmission d'ultra-sons .....	154
4.4.	Synthèse.....	156
CONCLUSION .....		157



<b>CHAPITRE 6 : Durabilité des bétons projetés .....</b>	<b>159</b>
INTRODUCTION .....	160
1. Approche normative sur la formulation des bétons .....	160
1.1. Approche prescriptive traditionnelle .....	161
1.2. Approche performantielle .....	163
1.3. Cas du béton projeté .....	165
2. Durabilité du béton projeté par voie sèche.....	167
2.1. Rappel notation.....	167
2.2. Détermination des critères de durabilité.....	167
2.3. Résistance mécanique .....	167
2.4. Porosité accessible à l'eau .....	169
2.5. Perméabilité à l'air .....	173
2.6. Pénétration des ions chlorures .....	175
2.7. Synthèse.....	176
3. Quelle durabilité pour les bétons projetés ? .....	178
3.1. Comparaison à un béton coulé de formulation identique .....	178
3.2. Bétons projetés en condition chantier .....	183
3.3. Spécificités du béton projeté .....	184
CONCLUSION .....	186
<b>Conclusions générales et perspectives .....</b>	<b>187</b>
<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>191</b>
<b>Annexes.....</b>	<b>205</b>

# Introduction générale

---

## 1- Contexte

Le béton projeté est une méthode de mise en place du béton permettant de s'affranchir d'une partie des coffrages et de s'adapter à des géométries diverses. Cette technique est fréquemment utilisée pour diverses applications du génie civil : parois clouées, réalisations de voûtes de tunnels ou réparations d'ouvrages.

Il existe deux grandes techniques de projection, faisant toutes deux intervenir un placement et une compaction à haute vitesse sur une surface réceptrice grâce à une énergie pneumatique :

- La projection par voie mouillée : le béton est malaxé et introduit en machine pour être projeté.
- La projection par voie sèche : le mélange est introduit sec en machine, l'eau n'est ajoutée qu'à la fin du transfert.

Cette dernière technique présente des avantages en terme de maniabilité et rapidité d'installation. Cependant, la projection par voie sèche conduit aussi à des pertes en matériaux très élevées, pouvant atteindre entre 30% et 40% de la masse projetée, liées au rebond du béton sur la surface de réalisation. Au coût économique de ces pertes s'ajoutent la modification de la composition du béton en place par rapport à la formulation choisie, ainsi que l'impact environnemental lié à la surconsommation de matériaux. Face à ce constat, la perspective d'améliorer les caractéristiques du béton projeté afin de diminuer la surconsommation de matériaux liée au rebond s'avère un enjeu important.

## 2- Cadre et objectifs

Ce travail de thèse a été réalisé dans le cadre d'une convention CIFRE avec l'entreprise GTS (Géotechnique et Travaux Spéciaux), filiale du groupe NGE. La société GTS s'est interrogée sur la possibilité de diminuer le rebond à la suite de constatations de pertes importantes observées sur leurs chantiers de parois clouées réalisées en béton projeté par voie sèche.

Il existe différents facteurs influençant le rebond :

- Les paramètres techniques : débit et pression de projection, angle d'inclinaison, ...
- Les propriétés du béton projeté : consistance, granulométrie, ...

La maîtrise des paramètres techniques passe par la formation des opérateurs, afin de permettre de s'approcher des réglages optimaux en fonction de la nature de l'ouvrage. Ce point ne fait pas l'objet de cette étude : le matériel et les réglages ont donc été fixés.

L'objectif de ce travail porte sur l'optimisation de la formulation des bétons, afin de réduire les pertes de matériaux dues au rebond tout en assurant une résistance et une durabilité adéquates selon la nature de l'ouvrage.

Les données bibliographiques donnent des orientations permettant la limitation du rebond : elles portent notamment sur la modification de la teneur en eau. Par contre, d'autres paramètres tels que la granulométrie ou la nature de la phase liante ne semblent avoir été que partiellement étudiés.

Un programme expérimental a donc été bâti afin d'étudier l'influence de ces différents paramètres de formulation sur le rebond. Pour cela, différentes granulométries de bétons ont été testées. Par ailleurs, des additions et additifs ont été utilisés, en substitution partielle du ciment, afin de modifier les propriétés de la phase liante. Les additions utilisées (métakaolin, fumée de silice et laitier de haut fourneau) ont de plus l'avantage d'avoir une empreinte carbone inférieure au ciment portland.

A la suite des essais expérimentaux, un modèle analytique permettant de mieux comprendre les paramètres entrant en jeu dans le phénomène de rebond a été utilisé et appliqué aux mélanges projetés. Une amélioration de ce modèle est également proposée pour mieux estimer le rebond des mélanges formulés.

Enfin, le choix de la formulation d'un béton projeté ne doit pas viser uniquement la réduction du rebond, mais doit aussi permettre d'obtenir les propriétés attendues à l'état durci, à savoir résistance et durabilité. Cette dernière, habituellement assurée indirectement par un dosage en ciment suffisant voire excessif, a fait l'objet d'une étude plus approfondie, notamment au travers des propriétés de transfert des bétons projetés ; l'objectif de ce travail est d'envisager la validation de compositions de bétons projetés par une approche performantielle.

### **3- Structuration du mémoire**

Afin de répondre aux objectifs ci-dessus, ce travail de thèse s'articule autour de six chapitres :

#### **Chapitre 1 : Béton projeté : état de l'art**

Ce chapitre a pour but de présenter le procédé et les spécificités du béton projeté par voie sèche, et de synthétiser les connaissances sur la formulation et la durabilité de ce type de béton.

#### **Chapitre 2 : Stratégie d'étude du béton projeté : méthodes et matériaux**

Ce chapitre est divisé en deux grandes parties : Méthodes et Matériaux. La partie « méthodes » présente le dispositif développé pour la projection du béton au sein du LMDC tout en proposant une comparaison avec le montage de l'Université Laval. Les mesures réalisées à l'état frais et à l'état durci sont ensuite détaillées. La partie « matériaux » fait le point sur les granulométries et les liants utilisés lors des différentes campagnes de projection en justifiant leur usage en fonction des propriétés attendues.

#### **Chapitre 3 : Influence de la granulométrie sur le comportement du béton projeté**

Ce chapitre se concentre sur l'influence de la granulométrie du béton projeté et de la teneur en eau sur les pertes et présente également son incidence sur la résistance qui en découle. Les recommandations existantes et des méthodes de formulation classiques sont abordées et discutées. Les différentes courbes granulométriques des mélanges projetés et les résultats obtenus, en terme de rebond et de résistance, sont présentés.

#### **Chapitre 4 : Intérêt des additions dans le béton projeté par voie sèche**

Dans ce chapitre l'influence de la phase liante sur rebond est étudiée. La phase liante est modifiée par l'utilisation d'éco-matériaux, tels que le métakaolin, la fumée de silice et le laitier, répertoriés sous le nom d'*additions*, et par l'introduction d'*additifs*, tels que la bentonite, l'éther de cellulose et le carbonate de sodium. Des mesures de consistance spécifiques au béton projeté sont réalisées sur les différents mélanges projetés.

#### **Chapitre 5 : Modélisation du rebond et détermination des paramètres influents**

L'objectif de ce chapitre est d'étudier le rebond de manière analytique. Les données recueillies lors des essais expérimentaux sont utilisées pour vérifier la validité d'un modèle de rebond, proposé par Armelin (1998). Une amélioration de ce modèle est proposée. L'étude analytique permet de faire ressortir les paramètres les plus influents sur le rebond et d'orienter les objectifs de formulation.

#### **Chapitre 6 : Durabilité des bétons projetés**

Ce chapitre a pour objet la présentation et la discussion des critères généraux de durabilité mesurés sur les différents mélanges projetés (résistance, porosité, perméabilité, migration des ions chlorures). Ces critères permettent de positionner la durabilité des bétons projetés par rapport aux seuils donnés par l'association française du génie civil (AFGC), ou par rapport à des bétons projetés de référence obtenus sur chantier ou en laboratoire. Ceci constitue la base de l'approche performantielle, qui semble particulièrement adaptée à la formulation des bétons projetés par voie sèche, comparé à l'approche prescriptive traditionnelle.



# CHAPITRE 1

## Béton projeté : état de l'art

---

### Table des matières

INTRODUCTION .....	7
1. Historique et Définition .....	7
1.1. Historique.....	7
1.2. Définition des bétons projetés.....	8
1.3. Techniques de projection .....	8
1.3.1. Voie sèche ou « dry-mix » .....	8
1.3.2. Voie mouillée ou « wet-mix ».....	9
1.3.3. Epaisseur de couche de béton frais .....	9
1.3.4. Comparaison de la voie sèche et de la voie mouillée.....	10
1.4. Outillage en voie sèche.....	11
1.4.1. Lance .....	11
1.4.2. Machines à rotor.....	11
1.4.3. Autres machines .....	12
1.4.4. Porte Lance ou lancier.....	13
1.5. Ferrailage et fibres.....	14
1.6. Synthèse.....	14
2. Caractéristiques du béton projeté par voie sèche .....	14
2.1. Caractéristiques à l'état durci .....	14
2.1.1. Résistance en compression .....	14
2.1.2. Module d'Young et coefficient de Poisson.....	15
2.1.3. Durabilité.....	16
2.2. Caractéristiques à l'état frais .....	17
2.2.1. Rhéologie du béton projeté .....	18
2.2.2. Consistance statique .....	18
2.2.3. Consistance dynamique .....	20
2.2.4. Epaisseur de passe maximale et cohésion .....	21
2.2.5. Résistance à la traction du béton frais.....	22
2.2.6. Adhérence .....	23

2.3.	Synthèse.....	23
3.	Paramètres influençant le rebond .....	24
3.1.	Paramètres techniques.....	24
3.1.1.	Débit d'air et vitesse de projection.....	24
3.1.2.	Orientation de la lance et inclinaison de la paroi .....	25
3.1.3.	Type de support et épaisseur de béton en place .....	26
3.1.4.	Température.....	27
3.2.	Paramètres de formulation.....	27
3.2.1.	Effet de la taille et de la densité des granulats.....	27
3.2.2.	Effet de la courbe granulométrique.....	28
3.2.3.	Effet de la teneur en eau.....	28
3.2.4.	Effet de la teneur en ciment.....	29
3.2.5.	Effet des Additions.....	30
3.2.6.	Effet des additifs et adjuvants .....	32
3.3.	Influence du rebond sur la composition du béton .....	34
3.3.1.	Teneur en éléments fins.....	34
3.3.2.	Modification de la courbe granulométrique .....	35
3.4.	Synthèse.....	36
	CONCLUSION .....	37

## INTRODUCTION

Le béton projeté est défini par la norme NF EN-14487 comme « un mélange de base projeté par voie pneumatique à l'aide d'une lance pour former une masse dense et homogène rendue compacte par sa propre énergie cinétique ». Cette technique a l'avantage de s'affranchir de certains coffrages et de permettre une grande liberté dans les formes à effectuer. Elle nécessite néanmoins un outillage spécifique pour sa mise en œuvre.

Il existe deux grandes méthodes de projection de béton : la voie mouillée et la voie sèche. Leur différence réside dans le mode d'introduction de l'eau au mélange. Pour la voie mouillée, le béton est malaxé avec l'eau puis introduit en machine pour être projeté. Pour la voie sèche, l'eau du mélange n'est introduite qu'en fin de processus, c'est-à-dire que le béton n'est pas malaxé préalablement avec l'eau. Les avantages de cette deuxième technique sont nombreux et seront détaillés dans ce chapitre, mais la projection par voie sèche génère aussi beaucoup de pertes par rebond. On distingue deux types de paramètres influant sur ce phénomène :

- les paramètres techniques : puissance du compresseur, type de machine et d'outillage, orientation du support...
- les paramètres de formulation : granulométrie du mélange, liant, adjuvants éventuels, teneur en eau.

Pour analyser l'influence de la formulation sur les pertes, des mesures spécifiques au béton projeté à l'état frais ont été développées ; elles consistent en des essais de pénétration statique et dynamique. En effet le béton projeté par voie sèche nécessite des moyens de mesures prenant en considération les effets dynamiques de la projection et l'impossibilité d'évaluer la consistance du béton avant sa mise en œuvre.

Par ailleurs, le béton projeté devant remplir un rôle structurel, ses caractéristiques de résistance et de durabilité, répertoriées dans la bibliographie, sont présentées ici.

Ce chapitre a pour but de définir le béton projeté, de présenter ses caractéristiques à l'état durci et à l'état frais et de synthétiser les connaissances permettant de limiter les pertes par rebond.

## 1. Historique et Définition

### 1.1. Historique

L'invention du système de béton projeté date du début du XX<sup>ème</sup> siècle aux Etats Unis. Son inventeur, Carl Akeley (taxidermiste de profession et inventeur par passion), développa une machine servant à projeter du plâtre via de l'air comprimé, afin de ravalier la façade du musée dans lequel il travaillait.

Son système, à double chambre, fût breveté entre 1909 et 1911. Dès 1910, le « cement gun », basé sur cette invention originale (Figure I.1a), est présenté à l'industrie de la construction. Les applications se sont multipliées depuis. On en retrouve l'usage, aussi bien dans le monde de la construction pour la réalisation de tunnels (Figure I.1b), la construction de piscines, le soutènement de parois, les travaux de réparation..., que pour des usages plus artistiques, comme la réalisation de faux rochers, voire de faux arbres (Figure I.1c).

En France, le premier exemple d'un chantier important de béton projeté date de 1919, avec la consolidation du tunnel ferroviaire de Puymorens dans les Pyrénées (STRRES 2008).



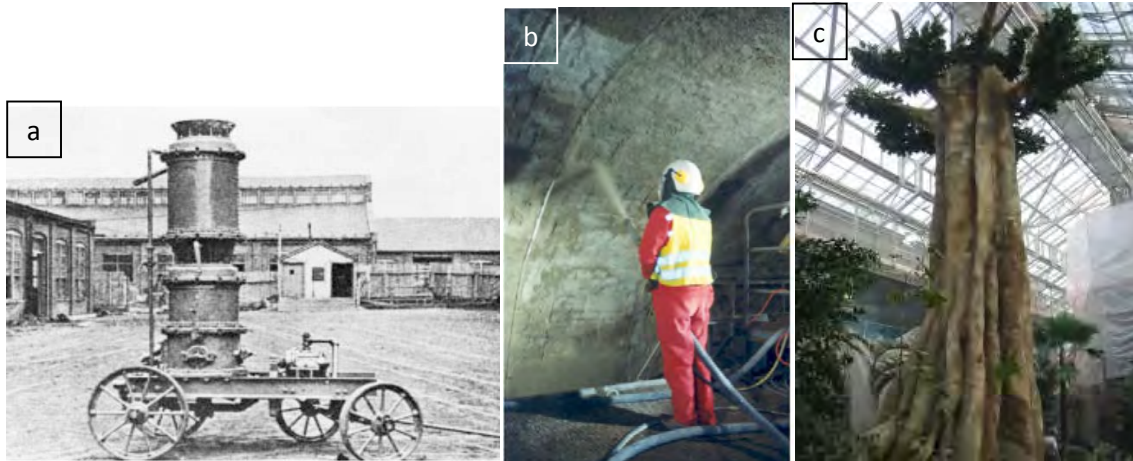


Figure I.1 : (a) Machine utilisée en 1907 par Carl E. Akeley. (Photo de J.J. Shideler, Portland Cement Association, Skokie, IL) (Teichert 2002) (b) Réparation du tunnel sous la manche, 1996 (ASQUAPRO 2007c). (c) Arbre en béton projeté au Jardin Zoologique de Québec (Site KPM industries : KING® Shotcrete solutions).

## 1.2. Définition des bétons projetés

Le béton projeté est une technique de mise en place du béton par la convection pneumatique à haute vitesse jusqu'à la surface réceptrice (ACI Committee 506 2008). Cette mise en œuvre diffère de celle du béton coulé car :

- Elle ne nécessite pas de coffrage : le béton est projeté sur un support auquel il adhère et constitue un ensemble monolithique capable de résister aux sollicitations pour lequel l'ouvrage a été dimensionné (ASQUAPRO, 2007b). Cela en fait un procédé particulièrement adapté à des surfaces courbes, irrégulières ou d'accès difficiles.
- Elle n'est pas gravitaire : de l'air comprimé est utilisé pour projeter du béton ou du mortier à haute vitesse sur la surface réceptrice. La compaction du béton est donc réalisée par le flux impactant et non par vibration.

### 1.3. Techniques de projection

Il existe deux techniques pour l'exécution du béton projeté :

- La technique par voie sèche.
- La technique par voie mouillée.

Dans les deux cas, le béton est projeté à l'aide d'une machine spécifique, mais avec une différence au niveau de l'étape de mouillage, détaillée ci-dessous.

#### 1.3.1. Voie sèche ou « dry-mix »

Pour la projection par voie sèche, le béton est inséré sous forme pulvérulente sèche ou pré-humidifiée dans la machine de projection. L'eau de gâchage est ajoutée en bout de lance ou un peu en amont selon la distance de pré-mouillage voulue (Figure I.2). C'est le porte-lance qui règle l'apport en eau pour obtenir la consistance désirée. Le béton n'est pas malaxé avec l'eau en amont du processus, et ne devient du « béton » au sens technique du terme, qu'au sortir de la lance.

Les mélanges complètement secs (liant, sable et gravillons) sont soumis aux mêmes règles de stockage que le ciment. Il est possible de les pré-humidifier, juste avant la projection, en y ajoutant entre 2% et 5% d'eau par rapport au poids sec des granulats. Cela permet de limiter l'émission de poussière et d'améliorer l'homogénéisation du mélange dans le flux d'air, mais elle limite aussi la durée d'utilisation du mélange (ASQUAPRO 2007b).

Le pré-mouillage, qui ne doit pas être confondu avec la pré-humidification (ajout de l'eau au mélange avant le transfert en machine), consiste en l'introduction de l'eau en amont de l'embout de la lance. En règle générale, le point de pré-mouillage est fixé à une distance de 20 à 30 fois le diamètre intérieur de la lance, ce qui correspond à une distance variant de 0.6m à 2m, pour des diamètres de lance de 32mm à 65mm. Ce système vise à réduire l'émission de poussière tout en conservant la durée d'utilisation d'un mélange (ASQUAPRO 2007b).

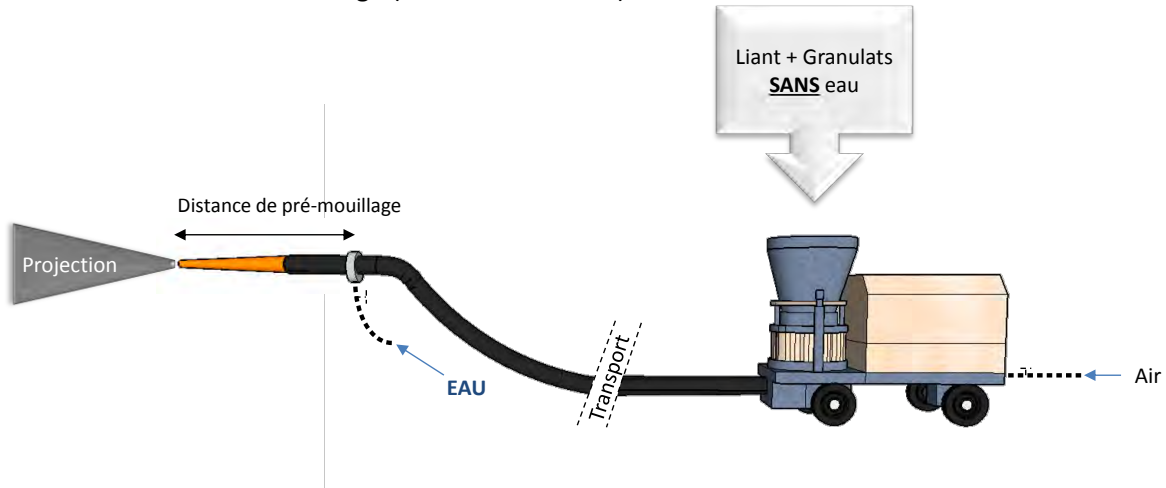


Figure I.2 : Schéma de principe de projection par voie sèche

### 1.3.2. Voie mouillée ou « wet-mix »

La projection par voie mouillée est une technique proche de la voie sèche, à la différence que le béton est d'abord malaxé avec l'eau de gâchage avant d'être introduit dans la machine puis projeté sur le support. Ce procédé implique que le mélange ait une consistance assez plastique pour s'écouler dans la conduite. Les contraintes liées à sa formulation sont celles d'un béton pompable (mélange homogène, pas de ségrégation, bonne fluidité). Deux méthodes de projection par voie mouillée peuvent être utilisées :

- Par flux dilué : le mélange est propulsé par injection d'air comprimé comme dans le cas de la projection par voie sèche. Les pertes sont presque aussi importantes qu'en voie sèche (ASQUAPRO 2007b).
- Par flux dense : le mélange est « poussé » dans la conduite par pompage mécanique (piston, vis sans fin) et un flux d'air comprimé est appliqué au niveau de la sortie de la lance ce qui permet la propulsion du matériau sur le support.

### 1.3.3. Epaisseur de couche de béton frais

La projection se fait par passes de béton frais. Plusieurs passes peuvent être nécessaires pour obtenir une couche. Une couche correspond à une épaisseur de béton qui fait prise (ASQUAPRO 2007b). Pour limiter les effets de fluage du béton frais, l'ASQUAPRO (2007b), préconise des épaisseurs de couche maximales identique en voie sèche et voie mouillée, qui sont fonction de l'orientation du support, de la température et de l'utilisation d'adjuvant. Ces préconisations sont présentées dans le Tableau I.1.

Tableau I.1 : Epaisseur de couche maximale préconisée par l'ASQUAPRO (2007b)

	Sans adjuvant raidisseur	Avec adjuvant raidisseur ou accélérateur			
		T > 25°C	25°C > T > 20°C	20°C > T > 15°C	T < 15°C
Surface verticale	15 cm	25 cm	20 cm	15 cm	15 cm
En plafond	3 à 4 cm	12 cm	8 cm	6 cm	5 cm

### 1.3.4. Comparaison de la voie sèche et de la voie mouillée

Les deux méthodes de projection présentent des avantages et des inconvénients, présentés dans le Tableau I.2, qui permettent de privilégier l'une ou l'autre des techniques en fonction du type de travaux à réaliser. La méthode de projection par voie sèche, générant le plus de poussières, ne sera pas employée pour des travaux en espace très confiné sans possibilité de ventilation. La projection par voie mouillée sera privilégiée pour des projections de grands volumes (ASQUAPRO 2007b). Elle sera moins adaptée que la voie sèche pour les volumes restreints et/ou la nécessité d'une installation rapide.

Tableau I.2 : Comparaison des méthodes de projection (ASQUAPRO 2007b; American Concrete Institute 2005 ; Jolin 1999; Warner 1995; Gérôme 2003; Goodier 2000)

Voie Sèche	Voie Mouillée
<b>Avantages</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Contrôle instantané de l'apport d'eau et de la consistance du mélange</li> <li>• Transport sur de longues distances possible (&gt;500m)</li> <li>• Manœuvre aisée des tuyaux (faible masse lors de la projection, et tuyau vide à l'arrêt)</li> <li>• Processus aisé à interrompre et redémarrer</li> <li>• Nettoyage rapide</li> <li>• Possibilité d'une plus grande épaisseur des passes</li> <li>• Pas de surplus d'eau, retrait limité</li> <li>• Bonne adhérence au support</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Teneur en eau régulière</li> <li>• Régularité de la consistance</li> <li>• Moins de poussières et de pertes qu'en voie sèche</li> <li>• Rebond plus faible des granulats</li> <li>• Pas de précautions particulières contre l'humidité pour les granulats</li> <li>• Technique adaptée pour la mise en place de grands volumes</li> <li>• Peu de compétences requises du porte lance en comparaison d'un porte lance en voie sèche</li> </ul>
<b>Inconvénients</b>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Production de poussière à la machine</li> <li>• Protection du mélange contre l'humidité</li> <li>• Fort rebond des granulats</li> <li>• Réglage manuel de l'eau à la lance sur appréciation du porte-lance</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Transfert en grande distance difficile (précautions particulières dès 100m)</li> <li>• Pression importante dans les conduits</li> <li>• Tuyau rempli de béton donc difficile à manipuler</li> <li>• Risque de bouchon accru</li> <li>• Formulation exigeant une mise au point rigoureuse</li> <li>• Matériel plus contraignant à mettre en place</li> </ul>

## 1.4. Outillage en voie sèche

Chaque méthode de projection nécessite le recours à un outillage spécifique. Cette partie concerne plus particulièrement l'outillage utilisé pour la voie sèche.

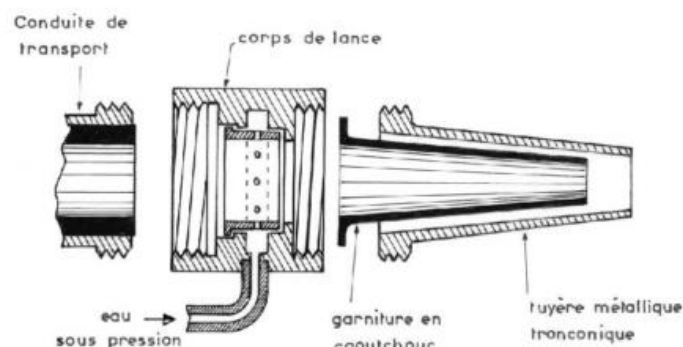
### 1.4.1. Lance

En voie sèche, comme expliqué précédemment, le matériau est transporté sec dans la lance jusqu'au point d'ajout de l'eau. La lance est composée :

- D'une conduite de transport.
- D'un corps de lance, accueillant le robinet et l'anneau d'introduction de l'eau. Il est possible de décaler l'anneau d'eau en fonction de la distance de pré-mouillage voulue (ASQUAPRO 2007b; ACI 506R-16). Dans ce cas, le robinet reste situé sur le corps de lance, mais l'anneau pour l'introduction de l'eau est situé un peu plus vers l'amont.
- D'un embout, appelé buse ou tuyère :
  - soit de forme tronconique (Figure I.3b), et produisant un effet venturi pour l'accélération du mélange en sortie de lance,
  - soit de type Spirolet (dispositif breveté) ou double bulle (Figure I.3a, embout noir), permettant une meilleure homogénéisation du mélange.



(a)



Principe des lances de projection par voie sèche

(b)

Figure I.3 : (a) Buses de projection voie sèche. (b) Schéma de principe de la lance de projection voie sèche (ASQUAPRO 2007b)

### 1.4.2. Machines à rotor

La machine à rotor est l'une des machines les plus utilisées en voie sèche pour la mise en pression du béton. Elle est aussi appelée machine à barillet, du fait de la forme du rotor (rotor percé d'alvéoles) (Figure I.5). La Figure I.4 présente le fonctionnement de ce type de machine. Le mélange descend par gravité dans les alvéoles du rotor. Dès qu'une alvéole passe au-dessus de l'ouverture de sortie, l'air comprimé pousse le matériau dans la conduite. L'air peut être introduit en amont des alvéoles, au niveau du coude de l'ouverture de sortie, ou aux deux endroits (ASQUAPRO 2007b).

Les machines à rotor sont faciles à manœuvrer du fait de leur encombrement réduit. Il en existe plusieurs modèles offrant le choix d'une large gamme de débits ( de 1 à 12 m<sup>3</sup>/h) (ASQUAPRO 2007b).

**La machine de projection béton travail selon le principe du rotor**

1. Entonnoir
2. Ouverture d'entrée
3. Agitateur
4. Air supérieur (air comprimé)
5. Ouverture de sortie
6. Essieu moteur
7. Air inférieur (air comprimé)
8. Rotor
9. Chambre du rotor
10. Ouverture d'entrée de la chambre d'échappement
11. Chambre d'échappement

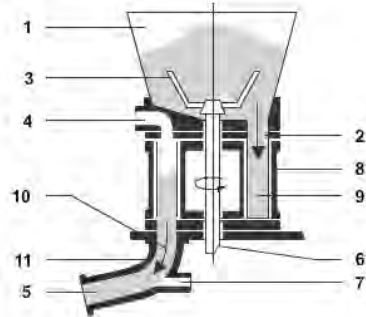


Figure I.4 : machine de projection type rotor. Site [www.lmtgroup.fr](http://www.lmtgroup.fr)

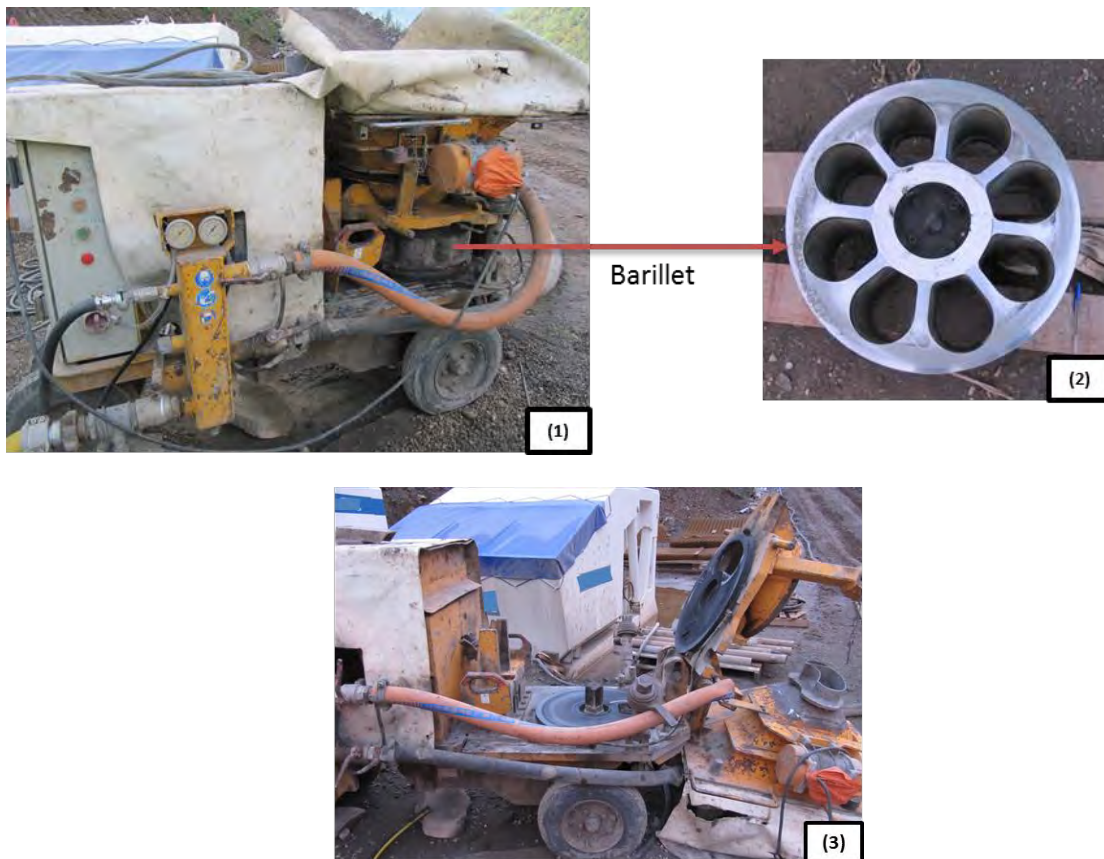


Figure I.5 : Machine à Rotor fermée (1), barillet (2), machine ouverte sans barillet (3)

### 1.4.3. Autres machines

#### ❖ *Machine à sas*

La machine à double sas est basée sur l'invention historique de Carl Akeley. Elle fonctionne par un système de mise en pression de sas. Ces machines permettent une alimentation en continu en

utilisant la chambre supérieure comme sas de transition durant le chargement (American Concrete Institute 2005) (Figure I.6). Ce type d'outillage s'utilise moins qu'une machine à rotor, son débit est plus facilement réglable et le transfert peut se faire sur une grande distance. Toutefois, cette machine est très peu utilisée aujourd'hui, car elle nécessite une haute qualification du personnel pour la manœuvrer (ASQUAPRO 2007b).

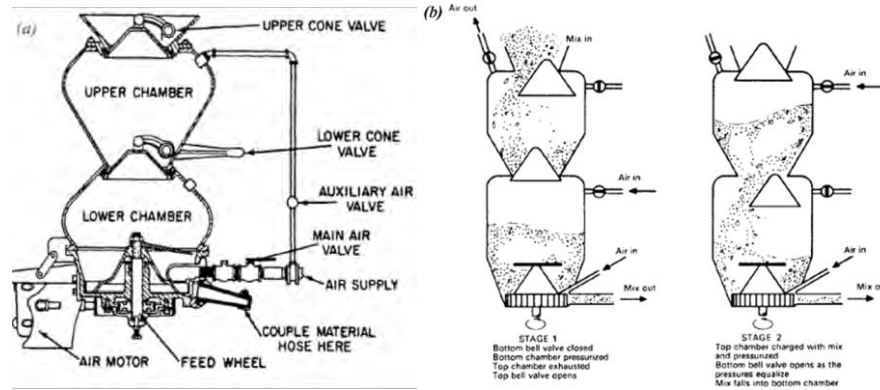


Figure I.6 : (a) Schéma d'une machine à projeter double sas. (b) Schéma de fonctionnement d'une machine à sas. (American Concrete Institute 2005)

#### ❖ Machine à principe péristaltique ou à « tuyau écrasé »

Avec cette machine, le pompage s'effectue par un mouvement rotatif continu de galets venant écraser un tuyau en caoutchouc, qui relie la trémie d'approvisionnement à l'ouverture de sortie. Son fonctionnement s'appuie sur la dépression péristaltique (c'est le principe du tube digestif), en provoquant l'aspiration du matériau dans le tuyau écrasé, comme présenté sur la Figure I.7. Ce système peut être utilisé en voie sèche et en voie mouillée mais le débit de projection est limité à 6 m<sup>3</sup>/h (ASQUAPRO 2007b).

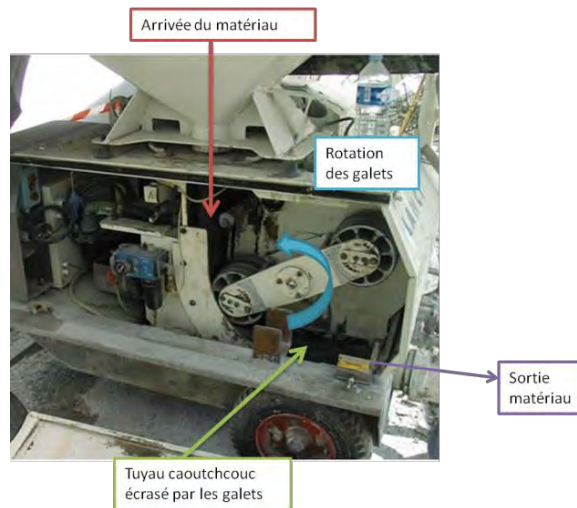


Figure I.7 : Machine à tuyau péristaltique (ASQUAPRO 2007b)

#### 1.4.4. Porte Lance ou lancier

L'opérateur chargé de la projection est appelé porte-lance ou lancier. Il est un élément clé de la bonne mise en œuvre du béton, car c'est lui qui règle l'apport en eau (voie sèche), la distance à la surface, l'orientation de la lance et le mouvement de projection. Des formations existent pour enseigner les bonnes pratiques de projection (ASQUAPRO, ASA), mais le réglage de la teneur en eau reste dépendant de l'appréciation du lancier.

## 1.5.Ferraillage et fibres

Outre le matériau « béton », un ouvrage en béton projeté peut comporter des armatures ; le ferraillage permet d'apporter une résistance en flexion et de réduire les fissures ; mais la présence de treillis soudés entraîne deux inconvénients majeurs :

- Les pertes augmentent car les nappes de ferraillage constituent un obstacle sur lequel les granulats rebondissent.
- Les barres d'armatures ne sont pas nécessairement bien enrobées, ce qui peut porter atteinte à l'intégrité de la structure. En effet, le ferraillage doit être bien enrobé pour jouer son rôle de manière optimale, mais si le porte lance est mal formé ou si le mélange n'est pas adéquat, il peut se créer des zones de vide à l'arrière des armatures (Crom 1981 ; ASQUAPRO 2007b).

Ces deux phénomènes sont amplifiés lors des recouvrements entre nappes de treillis. Les fibres (métalliques, en polypropylène, en fibre de verre...) peuvent également être utilisées aussi bien en voie sèche qu'en voie mouillée. Elles apportent une résistance en traction qui peut remplacer les treillis soudés si les calculs de dimensionnement le permettent. Dans ce cas, l'utilisation de fibres apporte un avantage en terme de rapidité d'exécution.

Cependant, les études s'accordent à dire que les fibres ont tendance à fortement rebondir, ce qui peut poser des problèmes vis-à-vis de la concentration réelle de fibres en place ; cette dernière peut ne plus être en accord avec les calculs de dimensionnement après réalisation de l'ouvrage (Bindiganavile 2007; Armelin et al. 1997; Gérôme 2003). De plus, les fibres peuvent accélérer l'usure du matériel de projection et augmenter la probabilité de formation d'un bouchon dans la lance.

## 1.6.Synthèse

La projection à haute vitesse du béton contre un support a été inventée au début des années 1900. Les utilisations sont très diverses, allant de la réalisation de faux rochers au soutènement dans les tunnels. Il existe deux méthodes de projection du béton : la voie mouillée et la voie sèche. Chacune présente des avantages et des inconvénients, en fonction du type de travaux à réaliser (Tableau I.2). La voie sèche est celle qui génère le plus de rebond, ce qui la place au cœur de notre problématique. C'est donc la bibliographie concernant cette méthode qui est approfondie dans les parties suivantes.

## 2. Caractéristiques du béton projeté par voie sèche

Les caractéristiques répertoriées dans cette partie concernent l'état durci et l'état frais du béton projeté par voie sèche. A l'état durci, les données concernant la résistance et la durabilité de ce type de béton sont répertoriées. Le rebond étant dépendant de l'état frais, les propriétés et les moyens de mesure propres au béton projetés sont présentés ici.

### 2.1.Caractéristiques à l'état durci

La mise en œuvre particulière du béton projeté entraîne des caractéristiques à l'état durci légèrement différentes de celles d'un béton coulé. Les données concernant la résistance et la durabilité des bétons projetés par voie sèche sont présentées ci-dessous.

#### 2.1.1. Résistance en compression

La résistance en compression du béton projeté par voie sèche est dépendante du ratio Eau/Liant, mais aussi de la vitesse des matériaux à la sortie de la buse comme le montre la Figure I.8. Il existe un optimum en fonction du diamètre de la buse utilisée.

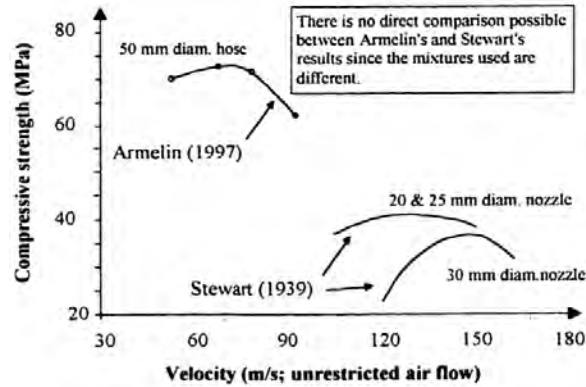


Figure I.8 : Résistance en compression en fonction de la vitesse du jet (Jolin 1999) à partir de (Armelin 1997 ; Stewart 1933)

Le Tableau I.3 présente des valeurs de résistance à la compression à 28j relevées dans la bibliographie pour des bétons projetés par voie sèche. Les mesures ont été effectuées sur des éprouvettes de différentes géométries, or la géométrie a une influence sur le résultat des essais. Des tests ont été menés pour comparer les résistances obtenues sur cylindre d'élanement 2 et sur cubes de 100mm (Voir annexe 1), et il en ressort que le rapport : (résistance cylindre) / (résistance cube) se situe entre 0,68 et 0,83 selon les formulations. On constate alors que mis à part pour Wang et al. (2015) et Figueiredo (1999), les résistances mesurées sur cylindre atteignent facilement 30MPa, donc sont utilisables pour des applications où un béton C30/37 est attendu.

Tableau I.3 : Récapitulatif des résistances en compression à 28j pour des bétons projetés par voie sèche

Auteur	Type d'éprouvette	Résistance en compression à 28j	Remarques complémentaires
(Wang et al. 2015)	Cubes 100mm	26 MPa à 38 MPa	Utilisation d'accélérateur
(Royer 2013)	Cylindres <sup>1</sup>	43 MPa à 53 MPa	Avec et sans fumée de silice
(Bolduc 2009)	Cylindre <sup>1</sup>	39,5MPa à 75,3MPa	Avec et sans additions
(Gérôme 2003)	Cylindre élanement 2	43,8MPa à 85,3 MPa	Avec et sans filler
(Bindiganavile & Banthia 2002)	Cylindre élanement 1,16	46 MPa à 66 MPa	Avec ou sans fumée de silice et/ou métakaolin
(Figueiredo 1999)	Cylindre 75mm de diamètre	10,7MPa à 31,8MPa	Ciment avec 30% de laitier
(Armelin 1997)	Cylindre élanement 1,16	48 à 76 MPa	Avec et sans additions
(Morgan & Wolsiefer 1991)	Cylindre <sup>1</sup>	53 MPa à 60 MPa	Avec et sans fumée de silice
(Morgan 1989)	-	41,9 MPa à 86 MPa	Regroupement d'essais de plusieurs chantiers

### 2.1.2. Module d'Young et coefficient de Poisson

Il existe peu de données sur le module d'Young et le coefficient de Poisson des bétons projetés. En général, les valeurs utilisées sont celles des bétons coulés (ASQUAPRO 2007a). Pour le module d'Young, Gérôme (2003), obtient des valeurs à 28 jours de 35,9 GPa en moyenne (pour des valeurs allant de 30,7 à 44,2 GPa). Deykin et al. (1996) trouvent des modules moins élevés, autour de 22,7 GPa. Les coefficients de Poisson relevés par Gérôme (2003) sont de l'ordre de 0,21, proche de celui d'un béton coulé.

<sup>1</sup> Lorsque l'élanement du cylindre n'est pas de 2, les résultats sont corrigés d'après la norme ASTM C39



### 2.1.3. Durabilité

Un béton se doit d'être durable sur la durée d'utilisation prévue de l'ouvrage. L'estimation de la durabilité d'un béton passe par l'évaluation d'indicateurs tels que la porosité, la perméabilité, les propriétés de diffusion des espèces ioniques... Il existe un certain nombre de données concernant la porosité, mais peu d'études sur la durabilité au sens large.

#### ❖ Réseau poreux et compaction

L'ACI définit la compaction comme le procédé visant à réduire le volume des vides par le biais d'une énergie mécanique. La compaction est due à l'expulsion de l'air. Pour le béton coulé, c'est la vibration qui entraîne la compaction. Pour un béton projeté, elle est réalisée par l'impact des particules sur la surface (Beaupré 1994). Dans le guide ASQUAPRO (2010), il est souligné que le rebond n'aurait pas qu'un effet négatif, il serait nécessaire à la compaction du béton (un minimum de pertes de 15% à 20% seraient nécessaires à cette compaction). Cependant, Figueiredo (1999) remarque que la présence de gros granulats, plus sujets au rebond, n'entraîne pas une meilleure compaction et que, pour une vitesse de projection donnée, un mélange raide n'aura pas une bonne compactibilité.

Le Tableau I.4 recense quelques valeurs de porosité accessible à l'eau issues de la bibliographie. Pour ce qui est de la technique de saturation, Safiuddin & Hearn (2005) ont montré qu'une méthode par saturation sous vide donne des résultats 5% à 10% supérieurs à une technique de saturation par eau bouillante (norme ASTM C642), et 10% à 20% supérieurs à une saturation par eau froide. Le type de saturation utilisé est donc précisé pour chaque cas.

Tableau I.4 : Récapitulatif des valeurs de porosité accessible à l'eau pour les bétons projetés par voie sèche

	Porosité	Méthode
(Royer 2013)	12,1% - 17,1%	ASTM C642 (saturation à l'eau bouillante, pas de mise sous vide)
(Bolduc 2009)	11,4% - 19,6%	ASTM C642
(Géromey 2003)	13% - 18%	Saturation sous vide
(Vivek Bindiganavile & Banthia 2000)	13,2% - 20,2% Avec et sans additions	ASTM C642
(Figueiredo 1999)	12,2% - 22,3%	ASTM C642
(Beaupré et al. 1996)	12,3% - 19,5% Avec et sans entraîneur d'air	ASTM C642
(Prudêncio et al. 1996)	12,6% - 16,1%	ASTM C642
(Cabrera & Woolley 1996)	10% - 13%	Saturation sous vide
(Morgan 1987)	10% - 22% (avec et sans fumée de silice)	ASTM C642
(Seegebrecht et al. 1989)	10,5% - 13,6%	ASTM C642

Royer (2013) a effectué des mesures de porosité sur des bétons projetés et des bétons projetés reconsolidés (prélevés et vibrés après projection) et observe un volume des vides accessibles moins grand après reconsolidation. D'après Bolduc (2009) et Royer (2013) la projection du béton entraînerait la création de vides liés au type de compaction ; ces vides ne seraient que partiellement accessibles par les essais de pénétration d'eau (ASTM 642). La présence de ces « vides de compaction » serait détectable par des variations de résistance en compression (l'augmentation de porosité générée par ces vides entraînerait une baisse des résistances).

Gérome (2003) trouve des valeurs de porosité accessible à l'eau relativement élevées comparativement à des bétons coulés présentant des performances identiques de résistance. Les bétons pré-humidifiés seraient légèrement moins poreux. Elle remarque aussi que l'augmentation en éléments fins entraîne une augmentation de la porosité et qu'une projection avec un faible débit d'air n'est pas synonyme d'une augmentation de la porosité.

Cabrera & Woolley (1996) ont effectué des relevés sur un ouvrage en place. Ils trouvent des résultats de porosité, mesurés par saturation sous vide, plutôt faibles en voie sèche (entre 10% et 13%), avec une perméabilité à l'oxygène élevée. L'explication se base sur le fait que le mélange mis en place comporte un volume important de pores capillaires et une microfissuration résultant d'une forte teneur en ciment.

De manière générale, le béton projeté a une porosité plus élevée qu'un béton coulé. Morgan (1987) a regroupé des résultats de porosité en provenance de nombreux chantiers d'Amérique du Nord et a établi une classification spécifique de la qualité de la mise en place des bétons projetés. Les seuils proposés sont présentés au chapitre 6.

### ❖ *Propriétés de transfert*

Des essais de pénétration d'ions chlorures ont été réalisés par la méthode RCPT (Rapid Chloride Permeability Test) selon la norme ASTM C1202 par Bolduc (2009). Il constate que les indices de durabilité proposés par la norme ASTM C1202 pour les ions chlorures ne sont pas cohérents avec les indices de durabilité liés à la porosité proposés par Morgan (1987). La durabilité évaluée par la méthode RCP donne un indice très faible, alors que le béton peut être classé comme excellent par Morgan (1987).

Wang et al. (2015) ont effectué des essais comparatifs entre béton projeté par voie sèche et béton coulé avec les mêmes formulations (contenant du ciment portland, 10% de cendres volantes, des fibres métalliques et un accélérateur de prise). Ils constatent que la perméabilité et la diffusion des ions chlorures du béton projeté est moins bonne que celle du béton coulé. En revanche la profondeur de carbonatation, la résistance au gel-dégel et la résistance aux sulfates semblent meilleures pour le béton projeté.

De leur côté, Seegebrecht et al. (1989) constatent que le béton projeté par voie sèche possède une bonne résistance au gel-dégel dans l'eau fraîche (moins bonne dans l'eau salée), ainsi qu'une bonne résistance à la pénétration des ions chlorure.

Zhang et al. (2016) ont comparé les indicateurs de durabilité de bétons projetés par voie sèche et de bétons coulés. Il en ressort que les bétons projetés présentent des propriétés de transport (perméabilité, diffusion des ions) équivalentes, voire supérieures, aux bétons coulés.

Les caractéristiques du béton à l'état durci sont le résultat d'une projection générant du rebond. L'évaluation du béton à l'état frais est donc nécessaire à une meilleure compréhension de sa mise en place.

## **2.2. Caractéristiques à l'état frais**

Les caractéristiques du béton projeté à l'état frais (en particulier la consistance et le seuil de cisaillement) peuvent donner des informations sur le rebond ou la stabilité du mélange. Cependant, l'état frais du béton projeté par voie sèche est difficile à évaluer car la quantité d'eau ajoutée au mélange ne peut pas être connue à l'avance, la composition du mélange est modifiée par la projection (paragraphe 3.3), et la compaction est différente de celle d'un béton malaxé. Certains auteurs étudient seulement la pâte de ciment, sans tenir compte des effets de la projection. Ainsi, Pfeuffer & Kusterle (2001) ont effectué des mesures rhéologiques en utilisant des ratios E/L

équivalents. La spécificité du béton projeté par voie sèche a cependant poussé certains auteurs à développer d'autres outils de caractérisation adaptés.

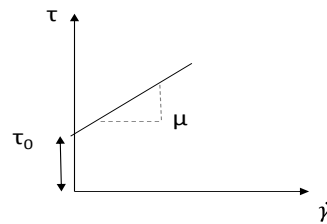
### 2.2.1. Rhéologie du béton projeté

Certaines études ont tenté de relier les caractéristiques rhéologiques et le rebond du béton. En effet, le béton frais est couramment décrit à l'aide de modèles rhéologiques, et en particulier par le modèle de Bingham, grâce à deux paramètres physiques : le seuil de cisaillement et la viscosité plastique (Tattersall & Banfill 1983). La contrainte  $\tau$  apparaissant en condition de cisaillement peut être exprimée par :

$$\tau = \tau_0 + \mu \dot{\gamma}$$

Avec :

- $\tau$  : Contrainte de cisaillement (Pa)
- $\tau_0$  : Seuil de cisaillement (Pa)
- $\mu$  : Viscosité apparente (Pa.s)
- $\dot{\gamma}$  : Gradient de vitesse de cisaillement ( $s^{-1}$ )



Beaupré (1994) ne trouve pas de relation entre le rebond et les propriétés rhéologiques mesurées sur le béton (ses mesures concernent des bétons projetés par voie mouillée). Pfeuffer & Kusterle (2001) ont effectué des mesures rhéologiques sur des mortiers en utilisant les mêmes ratios eau/ciment (contrôlé par un débitmètre) relevés lors de la projection de béton par voie sèche. Ils trouvent que le rebond est « intimement lié aux propriétés intrinsèques d'écoulement visqueux des particules fines au sein du béton projeté ». Ils constatent que la viscosité doit être basse au niveau de la zone impactée par le flux de béton, et que le seuil de cisaillement doit être le plus haut possible pour éviter l'affaissement du mélange. Brumaud (2012), d'après Baumann et al. (2010), suggère que le caractère collant d'un mortier (défini par la quantité de matériau adhérente à un cône en métal) augmente avec l'augmentation du ratio  $\mu \gamma_c / \tau_0$  (avec  $\gamma_c$  la déformation critique du matériau correspondant à la déformation atteinte lorsque la contrainte est égale à la contrainte seuil). Si le caractère collant est relié au rebond, cela signifie que pour un seuil donné, la viscosité doit être élevée, ce qui va à l'encontre des résultats de Pfeuffer et Kusterle (2001).

D'autre part, Prudencio (1998) suggère qu'un mélange thixotrope permet de réduire le rebond. Il existe plusieurs définitions de la thixotropie répertoriées par Barnes (1997) et peut se traduire dans le cas de la projection par la capacité de réduction de la viscosité en fonction du temps sous une sollicitation constante, suivie d'un regain de viscosité lorsque la sollicitation s'arrête.

La relation entre rebond et propriétés rhéologiques ne semble pas être évidente. C'est pourquoi des outils alternatifs d'évaluation du béton projeté ont été développés

### 2.2.2. Consistance statique

L'étude de la projection par voie sèche renvoie à une notion de consistance de projection (Jolin et al. 1999 ; Armelin et al. 1996 ; Gérôme 2003), qui est un paramètre d'évaluation assez subjectif. Sur chantier, la consistance est principalement contrôlée par l'ajout d'eau. Si trop d'eau est ajoutée, le mélange aura tendance à perdre de la cohésion et à tomber, et si il n'y a pas assez d'eau, le rebond augmentera (Armelin 1997). Le contrôle de l'apport en eau est réalisé par le porte lance en évaluant la consistance du béton de manière visuelle. Pour connaître la consistance du béton projeté, on ne peut pas utiliser de test comme le cône d'Abrams, puisqu'il impliquerait de prélever le béton après projection, ce qui provoquerait un « malaxage » et une modification structurelle.

Prudêncio et al. (1996), Armelin et al. (1997), et plus tard Jolin et al. (1999), Bolduc (2009), Royer (2013) ont utilisé un test de consistance par pénétration d'une aiguille dans le béton frais. Pour définir la consistance, les auteurs se réfèrent à Powers (1967) qui considère la consistance comme la résistance du matériau à une déformation. Cette mesure peut s'apparenter à une mesure de seuil de cisaillement (Jolin et al. 1999).

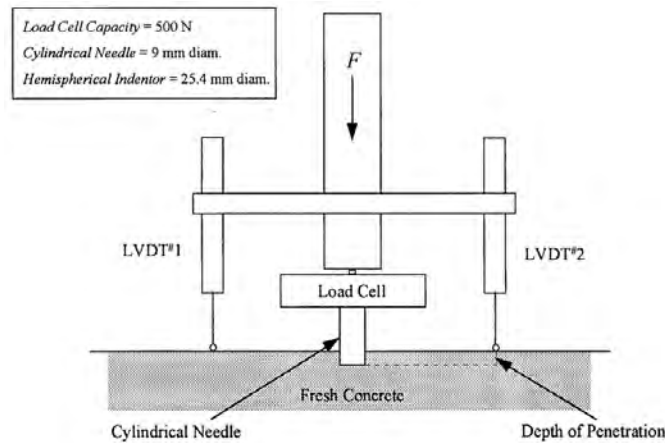


Figure I.9 : Schéma d'un pénétromètre électronique pour la mesure de la consistance du béton projeté (Armelin 1997)

La Figure I.9 présente un dispositif de mesure avec une aiguille de 9mm. L'aiguille est reliée à une cellule de charge et deux capteurs de déplacement. Cela permet l'enregistrement de la contrainte en fonction de la profondeur de pénétration, lors de l'enfoncement, à une vitesse lente, dans le béton frais.

La Figure I.10 retranscrit un enregistrement type. On constate que cette contrainte se stabilise à partir d'une certaine profondeur (de l'ordre de grandeur du diamètre de l'aiguille). Cette valeur est retenue pour quantifier la consistance statique, notée P statique.

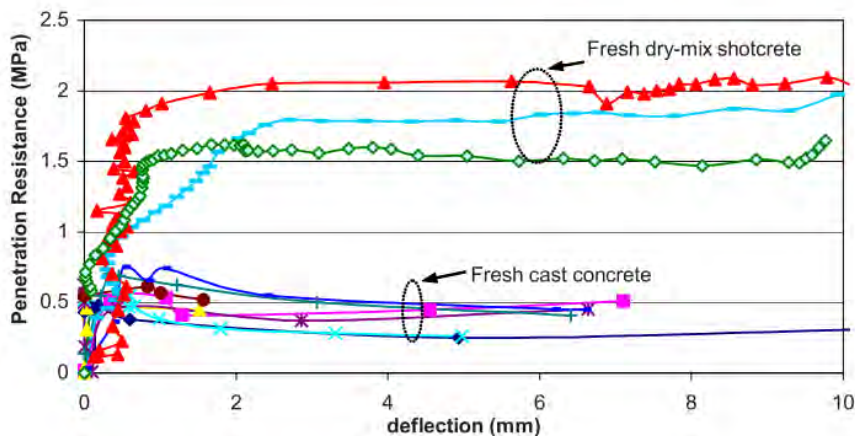


Figure I.10 : Courbe obtenue lors d'un test à l'aiguille. Le béton coulé ne présente pas la même réponse que le béton projeté (Bindiganavile & Banthia 2009)

**Remarque :**

Bindiganavile & Banthia (2009) ont mis en évidence l'influence de la mise en place du béton sur les valeurs du seuil de cisaillement. Pour une composition identique, lorsque le béton est malaxé, ils constatent une réduction de presque 75% du seuil de cisaillement par rapport au béton projeté (Figure I.10).

Les essais menés par Armelin (1997) ou Jolin (1999) ont montré que le rebond était dépendant de la consistance statique. Plus la contrainte relevée au pénétromètre statique est grande, plus le béton est ferme et plus le rebond est important (Figure I.11).

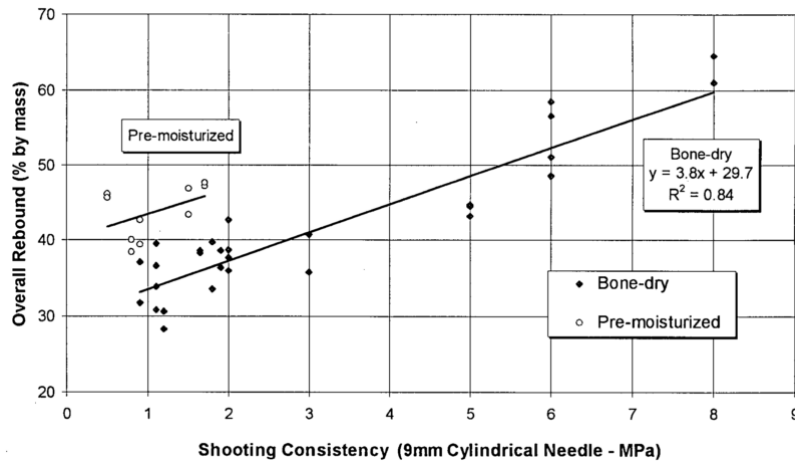


Figure I.11 : Rebond en fonction de la consistance mesurée par la contrainte de contact statique (Armelin 1997)

### 2.2.3. Consistance dynamique

Lors de la projection de béton, les particules présentes dans le mélange viennent impacter le substrat de béton frais entraînant un effet de choc assimilable à une composante dynamique. Armelin (1997) propose de tenir compte de cette composante via une contrainte de contact dynamique (P dynamique). Pour cela, il utilise un lanceur à air comprimé, permettant de tirer une seule particule dont la vitesse est enregistrée par une caméra haute vitesse. La contrainte de contact dynamique est évaluée comme le ratio entre l'énergie cinétique de la particule et le volume de l'empreinte (représenté sur la Figure I.12) :

$$P \text{ dynamique} = \frac{W}{V} = \frac{1/2mv^2}{V}$$

Avec :

- P dynamique : Contrainte de contact dynamique [Pa]
- W : Energie cinétique de la bille [J]
- m : masse de la bille [kg]
- v : vitesse de la bille [m/s]
- V : volume de l'empreinte [m<sup>3</sup>]

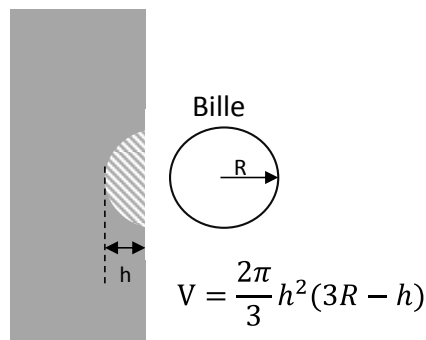


Figure I.12 : Volume « V » de l'empreinte de profondeur « h » laissée par une bille de rayon « R » après impact sur le substrat de béton frais.

Jolin (1999) propose un test sensiblement identique, en étudiant la chute d'une bille d'une hauteur donnée dans un substrat composé de béton projeté frais. Dans ce cas, la vitesse est déterminée comme  $v = \sqrt{2 \cdot g \cdot s}$ , avec « s » la hauteur de chute [m] et « g » l'accélération de la pesanteur [m/s<sup>2</sup>]. Dans cette même étude Jolin (1999), trouve une relation, pour 2 types de mélanges différents, entre la contrainte de contact dynamique et le rebond (Figure I.13)

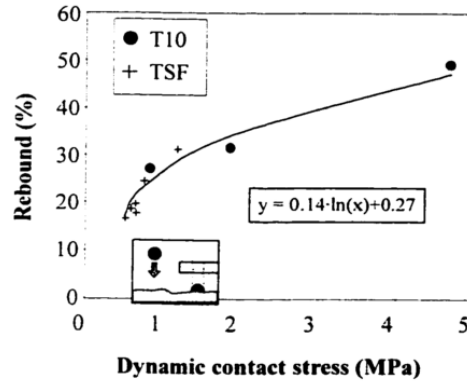


Figure I.13 : Rebond en fonction de la contrainte de contact dynamique pour des bétons avec ciment T10 et ciment + fumée de silice TSF (Jolin 1999)

#### 2.2.4. Epaisseur de passe maximale et cohésion

L'absence de coffrage permet de faire varier très facilement l'épaisseur de béton appliquée. Cependant, l'épaisseur de béton ne doit pas être trop importante, au risque de décrochement d'une partie de ce béton, par perte d'adhérence ou de cohésion. Des tests empiriques permettent de définir des épaisseurs maximales de passe de projection mais il n'existe aucune normalisation de ce genre de test. Beaupré (1994) propose une évaluation de l'épaisseur maximale de passe par projection sur un support vertical (Figure I.14).

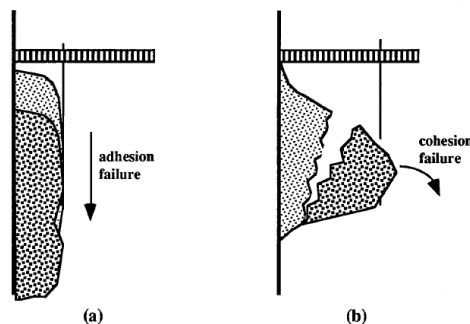


Figure I.14 : Schématisation de perte d'adhérence au support (a) et de rupture par perte de cohésion (b) pour une projection sur un support vertical. L'épaisseur maximale est relevée au moment de la rupture (Beaupré 1994)

Jolin et al. (1999) proposent un montage (Figure I.15) pour étudier l'épaisseur de projection maximale en plafond. Le béton est projeté jusqu'à ce qu'une partie se détache. A partir de cet essai, la cohésion du mélange projeté est définie comme la contrainte de tension au niveau de la zone de rupture. Expérimentalement, le poids du panneau d'essai (monté sur une balance) est divisé par l'aire de la surface de rupture, après la chute ou la décohérence d'une partie du béton. Les auteurs trouvent une relation directe entre la consistance mesurée par pénétration statique et la cohésion d'un mélange donné. Gérôme (2003) souligne que ce type d'essai n'est pas idéal, car il dépend de l'état de surface du support, et la forme du béton est conique, ce qui est rarement une forme attendue sur chantier.

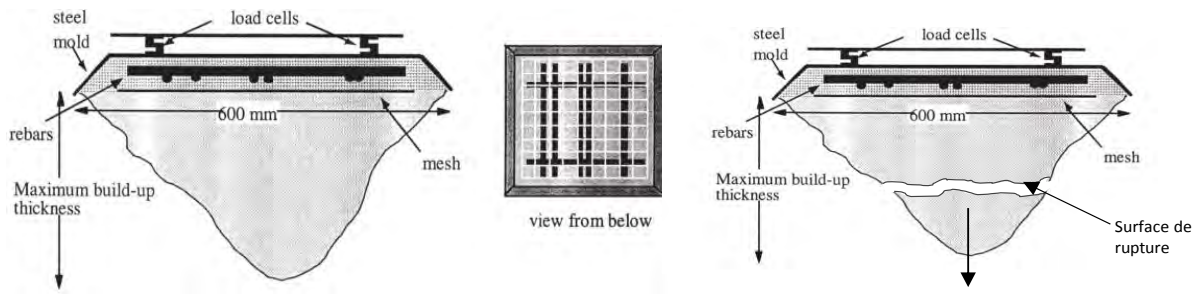


Figure I.15: Montage pour évaluation de l'épaisseur maximale de passe. projection en plafond sur un support avec armatures (Jolin et al. 1999)

Afin de lier l'épaisseur maximale de projection à des notions plus rigoureuses, Beaupré (1994) propose une relation entre le seuil de cisaillement (mesurées par un rhéomètre avant la projection pour des cas de projection par voie mouillée) et l'épaisseur maximale projetable (Figure I.16). L'épaisseur maximale de passe serait dépendante du seuil de cisaillement.

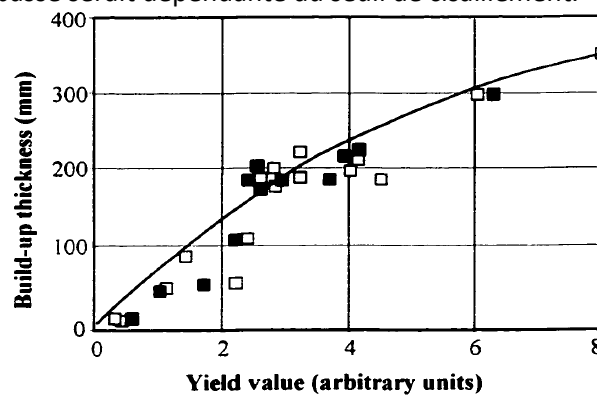


Figure I.16 : Relation entre l'épaisseur de passe maximale et le seuil de cisaillement. (Jolin 1999) adapté de (Beaupré 1994)

### 2.2.5. Résistance à la traction du béton frais

Jolin et al. (1999) caractérisent le béton frais projeté par voie sèche par sa résistance en traction. Pour cela, ils projettent directement le béton dans un moule adapté (Figure I.17 (a)) permettant d'effectuer le test. Ce test est proche d'un essai de cohésion puisqu'ils font tous les deux appel au même phénomène de rupture. Comme pour l'essai de cohésion, une relation semble exister entre les valeurs obtenues par pénétration statique et les résistances à la traction (Figure I.17 (b)).

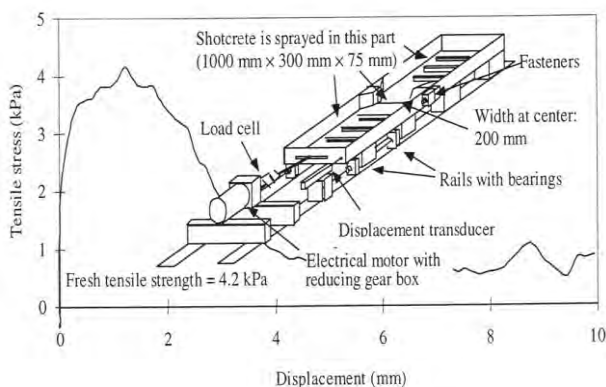


Figure I.17(a) : Moule de projection pour test de résistance à la traction du béton frais (Jolin et al. 1999)

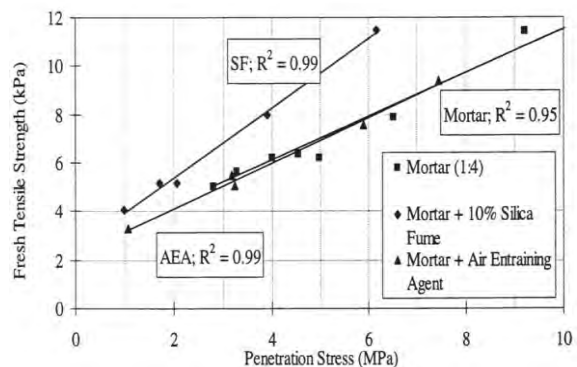


Figure I.17(b) : Relation entre résistance à la traction et contrainte de contact statique pour différents bétons (Jolin et al. 1999)

### 2.2.6. Adhérence

Pour définir l'effet « collant » du béton, Armelin & Banthia (1998) ont proposé la mesure d'une force d'adhérence, ou force de succion, notée  $\sigma_0$ , d'une particule sur le béton frais. La mesure est réalisée avec le même dispositif que celui pour la mesure du seuil de cisaillement (P statique), mais, au lieu d'enfoncer le pénétromètre, celui-ci est retiré et la contrainte nécessaire ( $\sigma_0$ ) pour ce retrait est mesurée. Sur la Figure I.18, cette contrainte correspond au plateau de valeurs en zone inférieure « Pull-out », entre 0 et -0.01MPa. Pour cet essai, un embout hémisphérique est utilisé à la place d'un embout cylindrique.

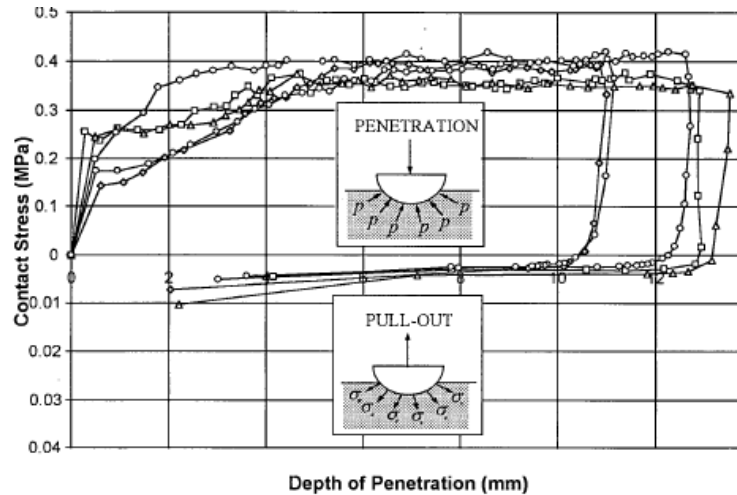


Figure I.18 : Contrainte de contact lors de la pénétration et du retrait du pénétromètre avec embout hémisphérique de 25,4mm de diamètre. Les valeurs négatives correspondent à l'essai de retrait (Armelin 1997)

### 2.3.Synthèse

Le béton projeté par voie sèche présente généralement de bonnes résistances, mais des porosités plus élevées que les bétons coulés. La durabilité des bétons projetés n'en semble pas impactée dans la mesure où les indicateurs tels que la perméabilité, ou la résistance à la diffusion des ions peuvent se révéler égaux ou meilleurs que ceux des bétons coulés. Il n'existe cependant que très peu d'études sur le sujet de la durabilité.

L'étude des caractéristiques du béton à l'état frais sont nécessaires à la compréhension du phénomène de rebond. Une première approche est d'étudier le béton par des mesures rhéologiques, mais cette solution n'est pas la plus pertinente pour le béton projeté. En effet, l'ajout d'eau étant réalisé au moment de la mise en œuvre, l'évaluation de l'état frais peut difficilement se faire avec précision avant la projection. Des études rhéologiques ou de consistances classiques, entraînent une manipulation du matériau pour les prélèvements et une reconsolidation modifiant la structure poreuse, ce qui rapproche le béton projeté d'un béton coulé. Or, il a été constaté que les consistances mesurées au pénétromètre d'un béton projeté et d'un béton malaxé sont différentes (le béton projeté est plus ferme). Les essais de pénétration statique et dynamique sont donc les plus proches d'une caractérisation intrinsèque du matériau. Des essais de traction et cohésion ont aussi été développés et il semble que les résultats obtenus soient reliés à la consistance mesurée de manière statique.

Après avoir présenté les caractéristiques du béton projeté à l'état durci et à l'état frais, les paramètres influant sur le rebond et leur lien (lorsqu'ils ont été établis) avec ces caractéristiques sont répertoriées.



### 3. Paramètres influençant le rebond

Le procédé de projection par voie sèche est générateur de rebond. Le rebond est défini comme « la partie du matériau qui, ayant été projeté par la lance, n'adhère pas à la surface d'application » [NF EN 14487-1]. Il est donc calculé comme le rapport entre la masse de béton n'adhérant pas à la surface et la masse totale de béton projetée.

Ces pertes par rebond induisent une surconsommation de matériaux, ce qui est préjudiciable pour le coût des travaux, le temps de réalisation (les pertes doivent souvent être ramassées et évacuées) et le bilan carbone de la méthode : en effet, la production de béton, et en particulier la fabrication du ciment est fortement génératrice de CO<sub>2</sub>. La surconsommation de béton entraîne donc des émissions de gaz à effet de serre supplémentaires.

Le rebond impacte aussi la composition du béton « en place », car les granulats ne rebondissent pas dans les mêmes proportions. De ce fait, la composition finale du béton ne peut pas être connue précisément avant la mise en place. Les pertes par rebond pour un béton projeté par voie sèche sont généralement supérieures à 20% et peuvent facilement s'élever à plus de 40%. En voie mouillée, les pertes sont estimées entre 5 et 10% (Armelin 1997; Bindiganavile & Banthia 2000; Gérôme 2003).

La quantité de rebond dépend de la formulation initiale du béton, du processus de mise en place (orientation de la buse par rapport à la surface, vitesse, pression d'air) et des paramètres du site (type de surface et inclinaison, épaisseur d'application, température...). Tous ces paramètres ont été évalués de manière expérimentale par divers auteurs et sont présentés dans cette partie (Stewart 1933; Parker et al. 1976; Schutz et al. 2011; Armelin 1997; Jolin 1999; Bindiganavile & Banthia 2000; Resse & Vénuat 1981; Pfeuffer & Kusterle 2001; Gérôme 2003). Un modèle de prédiction du rebond a été développé par Armelin (1997) et sera présenté au chapitre 5.

#### 3.1. Paramètres techniques

Le rebond est dépendant de deux types de paramètres : les paramètres techniques et les paramètres de formulation. Les paramètres techniques sont liés à l'outillage et à son réglage, aux pratiques de projection et à la configuration du site.

##### 3.1.1. Débit d'air et vitesse de projection

Armelin (1997) montre qu'il existe un débit d'air optimal pour minimiser le rebond (Figure I.19). Les valeurs exposées sont dépendantes du matériel utilisé et ne peuvent pas faire office de référence universelle. Lors de ses essais, Gérôme (2003) trouve qu'en réduisant le débit d'air sans réduire le débit de matériau, le rebond augmente par rapport à la situation de référence.

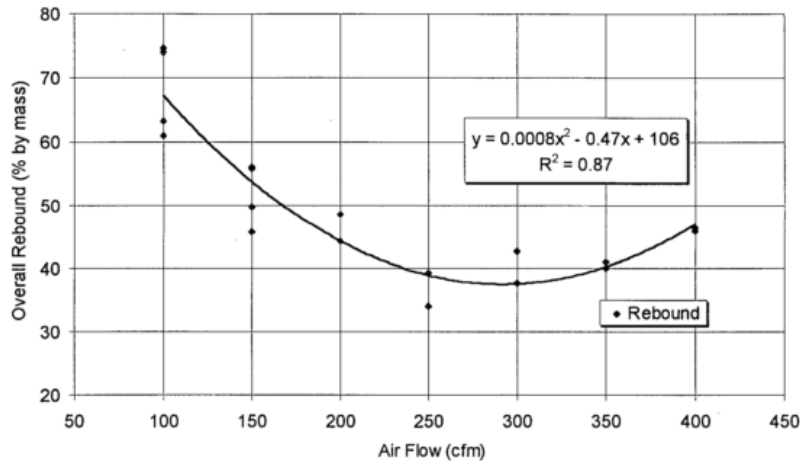


Figure I.19 : Variation du rebond en fonction du débit d'air (Armelin 1997)

Le débit d'air a une influence sur la vitesse de sortie des matériaux, or, la détermination de la vitesse de projection est un enjeu important pour l'évaluation du rebond. En effet, la vitesse détermine l'effet dynamique de l'impact des particules. Il existe une large gamme de vitesses répertoriée dans la littérature allant de 10m/s jusqu'à 150 m/s (Tableau I.5). Les dernières observations réalisées sont celles de Ginouse (2014). Les vitesses sont très dépendantes de la taille des granulats, de la position dans le jet, du débit d'air et de manière plus générale du dispositif de mise en place (compresseur, lance, tuyau...).

Tableau I.5 : Vitesse de projection selon différents auteurs

Auteur	Vitesse de Projection relevée (m/s)
(Stewart 1933)	90 à 150 m/s
(Ryan 1973)	90 à 120 m/s
(Ward & Hills 1977)	35 à 56 m/s
(Parker 1977)	30 à 60 m/s
(Blumel et al. 1978)	27 à 35 m/s
(Armelin et al. 1999)	5 à 75 m/s
(Resse 2010)	100 m/s
(Ginouse 2014)	25 à 30 m/s (dans l'axe de la lance)

### 3.1.2. Orientation de la lance et inclinaison de la paroi

Puri & Uomoto (1999) présentent l'influence de l'angle de la buse sur la quantité de rebond (Figure I.20). Le taux de rebond minimum est obtenu avec une orientation de la lance perpendiculaire au support. Armelin (1999), Puri & Uomoto (1999) et Melbye et al. (1995) observent qu'en passant d'un angle de 0° (perpendiculaire à la paroi) à un angle de 30°, le rebond subit une augmentation de 10% à 15%.

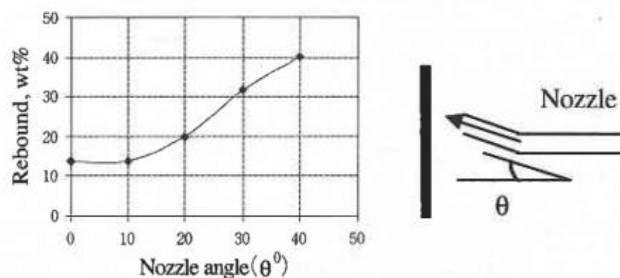


Figure I.20 : Effet de l'angle de la lance sur le rebond (Puri & Uomoto 1999)

En théorie, pour une même orientation du jet incident, l'inclinaison de la paroi n'a pas d'influence sur le rebond. En effet, l'accélération des particules projetées est d'environ deux ordres de grandeur supérieure à l'accélération de la pesanteur. Armelin et al. (1997) proposent de négliger les effets de cette dernière. En revanche, sur chantier, et particulièrement en tunnel, il est souvent difficile de maintenir un angle de 90° entre le jet incident et la paroi.

La distance entre la buse et le support, à pression égale, a aussi un effet sur la vitesse et la quantité de rebond. Puri & Uomoto (1999) ont réalisé une simulation montrant qu'à pression identique, lorsqu'on s'éloigne de la surface de 0.6m à 1.3m, les pertes par rebond diminuent de 20%. Il est à noter que ces résultats sont issus de modèles numériques (présentés au chapitre 5).

### 3.1.3. Type de support et épaisseur de béton en place

Parker et al. (1976) ont tenté une étude de l'incidence du type de support sur le rebond, sans pouvoir en tirer des conclusions certaines. Les surfaces testées étaient en contre-plaqué ou en roche plus ou moins régulières ainsi que des surfaces déjà recouvertes de béton. Les auteurs constatent que lorsque qu'une première couche d'épaisseur critique d'environ 25mm est projetée (représentée par Gérôme (2003) sur la Figure I.21), la rigidité de la surface initiale n'a pas d'effet sur le rebond. Seule la consistance du béton déjà projeté est un paramètre influent.

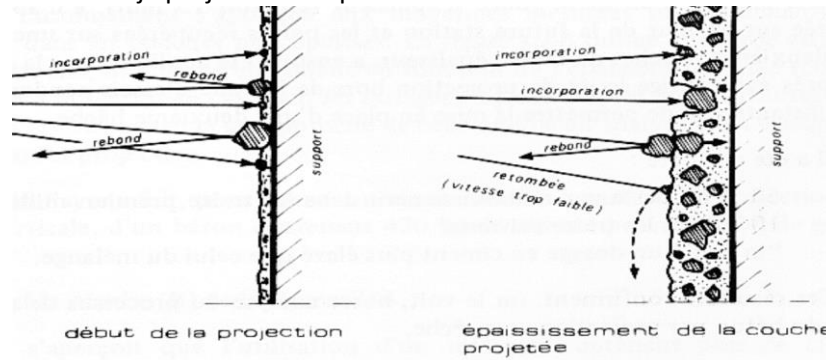


Figure I.21 : Illustration de la couche critique (Gérôme 2003)

Durant la première phase de projection, avant qu'une couche critique soit mise en place, le rebond est très important (Figure I.22). Il représenterait 44% du rebond total, pour une couche représentant seulement 7% de l'épaisseur totale (Parker et al. 1976). Ce résultat est à considérer avec précaution au vu du dispositif expérimental utilisé. Lorsque l'épaisseur de béton projeté augmente, il y aurait donc stabilisation du rebond.

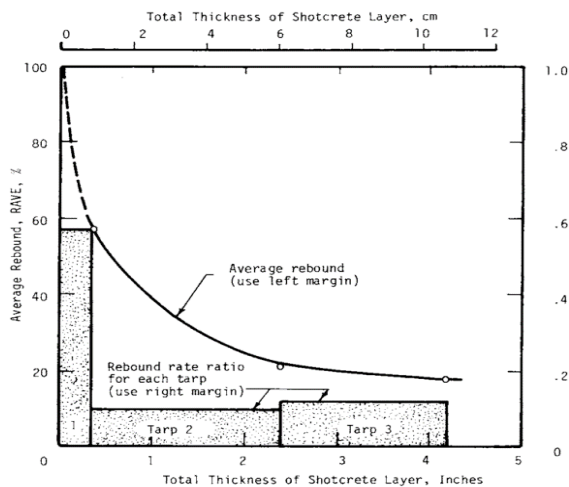


Figure I.22 : Pertes par rebond en fonction de l'épaisseur de la couche de béton (Parker et al. 1976)

### 3.1.4. Température

Parker et al. (1976) ont étudié l'influence de la température sur le rebond. Une température ambiante faible semble augmenter légèrement le rebond. En passant de 0°C à 15,5°C le rebond s'échelonne entre 20% et 16%. D'autres tests ont été effectués en chauffant l'eau en sortie de lance. Pour des températures allant de 15,5°C à 48°C, le rebond passe de 19,4% à 12,2%.

## 3.2. Paramètres de formulation

La formulation du béton a une influence non négligeable sur les propriétés de placement du béton projeté et notamment sur le rebond. Il est possible de décomposer la formulation du béton en trois parties : les granulats, le liant et l'eau. Leur action sur le béton frais est d'ordre physique (taille, forme, densité des particules...) et/ou rhéologique (modification de la viscosité, du seuil...) et ont été étudiés selon ces deux principaux critères dans la bibliographie. Quelques études relient les effets sur le rebond aux mesures de consistance statique et dynamique présentées au paragraphe 2 et seront présentés lorsqu'elles existent.

### 3.2.1. Effet de la taille et de la densité des granulats

Selon la théorie et les essais développés par Armelin (1997), plus la taille d'un granulat augmente, plus la probabilité de rebond est grande (Figure I.23). De son côté, Bindiganavile (2007) constate que les granulats de plus grande densité ont aussi une tendance à plus rebondir.

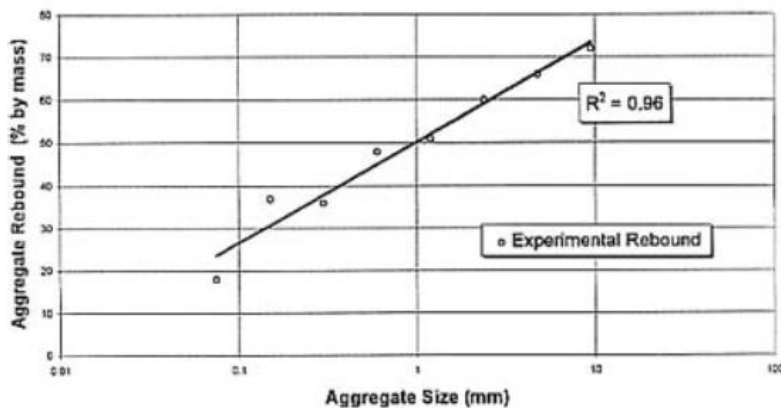


Figure I.23 : Rebond des granulats en fonction de leur taille (Armelin 1997)

#### **Remarque :**

Pour expliquer ce phénomène, Armelin (1997) propose une explication basée sur la vitesse des particules : les particules les plus grosses sont les plus lentes, ce qui entrainerait un plus grand rebond. Cependant, malgré des vitesses plus lentes, ces grosses particules ont une énergie cinétique ( $W_1 = \frac{1}{2}.mv^2$ ) plus grande que les petites particules (d'après la même étude d'Armelin (1997)) :

Diam (mm)	v (m/s)	$W_1$ (j)	Rebound
0,075	60,9	1,09E-06	17%
0,15	49,3	5,68E-06	20%
0,3	39,8	2,97E-05	30%
0,6	32,2	1,55E-04	39%
1,2	26,0	8,09E-04	48%
2,4	21,0	4,23E-03	57%
4,8	17,0	2,21E-02	64%
9,5	13,8	1,13E-01	70%

Donc des particules avec une plus grande énergie sont aussi plus sujettes au rebond. Ceci permettrait d'expliquer les résultats observés par Bindiganavile (2007) car des particules plus denses ont aussi une plus grande énergie cinétique.

### 3.2.2. Effet de la courbe granulométrique

La norme française (NF P 95-102) et l'ACI (ACI 506R 2005) (Tableau I.6) proposent des recommandations de fuseaux granulométriques pour le béton projeté, le plus continu possible.

Ces recommandations concernant les pertes par rebond sont discutées dans Armelin et al. (1997). En effet, Armelin et al. (1997) remarquent que les courbes cumulées discontinues ont un rebond total égal ou inférieur aux mélanges ayant des courbes granulaires continues. Cette conclusion doit toutefois être pondérée par le fait que, dans cette étude, seuls deux essais ont été réalisés avec des courbes discontinues. Jolin & Beaupré (2004) ont montré d'après leurs essais, qu'il existait un optimum de distribution granulométrique (basé sur le fuseau ACI). Cet aspect sera développé au chapitre 3. Les tests menés pour un rapport E/C fixe, en faisant varier la distribution granulométrique, permet de passer d'un rebond de 37% à 25%.

Tableau I.6 : Fuseau de l'ACI (ACI Committee 506 2008)

Tamis U.S. Maillage carré standard	Pourcentage passant	
	Distribution #1 (Mortier)	Distribution #2 (Béton)
3/4 po. (19 mm)	-	-
1/2 po. (12 mm)	-	100
3/8 po. (10 mm)	100	90 à 100
No. 4 (4.75 mm)	95 à 100	70 à 85
No. 8 (2.4 mm)	80 à 98	50 à 70
No. 16 (1.2 mm)	50 à 85	35 à 55
No. 30 (600 µm)	25 à 60	20 à 35
No. 50 (300 µm)	10 à 30	8 à 20
No. 100 (150 µm)	2 à 10	2 à 10

### 3.2.3. Effet de la teneur en eau

Les résultats obtenus par Pfeuffer & Kusterle (2001) ont montré que, plus le rapport eau/ciment « w/c » sur la Figure I.24 (ou « E/C ») augmente, plus le rebond diminue. Les essais ont été menés avec une teneur en ciment fixe, ce qui revient à faire varier la teneur en eau « w » (avec une plage de variation de E/C de 0.4 à 0.55 pour limiter la poussière et garder une adhérence au substrat). Entre un E/C de 0.4 et de 0.55, le rebond diminue de moitié. Mais l'augmentation de la teneur en eau entraîne aussi une perte de résistance (jusqu'à 30%) et une augmentation de la porosité donc une diminution de la durabilité.

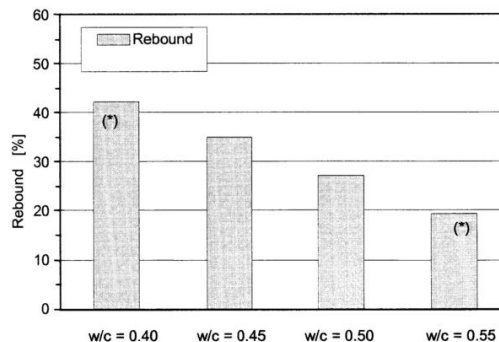


Figure I.24 : Effet des différents ratios E/C sur le rebond. (Pfeuffer & Kusterle 2001)

La variation de teneur en eau modifie la consistance du béton projeté. L'augmentation de la teneur en eau entraîne la diminution de viscosité et de seuil (Figure I.25a). La consistance la plus humide de

projection correspond à un béton contenant le plus d'eau possible tout en restant stable (« wettest stable consistency » (Morgan 1991)). Au-delà de cette consistance, le béton s'affaisse et coule du support car le seuil de cisaillement est trop faible. La consistance des mélanges peut être évaluée par des mesures de pénétration statique. La Figure I.25(b) présente la contrainte de contact statique en fonction du débit d'eau introduit à la lance. On peut voir que l'ajout d'eau mène à l'abaissement des valeurs mesurées au pénétromètre statique.

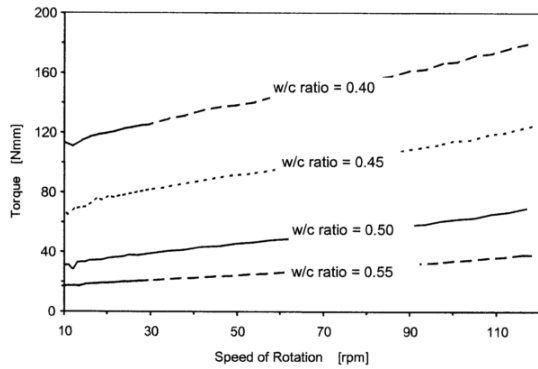


Figure I.25(a): Effet des différents ratios E/C sur la viscosité et le seuil d'écoulement. (Pfeuffer & Kusterle 2001)

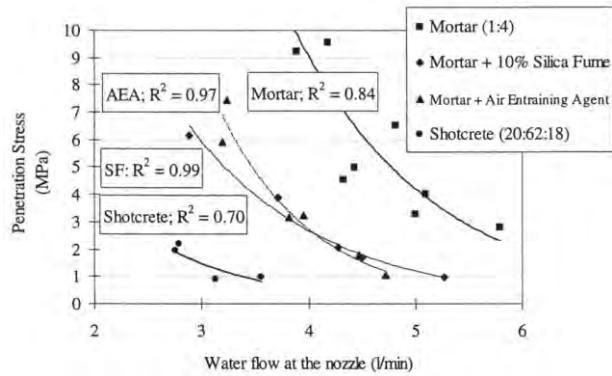


Figure I.25(b) : Contrainte de pénétration statique en fonction de du débit d'eau à la lance pour différents mélanges (Jolin 1999)

### 3.2.4. Effet de la teneur en ciment

La teneur en ciment influe également sur le rebond. A consistance égale (évaluées par pénétration statique), Armelin (1997) montre que le rebond diminue de 7,4% pour 100kg/m<sup>3</sup> de ciment ajouté au mélange (Figure I.26). Cela corrobore les résultats de Austin et al. (1995) qui trouvent une réduction de 6.7% par ajout de 100kg/m<sup>3</sup> de ciment. Cependant, en augmentant la quantité de ciment dans le mélange le béton en place devient plus sensible à la fissuration due au retrait (Goodier 2000). L'augmentation de la quantité de ciment permet aussi de réduire la contrainte de contact dynamique, comme le montre la Figure I.27. La réduction de la contrainte de pénétration dynamique entraîne une diminution du rebond (paragraphe 2.2.3).

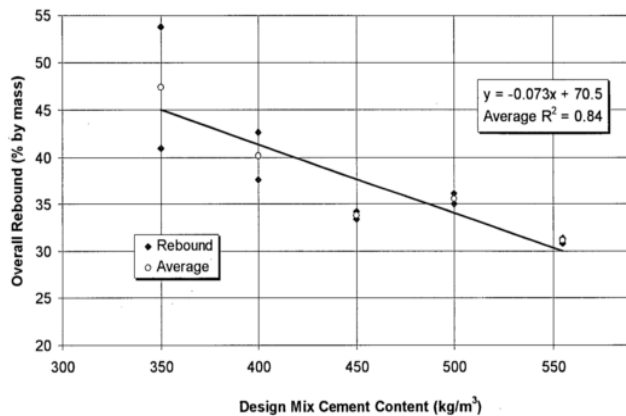


Figure I.26 : Variation du rebond (en % de la masse projetée) en fonction de la teneur en ciment initiale du mélange (Armelin 1997)

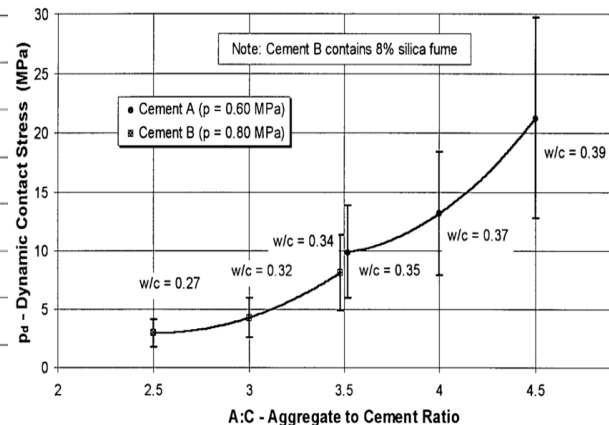


Figure I.27 : Variation de la contrainte de pénétration dynamique en fonction du ratio granulats/ciment pour des ciments avec et sans fumée de silice. La quantité de granulats est fixée (Armelin 1997)

### 3.2.5. Effet des Additions

D'après une étude de Bindiganavile & Banthia (2001), l'effet des additions sur le rebond serait conditionné par la finesse des particules. Plus une addition est fine, plus le rebond pourra être réduit. Cette constatation s'appuie sur des essais de rebond réalisés avec 4 additions de tailles différentes. Pour Pfeuffer & Kusterle (2001) une addition sera efficace si elle permet d'abaisser la viscosité au voisinage des impacts de particules, et d'augmenter le seuil au maximum pour assurer la stabilité du mélange.

Les additions présentées dans cette partie sont celles qui ont été utilisées dans les études concernant la réduction du rebond.

#### ❖ Fumée de silice

La fumée de silice est un sous-produit issu des usines de fabrication d'alliage de silicium et de ferrosilicium, obtenu à partir quartz et de charbon. C'est une addition pouzzolanique, dont les particules sphériques sont de l'ordre du dixième, voire du centième de micron.

Cette addition est reconnue pour faire diminuer le rebond, améliorer la qualité du béton, améliorer la tenue au gel/dégel, réduire la perméabilité aux chlorures et l'absorption d'eau (Gérôme 2003) ; Beaupré 1994). En voie sèche elle permet aussi d'augmenter l'épaisseur maximale des passes (Morgan & Wolsiefer 1991).

Pfeuffer & Kusterle (2001) montrent que l'utilisation de fumée de silice permet de faire diminuer le rebond (Figure I.28b) et de réduire la viscosité (représentée par la pente de la courbe (Figure I.28a)), tout en augmentant le seuil de cisaillement (ordonnée à l'origine (Figure I.28a)) pour la projection par voie sèche.

Bindiganavile & Banthia (2000) ont réalisé des essais avec de la fumée de silice, dans du béton projeté par voie sèche, (particules de 0.1µm en moyenne, surface spécifique 44m<sup>2</sup>/g, forme sphérique) en remplacement à 5% et 10% de la masse de ciment. L'addition a été ajoutée à des mélanges sec contenant 19% de ciment, 65% de sable et 16% de graviers roulés 3/8. Le rebond passe de 30% (sans fumée de silice) à environ 20% pour les 2 mélanges avec fumée de silice. La résistance en compression obtenue à 28j est sensiblement la même que pour le mélange de référence (environ 50MPa).

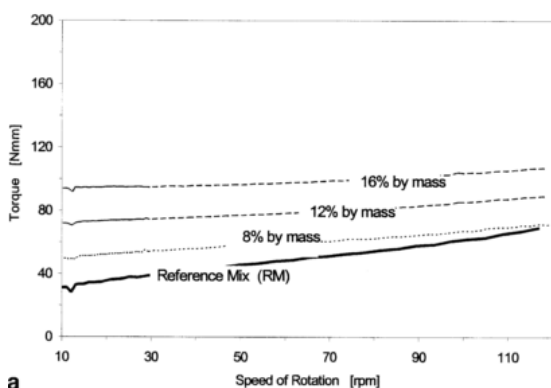


Figure I.28(a) : Effet de la fumée de silice en fonction du % de remplacement de masse de ciment, sur la viscosité et le seuil de cisaillement.

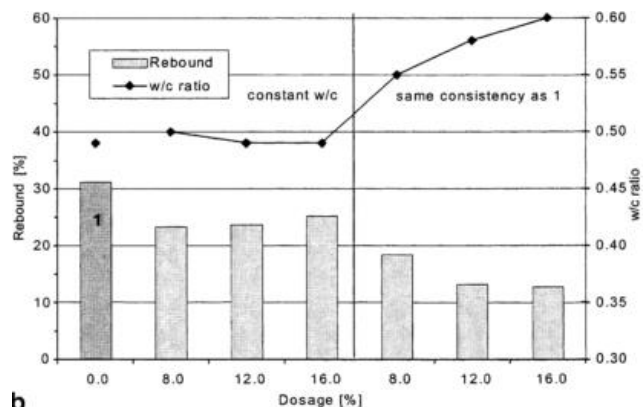


Figure I.28(b) : Effet de la fumée de silice sur le rebond (Pfeuffer & Kusterle 2001)

D'après Bolduc (2009), les pertes par rebond obtenues en ajoutant de la fumée de silice (entre 10% et 15% de la masse de ciment) à un mélange projeté par voie sèche, varient entre 19.1% et 35.4%, tandis que pour un mélange sans fumée de silice, le rebond varie entre 32.7% et 41.7% (variations dues à la variation de consistance, donc de la teneur en eau).

De plus, Bolduc (2009) constate que le rebond, avec un mélange additionné de fumée de silice et d'un entraîneur d'air en poudre, est environ 5% plus faible que sans entraîneur d'air.

La fumée de silice est abondante et très utilisée en Amérique du Nord. Cependant, son utilisation en France est plus rare. Son efficacité sur la réduction du rebond est néanmoins prouvée et cette addition peut servir de témoin pour la réduction des pertes.

#### ❖ *Métakaolin*

Le métakaolin provient de la calcination du kaolin entre 600°C et 800°C. C'est une addition pouzzolanique dont la granularité est légèrement supérieure à celle de la fumée de silice (60µm environ pour le  $D_{max}$  contre 10µm pour la fumée de silice (Cyr 1999)). Dans le béton coulé, le métakaolin est reconnu augmenter la consommation d'eau et modifier la viscosité. De plus le métakaolin est connu pour réduire la taille moyenne des pores capillaires et limiter la pénétration et la diffusion de l'eau et des ions néfastes (Sabir et al. 2001).

Bae et al. (2005) ont comparé l'efficacité du métakaolin hautement réactif (HRM), à celle de la fumée de silice, dans le cas du remplacement partiel (de 4% et 8%) de ciment portland ordinaire, pour une application de béton projeté par voie humide. Les études portant sur les propriétés mécaniques n'ont pas révélé de différences entre l'utilisation de HRM ou de fumée de silice.

Il n'existe que peu d'études sur l'utilisation du métakaolin dans les bétons projetés par voie sèche. La principale a été réalisée par Bindiganavile & Banthia (2001) et montre que le métakaolin (HRM) a des propriétés légèrement moins intéressantes que la fumée de silice : le rebond est réduit d'environ 5% par rapport à la référence sans addition (contre 10% pour la fumée de silice). La résistance en compression à 28j varie très peu par rapport à la référence.

#### ❖ *Fillers calcaire*

Géromey (2003) trouve que l'augmentation de la teneur en éléments fins, et en particulier de filler calcaire (taille maximale 100µm) en ajout de 22% et 48% de la masse de ciment, réduit les pertes en matériaux de 49% à 21% dans le cas de son étude. Cette addition étant inerte, son action est principalement liée à sa finesse.

#### ❖ *Autres additions*

##### ○ *Cendres volantes*

Bindiganavile & Banthia (2000) ont testé l'effet de cendres volantes, de taille moyenne 10µm, et remarquent une réduction du rebond d'environ 12% pour un remplacement à 5% de la masse de ciment, et un maintien de la résistance en compression. Cabrera & Woolley (1996) constatent aussi que l'addition de cendres volantes réduit le rebond et augmente la compacité du béton in-situ.

##### ○ *Noir de carbone*

Le noir de carbone est un filler inerte dont les particules sphériques sont de l'ordre de 0.05µm. Bindiganavile & Banthia (2000) ont utilisé cette addition et ont constaté une réduction du rebond d'environ 20% par rapport au témoin et une augmentation de l'épaisseur de passe maximale grâce à une amélioration de la cohésion. Son efficacité augmenterait avec l'augmentation du dosage. Cependant, le remplacement de ciment par cette addition à 5% et 10% ferait diminuer la résistance en compression à 28j de 52% et 60% respectivement (Bindiganavile & Banthia 2000).



○ **Poudre de verre**

Fily-paré (2015) a effectué une étude en intégrant de la poudre de verre au béton projeté par voie sèche. Cette addition inerte, a une surface spécifique équivalente au ciment, mais une plus faible densité (2,54 contre 3,15). L'utilisation d'un taux de remplacement de 20% augmente le rebond. Lorsque cette addition est utilisée en combinaison de fumée de silice, le rebond est fortement diminué.

Dans l'étude menée, la fumée de silice a été utilisée pour servir de témoin pour la réduction du rebond. Du métakaolin et du filler calcaire, abondant dans la région, ont été employés dans le but d'exploiter leurs propriétés aussi bien rhéologiques que physique. Enfin, du laitier moulu de haut fourneau a aussi été utilisé. L'effet de cette addition ne semble pas avoir fait l'objet de tests spécifiques pour la réduction du rebond lors de l'utilisation de béton projeté par voie sèche, mais des retours chantier font état de pertes moins importantes lors de l'utilisation de CEMIII.

**3.2.6. Effet des additifs et adjuvants**

Pour modifier la consistance du béton projeté et réduire le rebond, il est également possible d'utiliser des additifs et adjuvants. Ces additifs, du fait des faibles quantités utilisées (<5% de la masse de ciment) ont un rôle principalement sur les propriétés rhéologiques (viscosité et seuil de cisaillement).

❖ **Effet d'adjuvant réducteur d'eau**

Le réducteur d'eau employé pour les tests réalisés par Pfeuffer & Kusterle (2001), est un superplastifiant polynaphtalène sulfoné (PNS), utilisé jusqu'à des dosages de 0.5% de la masse de ciment. Une augmentation du rebond a été constatée lors du maintien de la consistance à une valeur de 1MPa (mesurée par pénétration statique). Pour un rapport E/C constant, le rebond diminue légèrement avec l'augmentation du dosage (Figure I.29b). Les résultats montrent que la viscosité reste à peu près constante alors que le seuil de cisaillement diminue (Figure I.29a). Cela entraîne une augmentation du rebond.

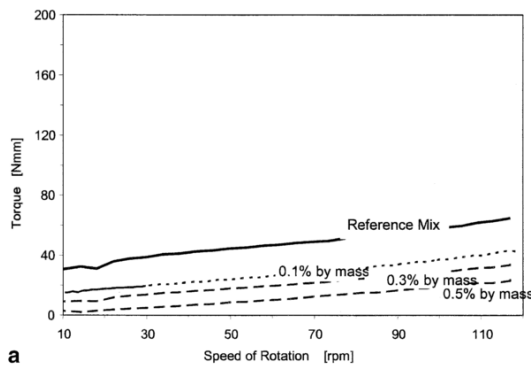


Figure I.29(a) : Effet du réducteur d'eau (% massique) sur la viscosité et le seuil d'écoulement (Pfeuffer & Kusterle 2001)

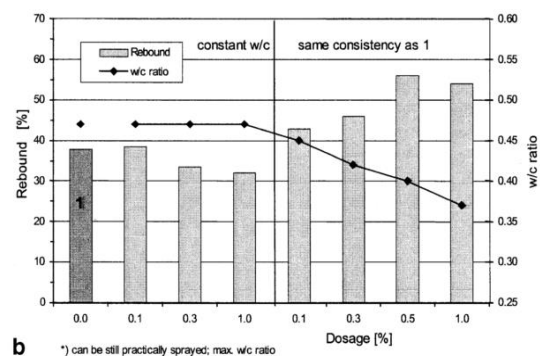


Figure I.29(b) : Effet du réducteur d'eau sur le rebond (Pfeuffer & Kusterle 2001)

Dans la pratique, les auteurs précisent qu'il est difficile de mettre en œuvre le béton projeté avec des agents réducteurs d'eau. Si des dosages plus importants que ceux utilisés dans l'expérience sont introduits, le mélange sera très sensible à la quantité d'eau ajoutée en bout de lance, ce qui pourra entraîner une variation presque instantanée de la consistance du béton, en passant d'une consistance sableuse à une consistance trop humide entraînant un affaissement du béton projeté (Pfeuffer & Kusterle 2001).

Pour obtenir la même consistance que le béton de référence avec l'utilisation d'adjuvant (Figure I.29b), il faut rajouter peu d'eau, mais cela entraîne un surplus de poussière et de rebond. Avec un ajout de 1% de réducteur d'eau, le rebond augmente jusqu'à 50% (Pfeuffer & Kusterle 2001).

❖ *Effet d'adjuvants épaississants*

L'ajout d'épaississant organique (type xanthane), ou minéral inerte (type sépiolite), tend à augmenter la viscosité intrinsèque. Pour obtenir la même consistance que la référence, il faut augmenter le ratio Eau/Liant. Dans ce cas, le rebond diminue. Pour un même ratio E/L, le rebond reste constant (Figure I.30b) (Pfeuffer & Kusterle 2001).

D'après Pfeuffer & Kusterle (2001), en augmentant le dosage d'adjuvant, la sensibilité à l'eau du mélange diminue et l'efficacité d'adhérence au support augmente, grâce à l'augmentation du seuil de cisaillement, alors que la viscosité reste constante (Figure I.30a). Cependant, les grandes quantités d'eau introduites pour réduire le rebond, entraînent une diminution de la résistance à la compression.

Mann et al. (2007) ont mené des études sur l'utilisation d'éther d'amidon dans les bétons projetés par voie sèche. Ce composant agit comme épaississant, augmente la thixotropie et améliore l'adhérence au support. Les tests, pour un dosage de 0.1% à 0.2% de la quantité de ciment, ont montré une diminution de rebond de 20%, sans diminution de la résistance en compression.

Gagnon et al. (2016) ont utilisé deux types d'agent épaississant et a constaté deux types de comportement différents face au rebond:

- Un épaississant organique, type gomme diutane, en remplacement des granulats fins, à un taux de 0,2% de la masse totale sèche de béton. Il a constaté une augmentation du rebond par rapport à son mélange de référence.
- Un aluminosilicate de magnésium hydraté, en remplacement des granulats fins, à un taux de 0,5% de la masse totale sèche de béton. Cet ajout est reconnu pour apporter un caractère thixotropique au béton. Il a constaté une diminution du rebond par rapport à son mélange de référence.

Röck & Mitteregger (1999) constatent que l'utilisation de bentonite hydratée lors de la projection permet de réduire le rebond de 15%. La bentonite est reconnue comme additif ayant un comportement thixotrope.

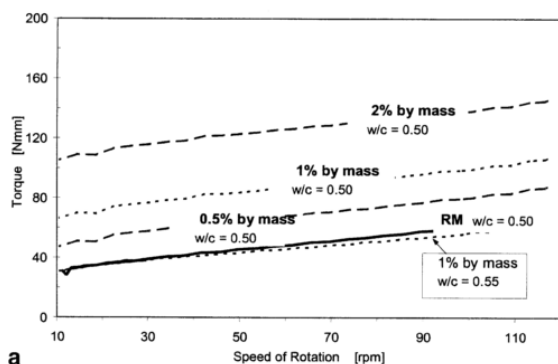


Figure I.30(a) : Effet d'un épaississant inerte non organique (% par masse/masse de ciment) sur la viscosité et le seuil de cisaillement.

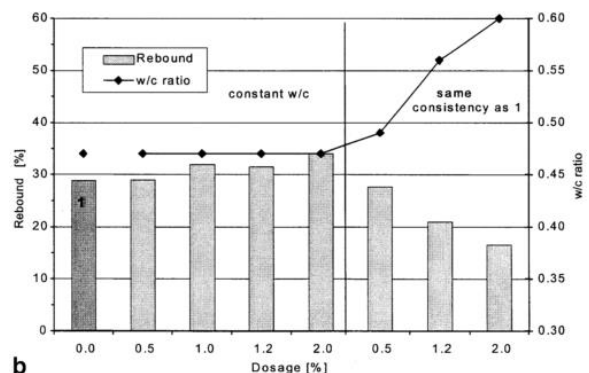


Figure I.30(b) : Effet d'un épaississant inerte non organique (% par masse/masse de ciment) sur le rebond (Pfeuffer & Kusterle 2001)

❖ **Effet d'adjuvant accélérateur de prise**

Armelin et al. (1997) remarquent que l'ajout d'un accélérateur en voie sèche n'amène pas de gain significatif sur les pertes. Au contraire, au-delà d'un dosage de 1,5%, le rebond a tendance à augmenter. Jolin (1999) remarque que l'augmentation du dosage en accélérateur entraîne une augmentation des valeurs de consistance mesurées au pénétromètre (Figure I.31) : ceci se traduit par un mélange plus ferme, synonyme d'augmentation du rebond (paragraphe 2.2.2). De plus, l'utilisation d'un accélérateur de prise peut affecter les résistances à long terme (Morgan 1991). Prudencio (1998), d'après Melbye (1996), relève une augmentation des rebonds de 10% à 15% avec l'utilisation d'accélérateur en poudre par rapport à des accélérateurs liquides.

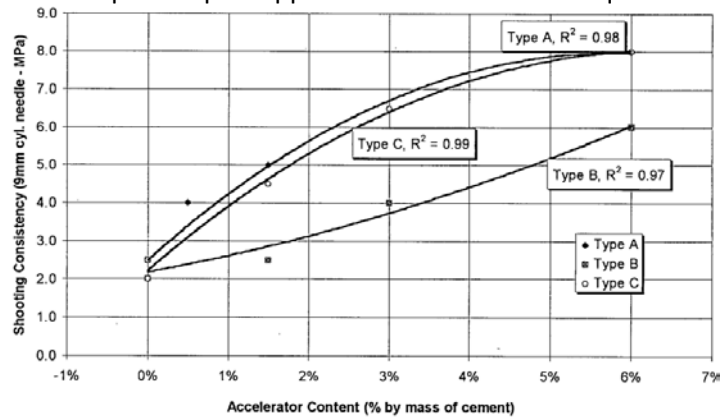


Figure I.31 : Variation de la consistance mesurée par pénétration statique en fonction de la quantité d'accélérateur (Jolin 1999)

L'effet des adjuvants pour la réduction du rebond semble fortement dépendre du choix des consistances ou des teneurs en eau auxquels sont faites les mesures. Concernant les agents épaississants, il ne semble pas y avoir de consensus sur leur effet. Deux additifs seront testés dans cette étude (éther de cellulose et bentonite) pour compléter les données existantes. Un accélérateur de prise en poudre sera testé pour vérifier son influence sur le rebond.

### 3.3. Influence du rebond sur la composition du béton

Le rebond du béton projeté par voie sèche entraîne une modification du mélange en place par rapport au mélange initial. Ceci s'explique par le fait que :

- D'une part, le rebond des granulats est plus important en début de projection, avant la formation d'une couche critique, à partir de laquelle le rebond se stabilise (Parker et al. 1976).
- D'autre part, les plus grosses particules sont soumises à un rebond plus important que les petites (Bindiganavile 2007 ; Armelin 1997).

#### 3.3.1. Teneur en éléments fins

Les granulats qui rebondissent ne s'intègrent pas à la matrice ce qui a pour effet d'augmenter la proportion de ciment dans le béton mis en place (avec des valeurs pouvant aller jusqu'à 700kg/m<sup>3</sup>)(Bindiganavile & Banthia 2000). La concentration en ciment est plus riche sur les premiers centimètres projetés (Figure I.32).

Le fort dosage en ciment et le manque de granulats pour une stabilisation volumique peut entraîner de la fissuration due au retrait et aux effets thermiques, ce qui altère la durabilité du béton en place (Bindiganavile & Banthia 2000).

L'augmentation de la teneur en ciment in-situ n'est pas proportionnelle à l'augmentation de ciment dans le mélange initial (Armelin 1997). Puisque la teneur en ciment du béton en place est supérieure à la teneur initiale, il serait tentant de réduire la teneur initiale pour obtenir la teneur en ciment visée pour le béton en place. Cependant, les faibles teneurs en ciment entraînent aussi une augmentation du rebond (comme le montre la Figure I.26 au paragraphe 3.2.4). Il est couramment admis que pour rester rentable, il vaut mieux conserver une teneur minimum en ciment de  $300 \text{ kg/m}^3$  (NF EN 14487). Armelin (1997) préconise  $400 \text{ kg/m}^3$ .

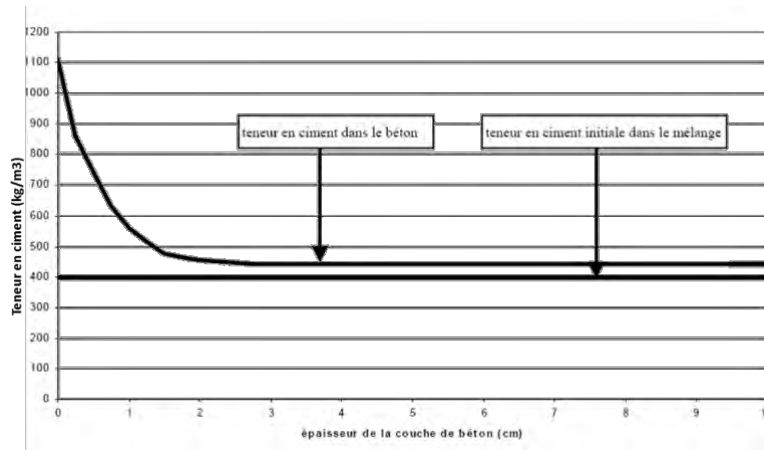


Figure I.32 : Variation de la teneur en ciment dans l'épaisseur de béton projeté (Gérôme 2003)

### 3.3.2. Modification de la courbe granulométrique

Jolin & Beaupré (2004) ont mis en évidence l'effet du rebond sur l'ajustement granulométrique du mélange en place. En effet, les particules les plus grosses sont plus sujettes au rebond que les plus fines. Ainsi, le mélange en place n'aura pas la même composition que le mélange initial du fait d'un « auto ajustement ». En exploitant les résultats obtenus par Figueiredo (1999), on constate qu'il n'existe pas une formulation universelle de béton projeté, et que l'ajustement de la granulométrie dépend de la granulométrie du mélange initial (Figure I.33).

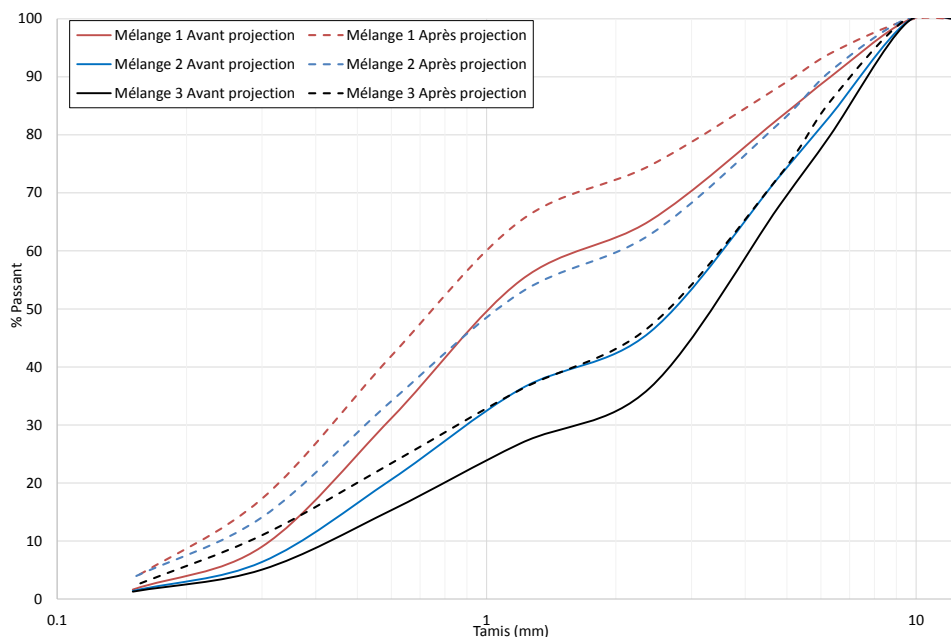


Figure I.33 : Répartition granulaire avant et après projection d'après les données numériques de Figueiredo (1999)

### **3.4.Synthèse**

De nombreux paramètres influencent les pertes du béton projeté par voie sèche. Les plus importants sont ceux provoqués par la technique de projection. Si les règles de mises en œuvre sont respectées, c'est alors la teneur en eau et la formulation du mélange qui impacte la quantité de rebond.

La granulométrie joue un rôle sur le rebond, puisque les particules grossières rebondissent plus que les plus fines. Des courbes granulométriques sont proposées dans les normes (américaine ou française) avec une recommandation pour une plus grande continuité possible. Cependant, la continuité des courbes pour la réduction du rebond a été remise en cause dans une étude menée par Armelin et al. (1997).

La limitation des pertes passe aussi par la modification de la phase liante. D'après Bindiganavile & Banthia (2001) ou Gérome (2003), l'effet des additions sur le rebond serait conditionné par la finesse des particules. Plus une addition est fine, plus le rebond pourra être réduit. Pour Pfeuffer & Kusterle (2001) la réduction du rebond est liée à la modification de la rhéologie. Une addition ou un adjuvant sera efficace s'il permet d'abaisser la viscosité au voisinage des impacts de particules, et d'augmenter le seuil pour assurer la stabilité du mélange. Cependant, on constate que dans le cas des épaississants, bien que la viscosité soit augmentée, il est possible d'obtenir de plus faible rebond. Les additions et additifs choisis dans notre étude (présentés au chapitre 2) ont à la fois des tailles assez faibles et une action sur les propriétés rhéologiques.

Dans tous les cas, qu'elle que soit l'addition ou l'adjuvant utilisé, c'est l'interaction du mélange avec l'eau qui semble le plus modifier le rebond. Il convient donc d'évaluer les propriétés du béton projeté à l'état frais pour mieux comprendre l'effet de la formulation sur le rebond.

## CONCLUSION

La projection de béton est une technique inventée il y a plus d'un siècle, qui permet la création d'ouvrages très divers du fait de la liberté des formes réalisables. Elle peut être réalisée selon deux techniques : la voie mouillée et la voie sèche, chacune ayant ses avantages et ses inconvénients en fonction du type de travaux à réaliser. Avec la projection par voie sèche, l'eau est introduite à la fin du processus, il n'y a donc pas de malaxage préalable avec l'eau, ce qui apporte une maniabilité, ainsi qu'une rapidité et une flexibilité de mise en place. Cependant, cette technique génère de nombreuses pertes par rebond. Cela constitue un problème environnemental et économique. De plus, le rebond touche de manière différentielle les petites et grosses particules, ce qui induit un enrichissement en liant et une modification de la granulométrie du mélange une fois en place.

Le béton projeté par voie sèche présente des caractéristiques à l'état durci différentes de celles d'un béton coulé, avec une porosité plus importante, mais une durabilité qui semble malgré tout meilleure. Les études à ce sujet sont peu nombreuses et l'aspect durabilité sera abordé au chapitre 6.

Le rebond est l'une des principales problématiques du béton projeté par voie sèche. Pour réduire les pertes, il existe deux catégories de leviers : les paramètres techniques, qui ont un rôle prépondérant puisqu'ils apportent l'énergie au système, et les paramètres de formulation, qui permettent la modification de la consistance du mélange et l'adhérence au support. Si les paramètres techniques sont fixés, il est possible de travailler sur la consistance du mélange. La spécificité du béton projeté a poussé certains auteurs à développer des moyens de mesure à l'état frais permettant de caractériser le mélange une fois projeté, sans passer par des mesures rhéologiques traditionnelles qui induiraient un malaxage du béton lors des prélèvements. Ainsi des mesures de pénétration statique et dynamique ont été réalisées dans plusieurs études pour évaluer la consistance des mélanges et relier ce paramètre à la quantité de rebond.

Les granulats, l'eau et le type de liant peuvent être ajustés pour limiter le rebond. Si le rôle de l'eau semble bien défini, l'effet de la granulométrie et du type de liant reste moins documenté quant à leur effet sur la consistance et/ou le rebond. Ces aspects seront traités aux chapitres 3 et 4. Globalement, il semble que les additions minérales les plus fines (fumée de silice, métakaolin, noir de carbone) soient les plus à même de limiter les pertes (Bindiganavile & Banthia 2000). Pfeuffer & Kusterle, (2001), suggèrent que c'est leur rôle sur la rhéologie qui permet la réduction du rebond. Le choix des additions et additifs a donc été réalisé en tenant compte de la finesse des particules et des effets sur la rhéologie du mélange.

Le rebond résulte d'une chaîne d'évènements impliquant :

- Une énergie apportée par l'outillage au mélange (et en particulier aux granulats).
- Des impacts et un transfert d'énergie.
- Le décollement potentiel influencé par la consistance du substrat, lui-même dépendant du liant et de la teneur en eau.

Un modèle de rebond prenant en compte cette chaîne d'évènements, a été proposé par Armelin (1997). Il sera décrit et exploité au chapitre 5.

L'étude du béton projeté passe par le développement d'une procédure expérimentale. Celle mise en œuvre dans ce travail de thèse est présentée au chapitre 2.



# CHAPITRE 2

## Stratégie d'étude du béton projeté : méthodes et matériaux

---

### Table des matières

INTRODUCTION .....	41
1. Méthodes .....	41
1.1. Développement du dispositif expérimental .....	41
1.1.1. Espace de projection.....	42
1.1.2. Choix de la machine de projection .....	43
1.1.3. Choix de l'approvisionnement en matériaux .....	44
1.1.4. Choix du support de projection .....	45
1.1.5. Choix de la technique de projection .....	46
1.1.6. Dispositif alternatif .....	47
1.1.7. Déroulement d'une projection .....	47
1.2. Caractérisation de l'état frais et des pertes par rebond.....	48
1.2.1. Pertes par rebond .....	48
1.2.2. Mesure de la teneur en eau .....	49
1.2.3. Mesure de la contrainte de contact statique .....	49
1.2.4. Mesure de la contrainte de contact dynamique .....	50
1.3. Mesures à l'état durci .....	51
1.3.1. Mesure de la résistance en compression.....	51
1.3.2. Mesure de porosité accessible à l'eau .....	52
1.3.3. Mesure de porosité par intrusion de mercure .....	53
1.3.4. Mesure de la perméabilité à l'air.....	54
1.3.5. Mesure du coefficient de migration des chlorures.....	55
2. Matériaux .....	57
2.1. Sable et gravillon .....	57
2.2. Phase liante : Ciment et additions.....	58
2.2.1. Ciment.....	59
2.2.2. Fumée de silice .....	59
2.2.3. Métakaolin .....	60



2.2.4.	Laitier granulé moulu de hauts fourneaux .....	61
2.2.5.	Filler Calcaire .....	62
2.2.6.	Tableaux de synthèse des propriétés chimiques et physiques des additions .....	63
2.3.	Phase liante : Additifs .....	64
2.3.1.	Carbonate de Sodium $\text{Na}_2\text{CO}_3$ .....	64
2.3.2.	Ether de cellulose .....	64
2.3.3.	Bentonite .....	64
CONCLUSION	.....	65

## **INTRODUCTION**

L'étude bibliographique a montré que les principaux facteurs influençant le rebond du béton projeté sont liés d'une part à la technique de projection et d'autre part à la formulation. L'objectif de ce travail de thèse est de réduire le rebond par une optimisation de la formulation. Une première approche, expérimentale, est de proposer des solutions de formulation permettant la réduction du rebond, tout en assurant la durabilité du béton.

Cela implique de formuler et d'évaluer le béton projeté par voie sèche. Ce chapitre aborde les méthodes mises en place pour cette analyse, et présente les matériaux utilisés au cours des différentes campagnes de projection.

Ces dernières ont été menées dans deux laboratoires différents :

- Au Laboratoire d'accueil de la thèse : le LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Construction) à Toulouse, France
- Au laboratoire de béton projeté de l'Université Laval, à Québec, Canada, avec lequel un projet a été mené sur une période de 3 mois.

Afin de pouvoir mener en laboratoire des essais de projection les plus représentatifs possible de projections réelles, un banc de projection a été développé au LMDC. La conception et l'installation du dispositif ont été réalisées en ayant comme objectif la maîtrise des paramètres techniques de projection et leur répétabilité. Les méthodes de caractérisation du béton projeté doivent permettre d'une part les mesures à l'état frais, immédiatement après la projection, et d'autre part l'évaluation à l'état durci : résistance et durabilité. Les matériaux sélectionnés pour la formulation des bétons projetés l'ont été dans le but d'améliorer et d'optimiser les propriétés à l'état frais et à l'état durci, tout en tenant compte de l'impact environnemental.

Ce chapitre est divisé en deux grandes parties, Méthodes et Matériaux :

- La partie « Méthodes » présente le dispositif mis en place pour la projection du béton au sein du LMDC tout en proposant une comparaison avec le montage de l'Université Laval. Les méthodes de mesure réalisées à l'état frais et à l'état durci sont ensuite détaillées.
- La partie « Matériaux » présente les caractéristiques des différents matériaux utilisés lors des campagnes de projection en justifiant leur usage en fonction des propriétés attendues.

## **1. Méthodes**

### **1.1. Développement du dispositif expérimental**

L'absence d'un dispositif expérimental dédié à la projection au sein du LMDC, a nécessité le développement d'un système permettant d'effectuer des mesures fiables et reproductibles. Cette partie présente les choix technologiques qui ont été faits pour le montage du banc expérimental de projection. La projection par voie sèche n'ayant jamais été réalisée au LMDC, plusieurs alternatives ont été envisagées. La première était la création d'un dispositif miniaturisé afin de faciliter la manipulation et multiplier les essais. Ce type de dispositif existe pour la voie humide dans certaines industries, mais le temps de développement d'un tel dispositif n'est pas compatible avec la durée

d'une thèse. Au-delà de la durée de développement, la question s'est posée de la représentativité d'un modèle réduit et de sa robustesse pour rendre compte de la problématique à l'échelle industrielle. La projection à l'échelle 1 a donc été privilégiée, pour permettre le transfert rapide des formulations entre le laboratoire et le chantier.

La conception de la plate-forme expérimentale de projection doit répondre à un certain nombre de critères :

- Utiliser une machine de projection industrielle.
- Permettre des conditions de projection comparables à celle d'un chantier : distance de projection, temps d'ajustement...

Tout en respectant des contraintes liées à l'environnement d'un laboratoire :

- Limiter les nuisances dues à la projection : dispersion des poussières, bruit...
- Etre compatible avec des volumes projetés moindres que ceux réalisés sur chantier.
- Permettre un approvisionnement des mélanges à projeter.
- Faciliter la réalisation des corps d'épreuve et leur manutention.

Les choix effectués afin de répondre au mieux à ces contraintes sont présentés ci-dessous.

### **1.1.1. Espace de projection**

Le béton projeté, même avec le meilleur réglage, est source de rebond et donc de déchets. Effectuer les tests à l'échelle 1 au sein du laboratoire aurait nécessité l'aménagement intérieur d'un espace dédié. Ceci n'était pas envisageable dans notre cas. Nous avons choisi de travailler dans un conteneur de 6m x 2,5 m x 2,4 m placé à l'extérieur du laboratoire et aménagé de façon à être électriquement indépendant (Figure II.1).

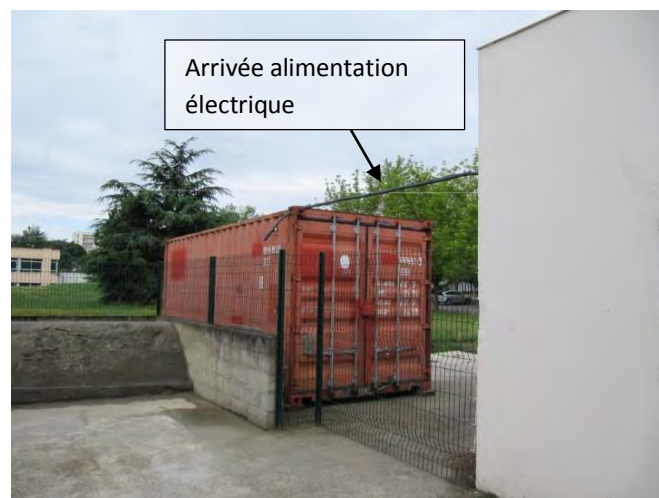


Figure II.1 : Conteneur utilisé pour les essais de projection

La Figure II.2 présente l'organisation intérieure du conteneur. Celui-ci est divisé en deux zones :

- Une zone pour l'ajustement de l'eau : cette zone est nécessaire pour ajuster la consistance du mélange avant de réaliser la projection servant aux mesures. En effet, le béton projeté par voie sèche n'est pas malaxé préalablement avec l'eau, celle-ci est ajoutée au cours de la projection. La zone d'ajustement sert donc au réglage de l'eau pour l'obtention de la consistance visée, afin de pouvoir ensuite réaliser les mesures sur un mélange homogène.
- Une zone pour les mesures : lorsque la consistance est atteinte, le béton est projeté dans un moule adapté aux mesures de rebond. Les mesures sur béton frais peuvent ensuite être réalisées (mesures présentées au paragraphe 1.2)

Une bâche installée dans la zone mesure de rebond (en bleue sur la Figure II.2) permet de récupérer le matériau n'ayant pas adhéré au support. A l'issue de la projection, la bâche et le moule remplis, sont pesés à l'aide d'un peson (précision 200g) accroché à un palan afin de quantifier le rebond. La zone de projection est nettoyée et réinstallée avant de procéder à une nouvelle projection.

La machine de projection est placée à l'extérieur du conteneur pour faciliter l'apport en matériaux sec et limiter les poussières dans le conteneur. Les poussières présentes dans le conteneur sont évacuées à l'aide d'un ventilateur.

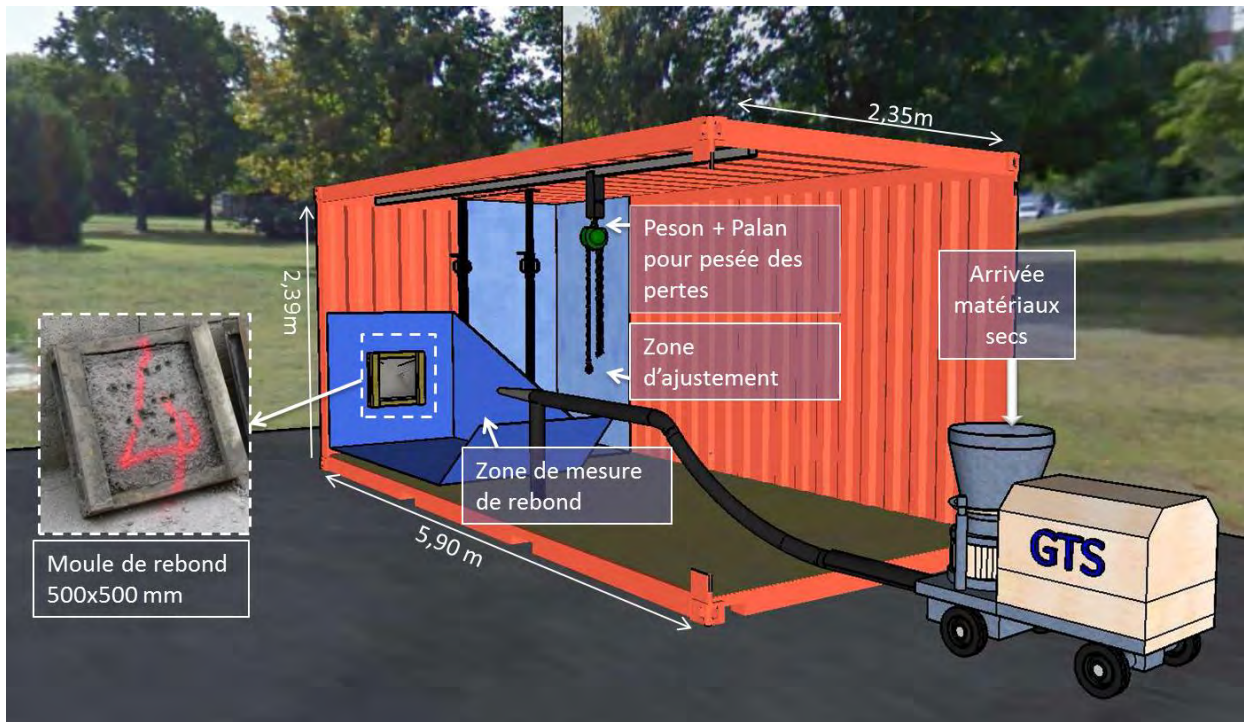


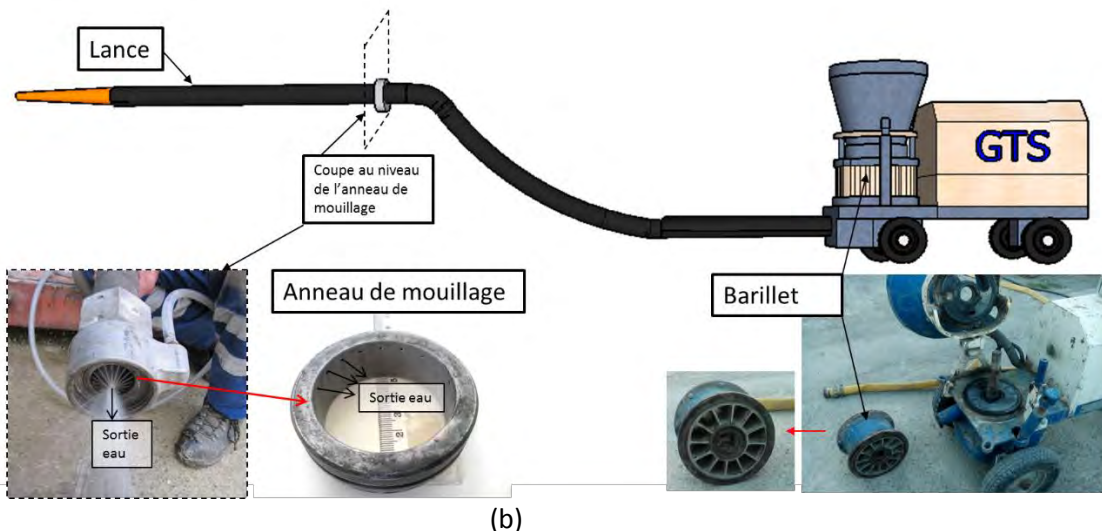
Figure II.2 : Dispositif expérimental pour la caractérisation du béton projeté.

### 1.1.2. Choix de la machine de projection

Pour respecter les contraintes du laboratoire, tout en appliquant des méthodes de chantier, les projections ont été réalisées à l'aide de la plus petite machine de chantier disponible dans l'entreprise : une Meyco® Piccola électrique avec un barillet 12 alvéoles présentée sur la Figure II.3(a) et (b). La lance utilisée a un diamètre intérieur de 50 mm et l'introduction de l'eau se fait via l'anneau de mouillage (Figure II.3b) 2,5 m avant la sortie de la lance. La Figure II.3b présente la lance tronquée au niveau l'anneau de mouillage afin de vérifier la bonne sortie de l'eau. En fonctionnement normal, cette partie n'est pas visible. Un compresseur 6 bars, 10 m<sup>3</sup>/min, une arrivée d'eau à la pression du réseau (3 bars), et une source électrique triphasée sont nécessaires pour alimenter la machine de projection.



(a)



(b)

Figure II.3 : (a) Machine de projection (b) Anneau de mouillage et Barillet 12 alvéoles

### 1.1.3. Choix de l'approvisionnement en matériaux

Plusieurs solutions étaient envisageables pour l'approvisionnement en matériaux secs. Dans un premier temps, nous pensions faire appel à un bétonnier pour nous faire livrer les mélanges à tester directement en toupie, big-bags ou sacs. Cependant, les quantités utilisées en laboratoire étant trop faibles, les formulations trop variées, les industriels ne pouvaient pas garantir la précision demandée. Nous avons alors opté pour la réalisation de mélanges en laboratoire. Pour éviter une prise partielle avant projection (il n'était pas possible de sécher les matériaux), les mélanges ont été réalisés le jour même, malaxés et mis en big-bag avec chaussette.

Un échafaudage a été assemblé afin de positionner le big-bag au-dessus de la trémie pour approvisionner la machine (Figure II.4). Cette solution présente l'avantage de ne requérir qu'une seule personne pour les manipulations.

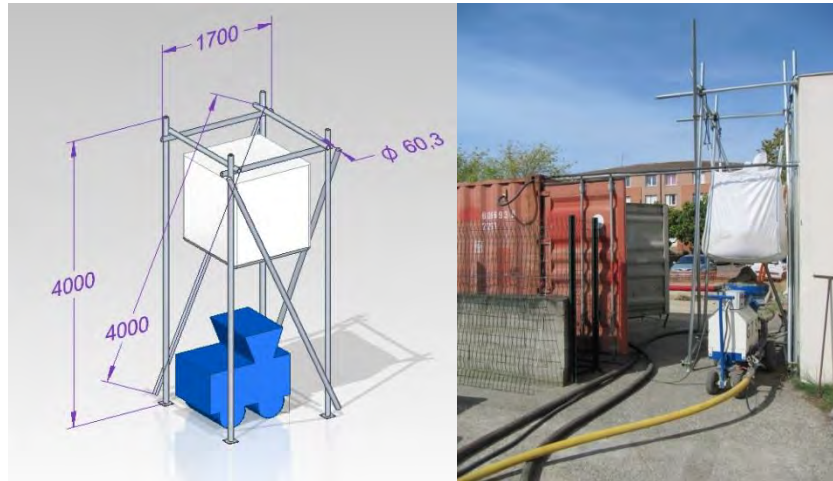


Figure II.4 : Schéma de l'échafaudage à bigbag et photo de l'installation

### 1.1.4. Choix du support de projection

Au LMDC, le type de support de projection a été choisi en tenant compte de plusieurs contraintes. Il devait permettre :

- Des essais reproductibles.
- Un démoulage aisé.
- Un volume projeté en adéquation avec les moyens de levage disponibles au laboratoire.

Ainsi, le choix s'est porté sur un moule répondant aux normes NF P 95-102 (2002-04) et NF EN 14488-1 (2006-03) : un moule en bois de 50 cm X 50 cm avec 4 chevrons de 50 cm x 6 cm x 4 cm disposés de manière à laisser les bords de la caisse ajourés pour éviter l'emprisonnement des pertes (Figure II.5a).

Nous avons fait le choix de réaliser des corps d'épreuves constitués uniquement de béton ; il n'est pas prévu dans cette étude de caractériser l'enrobage d'armatures par le béton projeté : à cet effet, des barres d'armatures auraient pu être rajoutées sur le moule de projection comme cela est fait lors des certifications Françaises ou Américaines pour apprécier la qualité d'un projeteur.

A l'Université Laval, deux types de moules sont utilisés. Le premier, pour la mesure du rebond, est un moule en acier de 1mX1m placé verticalement (Figure II.5b). Le second, servant aux prélèvements à l'état durci, est un moule en bois 66 cm x 66 cm avec les côtés inclinés à 45°. (Figure II.5c) Ces moules répondent à la norme ASTM C1140 (largeur et hauteur minimales de 61 cm).

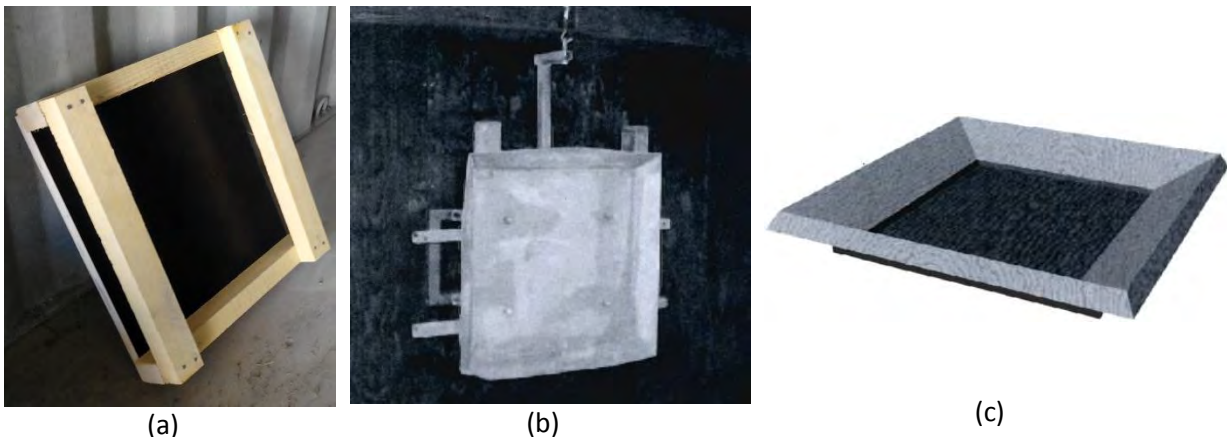


Figure II.5 : (a) moule de bois utilisé pour la mesure du rebond et le carottage LMDC. (b) Moule d'acier utilisé pour la mesure du rebond à l'Université Laval. (c) Moule de bois utilisé pour le carottage à l'Université Laval

### 1.1.5. Choix de la technique de projection

Pour permettre de réaliser des essais reproductibles, la question de la technique de projection s'est posée. La première solution envisagée était la projection avec la lance fixée sur un support. Elle a été écartée car cela conduisait à la formation d'un cône sur le support (Figure II.6 à gauche) augmentant le rebond. En effet, d'après la bibliographie, lorsque la lance n'est pas orientée perpendiculairement au support le rebond est fortement augmenté (Chapitre 1). Cela provient du fait que les gravillons viennent impacter la surface avec un trop grand angle par rapport à la normale, générant un effet de ricochet. Pour une lance fixée perpendiculairement au support, sans mouvement circulaire pour réaliser une surface plane (Figure II.6 à droite), il se formera un cône. Ce cône modifie la géométrie de la surface et les granulats impacteront le substrat avec un angle plus important que dans le cas d'une surface plane, générant le même phénomène de ricochet que lorsque la lance n'est pas perpendiculaire à une surface plane.

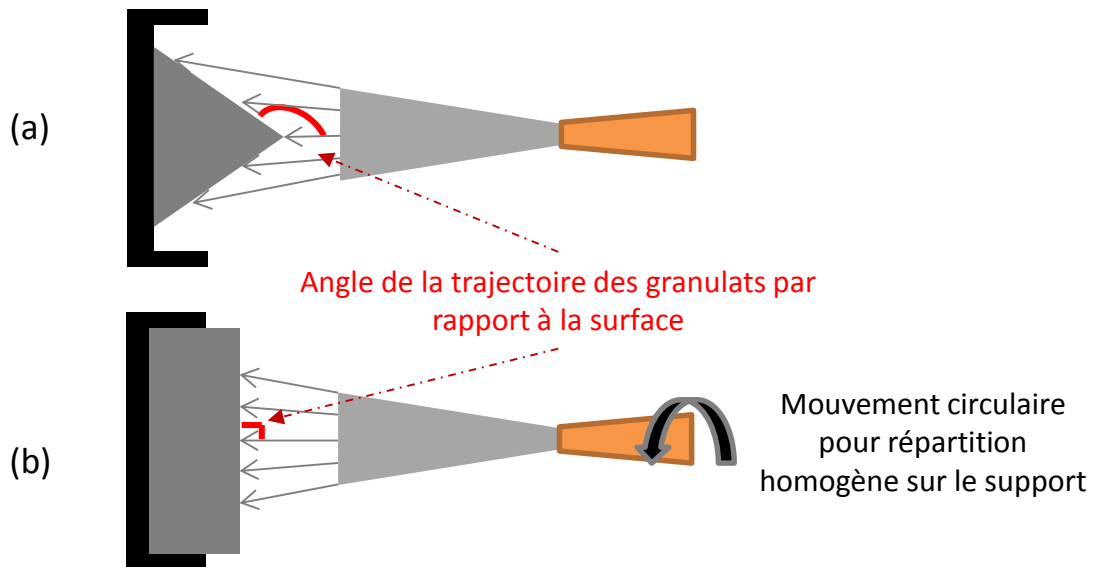


Figure II.6 : effet local de la projection en point fixe (a) ou répartie (b)

La deuxième solution étudiée était la projection à l'aide d'un support automatisé (Figure II.7) pour reproduire un mouvement circulaire régulier, permettant l'obtention d'une surface plane. Un montage a été réalisé en ce sens, mais le mouvement ne permettait pas un remplissage adéquat du moule. Le réglage d'un tel dispositif aurait été trop long pour le gain de précision attendu. C'est donc la solution de projection manuelle qui a été retenue, en gardant la même distance, le même remplissage et le même opérateur.



Figure II.7 : Excentrique utilisé pour imposer un mouvement circulaire à la lance

### 1.1.6. Dispositif alternatif

Le dispositif présenté ci-dessus présente l'avantage d'être facilement et rapidement opérationnel. Certaines opérations ou mesures pourraient être améliorées ; par analogie au dispositif de l'Université Laval:

- Sur la pesée des pertes : le moule de rebond est fixé à un peson pendant toute la durée de la projection. Cela permet d'évaluer en temps réel la masse de matériau présente dans le moule. La machine et les matériaux sont eux même placés sur une balance et le débit d'eau est enregistré. Tout le dispositif est relié à un système d'acquisition. Les pertes sont évaluées par différence entre la masse projetée et la masse dans le moule, tandis que le dispositif présenté précédemment permet la mesure directe de la masse rebondie. Le dispositif canadien est présenté Figure II.8.

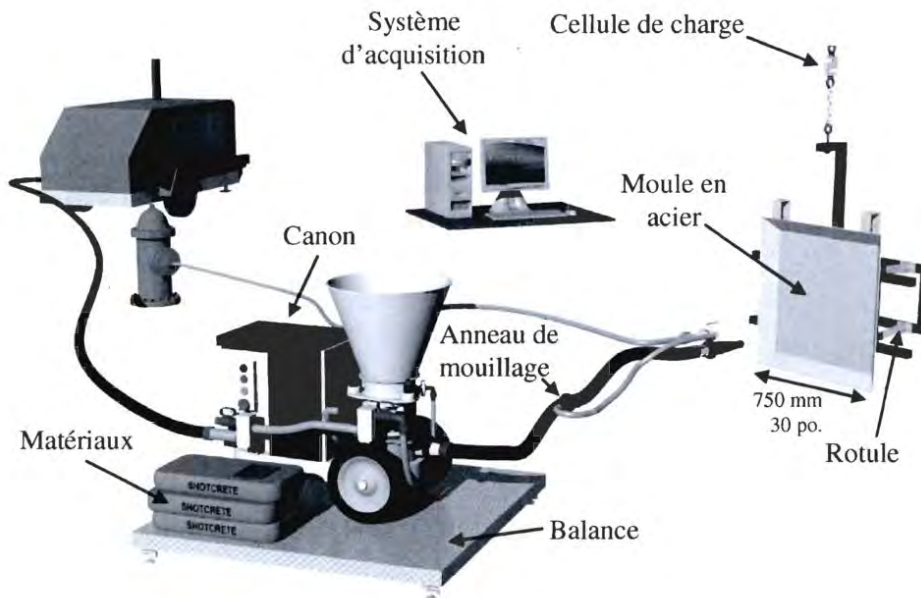


Figure II.8 : Dispositif de projection et de mesure des pertes en voie sèche, Université Laval, (Bolduc 2009)

- Sur l'évacuation des poussières : le dispositif est équipé d'un système de hotte aspirante au lieu du ventilateur utilisé dans le conteneur pour la circulation de l'air.
- Sur l'évacuation des déchets de réglage : le réglage de la consistance implique une quantité de «béton déchet» conséquente, qu'il est nécessaire d'évacuer. Dans les deux cas, l'évacuation est faite après chaque projection, à la pelle. Des parois lisses facilitent cette opération. Cependant, pour éviter le pelletage, il pourrait être envisagé de réaliser l'ajustement dans un espace de type « caisson » qu'il serait possible d'évacuer à l'aide d'un outil de levage.

### 1.1.7. Déroulement d'une projection

Une formulation de béton projeté est caractérisée par sa composition sèche. Lors de la projection, l'eau est ajoutée par l'intermédiaire de l'anneau de mouillage intégré à la lance. De plus, la quantité d'eau est ajustée par l'opérateur sur un critère principalement visuel. Un mélange sec peut alors donner une large gamme de béton en fonction de l'eau ajoutée selon l'appréciation de l'opérateur. Une formulation de béton projeté n'est donc pas caractérisée par une seule valeur de rebond.

Pour chaque formulation, au moins cinq réglages en eau sont réalisés dans le but d'évaluer la variation du rebond en fonction des consistances. Le remplissage d'une caisse (au moins 10cm d'épaisseur) correspond à un réglage de teneur en eau.



Les principales étapes de la procédure de projection réalisée au LMDC sont les suivantes:

- La veille : pesée des matériaux et stockage. Les granulats ne sont pas séchés complètement, leur teneur en eau se situe entre 3% et 4%.
- Le jour même, préparation de la machine, branchement au compresseur 6 bars et au réseau d'eau (en hiver, penser à stocker les tuyaux en intérieur pour éviter le gel de l'eau résiduelle ou bien évacuer complètement l'eau à l'aide du compresseur)
- Malaxage le jour même (5min), mise en big-bag et installation du big bag au-dessus de la machine
- Pesage de la caisse et de la bâche vide avant installation de la zone de mesure
- Démarrage de la projection (air, puis eau, puis matériaux) et réglage de l'eau dans la zone d'ajustement
- Passage de la lance dans la zone de mesure jusqu'à remplissage complet du moule de rebond
- Retour dans la zone de réglage pour l'arrêt de l'arrivée des matériaux puis eau et air
- Pesage de la caisse et de la bâche
- Mise à la benne des pertes
- Réalisation des tests<sup>1</sup> à l'état frais environ 10 min après la projection sur le panneau projeté
- Prélèvement pour mesure de la teneur en eau à l'état frais
- Stockage du panneau en salle humide
- Nettoyage et réinstallation pour la réalisation du 2<sup>ème</sup> panneau.

Les tests à l'état durci sont réalisés sur le même panneau qui sert aux mesures à l'état frais et au pesage du rebond. Les échantillons ne sont donc pas moulés, mais débités dans le panneau après durcissement.

Pour une formulation, environ 250l de matériaux secs sont préparés, ce qui permet de réaliser cinq mesures de rebond avec des consistances différentes et donc d'avoir cinq panneaux pour les essais à l'état durci. Les caisses une fois projetées pèsent autour de 50 kg. Pour effectuer un essai de rebond complet, avec ré-installation comprise, il faut environ 40 minutes. Le test d'une formulation à différentes consistances peut donc être réalisé en une demi-journée.

Après avoir présenté le dispositif et le déroulement d'une projection, nous allons maintenant nous intéresser aux mesures réalisées sur le matériau béton. En effet, pour la réduction du rebond, il est nécessaire d'identifier les propriétés du matériau à l'état frais. De plus, des propriétés à l'état durci sont étudiées afin de ne pas porter atteinte à la robustesse de l'ouvrage. La partie suivante traite donc des propriétés du béton projeté à l'état frais et à l'état durci.

## **1.2. Caractérisation de l'état frais et des pertes par rebond**

Après avoir présenté le dispositif, nous allons maintenant nous intéresser aux mesures réalisées après la projection. Après la mesure du rebond, et pour tenter de relier les propriétés fraîches du béton aux pertes engendrées, des mesures de teneur en eau, ainsi que des mesures de contrainte statiques et dynamiques sont réalisées.

### **1.2.1. Pertes par rebond**

Le rebond est défini comme la proportion massique de matériau qui n'adhère pas à la surface. Le dispositif mis en place au LMDC permet de mesurer la quantité de matériaux adhérant au moule de rebond et la quantité de matériaux retombant dans la bâche de recueil des pertes. Le calcul du rebond après chaque projection est calculé comme :

---

<sup>1</sup> Les tests réalisés sont décrits au paragraphe 1.2

$$\text{Rebond } [\%] = \frac{M_p [\text{kg}]}{M_T [\text{kg}]} \times 100$$

avec :

- $M_p$  [kg] = Masse des pertes = Masse Bâche pleine – Masse bache vide
- $M_m$  [kg] = Masse de béton adhérent au support = Masse moule plein – Masse moule vide
- $M_T$  [kg] = Masse totale de béton projeté =  $M_p + M_m$

Pour ce calcul, plusieurs hypothèses sont faites :

- Tout le béton projeté est récupéré soit dans le moule, soit dans la bache : c'est une hypothèse acceptable du fait que la partie de la projection susceptible de ne pas se trouver dans le dispositif sont les poussières dont la masse est négligeable devant celle du béton du moule ou de la bache (qui s'évalue en dizaine de kilogrammes).
- Il n'y a pas d'emprisonnement de pertes dans le moule : du fait des ouvertures latérales, ces pertes sont évacuées.
- La masse de matériau dans la bache est due au rebond. Si lors de la projection un bloc se détache du moule par décohesion ou glissement, l'essai est écarté. En effet, la masse de matériau récupérée dans la bache ne serait pas uniquement due au phénomène de rebond, ce qui fausserait l'étude.

Dans le système développé à l'Université Laval (Figure II.8), la masse de pertes n'est pas mesurée directement mais déduite de la masse dans le moule et de la masse de matériaux projetée.

### 1.2.2. Mesure de la teneur en eau

Pour connaître la teneur en eau du béton projeté par voie sèche, il faut attendre la fin de la projection (contrairement au béton projeté par voie mouillée où un malaxage avec l'eau est réalisé avant la projection).

La mesure de teneur en eau est réalisée en prélevant et pesant un échantillon d'environ 2kg de béton frais ( $m_{\text{humide}}$ ) dans le panneau.

Ce prélèvement est séché sous une lampe chauffante jusqu'à évaporation complète de l'eau (environ 45 min) et stabilisation de la masse ( $m_{\text{sèche}}$ ). La teneur en eau du béton frais est alors déterminée comme :

$$W_{\text{béton frais}} (\%) = \frac{m_{\text{eau}}(g)}{m_{\text{sèche}}(g)} \cdot 100 = \frac{m_{\text{totale}}(g) - m_{\text{sèche}}(g)}{m_{\text{sèche}}(g)} \cdot 100$$

Différentes méthodes de séchage peuvent être employées, comme un brûleur ou un micro-onde industriel (méthode utilisée dans la campagne d'essai à l'Université Laval).

Le recours à la lampe chauffante, comme au brûleur, implique de brasser le mélange pour obtenir un séchage homogène et complet. Toutefois, cette intervention en cours du séchage peut générer des pertes en matériaux, même infimes, réduisant ainsi la masse sèche et par conséquent augmentant artificiellement la teneur en eau. Les valeurs obtenues avec ces techniques sont donc à considérer avec précaution ; elles permettent toutefois de dégager des tendances générales.

### 1.2.3. Mesure de la contrainte de contact statique

Cette mesure a été réalisée par de nombreux auteurs (Figueiredo 1999; Armelin et al. 1997; Jolin 1999; Bolduc et al. 2002) afin de déterminer la consistance du béton frais. Plus la contrainte statique est élevée, plus le béton est ferme. De même, une contrainte statique faible traduit un béton plus fluide contenant généralement plus d'eau (chapitre 1).

Dans notre étude, cette mesure a été faite à l'aide d'un pénétromètre (Figure II.9) dont l'aiguille cylindrique a un diamètre de 6mm. L'aiguille est enfoncée à vitesse constante dans le béton jusqu'à une profondeur de 2,5 mm. La résistance à l'enfoncement est mesurée grâce à un système de ressort. La mesure est répétée 15 fois, ce qui permet d'obtenir un coefficient de variation de 30%.

L'aiguille utilisée n'est pas instrumentée, c'est-à-dire qu'il n'est pas possible d'enregistrer la contrainte en fonction de l'enfoncement. Cependant, les résultats présentés au chapitre 1 montrent qu'à partir d'un enfoncement de l'ordre de grandeur du diamètre de l'aiguille, la contrainte se stabilise. La valeur relevée sur le pénétromètre à ressort est la valeur obtenue pour 25mm ( $> 4\phi$ ) d'enfoncement, on peut donc considérer que la valeur relevée correspond au seuil de contrainte.



Figure II.9 : Pénétromètre à ressort utilisé pour la mesure de consistance du béton frais

#### 1.2.4. Mesure de la contrainte de contact dynamique

Si la mesure de contrainte de contact statique permet une première caractérisation du béton fraîchement projeté, elle ne prend pas en compte le caractère dynamique de la projection : le béton frais est soumis à de nombreux chocs dus à l'impact du flux de matériaux.

Afin de caractériser le comportement du béton frais sous conditions d'impact, des mesures de pénétration dynamique ont été réalisées en s'appuyant sur les travaux de Jolin (1999) et Armelin (1997) (Chapitre 1). Elles consistent à projeter une bille sur le substrat et à évaluer le rapport entre l'énergie du projectile et le volume de l'empreinte laissée par ce projectile après l'impact. La contrainte de contact dynamique est calculée comme :

$$P_d = \frac{W1}{V} = \frac{1}{2} \frac{m \cdot v^2}{V}$$

avec :

- $P_d$  : la contrainte de contact dynamique (Pa)
- $W1$  : Energie cinétique de la bille (J)
- $m$  : la masse de la bille (kg)
- $v$  : la vitesse de la bille (m/s)
- $V$  : volume de l'empreinte laissé par la bille après l'impact ( $m^3$ )

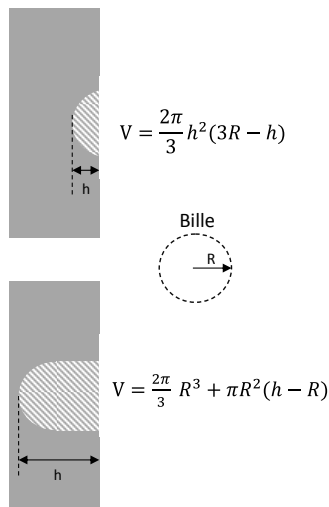
Les mesures existantes dans la littérature ont été réalisées avec différents type de billes, projetées et filmées grâce à une caméra haute vitesse (Armelin et al. 1999) ou lâchées d'une hauteur donnée (Jolin 1999). Dans la méthode de Jolin (1999), la hauteur de chute était d'environ 3m soit une vitesse à l'impact de  $7.7 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ .

Afin d'éviter les problèmes d'imprécision pour une chute libre d'une telle hauteur, et en l'absence de caméra haute vitesse pour l'évaluation de la vitesse de la bille, un dispositif alternatif a été utilisé au LMDC (Figure II.10b). Un fusil à air comprimé a été utilisé comme lanceur et permet d'atteindre des vitesses de l'ordre de 20 m/s, ce qui entre dans la gamme de vitesse de projection par voie sèche (Ginouse & Jolin 2014). Pour déterminer la vitesse de la bille, un chronographe (radar) placé à la sortie du canon du fusil a été utilisé.

La bille, de rayon « R » 8mm, a été choisie en verre pour se rapprocher de la densité d'un granulat ( $2,5 \text{ g}/\text{cm}^3$ ).

La détermination du volume « V » de l'empreinte de la bille est faite en estimant que la forme de l'impact est une calotte sphérique et pour les empreintes les plus profondes, une demi-sphère

complétée d'un cylindre (Figure II.10(a)). La mesure est effectuée à l'aide d'un pied à coulisse pour déterminer la profondeur de l'impact.



Les mesures statiques et dynamiques sont réalisées entre 5 et 15 min après la projection afin d'avoir des valeurs correspondant à un béton le plus frais possible, et donc le plus proche de l'état dans lequel il se trouve lorsque le rebond se produit. La mesure est répétée 6 fois, ce qui permet d'obtenir un coefficient de variation de 20%.

Les mesures à l'état frais permettent d'apporter un éclairage sur les capacités de rebond d'un mélange, et doivent être complétées par des mesures de propriétés à l'état durci. En effet, la réponse à la problématique du rebond ne doit pas occulter la nécessité d'atteindre des résistances suffisantes. Il est donc indispensable de formuler un mélange à la fois performant en terme de rebond, mais ayant aussi des caractéristiques en terme de résistance et de durabilité satisfaisantes. Les essais de résistance concernent la résistance en compression. Les essais de durabilité ont été orientés sur des critères de porosité, perméabilité à l'air et pénétration des chlorures. Ils permettent de définir la résistance aux agressions environnementales et peuvent être confrontés, par exemple, aux seuils proposés par l'AFGC. Les questions de durabilité seront abordées au chapitre 4.

### 1.3. Mesures à l'état durci

Les mesures à l'état frais ont pour but d'aider à la compréhension du rebond, mais le béton doit aussi être durable et remplir son rôle structural. Ainsi des mesures de résistance à la compression et des mesures de critères de durabilité (porosité, perméabilité et migration des chlorures) ont été réalisées.

#### 1.3.1. Mesure de la résistance en compression

Les mesures de résistance en compression ont été réalisées sur cubes 50 mm x 50 mm après 28j de cure en salle humide ( $H > 95\%$ ) à 20°C. Le choix de l'échantillonnage a été fait en tenant compte de la quantité de matériau disponible et du nombre d'échantillons à prélever. Les normes NF P18-405 et NF EN 12504-1 conseillent d'avoir une dimension au moins 3 fois supérieure à la taille du plus gros granulats. Dans notre cas, le plus gros granulats utilisés est de 10mm, ce qui donne une arête de cube 5 fois plus grande que la dimension de la plus grosse irrégularité.

Une fois découpés dans les panneaux, les cubes sont rectifiés pour avoir deux faces planes afin de réaliser l'essai en compression. Les essais de rupture en compression sont réalisés sur une presse de capacité de 400T, pilotée en force, à une vitesse de montée en charge fixée à 0,5MPa/s. La précharge appliquée est de 30kN pour l'ensemble des éprouvettes. La résistance en compression moyenne est obtenue à partir des résultats d'un minimum de trois éprouvettes, issues d'un même panneau. La Figure II.11 présente les cubes 50x50mm après rupture en compression. Pour les essais réalisés à l'université Laval, des éprouvettes cylindriques ont été prélevées suivant la norme ASTM C1604 et les résistances en compression ont été réalisées suivant la norme ASTM C39.



Figure II.11 : Cubes 50x50mm découpés dans les panneaux de béton projeté, après essais de résistance à la compression

### 1.3.2. Mesure de porosité accessible à l'eau

Selon l'AFGC (2004), la porosité accessible à l'eau est un paramètre déterminant qui régit la durabilité et les résistances des bétons. Cette mesure donne des indications sur la porosité ouverte du matériau et sa vulnérabilité face à la pénétration d'agents agressifs.

La mesure de la porosité à l'eau a été réalisée suivant la norme NF P18-459 et consiste en la détermination du volume des pores accessibles à l'eau par différentes pesées. Des corps d'épreuves cubiques, d'arrête 50mm, ont été utilisés en lieu et place des cylindres préconisés. Les échantillons sont saturés sous vide avec de l'eau à l'aide de dessiccateurs (Figure II.12). Une fois saturés, les corps d'épreuves sont pesés puis séchés. La porosité est ensuite calculée comme :

$$p = \frac{M_{air} - M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} * 100$$

avec

- $p$  : porosité (%volumique)
- $M_{sec}$  : Masse du corps d'épreuve après séchage à 105°C (kg)
- $M_{air}$  : Masse du corps d'épreuve saturé en eau (kg)
- $M_{eau}$  : Masse du corps d'épreuve saturé en eau, par pesée hydrostatique (kg)

La masse volumique apparente  $\rho_d$  peut aussi être déterminée à partir de cet essai :

$$\rho_d = \frac{M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} * \rho_{eau}$$

avec :

- $\rho_d$  : Masse volumique apparente du corps d'épreuve (kg/m<sup>3</sup>)
- $\rho_{eau}$  : masse volumique de l'eau (1000kg/m<sup>3</sup> à 20°C)



Figure II.12 : Dispositif de mise sous vide des éprouvettes en béton

### 1.3.3. Mesure de porosité par intrusion de mercure

Afin de compléter la caractérisation du réseau poreux, des mesures par pométrie mercure ont été effectuées pour obtenir des informations sur la répartition de la taille des pores. Elles se font par l'injection sous pression de mercure dans des échantillons secs.

Le volume pénétré est mesuré en fonction de la pression appliquée. Le mercure est non mouillant, donc il ne pénétrera pas de lui-même dans les pores (contrairement à l'eau). En prenant l'hypothèse de pores cylindriques, il est donc possible de relier la pression d'injection aux diamètres des pores accessibles à l'aide de la loi de Laplace :

$$D = \frac{4\gamma_{hg} \cos(\theta)}{P}$$

avec :

- $D$  : Diamètre des pores supposés cylindrique (m)
- $\gamma_{hg}$  : La tension superficielle du mercure (0,48 N/m)
- $\theta$  : angle de mouillage du mercure sur le solide (125°)
- $P$  : Pression d'injection

Plus la pression est grande, plus les pores atteints sont petits comme le montre la Figure II.13. Cependant, une pression trop élevée sur un matériau peu résistant peut générer une fissuration supplémentaire. Dans notre cas, le dispositif utilisé est un modèle Thermo Finningan Pascal permettant deux montées en pression : l'une jusqu'à 400 kPa, l'autre jusqu'à 200 MPa. Ce dispositif permet d'atteindre des pores de l'ordre du nanomètre. La mesure est effectuée sur des échantillons dont la plus grande dimension ne dépasse pas le centimètre. Ce test a donc été utilisé pour caractériser la porosité et la répartition des pores de la phase mortier des bétons.

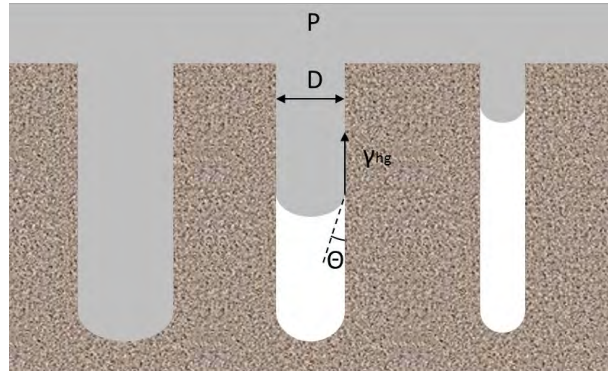


Figure II.13 : Schéma de la pénétration du mercure dans les pores du béton en fonction de la pression appliquée

### 1.3.4. Mesure de la perméabilité à l'air

La perméabilité à l'air d'un béton est fonction de son réseau poreux (volume des pores et connectivité), et de l'état de saturation dans lequel se trouve le béton. Cet indicateur permet d'évaluer la capacité du matériau à résister aux pénétrations d'agents gazeux agressifs.

La mesure de la perméabilité à l'air a été réalisée à l'aide d'un perméamètre de type CEMBUREAU (AFPC-AFREM 1997). Les mesures ont été réalisées sur éprouvettes cylindriques sèches de diamètre 110mm et hauteur 50mm. Le principe de l'essai est présenté sur la Figure II.14. L'éprouvette cylindrique est placée dans un manchon en polyuréthane. Une pression de confinement de 8 bars est appliquée sur la périphérie via une chambre à air. La face inférieure de l'éprouvette est soumise à une pression d'injection. Une fois la pression d'essai appliquée, un débitmètre permet de suivre l'évolution du débit jusqu'à l'établissement d'un régime permanent. Une fois ce régime établi, le débit est relevé.

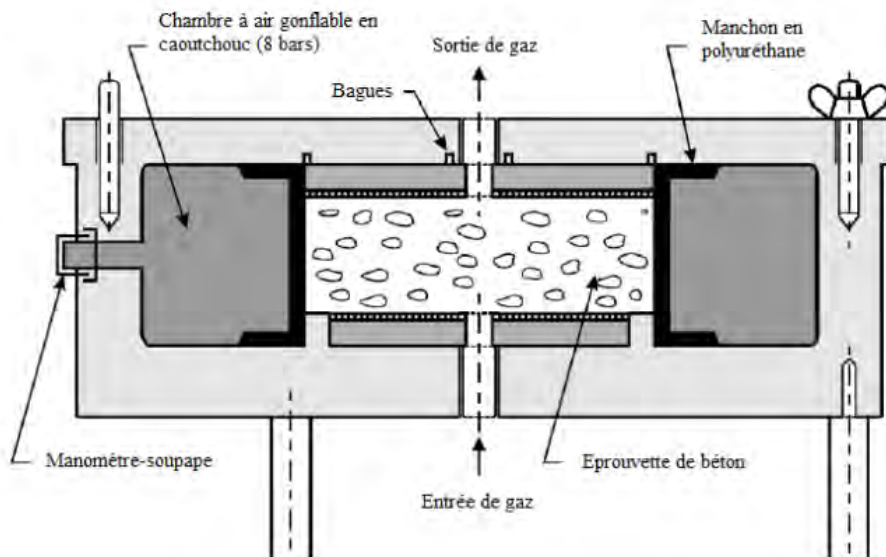


Figure II.14 : Cellule pour les essais de perméabilité au gaz (Kollek J.J. 1989)

La perméabilité apparente « k » (pour une pression donnée) est ensuite déterminée comme :

$$k = \frac{(2 \cdot P_a \cdot Q \cdot L \cdot \mu)}{A \cdot (P_0^2 - P_a^2)}$$

Avec :

- $k$  : perméabilité apparente ( $m^2$ )
- $A$  : section du corps d'épreuve ( $cm^2$ )
- $L$  : épaisseur du corps d'épreuve (cm)
- $P_0$  : pression absolue à l'entrée (bar)
- $P_a$  : pression atmosphérique (1bar)
- $Q$  : débit volumique normalisé ( $cm^3.s^{-1}$ )
- $\mu$  : viscosité dynamique de l'air ( $1,80.10^{-5} Pa.s$  à  $20^\circ C \pm 2^\circ C$ )

La Figure II.15a présente le dispositif expérimental avec 3 cellules de mise en pression, dont deux en cours d'utilisation. Pour obtenir la perméabilité intrinsèque d'un échantillon, l'essai doit être répété à trois pressions différentes, afin de tracer la droite de perméabilité apparente en fonction de l'inverse de la pression moyenne comme présenté sur la Figure II.15(b). La perméabilité intrinsèque correspond à l'ordonnée à l'origine de la droite ainsi obtenue.



Figure II.15(a) : Cellules de mise sous vide pour la mesure de la perméabilité à l'air

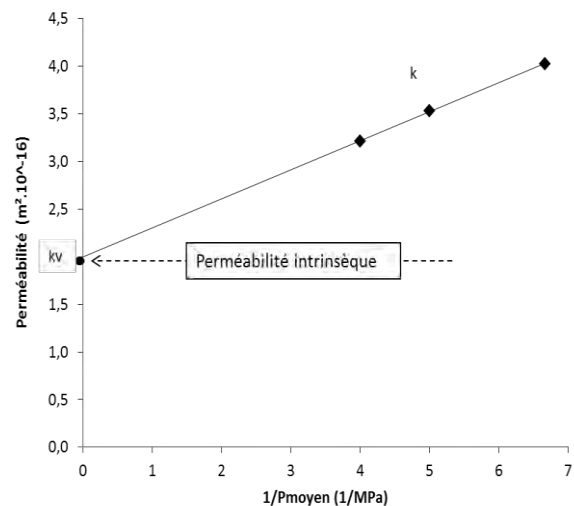


Figure II.15(b) : Graphe permettant la détermination de la perméabilité intrinsèque

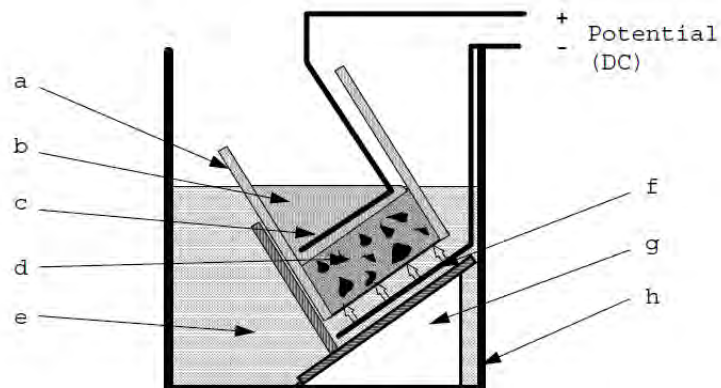
### 1.3.5. Mesure du coefficient de migration des chlorures

Le coefficient de migration des chlorures donne une indication sur la manière dont une espèce ionique diffuse dans une matrice poreuse. Les chlorures, en particulier, sont responsables de la corrosion des armatures. S'ils pénètrent trop en profondeur dans un ouvrage en contenant, cela peut accélérer le vieillissement et l'endommagement d'une structure.

Le processus de diffusion naturel est lent, mais il est possible de forcer la migration grâce à l'application d'une différence de potentiel électrique. Cette méthode, qui permet la mesure d'un coefficient de migration des ions chlorures, est effectuée en suivant la méthode NT Build 492 [chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiments]. Le dispositif est présenté sur la Figure II.16. L'échantillon à tester est manchonné et l'étanchéité est assurée par un joint silicone (en noir sur la Figure II.17). La partie supérieure est mise en contact avec une solution anodique et la partie inférieure est en contact avec la solution cathodique (Figure II.16 et Figure II.17b).

Un potentiel électrique est appliqué et ajusté en fonction du béton, pour que les ions ne traversent pas entièrement l'échantillon. A la fin de l'essai, les éprouvettes sont fendues et le front de migration des ions est révélé par du nitrate d'argent (Figure II.17c).





a : manchon caoutchouc  
b : solution anodique NaOH  
c : anode  
d : échantillon de béton

e : solution cathodique NaCl  
f : cathode  
g : support plastique incliné  
h : bac d'essai

Figure II.16 : Schéma du dispositif d'essai de migration des ions chlorures Nordtest Method (NT Build 492, 1999)

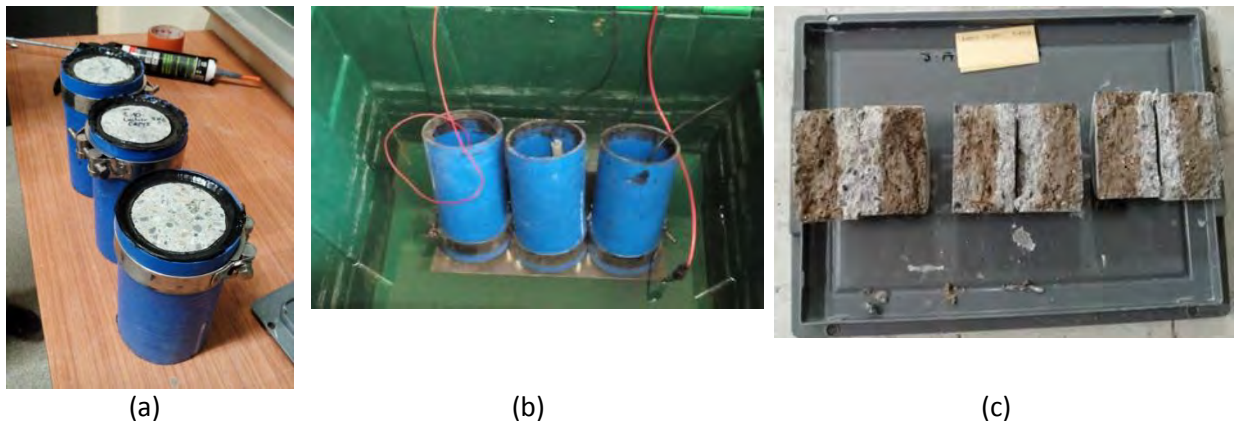


Figure II.17 : (a) Préparation des éprouvettes et étanchéité des manchons. (b) Essais en cours. (c) Résultat de la pénétration des chlorures révélé au nitrate d'argent.

Le coefficient de migration est calculé comme :

$$D_{nssm} = \frac{0,0239(273+T)L}{(U-2)t} \left( x_d - 0,0238 \sqrt{\frac{(273+T)L x_d}{U-2}} \right)$$

Avec :

- $D_{nssm}$  : coefficient de migration ( $m^2/s$ )
- $U$  : tension appliquée (V)
- $T$  : moyenne des températures initiale et finale de la solution anodique ( $^{\circ}C$ )
- $L$  : épaisseur de l'échantillon (mm)
- $x_d$  : moyenne de la profondeur de pénétration des ions  $Cl^-$  (mm)
- $t$  : durée du test (h)

Pour des raisons de contraintes liées au prélèvement des échantillons, les éprouvettes utilisées avaient un diamètre de 95mm au lieu de 100mm, et une hauteur de 50mm. Le manchon a donc été adapté en conséquence.

Les méthodes employées pour évaluer le béton frais ou durci ont pour vocation de caractériser le béton en vue de la réduction du rebond, de l'obtention d'une bonne durabilité et de résistances

adéquates. Afin d'atteindre ces objectifs, un travail sur la formulation du béton projeté a été réalisé. La suite de ce chapitre traite des matériaux employés lors des campagnes expérimentales réalisées au LMDC et à l'Université Laval.

## 2. Matériaux

La formulation des bétons projetés, comme pour un béton coulé classique, fait intervenir une partie granulaire et une partie liante.

- La partie granulaire, composée du sable et de gravillons, permet d'obtenir différentes courbes granulométriques en fonction de leur proportion dans le mélange.
- La partie liante, comprend le ciment, les additions et les additifs. La sélection a été effectuée pour essayer de répondre aux critères de diminution du rebond, de maintien des résistances, d'amélioration de la durabilité et de réduction de l'empreinte carbone (dans le cas des additions). Les choix ont été effectués en fonction des propriétés physiques des additions (taille, surface spécifique, forme...) et/ou de leur action sur la rhéologie. Les additifs ont été sélectionnés uniquement d'après leurs effets sur la rhéologie.

Les fiches techniques des matériaux utilisés sont présentées en annexe 2.

### 2.1.Sable et gravillon

Deux campagnes d'essais ont été menées : une au LMDC et l'autre à l'université Laval. Les matériaux utilisés étaient donc sensiblement différents.

- Au LMDC, le sable et les gravillons étaient de types alluvionnaires roulés et lavés de coupure 0/4 et 4/10 respectivement. Le Tableau II.1 donne les principales caractéristiques physiques des granulats. Le module de finesse calculé du sable LMDC est de 3,1.

Tableau II.1 : Propriété des granulats utilisés au LMDC, données des fiches techniques

	Sable 0/4 R LMDC	Gravillons 4/10 R LMDC
Masse volumique réelle g/cm <sup>3</sup>	2,66	2,67
Masse volumique apparente g/cm <sup>3</sup>	1,34	1,61
Absorption d'eau	1,12%	1,08%
Teneur en Chlorures	0,000%	0,000%
Teneur en Soufre	0,03%	0,05%

- A l'Université Laval, le sable et les granulats étaient concassés. Le sable a un module de finesse de 3,3. C'est donc un sable un peu plus grossier que le sable du LMDC.

Le module de finesse est calculé d'après la norme NF EN 13139 comme :

$$MF = \frac{1}{100} \sum (\text{refus cumulé \% des tamis } \{0.125-0.25-0.5-1-2-4\})$$

La Figure II.18 présente les courbes granulométriques des sables et gravillons utilisés au LMDC et à l'Université Laval.

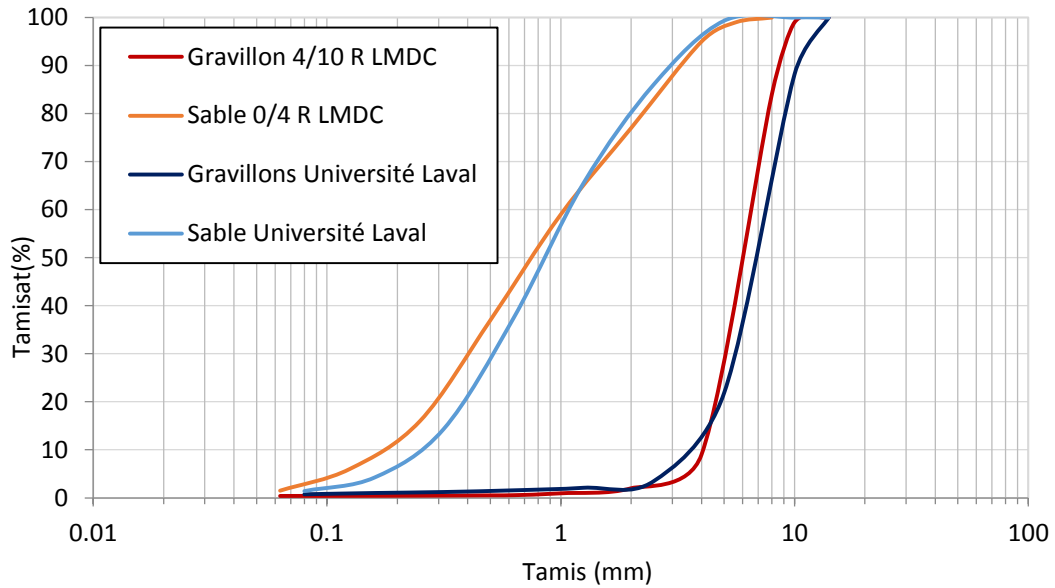


Figure II.18 : courbe granulométrique du sable et des gravillons utilisés au LMDC et à l'université Laval

Il est à noter qu'une projection expérimentale a également été réalisée sur un chantier de paroi clouée. Les granulats utilisés étaient différents de ceux du LMDC. Les gravillons 4/10 étaient concassés. Le sable 0/4 concassé était plus fin que le sable LMDC (Module Finesse : 2,6). Les courbes granulométriques des sables et gravillons du chantier sont présentées sur la Figure II.19.

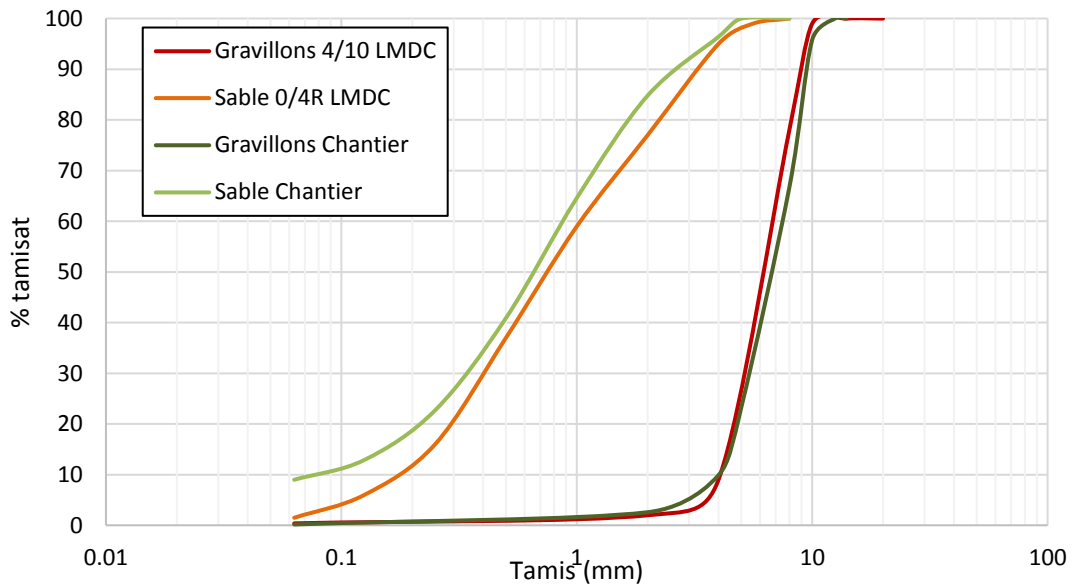


Figure II.19: Courbe granulométrique des gravillons et sables utilisés sur la projection chantier comparée à la granulométrie des gravillons et sable du LMDC.

## 2.2.Phase liante : Ciment et additions

Le choix du liant pour les campagnes de projection a été effectué avec quatre objectifs :

- la réduction du rebond,
- le maintien des résistances,
- la réduction de l'empreinte carbone,
- l'amélioration de la durabilité.

Pour la campagne de projection au LMDC, en plus du ciment, plusieurs types d'additions ont été utilisés :

- du ciment portland CEM I 52.5 R, de chez Lafarge (le Teil),
- du métakaolin flash de chez Argeco,
- du laitier granulé de hauts fourneaux provenant d'Ecocem,
- de la fumée de silice FS DM 95 Condensil,
- du filler calcaire de chez Omya.

Pour la campagne de projection à l'Université Laval, seuls du ciment portland et de la fumée de silice (Silicium québec) ont été utilisés. La fumée de silice est une ressource moins utilisée en France qu'au Canada car moins abondante.

### 2.2.1. Ciment

Afin d'avoir une référence neutre en terme d'addition, un ciment portland contenant 96,7% de clinker a été utilisé. Le ciment employé est un ciment portland CEM I 52.5 R couramment utilisé sur chantier, provenant de l'usine du Teil de chez Lafarge (fiche technique en annexe 2). Ses caractéristiques chimiques et physiques sont présentées dans le Tableau II.2 et le Tableau II.3 au paragraphe 2.2.6.

La production du clinker obtenu par cuisson du cru (environ 80% de calcaire, source de CaO, et 20% d'argile, source de SiO<sub>2</sub> et d'Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) à une température de 1450°C entraîne un fort dégagement de CO<sub>2</sub>, de l'ordre de 850 kg/T<sub>clinker</sub>. L'utilisation de CEM I est donc très défavorable au niveau de l'empreinte environnementale.

### 2.2.2. Fumée de silice

La fumée de silice est un sous-produit de la fabrication du silicium. Lors de la réduction de quartz par du carbone, à 2000°C dans des fours à arc électrique (SiO<sub>2</sub> + C -> Si + CO<sub>2</sub>), il se dégage un monoxyde gazeux (SiO) qui s'oxyde (SiO<sub>2</sub>) et se condense en particules vitrifiées amorphes.

Une filtration permet de récupérer cette fumée de silice. Elle se présente sous forme de particules sphériques de l'ordre de 0,1µm comme le montre la Figure II.20. Ces particules ont cependant tendance à s'agglomérer.

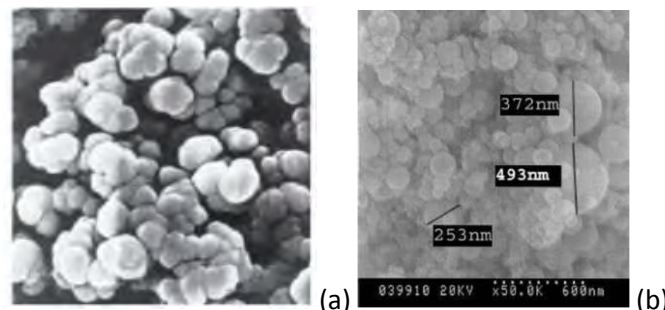


Figure II.20 : Fumée de silice vue au Microscope électronique à balayage (a) (Aïtcin & Mindess 2013) (b)(Vivek Bindiganavile & Banthia 2000)

La fumée de silice est une addition pouzzolanique, c'est-à-dire qu'elle réagit en présence de chaux. Elle favorise la formation de silicates de calcium hydratés (C-S-H) qui tend à donner une matrice plus

dense et compacte. La taille des particules permet d'optimiser la compacité de la matrice par remplissage des vides interstitiels et favorisation de l'effet filler.

Le choix d'utilisation de cette addition, dans le béton projeté, est motivé par les bon résultats de rebond obtenus par de précédents auteurs (Morgan & Wolsiefer 1991; V. Bindiganavile & Banthia 2000; Jolin et al. 1999). La fumée de silice, en plus de limiter le rebond, permet le maintien des résistances mécaniques et la densification de la matrice permet d'augmenter ses propriétés de durabilité (Morgan 1988; Cyr 1999).

Le fait que cette addition soit un sous-produit de l'industrie réduit l'empreinte environnementale du béton dans lequel elle est utilisée. Cependant, cette addition qui est abondante et fréquemment employée au Canada, reste plus rare en France. L'utilisation de fumée de silice dans cette étude a donc pour but principal de servir de référence pour la réduction du rebond (Chapitre 1).

Les propriétés physiques et chimiques de cette addition sont présentées dans le Tableau II.2 et le Tableau II.3 (paragraphe 2.2.6).

### **2.2.3. Métakaolin**

Le métakaolin est une addition minérale provenant de la calcination d'une argile, la kaolinite. Il est essentiellement formé d'oxydes d'aluminium et de silicium. Le rapport  $Al_2O_3/SiO_2$  compris entre 0,4 et 0,7, varie selon les gisements. La calcination peut être réalisée de manière « traditionnelle », dans des fours à vis ou rotatifs pendant plusieurs heures, ou par la méthode dite « flash », dans laquelle le traitement thermique ne dure que quelques secondes. La calcination de cette addition est réalisée entre 600 et 800°C (contre 1450°C pour un ciment) et la production d'une tonne de métakaolin n'entraîne la production que de 96 kg de  $CO_2$  contre 900 kg de  $CO_2$  pour une tonne de ciment. Son atout environnemental est donc non négligeable (San Nicolas 2011). Du métakaolin flash de chez Argéco a été utilisé. Ce métakaolin est composé à 48% de quartz et 45% de phase amorphe, donc est moins pur qu'un métakaolin classique hautement réactif.

En présence de chaux, le métakaolin fait prise, ce qui en fait une pouzzolane de synthèse substituable en partie au ciment. D'après San Nicolas (2011), le métakaolin flash, en remplacement inférieur à 30%, n'entraîne pas de baisse de résistance à 28j, et aurait même tendance à l'augmenter au-delà de 28j. Ce phénomène serait dû à une production plus élevée de C-S-H lors de la réaction entre métakaolin et portlandite, ce qui induit une densification du réseau.

Le métakaolin a un effet sur la consommation d'eau. Ceci est dû à sa microstructure. Le métakaolin est constitué de particules se présentant sous forme de feuillets ; ceci entraîne une demande en eau importante comparée à celle du ciment (Perlot & Rougeau 2007; San Nicolas 2011; Cyr 1999; Ambroise et al. 1994; Sabir et al. 2001). Pour un béton coulé, l'augmentation de la demande en eau peut représenter un inconvénient car il ne présentera pas de bonnes propriétés d'écoulement, et du superplastifiant devra être rajouté. Pour un béton projeté par voie sèche, la question de l'écoulement ne se pose pas car l'eau est ajoutée à la fin du procédé (Chapitre 1). Il sera donc possible de mettre autant d'eau que dans un mélange sans métakaolin sans problème de maniabilité. A l'inverse, il sera aussi possible d'augmenter la quantité d'eau tout en gardant la cohésion du mélange. La plage de variation de réglage de l'eau sera théoriquement plus large, ce qui implique une plus grande liberté de réglage pour l'opérateur. Il sera nécessaire de savoir comment le rebond sera affecté par cette demande en eau de l'addition.

Les caractéristiques chimiques et physiques du métakaolin « flash » utilisé sont présentées dans le Tableau II.2 et Tableau II.3 (paragraphe 2.2.6).

**Remarque :**

Les observations MEB de San Nicolas (2011) (Figure II.21) montrent que le métakaolin « flash » Argeco, utilisé lors de cette étude, possède des particules sphériques en plus des particules en feuillets. Ceci peut entraîner une chute de la surface spécifique, et une demande en eau moindre en comparaison d'un métakaolin « traditionnel ».

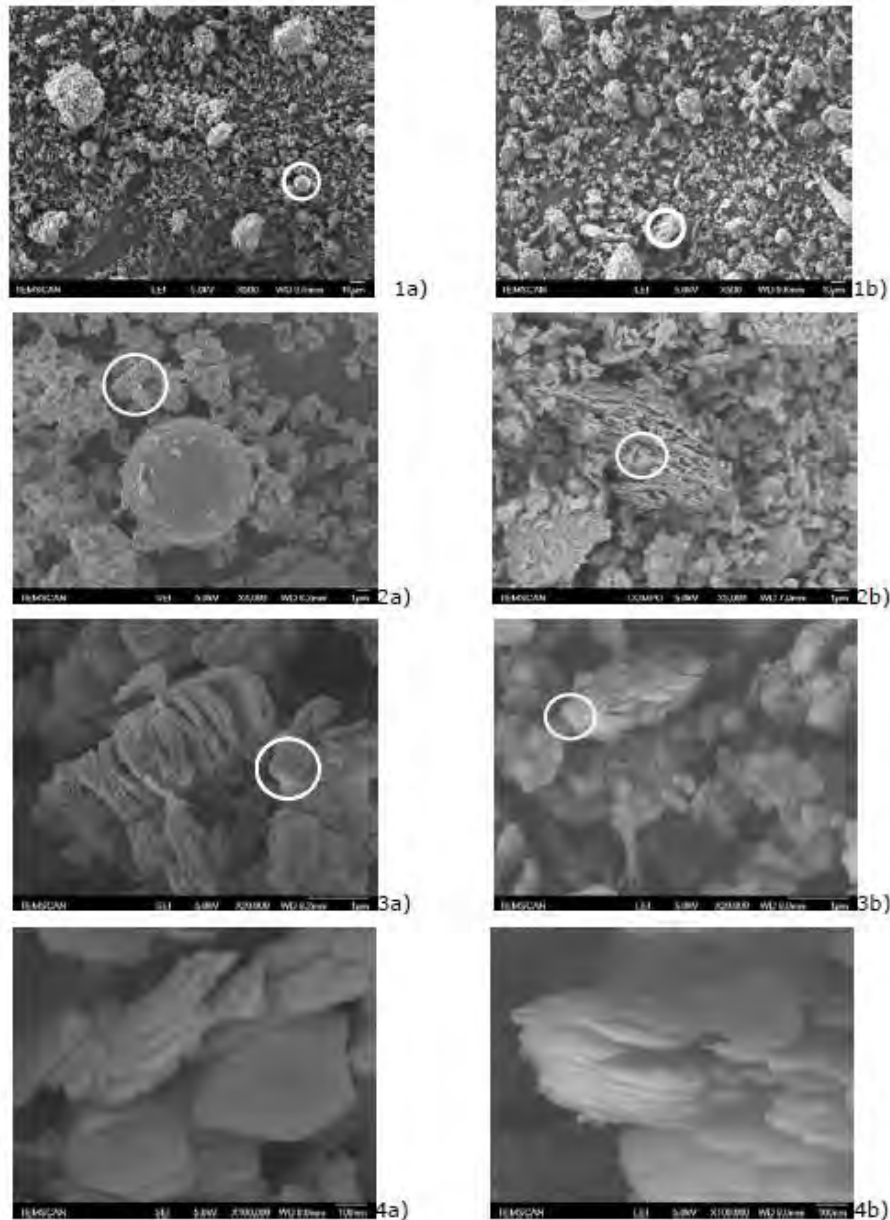


Figure II.21 : Observation au MEB du Métakaolin Flash (a) et d'un métakaolin calciné de manière classique dans un four rotatif (b) (1 : x500, 2 : x5000, 3 : x10 000, 4 : x100 000) (San Nicolas 2011)

#### 2.2.4. Laitier granulé moulu de hauts fourneaux

Le laitier de hauts fourneaux est un résidu de l'industrie sidérurgique. Lors de la fabrication de la fonte, le minerai de fer et le fondant (permettant d'abaisser la température de fusion) sont amenés à la fusion (températures entre 1400°C et 1600°C) dans un haut fourneau. La gangue du minerai, liquéfiée par l'opération de fusion, et ayant une densité plus faible, surnage au-dessus de la fonte ce qui permet une extraction du laitier par écoulement séparé.

Les granulés sont obtenus par une trempe à l'eau. Le matériau n'a donc pas le temps de cristalliser, ce qui en fait une matière vitreuse. Une fois extrait, le laitier est séché et moulu. Il est composé des oxydes majeurs : chaux, silice, alumine et magnésie. Le rapport massique  $(CaO + MgO)/(SiO_2)$  est supérieur à 1.

La production d'une tonne de laitier moulu émet de l'ordre de 20kg de  $CO_2$ , ce qui en fait une addition avec un grand atout environnemental. De plus, la norme NF EN 206/CN permet de fort taux de remplacement de ciment par le laitier, jusqu'à 50% pour des bétons d'ingénierie. Ces deux avantages augmentent son intérêt d'utilisation.

Le laitier a des propriétés hydrauliques latentes (il fait prise avec l'eau, mais sur des temps de plusieurs jours). Cela peut présenter un inconvénient à court terme, dans la mesure où les résistances se développent plus lentement. De plus, l'hydratation des ciments au laitier est fortement dépendante de la température (Escalante et al. 2001). Il est possible de l'activer thermiquement ou chimiquement par la chaux  $(Ca(OH)_2)$  libérée lors de l'hydratation du ciment ou par activation alcaline (soude, silicate de sodium, carbonate de sodium  $(Na_2CO_3)$  par exemple) (Jacquemot 2014).

En termes de développement des résistances, à 20°C, un béton à base de 50% de laitier et 50% de CEM I 52.5N non activé verra sa résistance à long terme (à partir de 28j) augmenter et atteindre le niveau de celle d'un béton à base de 100% de CEM I 52.5N. La résistance du béton au laitier pourra même être supérieure au-delà de 28j. Cependant, avant 28j, le développement des résistances est plus lent pour le béton au laitier que pour le béton à 100% de ciment.

Le laitier permet l'affinement de la structure poreuse et la limitation de la diffusivité (Hang 2015) ce qui est un avantage pour la durabilité.

A l'état frais, pour un rapport eau/liant constant, le laitier peut apporter un gain de maniabilité (Tattersall & Banfill 1983; Zhao et al. 2015). Sa demande en eau est moindre que celle des métakaolins (Perlot & Rougeau 2007).

Le gain en durabilité, en résistance et la diminution de l'empreinte environnementale en fait une addition de substitution intéressante. Le laitier utilisé, produit par ECOCEM, est légèrement plus fin que le CEM I 52.5 ce qui peut présenter un avantage pour la limitation du rebond d'après Bindiganavile & Banthia (2000). Les propriétés physiques et chimiques du laitier, moulu, granulé, de haut fourneau utilisé lors de cette étude sont présentées dans le Tableau II.2 et le Tableau II.3 (paragraphe 2.2.6).

### **2.2.5. Filler Calcaire**

Les fillers calcaires sont des fines minérales quasi-inertes. Leur rôle est de densifier la matrice liante. Le filler calcaire utilisé a une surface spécifique plus élevée que le ciment et constitue une addition de faible coût économique. Bindiganavile & Banthia (2000) suggèrent que la finesse d'une addition a une forte influence sur le rebond. Le filler a été utilisé en combinaison du laitier dans l'optique d'affiner la granulométrie et donc réduire le rebond. De plus, Armelin (1997) a constaté qu'il permettait de réduire le rebond tout en maintenant de bonnes résistances mécaniques. Les propriétés physiques du filler Calcaire Betocarb HP Omya (98.8% de  $CaCO_3$ ) utilisé dans cette étude sont répertoriées dans le Tableau II.3.

### 2.2.6. Tableaux de synthèse des propriétés chimiques et physiques des additions

Les tableaux II.2 et II.3 répertorient les propriétés chimiques et physiques du ciment et des additions utilisés. Les fiches techniques sont présentées en annexe 2. La demande en eau (w/f) a été calculée selon la méthode « single-drop » proposée par Bigas & Gallias (2003) et présentée en annexe 3.

Tableau II.2 : propriétés chimiques du ciment et des additions

	Cement CEM I 52.5R Lafarge	Laitier de hauts Fourneaux Ecocem	Metakaolin flash Argeco	Fumée de silice Condensil DM95	Fumée de Silice SiLicum Québec
<b>Oxides</b>	%	%	%	%	%
SiO <sub>2</sub>	20,3	36,1	67,1	96,5	94,3
CaO	65,4	44,0	1,1	0,80	0,64
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,5	10,7	26,8	0,21	0,24
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2,5	0,41	2,6	0,16	0,34
MgO	1,0	7,3	0,1	0,29	0,25
K <sub>2</sub> O	0,14	0,43	0,1	0,52	0,60
Na <sub>2</sub> O	0,13	0,25	0,01	0,17	0,22
SO <sub>3</sub>	3,4	0,2	0,0	0,24	0,23
Perte au feu	2,1	<0,1	0,8	2,7	2,47
<b>Composition minéralogique du ciment</b>					
C <sub>3</sub> S	66,7				
C <sub>2</sub> S	13,1				
C <sub>3</sub> A	8,7				
C <sub>4</sub> AF	8,2				

Tableau II.3 : propriétés physiques du ciment et des additions. D<sub>x</sub>: x% des particules ont un diamètre inférieur au diamètre indiqué en microns

	Cement CEM 52.5R	Laitier de hauts Fourneaux	Metakaolin flash	Fumée de silice densifiée	Fumée de Silice SiLicum Québec	Filler Calcaire Betocarb HP Omya
<b>Surface spécifique (cm<sup>2</sup>/g)</b>	4130 (Blaine)	3900 (Blaine)	165 000(BET)	220 000(BET)	240 000 (BET)	4620 (Blaine)
<b>Masse volumique réelle (g/cm<sup>3</sup>)</b>	3,13	2,90	2,54	2,24	2,24	2,70
<b>Forme</b>	Angulaire	Angulaire	Feuillets	Sphérique	Sphérique	Angulaire
<b>Demande en eau w/f</b>	0.69	0.75	0.83	2.41	-	-
<b>Diamètre (µm)</b>						
<b>D<sub>10</sub></b>	2,2	2,2	4,2		<b>D<sub>2,54</sub> = 45µm</b>	1,4
<b>D<sub>50</sub></b>	12,9	12,6	24,7			6,9
<b>D<sub>90</sub></b>	35,1	30,7	70,2			35
<b>Dmoyen</b>	16,2	14,7	31,8	0,2		6,7



## 2.3.Phase liante : Additifs

Les adjuvants et additifs répertoriés dans la bibliographie ne permettent pas de faire ressortir un type de produit avec une efficacité claire pour la réduction du rebond. Dans cette étude, trois additifs : du carbonate de sodium, de l'éther de cellulose et de la bentonite ont été testés afin d'identifier leur effet sur rebond. Les additifs sont introduits en faible quantité dans le mélange, ce sont donc leur effet sur la rhéologie qui primera sur l'effet physique des particules de l'additif. Le carbonate de sodium est aussi utilisé pour son rôle d'accélérateur<sup>2</sup> de prise pour les mélanges contenant du laitier.

### 2.3.1. Carbonate de Sodium $\text{Na}_2\text{CO}_3$

Le carbonate de sodium est un sel de sodium de l'acide carbonique ; c'est un composé chimique très courant. Utilisé en combinaison avec le laitier, il a un rôle de catalyseur en début de réaction (Houzé 2013), ce qui permet d'obtenir de meilleures performances mécaniques à court terme (Jacquemot 2014). Cet adjuvant a aussi été utilisé pour son rôle de raidisseur afin de vérifier son influence sur le rebond.

### 2.3.2. Ether de cellulose

L'éther de cellulose est un polymère soluble, qui gonfle et s'épaissit au contact de l'eau en conséquence de l'adsorption des molécules d'eau (Brumaud 2012). Le produit industriel utilisé (Sika deep 200) est spécifié pour des gâchages en profondeur et vise à augmenter la viscosité du béton sans nuire à son étalement.

Le but de l'utilisation de cet adjuvant est de modifier les propriétés visqueuses du béton projeté et de jouer un rôle de « tampon hydrique » permettant de maintenir une stabilité du mélange malgré une augmentation de l'apport en eau.

### 2.3.3. Bentonite

La bentonite est une argile reconnue pour son caractère thixotropique et son aptitude à développer la viscosité des mélanges. Ce type de matériau est souvent utilisé dans les coulis de scellement pour éviter la ségrégation à des substitutions de 0 à 4% de la masse de ciment (Trinh Quang 2012).

Les particules de bentonite ont une structure en feuillet permettant la captation des molécules d'eau et provoquant ainsi un gonflement (jusqu'à 18 fois son volume initial) (Barnes 1997). Pour des teneurs eau/ciment constantes, l'ajout de bentonite augmente la viscosité et le seuil de cisaillement (Håkansson et al. 1992). Kaci & Chaouche (2011) ont montré que la bentonite accélère la cinétique de restructuration et mettent en évidence son effet sur la thixotropie d'un mortier. Le caractère thixotrope est intéressant pour le béton projeté car, durant la projection, le flux impactant génère un cisaillement continu entraînant une baisse de la viscosité. Lorsque la projection s'interrompt, le matériau se restructure et retrouve une cohésion lui permettant de ne pas tomber du support.

Le but de son utilisation en béton projeté est donc de modifier les propriétés visqueuses, en jouant un rôle de captation de l'eau en surplus, comme dans le cas de l'éther de cellulose. De plus, la bentonite semble avoir déjà été employée avec succès en condition de projection (Kaci & Chaouche 2011 ; Röck & Mitteregger 1999). Il faut cependant rester vigilant, car la résistance en compression peut être altérée (Targan et al. 2002).

---

<sup>2</sup> Les accélérateurs à base d'aluminates sont interdits en France. L'ASQUAPRO (2007) propose d'interdire les accélérateurs alcalins à base de silicate du fait du risque pour la santé des utilisateurs, de la détérioration possible des résistances mécaniques à moyen et long terme, et du risque présenté par l'apport d'alcalins supplémentaires vis-à-vis de l'alcali-réaction.

La bentonite utilisée est une bentonite sodique développée pour les applications cimentaires. Bentonil CV 15 T, Süd-Chemie. Le poids spécifique de cette addition est de 2,2g/cm<sup>3</sup> et le refus au tamis 75µm est de 4%.

## **CONCLUSION**

L'étude du rebond, de la résistance et de la durabilité du béton projeté a impliqué d'adapter une technique de chantier à des contraintes de laboratoire. Les projections ont été réalisées à l'aide d'une machine utilisée sur chantier afin de s'affranchir de l'effet d'échelle, mais cela a nécessité l'installation d'un espace dédié à l'extérieur des locaux. Le choix a été fait de fixer les paramètres techniques tels que le débit d'air, le type de machine, de tuyau ou la distance au support, et de travailler à l'amélioration des formulations.

La qualité et la consistance du béton projeté par voie sèche est dépendante du dosage en eau, lui-même dépendant de l'opérateur. En effet, l'ajout de l'eau est réalisé au moment de la projection en fonction de l'appréciation du porte lance. Une formulation de béton ne sera donc pas caractérisée par une seule valeur de rebond ou de résistance, du fait de la variabilité de la quantité d'eau qu'il est possible d'ajouter au mélange. Les projections ont été réalisées avec différents réglage d'eau pour obtenir un panel de consistances pour une formulation sèche donnée.

Les mesures réalisées sur le béton concernent à la fois le béton frais et le béton durci. A l'état frais, les pertes ont été quantifiées, et pour connaître les consistances correspondantes, la teneur en eau, les contraintes de contact statique et dynamique ont été relevées. Le béton devant aussi remplir un rôle structurel, les résistances en compression et les propriétés de transferts liées à la durabilité (porosité, perméabilité, diffusion) ont été évaluées.

La formulation du béton passe par la teneur en eau, mais aussi par le squelette granulaire, le type de liant et d'additifs utilisés. Les additions ont été choisies au regard des données bibliographiques, selon les propriétés physiques et rhéologiques pouvant mener à une réduction des pertes, une amélioration de la durabilité et un maintien des résistances. L'impact des additions sur le bilan carbone est aussi pris en compte.

Les additifs utilisés ont pour but de mettre en avant l'effet de la modification de la rhéologie sur le rebond.

Les deux chapitres suivant traitent du rebond sous un angle expérimental, en présentant les mélanges utilisés et leurs performances.



# CHAPITRE 3

## Influence de la granulométrie sur le comportement du béton projeté

---

### Table des matières

INTRODUCTION .....	68
1. Squelette granulaire des bétons projetés par voie sèche.....	68
1.1. Recommandations existantes.....	68
1.1.1. Fuseaux granulométriques.....	68
1.1.2. Rapports Gravillon/Sable (G/S) associés aux fuseaux .....	70
1.2. Compacité théorique maximale d'un mélange granulaire .....	71
1.2.1. Compacité théorique d'un mélange – Méthode de De Larrard .....	71
1.2.2. Courbe d'optimisation granulométrique – Méthode de Dreux .....	73
1.2.3. Courbe d'optimisation granulométrique – méthode de Funk & Dinger.....	75
1.3. Synthèse .....	78
2. Compositions et caractéristiques granulaires des mélanges projetés .....	78
2.1. Composition et dénomination des mélanges.....	78
2.2. Squelette granulaire des bétons projetés .....	79
2.2.1. Courbes granulométriques des mélanges.....	79
2.2.2. Caractéristiques des courbes granulométriques.....	81
3. Rebond et granulométrie.....	83
3.1. Influence de la granulométrie et de la teneur en eau sur le rebond .....	83
3.1.1. Rebond des mélanges et teneur en eau.....	83
3.1.2. Rebond et consistance .....	85
3.2. Influence du rebond sur la modification du squelette granulaire .....	86
3.3. Synthèse .....	88
4. Influence de la granulométrie et de la teneur en eau sur les résistances en compression.....	88
4.1. Résistance en compression pour les différentes granulométries étudiées .....	88
4.2. Influence de la granulométrie sur la résistance .....	89
4.3. Relation entre rebond et résistance en compression .....	90
4.4. Synthèse .....	90
CONCLUSION .....	91

## **INTRODUCTION**

Comme indiqué dans le chapitre précédent, le rebond du béton projeté est dépendant de nombreux facteurs, dont la composition du béton lui-même. On peut distinguer deux phases dans la composition du béton projeté :

- Le squelette granulaire.
- La base liante.

L'objectif de ce chapitre est d'évaluer l'influence de la granulométrie du squelette granulaire du béton projeté sur le rebond généré lors de sa mise en place.

Il existe des recommandations américaines (ACI 506) ou françaises (NF P 95-102) concernant les fuseaux granulométriques à privilégier pour le béton projeté par voie sèche. Ces fuseaux sont basés principalement sur les retours d'expérience. Pour la France, par exemple, l'AFTES (Association Française des Tunnels et Espaces Souterrains) a proposé des fuseaux qui sont utilisés aujourd'hui dans la norme française, à partir notamment :

- Du projet de norme et de l'expérience Allemande.
- Des documents EDF préparés dans le cadre d'un groupe de travail.
- De communication présentée au Colloque sur le béton projeté de Stuttgart en 1972.

Les fuseaux français et américain présentent des divergences, les mélanges étant globalement plus grossiers pour la norme française.

Par ailleurs, il est à noter que la granulométrie d'un béton projeté diffère notablement de celle d'un béton coulé. En effet, pour un béton projeté, la compacité maximale du mélange initial n'est pas recherchée ; le rebond conditionne fortement le choix des mélanges à privilégier : les gravillons représentent la part la plus sujette au rebond, ce qui amène généralement à une part de sable plus importante que la part de gravillons.

Pour cette étude, nous avons voulu étudier l'influence de la composition granulaire des mélanges projetés sur le rebond ; cela nous a amené à étudier différents ratios gravillon/sable (G/S). Ce chapitre présente donc les recommandations existantes ainsi que les formulations retenues et les résultats en rebond obtenus pour ces différents mélanges. Les résistances ont aussi été évaluées afin de vérifier l'état durci des bétons formulés.

## **1. Squelette granulaire des bétons projetés par voie sèche**

Le choix d'un squelette granulaire pour un béton projeté est un sujet complexe, car, quel que soit le squelette sélectionné avant projection, la granulométrie résultante après projection sera différente. En effet, le phénomène de rebond induit un enrichissement en éléments fins et un appauvrissement en gravillons (Gérôme 2003; Figueiredo 1999). Face à ce constat, et pour limiter le rebond, les bétons projetés sont généralement formulés avec une plus faible portion de gravillons qu'un béton coulé traditionnel, ce qui tend à réduire la compacité du mélange initial.

### **1.1.Recommandations existantes**

#### **1.1.1. Fuseaux granulométriques**

Des recommandations pour le squelette granulaire des bétons projetés par voie sèche existent sous forme de fuseaux. Elles sont issues de retours d'expériences et « se limitent à une optimisation en vue

de réduire les pertes » (ASQUAPRO 2010). Les fuseaux recommandés, appliqués en Amérique du Nord (ACI 506R 2005) et en France (NF P 95-102) sont représentés sur la Figure III.1 en courbes cumulées, et sur la Figure III.2 en répartition fréquentielle. Le fuseau Américain, noté ACI fuseau #2 (pour spécifier que le fuseau s'applique au béton et non au mortier noté «#1 »), est fixé pour une granulométrie avec un Dmax de 12mm. Le fuseau français correspondant concerne la granulométrie des mélanges dont le Dmax est de 12,25mm (une tolérance de 6% est autorisée par la norme autour des valeurs du fuseau). Les raisons d'existence de ces fuseaux ne semblent pas liées à la recherche de compacité (ce point est traité au 1.2).

On constate sur la Figure III.1 que ces fuseaux ne se superposent pas. Sur la Figure III.2, on peut voir que le fuseau américain préconise des mélanges plus riches en éléments inférieurs à 1 mm que le fuseau français. On remarque aussi que le fuseau français est défini jusqu'au tamis 80µm, alors que le fuseau américain se limite à des recommandations jusqu'au tamis 0,15mm.

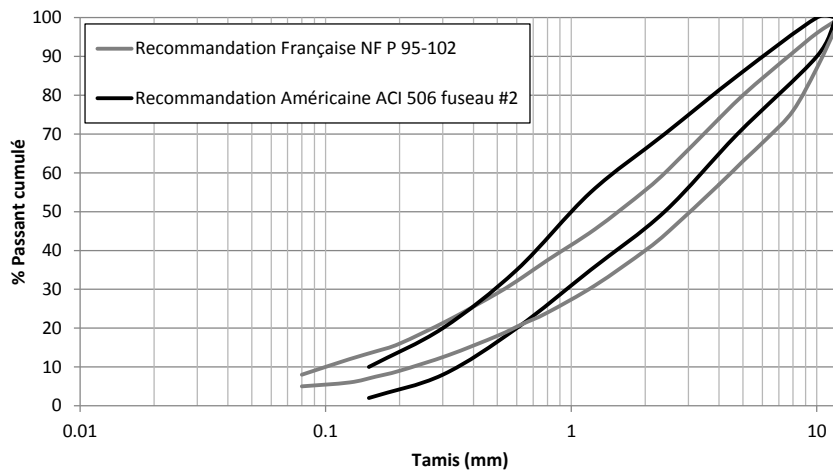


Figure III.1 : Fuseau français (NF P 95-102) et américain (ACI 506) recommandé pour la granulométrie du béton projeté par voie sèche

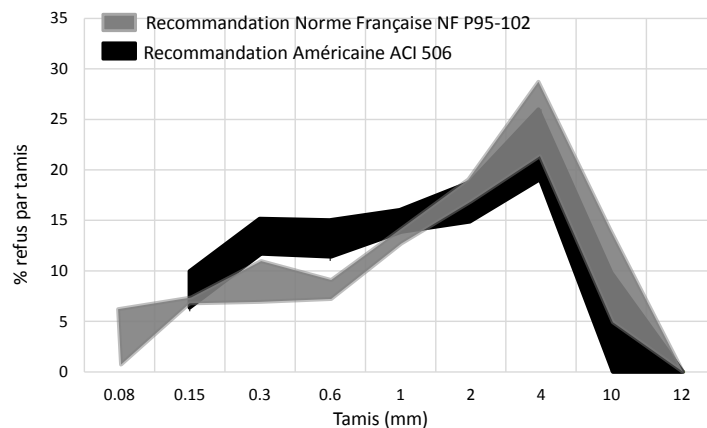


Figure III.2 : Représentation fréquentielle des fuseaux granulométriques recommandés français et américain

En France, les fuseaux de la norme NF P 95-102 ont été proposés par Association Française des Travaux Souterrains en 1974 (AFTES 1974). En 1987, l'Association pour la Qualité de la PROjection des bétons (ASQUAPRO) est créée afin d'établir des recommandations pour la mise en œuvre de ce type de béton. Concernant le fuseau français, l'ASQUAPRO constate, d'après des retours d'expérience sur 30 ans, que si la courbe granulométrique « sort du fuseau par le haut » entre 0,5 à 2 mm, cela produit des bétons

« de mauvaise qualité, difficile à projeter et avec beaucoup de pertes »<sup>1</sup> (ASQUAPRO 2010). Il est intéressant de constater que le fuseau supérieur américain s'écarte du fuseau supérieur français « par le haut » précisément dans la gamme des tamis où le béton est considéré comme moins performant par l'ASQUAPRO. Il sera donc intéressant de comparer des mélanges s'inscrivant ou non dans les fuseaux.

Aux Etats Unis, historiquement, la technique de projection était plutôt appliquée à des mortiers, nommés « gunite », avant d'être utilisée pour des bétons. Le transfert de technologie s'est donc fait dans le sens mortier → béton, ce qui pourrait expliquer le fait que le fuseau Américain ait tendance à privilégier les mélanges plus fins.

Dans le document préparatoire pour la norme française, l'AFTES souligne que le rendement (défini comme le rapport entre le volume de béton en place et le volume préparé) serait plus élevé avec une granulométrie continue (AFTES 1974). L'ACI (2005) préconise aussi des mélanges continus.

**Remarque :**

Une courbe granulaire continue est une courbe sans palier et avec une progression constante. Cela signifie que le mélange n'a pas de divisions granulaires manquantes et que les portions massiques de chaque division sont quasi identiques.

### 1.1.2. Rapports Gravillon/Sable (G/S) associés aux fuseaux

Les rapports G/S massiques, correspondant aux limites des fuseaux américain et français, sont donnés dans le Tableau III.1. Pour trouver le rapport G/S correspondant aux limites des fuseaux, on fait varier les proportions de sable et de granulats pour trouver un mélange permettant de limiter l'écart avec la courbe visée (limites des fuseaux). Cet écart est calculé par la méthode des moindres carrés (détaillée au § 1.2.3) et les proportions optimales de sable et de gravillons sont déterminées à l'aide du solveur Excel® (une résolution par itérations manuelles est possible mais beaucoup plus longue). Les granulats utilisés pour ce calcul sont ceux qui ont été principalement employés lors de l'étude, c'est-à-dire un sable roulé 0/4 et des gravillons roulés 4/10 (chapitre 2).

Tableau III.1 : Rapports massiques G/S, calculés pour un sable 0/4 et un gravillon 4/10, correspondants aux fuseaux inférieurs et supérieurs des recommandations françaises et américaines

Limite fuseau	G/S
ACI Supérieur	0,21
ACI Inférieur	0,78
NF P 95-102 Supérieur	0,41
NF P 95-102 Inférieur	0,96

Pour un béton ordinaire, le ratio massique G/S se situe généralement autour de 1,5, et entre 0,8 et 1,2 pour des bétons auto-plaçant (Baron & Olivier 1992 ; Yurugi et al. 1993). Les bétons projetés ont donc des granulométries plus riches en sable que des bétons courants.

D'après le fascicule de formulation de l'ASQUAPRO (2010), la diminution du rapport G/S pour un béton projeté entraînerait :

- Une diminution du rebond
- Une diminution des résistances
- Une augmentation du retrait

<sup>1</sup> Le fascicule ne fournit pas données chiffrées concernant ces observations.

## 1.2. Compacité théorique maximale d'un mélange granulaire

Les recommandations concernant la granulométrie des bétons projetés sont orientées par des objectifs de limitation des pertes et non par la recherche de compacité maximale (§1.1.1). Or, la compacité d'un mélange affecte sa résistance et sa durabilité (Féret 1892), c'est pourquoi on cherche à l'optimiser dans le cas de la formulation de béton courant. Plusieurs chercheurs se sont penchés sur la question d'optimisation granulaire et des courbes d'optimisation ont été proposées (Fuller & Thomson 1907 ; Andreasen 1930 ; Funk & Dinger 1994 ; Dreux 1970). Des modèles permettant le calcul de la densité théorique d'un mélange ont été développés à la suite de Furnas (1928), notamment par De Larrard (2000). Les fuseaux granulométriques présentés au paragraphe 1 sont étudiés dans cette partie du point de vue de la compacité.

### 1.2.1. Compacité théorique d'un mélange – Méthode de De Larrard

De Larrard (2000) propose un modèle de calcul de la compacité virtuelle d'un mélange granulaire en fonction, notamment, de la taille des granulats, de l'effet de desserrement et l'effet de paroi généré par les différentes tailles de grains (Figure III.3). La compacité réelle d'un mélange dépend du mode de mise en place tandis que la compacité virtuelle correspond à la compacité idéale maximale qu'il serait possible d'atteindre en plaçant le mélange grain par grain (De Larrard 2000).

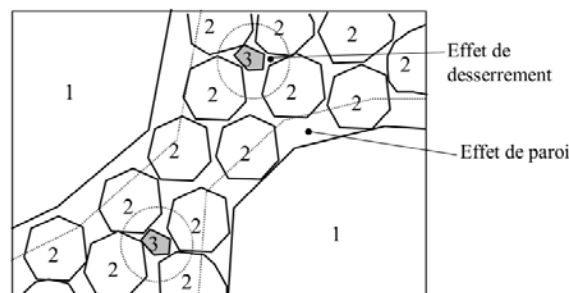


Figure III.3 : Perturbations exercées sur les grains de taille intermédiaire 2, par des grains plus fins 3 ou plus gros 1 (De Larrard 2000).

La compacité virtuelle d'un mélange contenant n classe de grains et dont la classe i est dominante dans le mélange est calculée comme :

$$\gamma_i = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} \left[ 1 - \beta_j + b_{ij} \beta_j \left( 1 - \frac{1}{\beta_j} \right) \right] y_j - \sum_{j=i+1}^n \left[ 1 - a_{ij} \beta_j / \beta_i \right] y_j}$$

avec

- $\gamma_i$  : la compacité virtuelle du mélange (avec la classe granulaire i dominante)
- $\beta_i$  : la compacité résiduelle de la classe i prise isolément
- n : le nombre de classe granulaires dans le mélange
- $y_j$  : proportion volumique de la classe j dans le mélange
- $a_{ij}$  : coefficient prenant en compte l'effet de desserrement entre les classes i et j
- $b_{ij}$  : coefficient prenant en compte l'effet de paroi ( $b_{21}=0$  si diamètre<sub>1</sub> >> diamètre 2 (interaction nulle entre les grains) et  $b_{21}=1$  si les grains ont des diamètres identiques (interaction totale entre les grains))

Le calcul est réalisé dans notre cas avec 2 classes de grains. On prend l'hypothèse simplificatrice que les deux coupures granulaires utilisées (sable roulé 0/4mm et gravillons roulés 4/10mm, fiche technique en annexe 2), contiennent des particules sphériques de taille uniforme, correspondant à leur D50; cette hypothèse fausse les effets d'interaction entre les deux classes, mais présente



l'avantage de donner une idée globale des proportions à faire intervenir dans un mélange pour obtenir une compacité maximale. Le détail du calcul de compacité réalisé pour n=2 classes de grains (sable et gravillon) est présenté ci-dessous. Le Tableau III.2 présente les données d'entrée nécessaire à l'application du calcul de compacité virtuelle. Le Tableau III.3 présente les données numériques utilisées pour le calcul de compacité.

**Tableau III.2 : Description des données d'entrée du calcul de compacité de De Larrard (2000)**

$m_s$ : masse de solide (kg)	$d_i$ : diamètre de la classe granulaire i
$v_s$ : volume de solide ( $m^3$ )	$y_i$ : proportion volumique de la classe i du mélange
$v_v$ : volume des vides ( $m^3$ )	$\beta$ : compacité résiduelle de la classe de grain i $\beta = \frac{v_s}{v_v + v_s} = \frac{\rho_{apparente}}{\rho_{réelle}}$
$\rho_{réelle}(kg/m^3) = \frac{m_s}{v_s}$	$a_{12}$ : coefficient d'effet de desserrement $d_1 > d_2$ affecté sur la base des résultats expérimentaux de De Larrard (2000)
$\rho_{apparente}(kg/m^3) = \frac{m_s}{v_v + v_s}$	$b_{12}$ : coefficient d'effet de paroi $d_1 > d_2$ affecté sur la base des résultats expérimentaux de De Larrard (2000)

**Tableau III.3 : Données numériques des paramètres d'entrée du modèle de De Larrard (2000)**

	Gravillons 4/10R	Sable 0/4R
i	1	2
$d_i = D50$ (mm)	6	0,7
Masse volumique réelle $\rho_{réelle}(kg/m^3)$	2670	2660
Masse volumique apparente $\rho_{app}(kg/m^3)$	1610	1340
$\beta_i$	0,60	0,50
$a_{12}$	0,5	
$b_{12}$	0,08	

Pour un mélange binaire, avec  $d_1 \geq d_2$ , on peut calculer les compacités virtuelles  $\gamma_1$  et  $\gamma_2$  en faisant varier les proportions volumiques de sable  $y_2$  et gravillons  $y_1$  entre 0 et 1:

Cas des gravillons dominants :

Cas du sable dominant :

$$\gamma_1 = \frac{\beta_1}{1 - \left[1 - a_{12} \left(\frac{\beta_1}{\beta_2}\right)\right] y_2} \quad \text{et} \quad \gamma_2 = \frac{\beta_2}{1 - \left[1 - \beta_2 + b_{12} \beta_2 \left(1 - \frac{1}{\beta_1}\right)\right] y_1}$$

La compacité  $\gamma$  sera égale à :  $\gamma = \inf(\gamma_1, \gamma_2)$ . La Figure III.4 présente les résultats du calcul de compacité en fonction de la proportion volumique de sable.

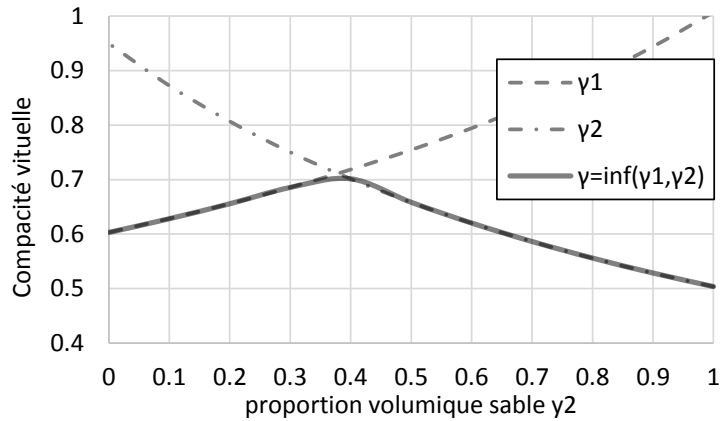


Figure III.4 : Variation de la compacité virtuelle, calculée selon le modèle de De Larrard (2000), en fonction de la portion volumique de sable. Calcul pour des gravillons 4/10R et un sable 0/4R

La proportion volumique idéale de sable serait donc de 40% pour les coupures granulaires utilisées, soit un rapport volumique Gravillon/Sable = 1,5. Le rapport massique G/S est calculé à l'aide des masses volumiques réelles du sable et des gravillons :

$$[(1-0,4) \cdot \rho_{\text{réelle Gravillons}}] / [0,4 \cdot \rho_{\text{réelle sable}}] = 1,51$$

Ce résultat est en accord avec la bibliographie puisque Baron & Olivier (1992) considèrent que ce rapport est de l'ordre de 1,5 pour un béton traditionnel. Pour le béton projeté, les rapports G/S calculés à partir des fuseaux recommandés varient entre 0,22 et 0,96 (Tableau III.1). La Figure III.5 présente les compacités virtuelles en fonction du rapport volumique G/S pour les bétons projeté et coulé courant. On constate que la formulation des bétons projetés dans l'optique de réduction des pertes ne permet pas d'atteindre une compacité optimale.

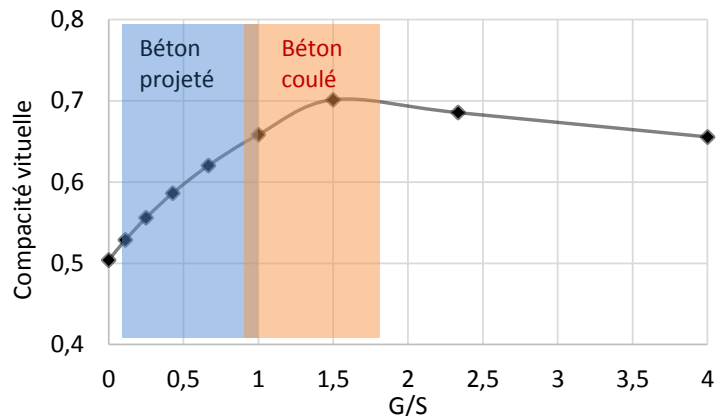


Figure III.5 : Compacité virtuelle calculée selon le modèle de De Larrard (2000) en fonction du rapport massique G/S pour des gravillons 4/10 R et un sable 0/4R

### 1.2.2. Courbe d'optimisation granulométrique - Méthode de Dreux

La méthode de Dreux (Dreux 1970 ; Festa & Dreux 1998) est couramment utilisée pour déterminer les proportions de chaque constituant d'un mélange, dans le cas des bétons coulés. Elle permet de déterminer une courbe granulométrique de référence établie empiriquement, sous forme de deux droites OA et AB (courbe Dreux Cible, Figure III.6). Le point O ( $x_0, y_0$ ) correspond à un pourcentage nul de

passant au plus petit tamis. Ici  $x_0 = 0,063\text{mm}$  et  $y_0=0\%$ . Le point B ( $x_B, y_B$ ) correspond au tamis avec 100% de passant. Ici  $x_B = 10\text{ mm}$  et  $y_B=100\%$ .

Le point d'inflexion « A », de coordonnées ( $x_A, y_A$ ), est calculé comme :

$$x_A = D/2 \quad \text{et} \quad y_A = 50 - \sqrt{1,25 \cdot D} + K + K_s + K_p$$

Avec :

- D : diamètre du plus gros granulat, ici 10mm
- K : paramètre d'optimisation de la compacité sélectionné dans le tableau ci-dessous en fonction du type de vibration, de la forme des granulats, du dosage en ciment

K	Vibration	Faible		Normale		Puissante	
	Forme granulats	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
Dosage en ciment (kg/m <sup>3</sup> )	400+ fines	-2	0	-4	-2	-6	-4
	400	0	2	-2	0	-4	-2
	350	2	4	0	2	-2	0

- $K_s$  : paramètre d'ajustement de la granularité du sable.  $K_s=0$  si le module de finesse (MF) du sable est inférieur à 2,8. Si  $MF > 2,8$  (cas d'un sable grossier),  $K_s = 6 \cdot MF - 15$ . Dans notre cas,  $MF = 3,1$  (Chapitre 2), donc  $K_s = 3,6$ .
- $K_p$  : paramètre d'ajustement du dosage en sable pour faciliter le transfert pour un béton pompé.  $K_p = 0$  pour un béton non pompable, et  $5 < K_p < 10$  pour un béton pompable.

En appliquant la méthode de Dreux pour un mélange dosé à  $400\text{kg/m}^3$  de ciment, on trouve différentes valeurs de « A » en fonction des critères appliqués. En utilisant la méthode des moindres carrés (détaillée au §1.2.3), il est possible de déterminer les proportions de sable et granulats permettant de minimiser l'écart entre la courbe théorique de Dreux et la courbe du mélange. Les ratios G/S calculés par cette méthode sont présentés dans le Tableau III.4 pour différents types de bétons.

Tableau III.4 : Données pour le calcul du point d'inflexion « A » de la courbe de Dreux, et rapport G/S calculé par la méthode des moindres carrés pour retrouver la courbe théorique.

Type de béton	$K_p$	K	$X_A$ (mm)	$Y_A$ (%)	G/S
non pompable, compaction normale	0	-2	5	48	1,21
non pompable, compaction faible	0	0	5	50	1,10
pompable, compaction normale	10	-2	5	58	0,75
pompable, compaction faible	10	0	5	60	0,68

La Figure III.6 présente la courbe théorique calculée par la méthode de Dreux pour le cas d'un béton pompable avec une compaction faible (courbe Dreux cible). La méthode des moindres carrés appliquée à ce cas permet de trouver une proportion de 41,3% de gravillons et 58,7% de sable, soit un G/S de 0,70. Le mélange obtenu avec ces proportions est tracé en rouge. Le fuseau français recommandé est tracé en gris. On peut voir que la courbe préconisée par Dreux s'inscrit dans le fuseau français (à la tolérance prêt), cependant, cette courbe est obtenue pour des valeurs extrêmes de pompabilité ( $K_p=10$ ) et de vibration ( $K=0$ ) du béton.

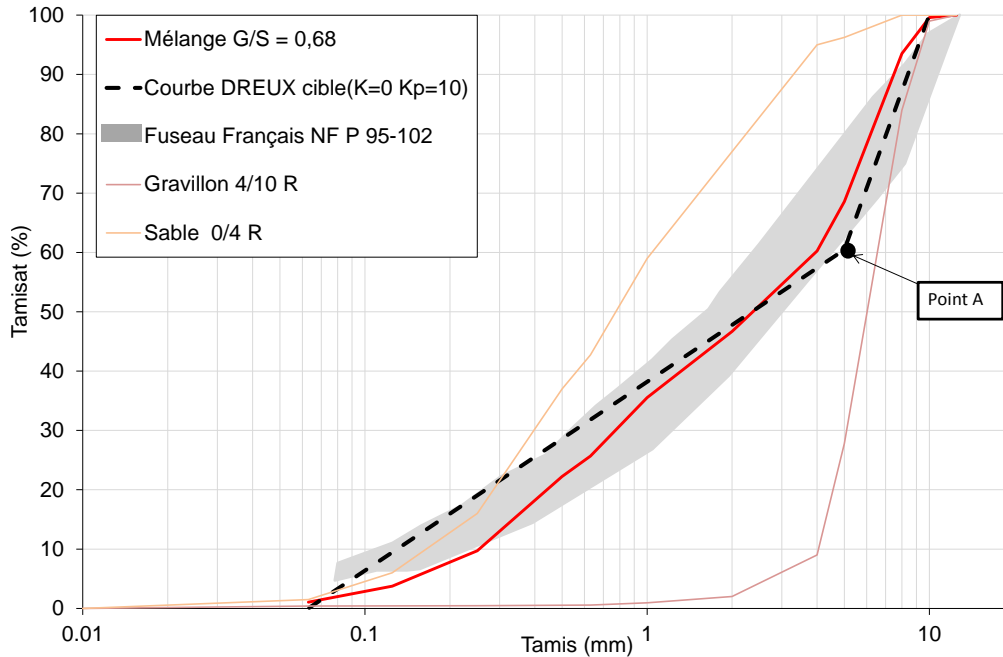


Figure III.6 : Courbe granulométrique du mélange théorique calculé par la méthode d'optimisation granulaire de Dreux et courbe de la combinaison menant du mélange le plus proche ( $R^2$  le plus grand) de la courbe cible.

La méthode de Dreux semble applicable au béton projeté si les coefficients sont ajustés. Cependant, cette méthode reste mieux adaptée à la formulation d'un béton traditionnel puisqu'elle a pour but la recherche de compacité optimale. Il n'existe actuellement pas de méthode de formulation reconnue permettant d'optimiser la granulométrie des bétons projetés par voie sèche. Cependant, une étude de Jolin & Beaupré (2004) propose une optimisation granulaire basée sur des courbes d'optimisation de Funk & Dinger (1994), mais dont le paramètre de réglage est adapté au béton projeté pour permettre la réduction du rebond.

### 1.2.3. Courbe d'optimisation granulométrique – méthode de Funk & Dinger

Une méthode de calcul de courbe d'optimisation a été proposée par Funk & Dinger (1994) ; elle est basée sur les travaux de Furnas (1928) et a été reprise par Jolin & Beaupré (2004), pour déterminer la répartition granulaire optimale pour un béton projeté. Le calcul de la courbe granulaire optimale selon Funk & Dinger (1994), s'effectue comme suit :

$$CPFT(\%) = \frac{D^n - D_S^n}{D_L^n - D_S^n}$$

Avec

- CPFT : Pourcentage de passant cumulé (Cumulative Percent Finer Than)
- D : Taille de la particule
- $D_S$  : Taille de la plus petite particule
- $D_L$  : Taille de la plus grosse particule
- n : module de distribution

Dans un premier temps, le pourcentage de passant cumulé est calculé pour chaque taille de tamis D avec un module de distribution « n » fixé arbitrairement. Pour un empilement granulaire classique, la meilleure distribution en terme de compacité est obtenue pour un module  $n=0,37$  d'après Funk & Dinger (1994). Un exemple de calcul est présenté dans le Tableau III.5 avec  $n=0,37$ . On remarque sur la Figure III.7 que la courbe s'inscrit dans le fuseau américain.

Tableau III.5 : Calcul du CPFT pour chaque tamis de dimension D

D [mm]	D <sub>s</sub> [mm]	D <sub>L</sub> [mm]	n	CPFT [%]
10				100
4				66
2				47
1				32
0,63	0,063	10	0,37	24
0,5				21
0,125				5
0,063				0

Dans un second temps, on calcule la combinaison du mélange granulaire (notée  $Combi_{mélange}$ ) ajustée pour que la variation des valeurs se fasse entre 0% et 100% sur les tamis considérés. Un exemple est présenté dans le Tableau III.6 pour un mélange contenant X% =60% de gravillons et de Y% =(100-X%)=40% de sable.

Tableau III.6 : Calcul de la combinaison de passant cumulé d'un mélange composé à X=60% de gravillons et Y=40% de sable

Tamis [mm]	% passant			Combinaison Mélange [%] (avec passant 0.08mm = 0)	Moyenne [%]
	Gravillons X%	Sable Y%	Combinaison X%G+Y%S		
10	99	100	99	100	32,8
4	9	95	43	43	
2	2	77	32	31	
1	1	59	24	24	
0.63	0,6	43	17	17	
0.5	0,5	37	15	14	
0.125	0,4	6	3	2	
0.063	0,4	2	1	0	

Dans un troisième temps, on utilise la méthode des moindres carrés, pour évaluer l'écart existant entre les courbes CPFT et  $Combi_{mélange}$ . On calcule pour cela la valeur moyenne « m » des passants cumulés du mélange (dernière colonne du tableau III.6), puis les sommes suivantes :

$$S1 = \sum_{D=D_s}^{D_L} (CPFT - Combi_{mélange})^2 \quad \text{et} \quad S2 = \sum_{D=D_s}^{D_L} (Combi_{mélange} - m)^2$$

La quantité  $R^2$  est ensuite déterminée comme :  $1 - S1/S2$ . Plus  $R^2$  sera proche de 1 et plus les séries de données CPFT et  $Combi_{mélange}$  seront proches. Le but est donc de maximiser ce terme. Pour un mélange donné (proportion X et Y de gravillons et de sable fixé), on pourra faire varier « n » pour trouver la courbe théorique de CPFT permettant de maximiser  $R^2$ . A l'inverse, si « n » est fixé, il est possible de faire varier les proportions X et Y pour ajuster la courbe « combinaison » à la courbe théorique CPFT. En fixant  $n = 0,37$ , et en appliquant cette méthode (ainsi que l'outil « solveur » d'Excel®), on trouve des proportions de gravillons et de sable de 38,5% et 65,5% respectivement (G/S=0,62), permettant d'obtenir un  $R^2 = 0,99$  (contre  $R^2=0,91$  G/S=1,5). La Figure III.7 présente les courbes du mélange avant et après optimisation, ainsi que la courbe théorique de Funk & Dinger pour les exemples présentés.

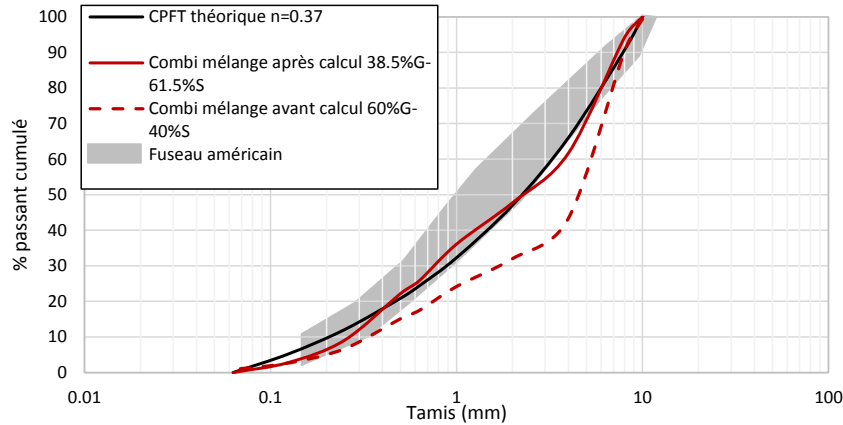


Figure III.7 : Courbes granulométrique théoriques Dinger Funk pour  $n=0,37$ , pour un mélange non optimisé 60%G 40%S et un mélange optimisé 45,2%G et 54,8%S

En utilisant cette méthode, Jolin & Beaupré (2004) trouvent expérimentalement un mélange projeté avec un rebond optimal, pour un  $n$  compris entre 0,29 et 0,33 (Figure III.8). Avec ces valeurs de  $n$ , les courbes s'inscrivent bien dans les recommandations américaines (Figure III.9).

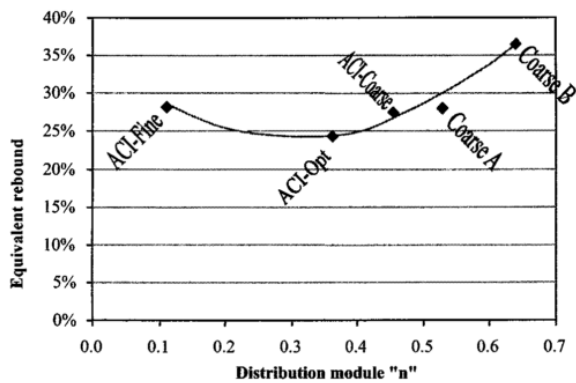


Figure III.8 : Rebond en fonction du module  $n$  (Jolin & Beaupré 2004)

**ACI fine, coarse :** Limites supérieures et inférieures du fuseau granulométrique des recommandations américaines ACI 506

**ACI Opt :** Mélange présentant le rebond minimal, dont la courbe granulométrique s'inscrit dans le fuseau américain

**Coarse A, B :** Mélanges dont la courbe granulométrique est plus grossière que les recommandations américaines

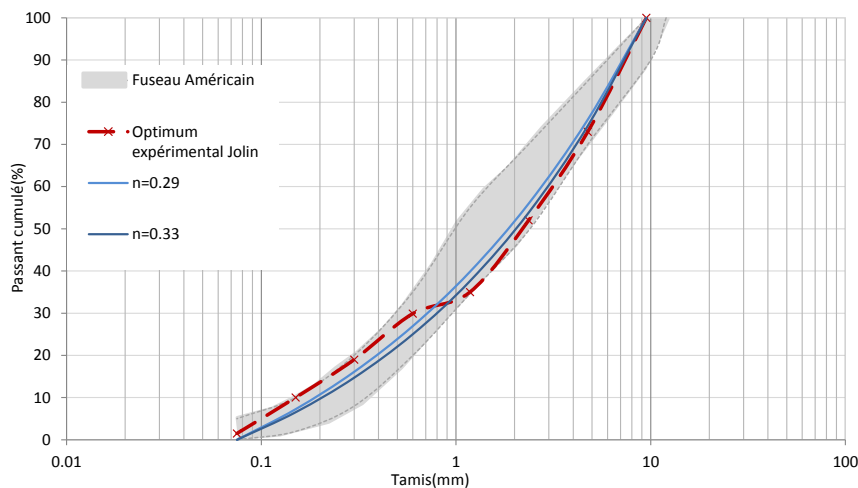


Figure III.9 : Distribution granulométriques optimales pour  $n= 0.29$  et  $n=0.33$  et distribution expérimentale optimale d'après (Jolin & Beaupré 2004)

Les courbes théoriques obtenues par la méthode de Funk & Dinger sont continues, donc ne prennent pas en compte les possibles discontinuités du mélange. Or, la courbe granulaire proche de l'optimum

$n=0,33$  utilisée par Jolin & Beaupré (2004), pour le calcul du rebond, présente des discontinuités (Figure III.9 courbe en pointillés rouges). Cela soulève une nouvelle question liée à la pertinence du critère de continuité du mélange dans le cas du béton projeté. En effet, tous les auteurs ne sont pas en accord sur le fait que la meilleure granulométrie pour la réduction du béton projeté soit la plus continue : Armelin et al. (1997) constatent expérimentalement que des mélanges discontinus peuvent mener à des rebonds équivalents ou inférieurs à des mélanges de courbe granulaire continue. Les raisons de ces résultats seront discutées au chapitre 5.

### **1.3.Synthèse**

Des recommandations existent sous forme de fuseaux proposés à titre indicatif dans les normes françaises et américaines. Ils s'appuient sur des données empiriques et visent en premier lieu la réduction du rebond pour les bétons projetés par voie sèche. Ces fuseaux présentent des divergences puisque le fuseau américain propose des mélanges plus riches en éléments inférieurs à 1mm.

L'utilisation de méthodes traditionnelles de formulation ne semble pas adaptée au béton projeté dans le sens où la compacité n'est pas le paramètre dimensionnant. Néanmoins, en adaptant ces méthodes aux spécificités du béton projeté (modification des coefficients pour la méthode de Dreux ou du coefficient « n » pour la méthode de Dinger Funk), il semble possible d'améliorer la compacité tout en respectant les fuseaux.

La recherche de compacité et les fuseaux proposés sont en faveur de la continuité des mélanges. Néanmoins, cette spécification a été remise en cause, dans le cas de la réduction du rebond, par des résultats expérimentaux obtenus par Armelin et al. (1997). La recherche de compacité, et donc l'amélioration des résistances et de la durabilité, serait alors incompatible avec la limitation du rebond. Pour apporter un éclairage supplémentaire, le rebond et la résistance de mélanges présentant différentes granulométries ont été étudiés. L'aspect de durabilité sera traité au chapitre 6.

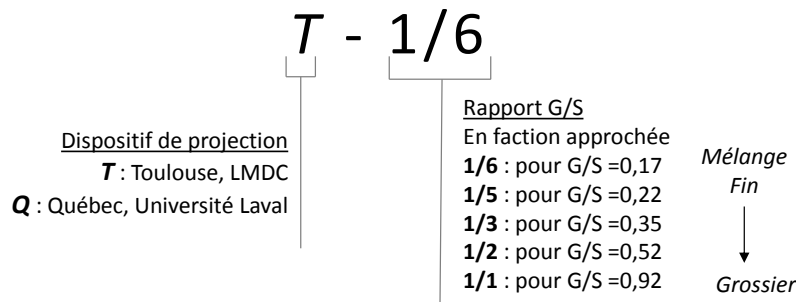
## **2. Compositions et caractéristiques granulaires des mélanges projetés**

### **2.1.Composition et dénomination des mélanges**

Les mélanges utilisés lors des campagnes expérimentales ont des granulométries différentes et s'inscrivent ou non dans les fuseaux préconisés, afin de vérifier si les mélanges en dehors de l'un ou l'autre des fuseaux présentent de moins bonnes performances de rebond et de résistance.

Cinq mélanges de rapport G/S variant de 0,17 à 0,92 ont été étudiés. Deux de ces mélanges ont été projetés avec le dispositif expérimental installé au LMDC (Toulouse). Trois autres mélanges ont été projetés à l'aide du dispositif l'Université Laval (Québec). Les matériaux utilisés sont différents selon les dispositifs et sont présentés au Chapitre 2. Les choix des ratios G/S sont décrits au paragraphe 2.2.

Pour la désignation des mélanges, le type de dispositif utilisé est signalé par une lettre, et la granulométrie est signalée par un rapport G/S en fraction approchée. On notera :



Les sables et gravillons utilisés sur les dispositifs de Québec et Toulouse sont de coupures et de natures différentes. Les matériaux utilisés dans chaque cas sont décrits au chapitre 2. Pour les projections réalisées à Toulouse, le ciment utilisé est un CEM I 52.5 R et le ciment utilisé à Québec est un ciment GU<sup>2</sup>. Les proportions de chaque constituant sont répertoriées en pourcentage massique de matériau sec sur la Figure III.10.

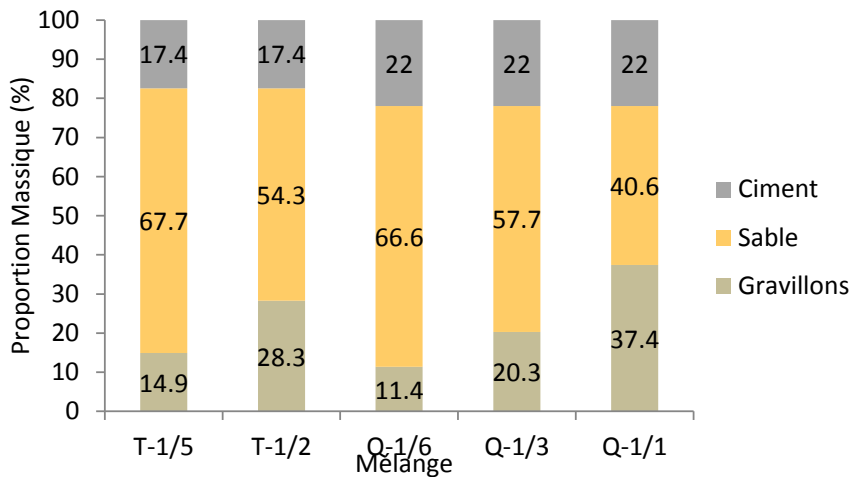


Figure III.10 : Répartition en proportion massique (% masse totale sèche) des constituants dans chaque mélange

## 2.2. Squelette granulaire des bétons projetés

Les squelettes granulaires des différents bétons projetés sont présentés dans ce paragraphe sous forme de courbe granulométrique. Les caractéristiques de ces courbes (mesurée par des coefficients de courbure, d'uniformité et de continuité) sont présentées dans l'optique d'identifier l'influence de ces paramètres et en particulier la continuité de la granulométrie sur le rebond.

### 2.2.1. Courbes granulométriques des mélanges

#### ❖ Mélanges T-1/5 et T-1/2

Les courbes granulométriques et la répartition par tamis des mélanges utilisés au LMDC sont présentées sur les figures III.11(a), (b) et (c).

<sup>2</sup> Le ciment GU (General use) est un ciment portland. Il n'existe pas de classification selon la résistance comme pour les ciments CEM I. A 28j, la résistance en compression d'un GU doit être comprise entre 26,5 MPa et 51 MPa. [CAN/CSA-A3000-13, norme nationale du Canada, octobre 2014, Compendium des matériaux liants]



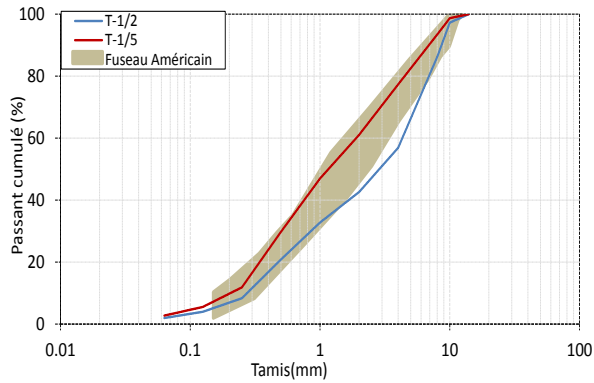


Figure III.11 (a) : Fuseau américain et courbes granulométriques des mélanges T-1/2 et T-1/5

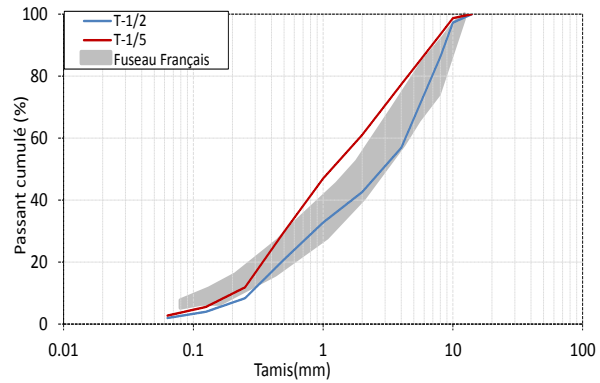


Figure III.11(b) : Fuseau français et courbes granulométriques des mélanges T-1/2 et T-1/5

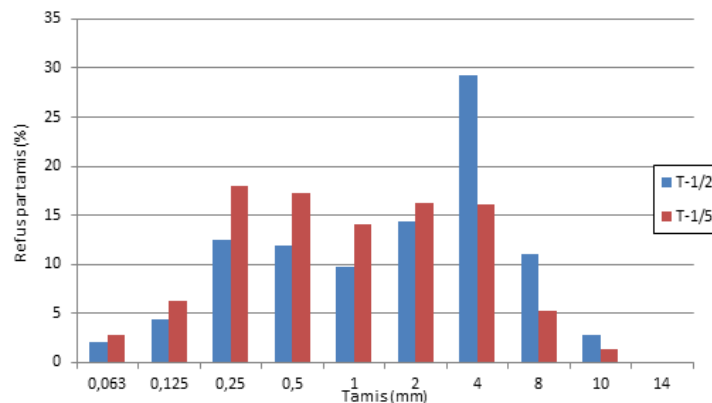


Figure III.11 (c) : Répartition fréquentielle pour les mélanges T-1/2 et T-1/5

La formulation de référence T-1/2, de rapport G/S massique égal à 0,52, correspond à une formulation s’inscrivant dans le fuseau français et utilisée par l’entreprise GTS sur l’un de leur chantier majeur de paroi clouée.

Pour étudier l’effet de l’affinement de la structure granulaire sur le rebond, un deuxième mélange (T-1/5) de rapport G/S = 0,22 a été formulé. Ce mélange sort du fuseau français « par le haut » c’est-à-dire qu’il contient plus d’éléments fins tout en s’inscrivant dans le fuseau américain. L’augmentation de la quantité de sable doit théoriquement permettre une réduction du rebond. On peut remarquer que ce mélange sort du fuseau français supérieur sur la gamme des tamis 0,4mm à 10mm ce qui d’après l’ASQUAPRO (2010) devrait mener à une moindre qualité de béton en terme de résistance et de porosité.

#### ❖ Mélanges Q-1/6, Q-1/3 et Q-1/1

Les courbes granulométriques et la répartition par tamis des mélanges utilisés avec le dispositif de projection de l’Université Laval sont présentés sur les Figures III.12(a), (b) et (c). La campagne d’essais effectuée à l’université Laval avait pour but de mesurer l’influence de la granulométrie sur le rebond ainsi que la granulométrie résultante après rebond.

Pour cela, 3 mélanges ont été projetés :

- Q-1/6 (G/S = 0,17) : ce mélange sort des fuseaux en partie supérieure, ce qui permettra de vérifier si le rebond et la résistance du béton sont impactés.
- Q-1/3 (G/S = 0,35) : ce mélange est plus grossier que le mélange Q-1/6 pour se rapprocher du fuseau américain, mais reste fin dans le but de comparer Q-1/6 et Q-1/3 pour évaluer l’importance du paramètre finesse.

Les mélanges Q-1/3 et Q-1/6 se distinguent principalement dans la zone 1,25mm à 8mm du fait de l'utilisation d'un sable plutôt grossier (MF=3,3 chapitre 2) ; cela est mis en évidence sur les Figures III.12 (a) et (b).

- Q-1/1 (G/S = 0,92) : ce mélange est un mélange plus grossier, qui doit théoriquement produire plus de rebond que les deux autres du fait de la plus grande quantité de gravillons (ASQUAPRO 2010; Gérôme 2003). Par contre, ce mélange s'inscrit dans le fuseau français et devrait alors présenter de meilleures performances, au niveau des résistances, que les deux mélanges précédents. Ce mélange est aussi plus discontinu, ce qui pourrait atténuer le rebond (Armelin et al. 1997) malgré la forte teneur en gravillons.

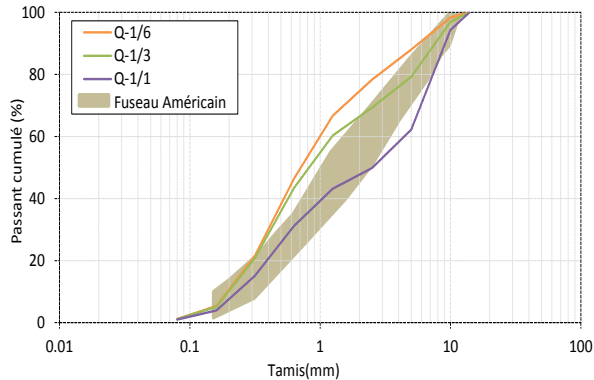


Figure III.12 (a) : Fuseau américain et courbes granulométriques des mélanges Q

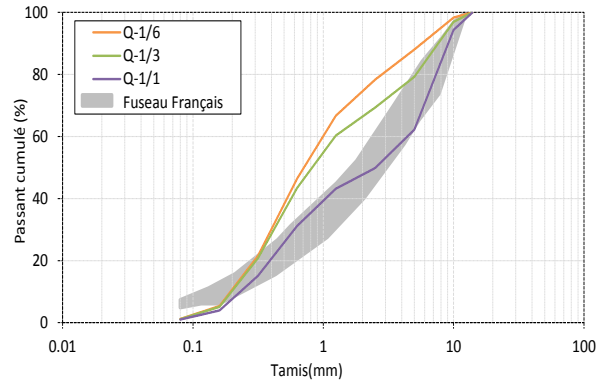


Figure III.12(b) : Fuseau français et courbes granulométriques des mélanges Q

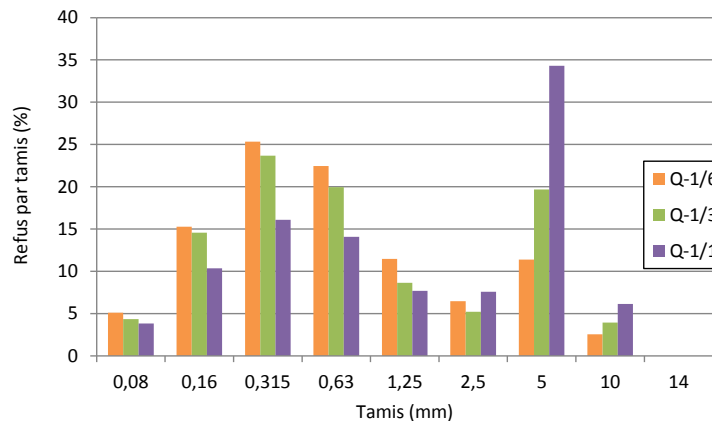


Figure III.12(c) : Répartition fréquentielle pour les mélanges Q

### 2.2.2. Caractéristiques des courbes granulométriques

Afin de définir au mieux les courbes granulométriques utilisées, des coefficients généralement utilisés pour classer les sols ont été utilisés. Ces coefficients permettent de définir la continuité et l'étalement des courbes. En mécanique des sols, deux coefficients sont utilisés pour classer les sols grenus (sable et gravillons) (Hazen 1892; Caquot & Kerisel 1966; Habib 1997):

- Le coefficient d'uniformité  $C_u$  (équation 1), qui permet de définir si le sol a une granulométrie serrée (aussi appelée uniforme) ( $C_u < 2$ ) ou étalée ( $C_u > 2$ )

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{30}} \quad (\text{équation 1})$$

Avec  $D_x$  : le tamis correspondant à X% du passant cumulé

- Le coefficient de courbure Cc (équation 2) qui donne des indications sur la forme et la continuité de la courbe et définit si le sol est bien gradué, c'est-à-dire s'il est composé d'une grande variété de diamètres. Un sol est considéré bien gradué avec une continuité bien répartie et plus dense, si Cc est compris entre 1 et 3.

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} \quad \text{(équation 2)}$$

Pour tenter de mieux caractériser la discontinuité des courbes obtenues, un nouveau paramètre, noté « D », est proposé. D est calculé comme le ratio entre : les écarts au carré entre les refus des tamis consécutifs et l'écart moyen entre les refus des tamis consécutifs (équation 3). Plus la valeur est grande, plus le mélange est discontinu. On pourra comparer ce paramètre pour différents mélanges à condition d'utiliser les mêmes tailles et le même nombre de tamis. Il est à noter que ce terme donne une valeur moyenne, ce qui peut masquer certains effets locaux. Le récapitulatif des différentes propriétés des courbes granulométriques pour les mélanges utilisés est présenté dans le Tableau III.7.

$$D = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (R_i - R_{i+1})^2}{(\sum_{i=1}^{n-1} |R_i - R_{i+1}|) / n} \quad \text{(équation 3)}$$

Avec

- R<sub>i</sub> le refus au tamis i
- n le nombre de tamis
- Pour les mélanges Q et T, les refus ont été calculés pour 8 tamis (mm) : [0.08, 0.16, 0.315, 0.63, 1.25, 2.5, 5, 10]

**Tableau III.7 : Propriétés des courbes granulométriques des différents mélanges**

	Q-1/6	Q-1/3	Q-1/1	T-1/5	T-1/2
G/S	0.17	0.35	0.92	0.22	0.52
D10 (mm)	0.19	0.20	0.23	0.20	0.27
D30 (mm)	0.40	0.42	0.60	0.50	0.85
D50 (mm)	0.71	0.82	2.53	1.16	2.86
D60 (mm)	1.00	1.23	4.43	1.91	4.30
Cu	5.13 étalé	6.24 étalé	19.11 étalé	9.34 étalé	15.70 étalé
Cc	0.82 <1	0.72 <1	0.35 <1	0.65 <1	0.61 <1
D	68 Discontinuité la + faible	90	163 Discontinuité la + forte	76	137
Module de repartition n	<0.05	<0.05	0.25	0.07	0.21

Les modules de répartition des mélanges utilisés sont inférieurs à ceux préconisés. Lorsque n se rapproche de 0, cela signifie que l'approximation de Funk & Dinger la plus proche de la courbe granulaire est une droite. Plus n est grand, plus la courbe est incurvée.

Les coefficients d'uniformité « Cu » placent tous les mélanges dans la catégorie des granulométries étalées, selon les références sur un sol (Habib 1997).

Pour les coefficients de courbure « Cc », toutes les valeurs se situent en-dessous de 1. Dans le cas d'un sol, un mélange bien gradué (Cc compris entre 1 et 3) traduit une compacité élevée. Puisque les mélanges présentés n'ont pas été optimisés au niveau de la compacité, il semble logique de trouver des valeurs de Cc en dehors de la fourchette [1 - 3].

Le coefficient D traduit la discontinuité d'un mélange. Plus sa valeur est faible, plus le mélange est continu, et inversement. En comparant ce coefficient D au coefficient de courbure  $C_c$ , on constate qu'une élévation de D (donc une augmentation de la discontinuité) se traduit par une diminution de  $C_c$  (Figure III.13). Donc  $C_c$  semble aussi traduire la discontinuité pour un béton : lorsque sa valeur augmente, en se rapprochant de 1, le mélange est plus continu.

Les mélanges les plus discontinus sont donc les mélanges Q-1/1, Q-1/3 et T-1/2. Les mélanges Q-1/6 et Q-1/3, bien qu'avec des rapports G/S différents, ont des courbes granulométriques plutôt proches. Cependant, le mélange Q-1/3 est moins continu que le mélange Q-1/6.

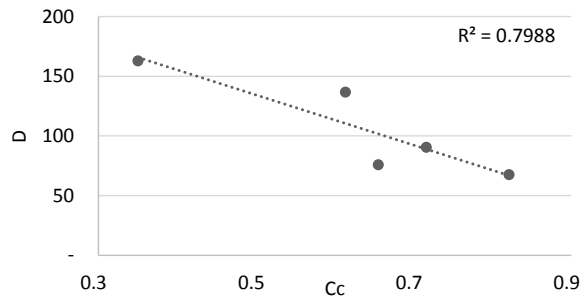


Figure III.13 : Variation du paramètre de discontinuité D en fonction du coefficient de courbure

### 3. Rebond et granulométrie

#### 3.1. Influence de la granulométrie et de la teneur en eau sur le rebond

Après avoir introduit les différents mélanges, on va s'intéresser pour chaque formulation à l'influence de la teneur en eau sur le rebond. La teneur en eau est un critère déterminant pour l'obtention de la consistance du béton. La quantité d'eau est réglée par l'opérateur au moment de la projection, ce qui rend difficile la prévision de la consistance du béton en amont de la projection. Le rebond étant dépendant de la consistance, et la consistance n'étant pas fixée à l'avance, l'étude du rebond est donc réalisée en fonction de la teneur en eau du mélange.

La consistance peut être évaluée après chaque projection à l'aide d'un pénétromètre (comme décrit au chapitre 2). Une consistance ferme, correspondant à une faible teneur en eau, se traduira par une contrainte, mesurée au pénétromètre, élevée. Inversement, une faible contrainte relevée au pénétromètre traduira une teneur en eau plus élevée et une consistance plus fluide.

##### 3.1.1. Rebond des mélanges et teneur en eau

Les rebonds des mélanges T-1/2 et T-1/5 projetés lors de la campagne réalisée au LMDC à Toulouse sont présentés sur la Figure III.14 en fonction de la teneur en eau « w » mesurée après projection ( $w =$  masse eau/masse de solide, voir Chapitre 2). Chaque mélange a été projeté à cinq reprises minimum, avec une quantité d'eau différente pour chaque projection afin d'obtenir différentes consistances. Cela permet d'étudier chaque mélange en fonction de sa teneur en eau et donc d'identifier l'évolution du rebond en fonction de la consistance, ou de la teneur en eau, du mélange.

Dans un premier temps, on constate qu'il y a bien une variation du rebond avec la teneur en eau. On peut voir que le mélange T-1/5 (c'est-à-dire celui contenant plus de sable) a nécessité des teneurs en eau légèrement plus élevées. Cela semble logique, puisque la surface spécifique des grains de sable est plus élevée que celle des granulats; il faudra donc plus d'eau pour atteindre un même niveau de lubrification du mélange.

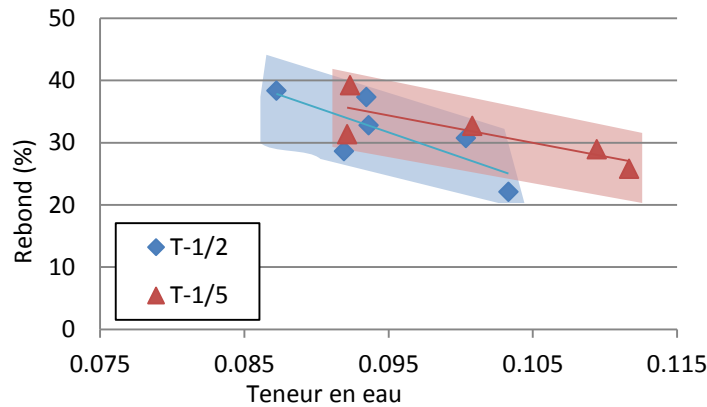


Figure III.14 : Rebond en fonction de la teneur en eau  $w = \text{meau/msèche}$

Pour comparer les mélanges sur une même base de teneur en eau, on peut rapporter les teneurs en eau de chaque mélange sur une même échelle de 0 à 1, notée « teneur en eau normée » et calculée comme :

$$w_n = \frac{w - w_{\min}}{w_{\max} - w_{\min}}$$

Avec :

- $w_n$  : teneur en eau normée
- $w$  : teneur en eau mesurée
- $w_{\min}$  : teneur en eau minimale du mélange
- $w_{\max}$  : teneur en eau maximale du mélange

Chaque mélange nécessitant un réglage en eau différent, cela permet de se rapporter à une même base de comparaison pour évaluer l'évolution du rebond. Le graphe obtenu est présenté sur la Figure III.15.

Avec cette méthode, il est possible de voir que les deux mélanges présentent des variations de rebond similaires en fonction de leur teneur en eau respective. D'après ces premiers résultats, il semble que si le réglage en eau est adapté à chaque mélange, le rebond obtenu est sensiblement le même (avec le dispositif du LMDC, environ 33% pour une teneur en eau normée moyenne) pour les deux mélanges. Or, d'après la bibliographie, un mélange contenant plus de gros gravillons devrait présenter un rebond plus important (Gérôme 2003). Comme cela a été avancé par Armelin (1997), il est possible que la discontinuité d'un mélange puisse être favorable à la diminution du rebond. En effet, le mélange T-1/2 est plus grossier, mais aussi plus discontinu (d'après le paramètre D de discontinuité = 137) que le mélange T-1/5 (D=76). Ainsi, un mélange riche en gravillons et discontinu aurait un rebond équivalent à un mélange riche en sable et continu.

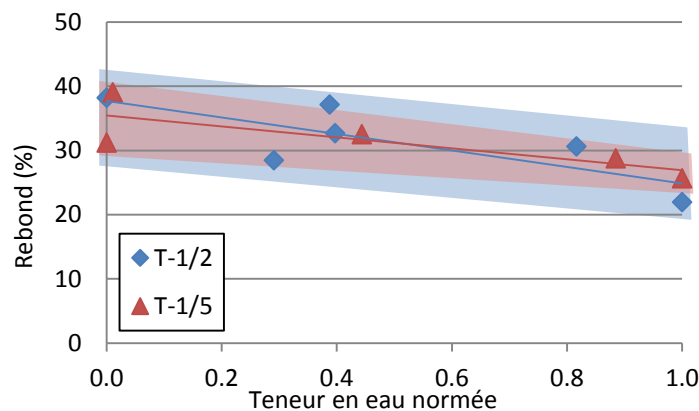


Figure III.15 : Rebond en fonction de la teneur en eau normée pour les mélanges T-1/5 et T-1/2

Pour les mélanges Q-1/6 et Q-1/3, les résultats<sup>3</sup> sont présentés sur la Figure III.16. Seuls trois réglages en eau ont été réalisés pour chaque mélange, ce qui semble insuffisant pour dégager une tendance aussi claire de réduction du rebond avec l'augmentation de la teneur en eau qu'avec les mélanges T-1/2 et T-1/5. Le mélange Q-1/3 présente un rebond plus faible que le mélange Q-1/6 contenant plus de sable, alors que Q-1/3, plus riche en granulats, devrait générer plus de rebond. Cependant, ici encore, le mélange Q-1/3 est aussi le plus discontinu (D=90) que le mélange Q-1/6 (D=68). Les deux mélanges ont des courbes granulométriques assez proches (comparé à T-1/2 et T-1/5). En extrapolant, il est possible que pour deux courbes granulométriques proches, le mélange le plus discontinu présente le moins de rebond.

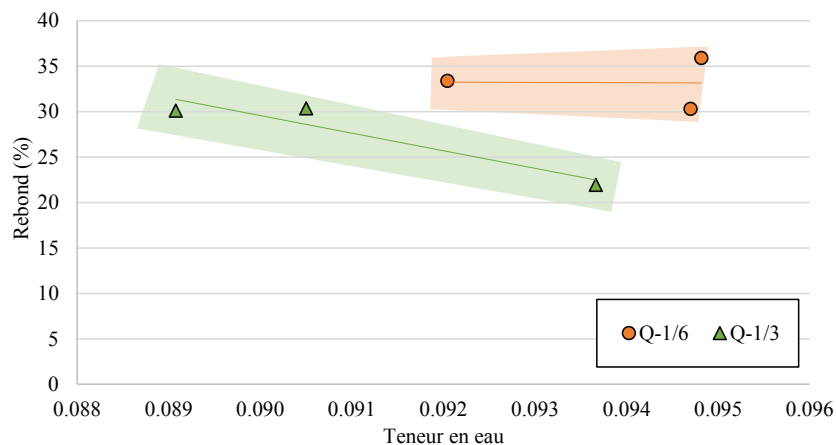


Figure III.16 : Rebond en fonction de la teneur en eau pour les mélanges Q-1/6, Q-1/3

### 3.1.2. Rebond et consistance

Puisque les mélanges n'ont pas exactement les mêmes teneurs en eau, nous avons vérifié si les consistances obtenues se recourent. La consistance des mélanges a été mesurée ici par des mesures au pénétromètre statique (décrite au chapitre 2). Les valeurs de résistance à la pénétration statique notée « P statique » sont données en MPa.

**Remarque :**

Tous les résultats ont été présentés en fonction de la teneur en eau, mais une analyse a posteriori nous a montré que la pénétration statique et donc la consistance, est plus dépendante du ratio E/L que de la simple teneur en eau (voir annexe 4).

<sup>3</sup> Les résultats du mélange Q-1/1 ne sont pas exploitables car ce mélange était plus riche en ciment que Q-1/3 et Q-1/6 du fait d'un problème de production en usine. De plus, la teneur en ciment n'était pas homogène dans les différents sacs.

La Figure III.17 présente la variation de rebond en fonction de la pénétration statique pour les mélanges T-1/2 et T-1/5 : l'augmentation du rebond semble bien corrélée à l'augmentation de la pénétration statique. On remarque que le mélange le plus grossier (T-1/2) a permis d'obtenir des mélanges plus fermes que le mélange T-1/5, puisqu'il a été possible d'obtenir des valeurs de P statique plus élevées. Le rebond reste cependant équivalent.

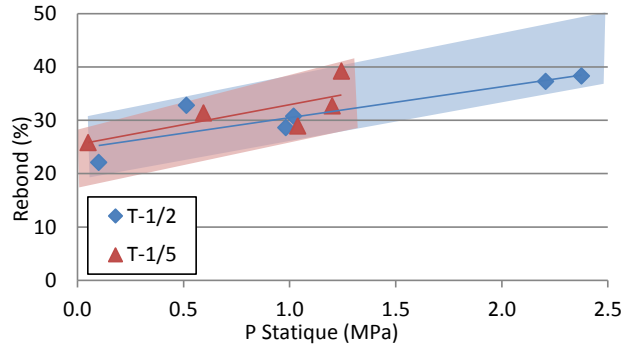


Figure III.17 : Rebond en fonction de la résistance à la pénétration statique pour les mélanges projetés avec le dispositif Toulousain

La Figure III.18 présente les résultats de rebond en fonction de P statique, pour les mélanges Q-1/3 et Q-1/6. On constate que le rebond augmente avec la résistance à la pénétration statique et que les deux mélanges ont des consistances équivalentes. Sur cette représentation, il est de nouveau mis en évidence que le mélange Q-1/3 présente un rebond moindre que le mélange Q-1/6. Il semblerait donc que la différence de rebond soit bel et bien due à la différence de granulométrie et non à la consistance.

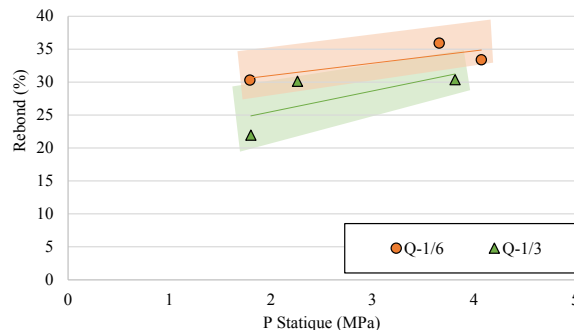


Figure III.18 : Rebond en fonction de la résistance à la pénétration statique pour les mélanges projetés avec le dispositif de l'Université Laval.

### 3.2. Influence du rebond sur la modification du squelette granulaire

Le rebond induit une modification du squelette granulaire du mélange après projection. Ces modifications ont été évaluées pour les mélanges Q-1/6, Q-1/3 et Q-1/1. Les Figures III.19 (a) et (b), présentent les courbes granulométriques et fréquentielles mesurées avant et après projection. Sur la Figure III.19(a) on constate une modification de la courbe « vers le haut » pour les trois mélanges, ce qui traduit un enrichissement des mélanges en sable.

Les différentes courbes après projection ont des formes relativement semblables, ce qui va dans le sens des observations de Jolin & Beaupré (2004) concernant un « auto ajustement de la granulométrie du mélange par le processus de rebond ».

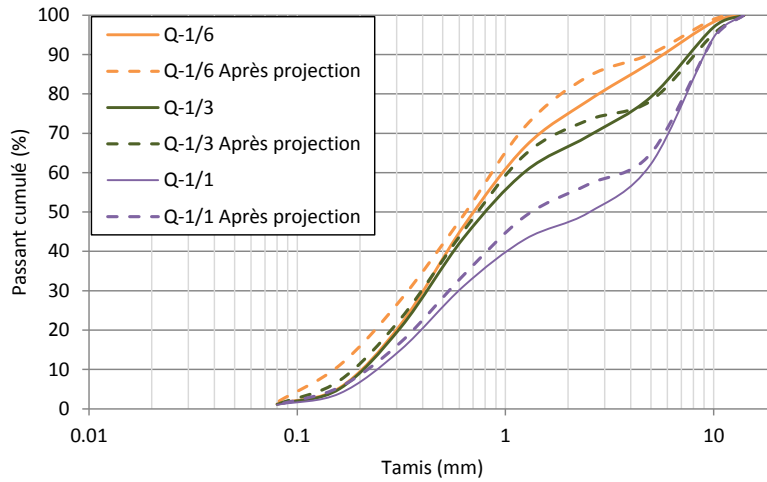


Figure III.19(a) : Courbes granulométriques des mélanges Q mesurées avant et après projection

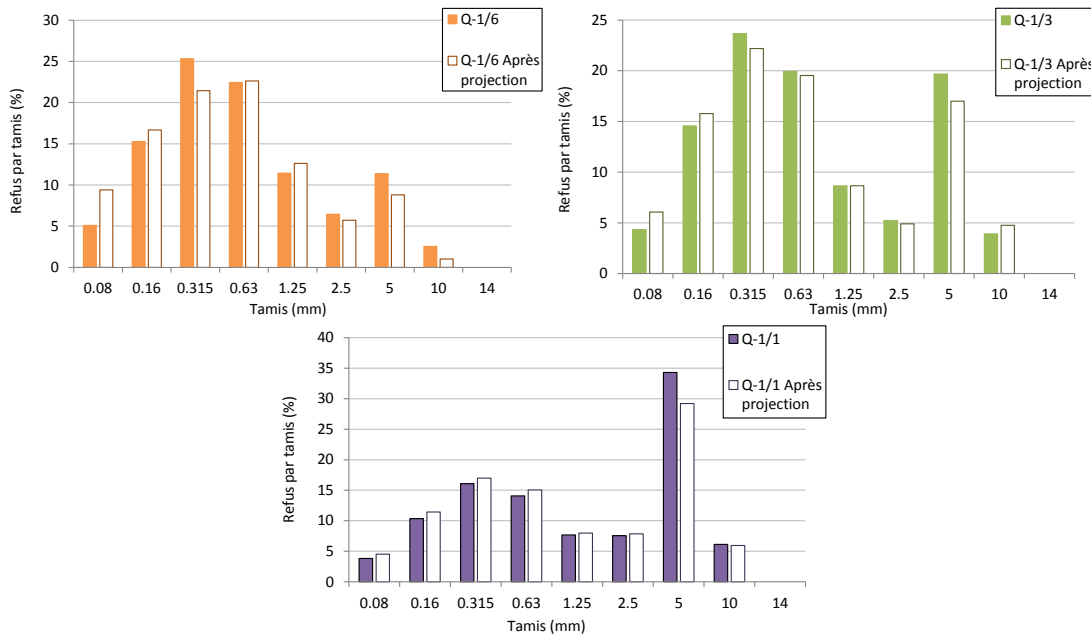


Figure III.19(b) : Courbes fréquentielle des mélanges Q mesurées avant et après projection

Le Tableau III.8 résume les propriétés des courbes granulométriques avant et après projection. On remarque bien que la taille du tamis du D50 diminue pour l'ensemble des mélanges après projection. Le coefficient D de discontinuité diminue dans tous les cas, traduisant des mélanges avec des courbes plus continues après projection. De plus, le coefficient de courbure augmente pour se rapprocher de la fourchette [1-3], ce qui complète l'observation précédente de réduction des discontinuités. Il semble donc que le rebond tende à réduire la discontinuité des mélanges.

Tableau III.8 : Propriétés de courbes granulométriques avant et après projection

	Q-1/6	Q-1/6 Après		Q-1/3	Q-1/3 Après		Q-1/1	Q-1/1 Après	
D10 (mm)	0.19	0.15	↓	0.20	0.18	↓	0.23	0.21	↓
D30 (mm)	0.40	0.34	↓	0.42	0.39	↓	0.60	0.54	↓
D50 (mm)	0.71	0.65	↓	0.82	0.75	↓	2.53	1.36	↓
D60 (mm)	1.00	0.87	↓	1.23	1.06	↓	4.43	3.26	↓
Cu	5.13	5.91	↑	6.24	5.87	↓	19.11	15.63	↓
Cc	0.82	0.89	↑	0.72	0.80	↑	0.35	0.42	↑
Discontinuité	67.5	56.3	↓	90.5	76.0	↓	162.9	129.2	↓



### **3.3.Synthèse**

Le rebond d'un béton projeté par voie sèche est dépendant de son squelette granulaire mais aussi de la consistance de la phase liante.

Le squelette granulaire semble jouer un rôle sur le rebond. En effet, d'après la bibliographie, un mélange plus riche en sable entraîne un rebond plus faible, mais la plupart des études se basent sur des granulométries les plus continues possibles. Il a été observé ici que la discontinuité de la courbe granulaire peut potentiellement limiter les pertes.

Une hypothèse peut être formulée dans le cas d'un mélange discontinu : lors de la projection, la probabilité que deux granulats de taille équivalente se rencontrent et s'entrechoquent serait plus faible que dans un mélange de granulométrie continue.

Les essais ont permis de confirmer l'influence de la teneur en eau, donc de la consistance (mesurée de manière statique), sur les pertes. Plus le mélange est ferme, plus il y a de rebond. Les mélanges ayant des consistances identiques, mais des granulométries différentes en terme de discontinuité ne présentent pas le même rebond (Q-1/3 et Q-1/6).

Par ailleurs, le rebond induit une modification de la granulométrie du mélange après projection : il est vérifié expérimentalement que le rebond induit un enrichissement en éléments fin. Les essais menés ont permis de mettre en avant la diminution de la discontinuité des courbes granulaires après projection. Ainsi, un mélange initialement discontinu verra son squelette granulaire modifié dans le sens de la continuité, ce qui peut traduire une amélioration de la compacité, et donc des propriétés de résistance et de durabilité.

## **4. Influence de la granulométrie et de la teneur en eau sur les résistances en compression**

On a vu dans les parties précédentes que la granulométrie des bétons projetés par voie sèche n'avaient pas nécessairement une compacité optimale, ce qui peut impacter négativement les résistances. Pour vérifier que le béton projeté remplit bien son rôle structurel, la résistance des mélanges a été évaluée en fonction des paramètres de composition (teneur en eau et granulométrie).

### **4.1.Résistance en compression pour les différentes granulométries étudiées**

La résistance en compression à 28j a été mesurée pour les différents mélanges projetés afin de s'assurer que la recherche d'un rebond minimal, en faisant varier la composition granulaire, ne se traduit pas par une résistance mécanique insuffisante. Les résultats sont présentés dans le Tableau III.9.

Les essais sur les mélanges Q-1/6, Q-1/3 et Q-1/1 ont été réalisés d'après la norme américaine ASTM C39, sur cylindre de diamètre 75 mm. Pour les mélanges T-1/2 et T-1/5 les mesures ont été réalisées sur cubes comme décrites au chapitre 2.

En visant un béton de classe C35/45, qui est une classe qui se retrouve dans les CCTP, on constate que toutes les projections permettent d'atteindre cette classe. Même les squelettes granulaires sortant de

l'un ou l'autre des fuseaux recommandés (voire des deux Q-1/6) sont performants et ce quelle que soit la teneur en eau.

Tableau III.9 : Résistance en compression moyenne à 28j, sur cubes (mélanges T) et sur cylindres (mélanges Q)

	Moyenne Rc 28j (MPa)	Ecart type Rc 28j	Cible
T-1/2	63,7	2,1	C35/45
	65,3	2,6	
	71,1	0,6	
	72,5	3,5	
	73,7	3,4	
	81,9	3,6	
T-1/5	60,3	2,3	
	65,5	2,7	
	72,1	3,4	
	72,5	2,1	
	73,3	4,5	
Q-1/1	46,2	3,0	C35/45
	53,8	1,3	
	57,5	0,5	
Q-1/3	44,8	0,6	
	44,9	1,5	
	53,0	0,8	
Q-1/6	53,4	1,7	
	54,6	0,8	
	57,0	0,6	

#### 4.2. Influence de la granulométrie sur la résistance

La Figure III.20 présente les résultats de résistance en compression en fonction des rapports G/S des mélanges formulés. Les limites caractéristiques de 35 MPa sur cylindre et 45 MPa sur cube sont représentées en rouge pour les essais sur cubes et en bleu pour les essais sur cylindres. En sachant que l'eurocode propose une différence de 8MPa entre valeur moyenne et valeur caractéristiques, on peut vérifier que toutes les granulométries permettent de dépasser l'exigence fixée (résistance caractéristique la plus faible sur cube = 60 MPa – 8 MPa = 52 MPa et résistance caractéristique la plus faible sur cylindre = 45 MPa – 8 MPa = 37 MPa)

On constate aussi qu'il ne semble pas y avoir de relation directe entre la résistance et le rapport G/S des mélanges formulés.

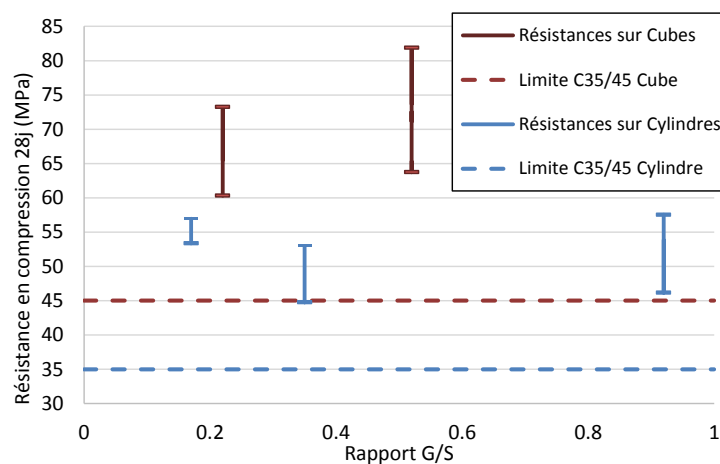


Figure III.20 : Résistance à la compression moyenne à 28j (sur cube et cylindre) en fonction du rapport G/S

### 4.3. Relation entre rebond et résistance en compression

Les résultats de résistance en compression à 28j des mélanges T-1/2 et T-1/5 sont présentés sur la Figure III.21(a) en fonction des teneurs en eau. On constate qu'il y a une diminution de la résistance avec l'augmentation de la teneur en eau, comme pour un béton coulé.

La Figure III.21(b) permet de vérifier que le rebond suit une tendance décroissante avec l'augmentation de la teneur en eau. En traçant la résistance à la compression en fonction du rebond (Figure III.22), on observe donc naturellement une concomitance entre le rebond et la résistance en compression. La relation entre ces deux quantités n'est pas directe, elle passe par un facteur commun qui est la teneur en eau. Si le rebond est modifié sans faire varier la quantité d'eau, cette relation ne sera plus nécessairement vérifiée.

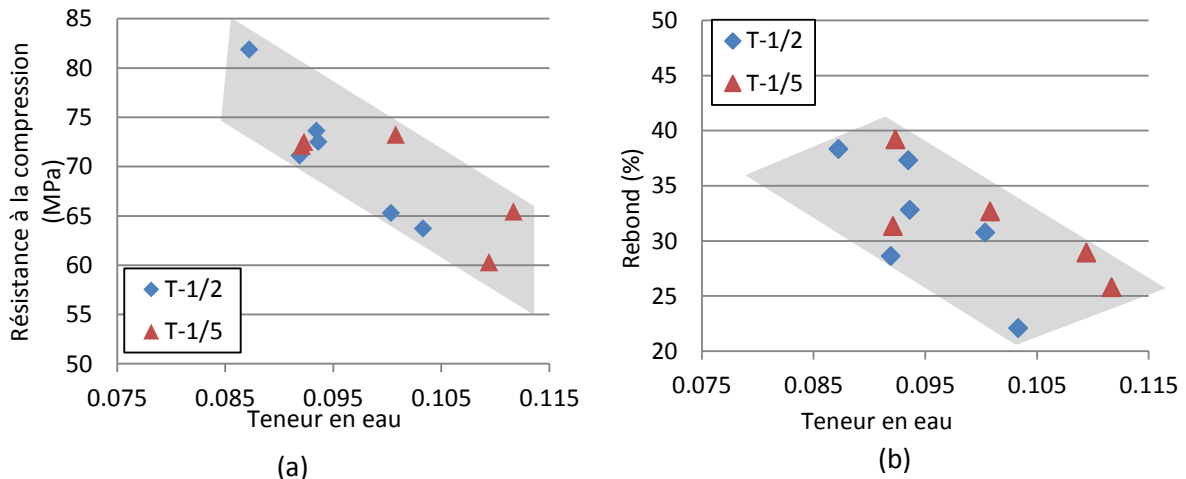


Figure III.21 : Résistance à la compression en fonction de la teneur en eau (a) et rebond en fonction de la teneur en eau (b) pour les mélanges T-1/2 et T-1/5

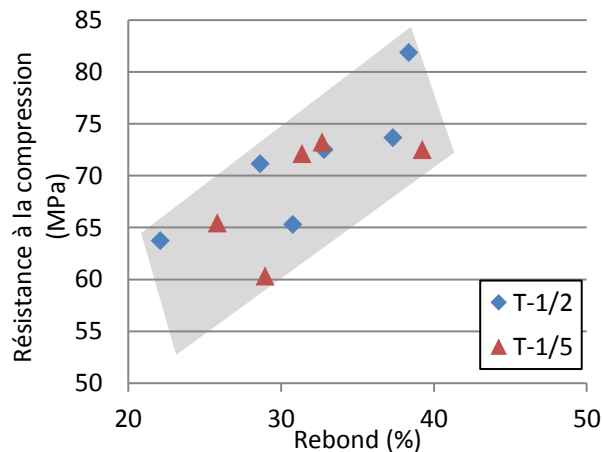


Figure III.22 : Résistance en compression à 28j sur cube en fonction du rebond pour les mélanges T-1/2 et T-1/5

### 4.4. Synthèse

D'après les résultats obtenus sur les mélanges projetés par voie sèche pour différents ratio G/S, il semble que si l'utilisation des fuseaux permet de garantir une certaine sécurité vis-à-vis de l'obtention de résistance en compression, la sortie de ces fuseaux ne signifie pas nécessairement une dégradation de ce paramètre. Une concomitance a été mise en avant entre la résistance et le rebond, mais ne

résulte pas d'un lien direct de cause à effet puisque la variation de ces deux paramètres est calquée sur celle de la teneur en eau. Aucune relation n'a été relevée entre le ratio G/S et la résistance.

## **CONCLUSION**

Les résultats obtenus avec les différents mélanges projetés montrent que le squelette granulaire ainsi que la consistance des mélanges sont des éléments incontournables pour le traitement du rebond.

Il n'existe pas à l'heure actuelle de méthode de formulation reconnue pour déterminer la courbe granulométrique optimale d'un béton projeté par voie sèche. Des fuseaux granulométriques sont néanmoins proposés en France ou en Amérique dans l'optique de limiter les pertes par rebond mais ils n'ont pas vocation à favoriser la compacité du mélange. Des méthodes de formulation, telles que celles Funk & Dinger, et dans une moindre mesure celle de Dreux, traditionnellement utilisée pour optimiser la compacité des bétons coulés, peuvent être adaptée afin d'améliorer la compacité de mélanges s'inscrivant dans les fuseaux recommandés. L'obtention d'une bonne compacité est un avantage pour la durabilité et la résistance du béton, mais dans le cas du béton projeté, il faut surtout s'assurer que cette compacité est obtenue après projection, ce qui ne passe pas nécessairement par une compacité optimale avant projection.

D'après la bibliographie, un mélange plus riche en sable entraîne un rebond plus faible mais la plupart des études se basent sur des granulométries les plus continues possibles. Il a été observé ici que la discontinuité de la courbe granulaire peut potentiellement limiter les pertes, ce qui tend à confirmer l'hypothèse de Armelin (1997).

La granulométrie du béton après projection est différente de celle du béton avant projection car les plus gros granulats sont plus sujets au rebond. Il semble se produire, en plus d'un enrichissement en sable, une amélioration de la continuité des courbes granulaires. Ainsi, un mélange discontinu verrait sa granulométrie modifiée après projection.

Les résultats obtenus sur les résistances des différents mélanges ont montré que tous les mélanges projetés (sortant ou non des fuseaux recommandés) permettent d'atteindre facilement des résistances conformes aux valeurs de CCTP, quelle que soit la consistance obtenue. Aucune relation n'a été relevée entre la résistance et le rapport G/S.

Les essais menés ont permis de confirmer l'influence de la teneur en eau et donc de la consistance sur les pertes. Plus le mélange est ferme plus il y a de rebond. Au-delà de la teneur en eau, la consistance est dépendante de la teneur en liant et plus généralement de la phase liante. L'influence du type de phase liante sera étudiée dans le chapitre suivant.



# CHAPITRE 4

## Intérêt des additions dans le béton projeté par voie sèche

---

### Table des matières

INTRODUCTION .....	95
1. Formulations.....	95
1.1. Choix des additions et additifs .....	95
1.1.1. Métakaolin .....	95
1.1.2. Fumée de silice .....	96
1.1.3. Laitier de haut fourneau .....	96
1.1.4. Additifs .....	96
1.2. Dénomination des mélanges.....	97
1.3. Composition des mélanges .....	98
2. Influence des additions sur le rebond.....	99
2.1. Méthode d'analyse des résultats de rebond .....	100
2.2. Modification de la consistance par les additions .....	102
2.2.1. Influence du métakaolin .....	102
2.2.2. Influence de la fumée de silice .....	103
2.2.3. Influence du laitier de haut fourneau .....	106
2.3. Discussion sur l'effet des additions .....	107
2.3.1. Rebond représentatif.....	107
2.3.2. Influence des additions sur la contrainte de contact dynamique .....	108
2.4. Influence combinée des additions et du squelette granulaire .....	110
3. Influence des additifs sur le rebond.....	111
3.1. Modification de la consistance par les additifs.....	111
3.1.1. Ether de cellulose .....	111
3.1.2. Bentonite.....	112
3.1.3. Carbonate de sodium ( $\text{Na}_2\text{CO}_3$ ) .....	113
3.2. Bilan de l'effet des additifs.....	114
4. Critères complémentaires de validation des formulations .....	115

4.1. Contraintes d'approvisionnement sur chantier .....	115
4.2. Résistance en compression.....	116
4.3. Bilan carbone .....	116
4.4. Evaluation du coût économique .....	118
CONCLUSION .....	120

## INTRODUCTION

Le rebond est un phénomène complexe dans le cas d'un matériau composite comme le béton. Il dépend de nombreux paramètres dont des paramètres techniques concernant les réglages machine et des paramètres de formulation. Les paramètres techniques sont les premiers facteurs d'influence de perte, mais une fois le réglage effectué, il est possible de réaliser un gain en matériau en modifiant la formulation.

Le chapitre précédent traite du rebond et de la formulation du béton projeté du point de vue de la granulométrie. Un autre paramètre important entre en compte dans l'étude du rebond, et concerne la consistance du mélange.

La consistance dépend de l'eau ajoutée au mélange, du type de liant et des additifs utilisés. Lors de la formulation, on peut fixer la quantité de liant, tandis que l'eau est insérée à lance pendant la projection. L'eau est donc à la fois un **élément constitutif de la formulation et une variable lors de la mise en place**. De ce fait, un mélange pourra être projeté avec différents teneurs en eau, ce qui entraînera différentes valeurs de rebond. Il en résulte qu'une formulation donnée sera caractérisée par la variation de son rebond en fonction de la teneur en eau.

De plus, l'interaction de l'eau avec le mélange dépend du type de liants et d'additifs employés. Le choix de la phase liante intervient dans la modification de la consistance et donc du rebond. Les additions, si leur production est peu génératrice de gaz à effet de serre, sont aussi un moyen de réduire la part de ciment dans le béton et donc de limiter l'empreinte CO<sub>2</sub> à la fabrication.

Ce chapitre a pour but d'étudier l'influence des additions et des additifs sur le rebond afin de proposer des formulations alternatives pour réduire les pertes et l'empreinte environnementale du béton projeté par voie sèche.

## 1. Formulations

Dans le but d'étudier l'influence des additions sur le rebond, différents mélanges ont été réalisés et sont présentés dans cette partie. Les formulations T-1/5 et T-1/2 (décrites au Chapitre 3, §2.1) servent de base granulaire, et la part massique de liant est maintenue constante. Les additions ont été utilisées en substitut massique d'une partie du ciment.

### 1.1. Choix des additions et additifs

Pour modifier les mélanges de référence, différents types d'additions et d'additifs ont été employés. Les informations recueillies dans la bibliographie ont permis d'orienter les choix vers des matériaux étant déjà reconnus pour réduire le rebond (fumée de silice, éther de cellulose), ou susceptible d'être efficace du fait de leur caractéristiques physique (finesse, forme) (métakaolin, bentonite...). Les additions et additifs utilisés sont présentés au Chapitre 2 et rappelés ici.

#### 1.1.1. Métakaolin

Le métakaolin a été utilisé pour son comportement particulier vis-à-vis de la consommation d'eau. De plus les émissions de CO<sub>2</sub> lors de sa fabrication sont 8 à 10 fois moins importantes que pour la fabrication d'un CEM I. Une précédente étude de Bindiganavile & Banthia (2000) a mis en évidence une réduction du rebond avec un métakaolin hautement réactif. Pour le métakaolin, la norme



préconise une substitution maximale de 15%, mais le but étant de réduire au maximum la part de ciment, il a été choisi de se placer au-delà des recommandations avec des taux de substitutions de 20% et 30%.

### **1.1.2. Fumée de silice**

La fumée de silice densifiée a été employée dans un premier temps, car c'est l'addition la plus citée et la plus employée en béton projeté, à la fois pour la réduction du rebond et l'obtention de bonnes performances mécaniques (Royer 2013; Gérôme 2003; Morgan and Wolsiefer 1991; Jolin 1999; Bindiganavile & Banthia 2000). La plupart de ces études sont réalisées avec des taux de substitution compris entre 7% et 10%. Le taux de remplacement dans notre étude a été fixé à 10% afin de maximiser l'effet de l'addition, tout en restant sur des valeurs comparables à celles de la bibliographie.

### **1.1.3. Laitier de haut fourneau**

Le laitier de haut fourneau est une addition intéressante, car, en plus de ses caractéristiques physiques et de sa production peu génératrice de CO<sub>2</sub>, la norme NF EN 206/CN permet des taux de substitution jusqu'à 50% de la masse de ciment. Cependant, l'emploi de cette addition peut réduire la résistance à court terme. C'est pourquoi un activant, du carbonate de sodium, a été utilisé en complément afin d'accélérer la prise du liant.

### **1.1.4. Additifs**

Des additifs ont été utilisés en complément de certains mélanges afin de modifier les propriétés du béton frais et tenter de limiter le rebond. Ils sont présentés au Chapitre 2 et rappelés dans cette section.

#### **❖ Ether de cellulose**

L'éther de cellulose, qui est un régulateur d'eau, est utilisé ici en complément d'un mélange contenant du laitier de haut fourneau, dans le but de modifier la viscosité du mélange, et de réduire le rebond. D'après la thèse de Brumaud, (2012), concernant l'emploi d'éther de cellulose dans les mortiers projetés, cet additif permet une amélioration de l'adhérence au support via une augmentation de la rétention d'eau.

#### **❖ Bentonite**

Dans l'optique de modifier les propriétés rhéologiques du béton, de la bentonite a été employée en complément d'un mélange contenant du laitier de haut fourneau. D'après Röck and Mitteregger, (1999), cet additif viscosant permet de réduire le rebond en béton projeté par voie sèche. Dans leur étude, la bentonite était employée sous forme hydratée. Le choix a été fait de tester la bentonite sous forme pulvérulente afin de l'intégrer directement au mélange sec et de ne pas alourdir le dispositif de projection.

#### **❖ Carbonate de sodium**

Le carbonate de sodium Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub> a été utilisé en complément de mélanges contenant du métakaolin ou du laitier, avec deux buts principaux :

- Activer la prise dans le cas du laitier.
- Utiliser l'effet de raidissement rapide de la pâte entraîné par ce carbonate alcalin.

Ce dernier point peut présenter un intérêt pour la réduction du rebond, dans le sens où la consistance serait impactée.

## 1.2. Dénomination des mélanges

Afin de différencier les mélanges utilisés lors des campagnes de projection, la notation présentée sur la Figure IV.1 a été utilisée.

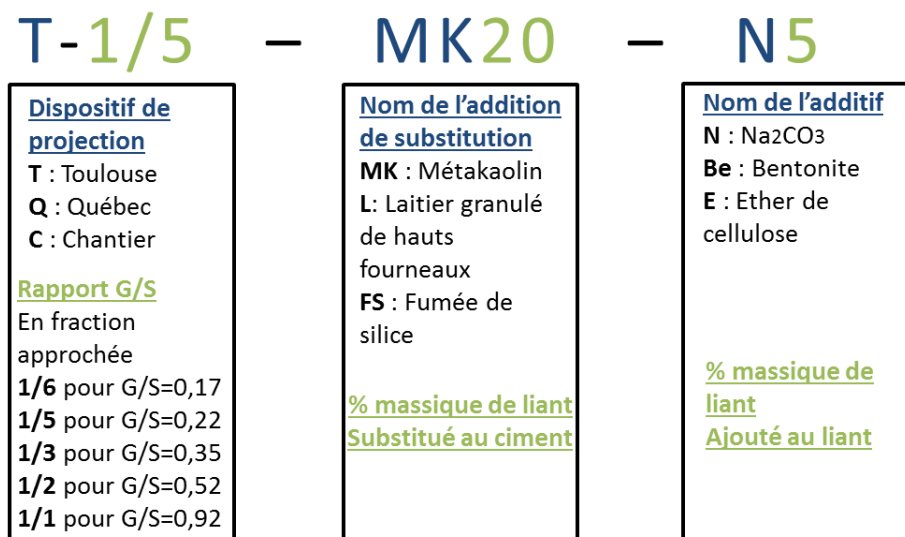


Figure IV.1 : Notation des formulations

Les mélanges sont répertoriés par :

- Un premier groupe comprenant :
  - Une lettre identifiant le dispositif de projection employé : T pour le laboratoire LMDC à Toulouse, Q pour l'université Laval au Québec, C pour le dispositif du chantier test.
  - Une fraction indiquant le rapport Gravillon/Sable.
- Un deuxième groupe comprenant :
  - Des lettres mentionnant le type d'addition.
  - Un nombre se référant au taux de substitution massique de ciment par cette addition.
- Un troisième groupe comprenant :
  - Des lettres correspondant à un additif.
  - Un nombre correspondant au pourcentage massique ajouté au liant.

Si seul le premier groupe est mentionné, le mélange ne contient pas d'additions, c'est donc une référence.

### 1.3.Composition des mélanges

Les compositions des différents mélanges utilisés sont présentées en % de la masse sèche du mélange total dans le tableau IV.1 pour les mélanges « T », projetés au LMDC, dans le tableau IV.2 pour les mélanges « Q », projeté à l'Université Laval, et dans le Tableau IV.3 pour les mélanges « C » projetés sur chantier.

Tableau IV.1 : Formulation des mélanges de base granulométrique T-1/2 et T-1/5 exprimées en % massique du mélange sec

	T-1/2	T-1/5	T-1/2-MK20	T-1/2-MK30	T-1/2-FS10	T-1/5-MK20	T-1/5-MK30	T-1/5-FS10	T-1/5-L50	T-1/5-L25-C25	T-1/5-MK20-N5	T-1/5-L60-N2	T-1/5-L50-Bε3	T-1/5-L50-E1
<b>Granulats 4/10 Roulé</b>	28,3%	14,9%	28,3%	28,3%	28,3%	14,9%	14,9%	14,9%	14,9%	14,9%	14,8%	14,8%	14,9%	14,8%
<b>Sable 0/4 Roulé</b>	54,3%	67,7%	54,3%	54,3%	54,3%	67,7%	67,7%	67,7%	67,7%	67,7%	67,1%	67,5%	67,7%	67,6%
<b>CEM I 52,5R</b>	17,4%	17,4%	13,9%	12,2%	15,7%	13,9%	12,2%	15,7%	8,7%	8,7%	13,7%	7%	8,45%	8,7%
<b>Métakaolin</b>			3,5%	5,2%		3,5%	5,20%				3,5%			
<b>Fumée de silice</b>					1,7%			1,7%						
<b>Laitier de hauts fourneaux</b>									8,7%	4,4%		10,4%	8,45%	8,7%
<b>Filler Calcaire</b>										4,4%				
<b>Carbonate de Sodium</b>											0,9%	0,3%		
<b>Bentonite</b>													0,5%	
<b>Ether de cellulose</b>														0,2%

Pour les formulations projetées avec le dispositif Q, les gravillons et le sable étaient concassés et sont présentés au chapitre 2. De même, le type de ciment utilisé était un ciment GU<sup>1</sup> équivalent à un CEM I. Les mélanges Q sont présentés dans le Tableau IV.2.

Tableau IV.2 : Formulations des mélanges de base granulométrique Q-1/6, Q-1/3 et Q-1/1 exprimées en % massique du mélange sec

	Q-1/6	Q-1/3	Q-1/1	Q-1/6-FS8	Q-1/3-FS8	Q-1/1-FS8
<b>Gravillons concassés</b>	15%	24%	38%	15%	24%	38%
<b>Sable concassé</b>	63%	54%	40%	63%	54%	40%
<b>Ciment GU</b>	22%	22%	22%	19,2%	19,2%	19,2%
<b>Fumée de silice</b>				1,8%	1,8%	1,8%

Les formulations utilisées sur chantier sont présentées dans le Tableau IV.3. Les gravillons, le sable et le ciment utilisés sont différents de ceux utilisés en laboratoire. Les granulats sont concassés et le ciment est un CEM II B 52.5N. Le CEM II B contenant déjà du laitier, à hauteur de 24%, la part de laitier ajoutée au mélange C-1/5-L50 a été ajustée afin d'obtenir autant de clinker que de laitier dans le mélange final.

Tableau IV.3 : Formulation des mélanges de chantier exprimée en % massique du mélange sec

	C-1/5	C-1/5 - L50
<b>Granulats 4/10 Calcaire concassé</b>	22%	22%
<b>Sable 0/4 Calcaire concassé</b>	59,7%	59,7%
<b>CEM II B 52,5N</b>	18,3%	12,5%
<b>Laitier de haut fourneau</b>	-	5,8%

## 2. Influence des additions sur le rebond

Le rebond du béton projeté par voie sèche peut être réduit en modifiant la consistance de la phase liante par ajout d'eau, ou par modification du liant en utilisant des additions.

L'utilisation d'additions en remplacement partiel du ciment peut présenter un double avantage :

- L'empreinte carbone diminue du fait du remplacement d'une partie du ciment par une addition dont la fabrication génère moins de CO<sub>2</sub>.
- Les additions vont interagir différemment avec l'eau, ce qui entraîne des modifications de consistance pouvant entraîner la réduction du rebond.

Dans cette partie, l'action des liants, présentés dans la partie 1, sur le rebond est analysée.

<sup>1</sup> Le ciment GU (General use) est un ciment portland. Il n'existe pas de classification selon la résistance comme pour les ciments CEM I. A 28j, la résistance en compression d'un GU doit être comprise entre 26,5 MPa et 51 MPa. [CAN/CSA-A3000-13, norme nationale du Canada, octobre 2014, Compendium des matériaux liants]

## 2.1.Méthode d'analyse des résultats de rebond

Lors de l'étude du rebond d'un mélange en béton projeté, un problème survient : Un mélange sec donné n'est pas défini par une seule valeur de rebond.

En effet, le rebond est dépendant de nombreux paramètres, dont la consistance du mélange. La consistance est modifiée par la quantité d'eau ainsi que par le type de liant utilisé. Pour un mélange sec avec un liant fixé, on aura donc une évolution du rebond en fonction de l'eau ajoutée à la lance.

La quantité d'eau ajoutée dépend aussi du type de liant utilisé. Si on exprime le rebond en fonction de la teneur en eau, il sera difficile de comparer différents mélanges, puisqu'une teneur en eau identique ne correspondra pas nécessairement à une même consistance. Il devient donc nécessaire de mieux définir la notion de consistance : on parle de consistance pour caractériser « l'état d'un corps du point de vue de sa texture, de sa malléabilité, de sa fluidité » (Dictionnaire Larousse).

Les moyens de mesures de consistance dépendent du matériau étudié. Pour un béton malaxé, on utilise des valeurs d'affaissement au cône, d'étalement au mini cône, d'écoulement dans une boîte en L. Pour des mortiers ou des pâtes on peut mesurer des seuils et des viscosités. Dans le cas du béton projeté, le matériau obtenu après projection est très ferme et ne peut pas s'écouler.

Les outils de mesure de consistance utilisés pour le béton projeté sont présentés au chapitre 2 et rappelés ici :

- La mesure au pénétromètre statique : par enfoncement lent d'une aiguille dans le matériau, donne une valeur de contrainte à l'enfoncement, notée P statique.
- La mesure de pénétration dynamique (Armelin 1997 ; Jolin 1999) : par tir d'une bille sur le matériau et par la mesure de l'empreinte après le choc. On calcule alors la contrainte de pénétration dynamique notée P dynamique.

La pénétration dynamique traduit un comportement sous une sollicitation de type « impact » tandis que la pénétration statique est plutôt représentative d'un seuil sous sollicitation statique.

La consistance est mesurée après chaque projection de manière statique et dynamique. P statique et P dynamique traduisent la fermeté du mélange. Plus le mélange est ferme, moins il y a d'eau, plus les valeurs des contraintes statiques et dynamiques augmentent.

Afin de comparer des mélanges formulés avec des liants différents, les résultats en rebond seront donc exprimés en fonction de la consistance mesurée par la contrainte de contact statique (P statique) et la contrainte de contact dynamique (P dynamique). Les Figures IV.2 présentent les résultats de rebond pour les mélanges T-1/2 et T-1/5 confondu, en fonction des consistances statique (Figure IV.2(a)) et dynamique (Figure IV.2(b)).

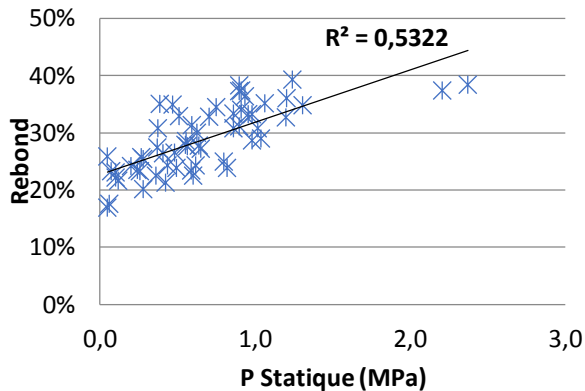


Figure IV.2(a) : Rebond en fonction de la contrainte de contact statique

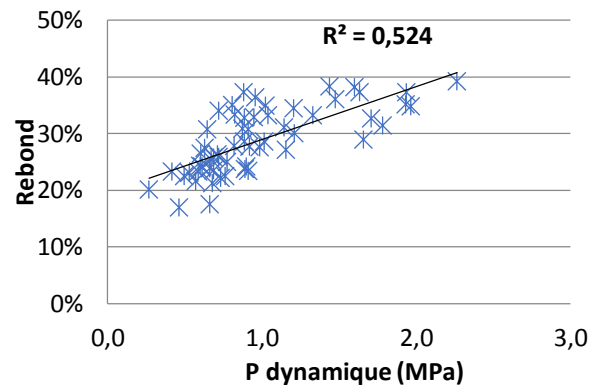


Figure IV.2(b) Rebond en fonction de la contrainte de contact dynamique

Le rebond semble dépendre à la fois de P statique et de P dynamique. Puisque P statique et P dynamique caractérisent tous deux la consistance du mélange, la combinaison de ces mesures peut donner une information plus globale de la consistance. En procédant à une addition de ces deux paramètres, on obtient l'expression d'une nouvelle consistance englobant la partie statique et dynamique de la pâte. Sur la Figure IV.3, présentant le rebond en fonction de cette consistance, on constate que le coefficient de corrélation avec le rebond est meilleur que sur les Figures IV.2 (a) et (b). Il semble donc que le rebond dépende de la consistance « globale », définie comme l'addition des pénétrations statique et dynamique.

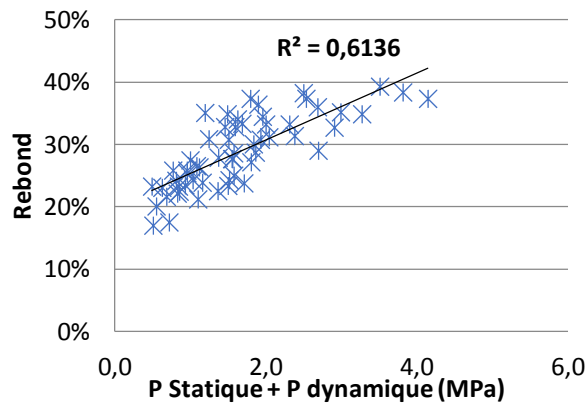


Figure IV.3 : Rebond en fonction de la consistance Pstatique + Pdynamique pour les mélanges « T »

Pour la comparaison des mélanges, les résultats sont exprimés en fonction de la consistance exprimée comme : P statique + P dynamique.

Les consistances maximales et minimales pour chaque mélange correspondent aux limites hautes et basses de projectabilité. La consistance la plus faible pour un mélange donné correspond à la consistance où l'ajout d'eau à la lance est maximal avant que le béton glisse du support. La consistance la plus élevée, pour un mélange donné, correspond à l'ajout d'eau minimal, générant un mélange excessivement sec permettant malgré tout l'adhérence au support.

## 2.2. Modification de la consistance par les additions

### 2.2.1. Influence du métakaolin

L'emploi de métakaolin en substitut du ciment a pour but de modifier les propriétés à l'état frais de la partie liante du béton. Le métakaolin, du fait de sa structure en feuillet, est très consommateur d'eau (San Nicolas 2011; Cyr 1999; Ambroise, Maximilien, and Pera 1994; Sabir, Wild, and Bai 2001). Pour un béton coulé, cela peut poser des problèmes de maniabilité et nécessiter l'ajout de superplastifiant, mais la question ne se pose pas pour le béton projeté par voie sèche, dans la mesure où le mélange n'est hydraté qu'en fin de transfert dans la lance.

Deux taux de substitution ont été utilisés (20% et 30%), pour les deux références granulaires T-1/2 et T-1/5. Les résultats de rebond obtenus en fonction de la consistance sont présentés sur la Figure IV.4. La Figure IV.4 (a) présente les résultats de rebond en fonction de P statique+P dynamique pour les mélanges de référence et les mélanges contenant 20% de métakaolin en substitut du ciment. La Figure IV.4(b) présente les résultats de rebond en fonction de de P statique+P dynamique pour les mélanges de référence et les mélanges contenant 30% de métakaolin en substitut du ciment.

Sur ces deux figures, (a) et (b), on peut observer dans un premier temps, une tendance générale d'augmentation du rebond avec l'augmentation de Pstatique + Pdynamique.

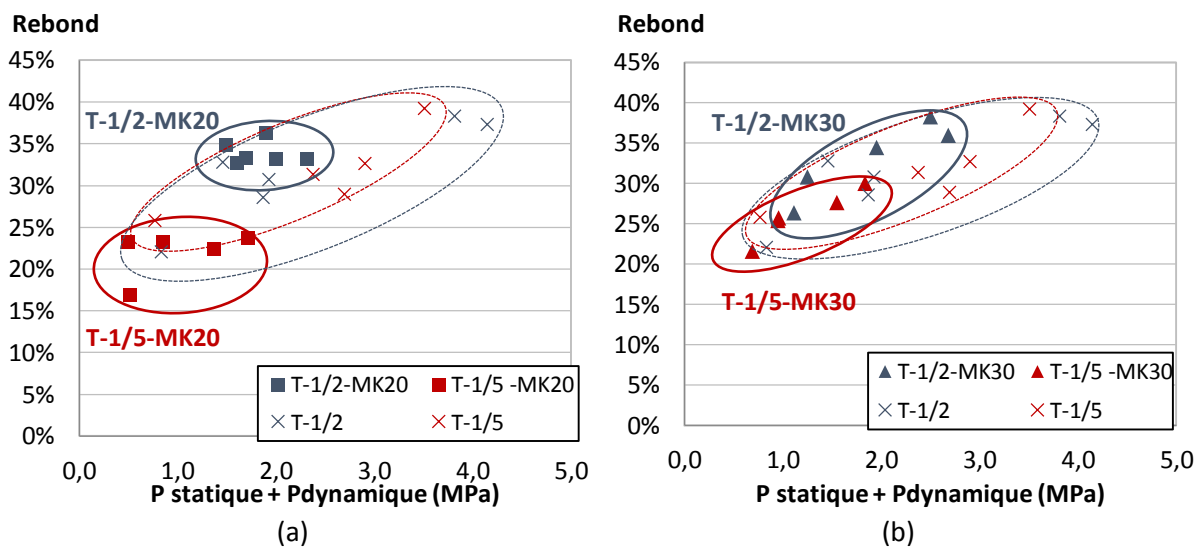


Figure IV.4 : Rebond en fonction de la consistance pour les mélanges T-1/2 et T-1/5 ainsi que les mélanges avec 20% de métakaolin (a) et 30% de métakaolin (b).

On peut constater dans un second temps que les mélanges projetés ne se comportent pas de la même manière suivant le taux de substitution de métakaolin. En comparant les Figures IV.4(a) et (b) pour une même base granulaire, la variation du rebond en fonction de Pstatique + Pdynamique n'a pas la même allure avec un MK20% qu'avec un MK30%. En effet, on peut voir que le rebond est relativement stable lorsque la substitution du ciment par le métakaolin est de 20% (Figure IV.4(a)), tandis qu'avec 30% de remplacement (Figure IV.4(b)), il y a une évolution linéaire du rebond avec la modification de consistance (Pstatique + Pdynamique) du mélange. La consistance étant modifiée par la quantité d'eau ajoutée, pour un mélange donné, l'utilisation de métakaolin à hauteur de 20%, permet de limiter l'influence de l'opérateur sur le réglage et donc les pertes.

L'augmentation du taux de remplacement de 20% à 30% ne semble pas permettre une amélioration de l'effet de l'addition. Cela pourrait provenir d'une mauvaise défloculation de l'addition dans le flux de matériaux lorsqu'elle est présente en trop grande quantité.

Sur les Figures IV.4 (a) et (b), on peut voir une évolution du rebond différente avec les mélanges T-1/2-MK20 et T-1/2- MK30 qu'avec les mélanges T-1/5–MK 20 et T-1/5-MK30.

De plus, en comparant les mélanges avec métakaolin à leur référence respective, on constate que les mélanges T-1/2-MK30 et T-1/2-MK20 ont des rebonds équivalents à leur référence T-1/2, tandis que les mélanges T-1/5–MK20 et T-1/5-MK30 présentent des rebonds plus faibles que T-1/5. D'après ce constat, il semble que le métakaolin soit plus efficace pour la réduction du rebond lorsqu'il est utilisé le squelette granulaire le plus fin, T-1/5, et que la consistance est plus basse.

L'efficacité du métakaolin pour la réduction du rebond semble liée au taux de remplacement utilisé et au squelette granulaire dans lequel il est introduit. D'après les résultats obtenus, le métakaolin entraîne les pertes les plus basses dans un mélange avec un squelette granulaire plus riche en sable (T-1/5). A un taux de substitution de 20% dans les mélanges T-1/2 et T-1/5, le rebond des mélanges reste stable malgré la variation de la consistance (mesurée par  $P_{statique}+P_{dynamique}$ ). Cette constatation implique que les pertes, pour ces mélanges seraient moins dépendantes de l'opérateur en charge du réglage de l'eau.

### 2.2.2. Influence de la fumée de silice

La fumée de silice est une addition reconnue pour réduire le rebond, particulièrement en Amérique du Nord où elle est quasiment systématiquement utilisée (Morgan and Wolsiefer 1991). Les Figures IV.5(a), (b) et (c) présentent les résultats de rebond en fonction de la consistance exprimée par  $P_{statique}+P_{dynamique}$  (a),  $P_{statique}$  (b) et  $P_{dynamique}$  (c). Pour tous les mélanges il y a une augmentation du rebond avec la consistance.

On constate que l'emploi de fumée de silice semble réellement efficace pour abaisser le rebond dans le cas d'ajout au mélange T-1/5. Pour un mélange de base granulaire T-1/2, la gamme de rebond est identique à la référence, comme dans le cas de l'utilisation de métakaolin dans le mélange T-1/2. On remarque aussi que les consistances obtenues ( $P_{statique} + P_{dynamique}$ ) avec fumée de silice sont plus faibles que pour les mélanges de référence (Figure IV.5(a)). Cette baisse semble due en majorité à la diminution de la contrainte dynamique (Figure IV.5(c)), particulièrement visible pour le mélange T-1/5-FS10.

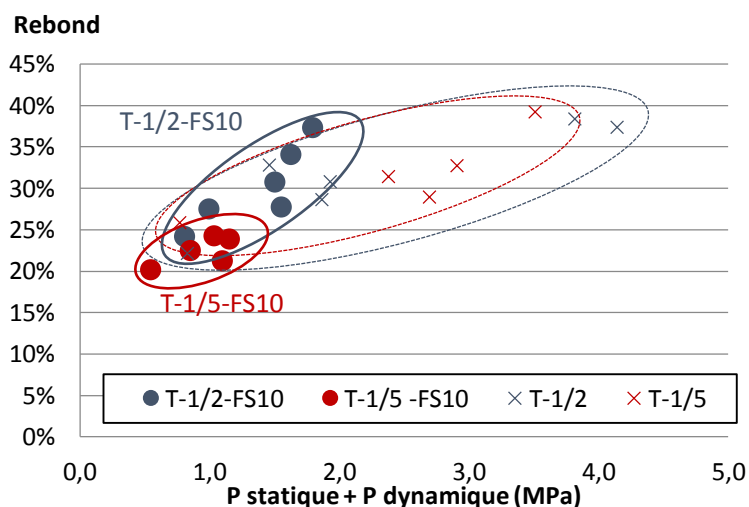


Figure IV.5(a) : Rebond en fonction de la consistance exprimée par  $P_{statique} + P_{dynamique}$  pour les mélanges avec et sans fumée de silice



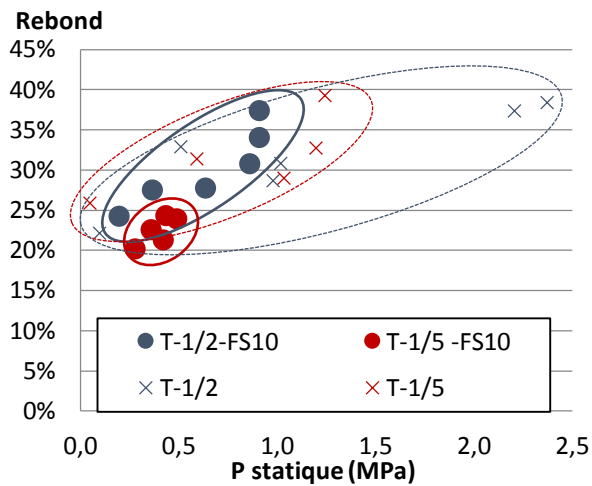


Figure IV.5(b) : Rebond en fonction de la consistance exprimée par Pstatique pour les mélanges avec et sans fumée de silice

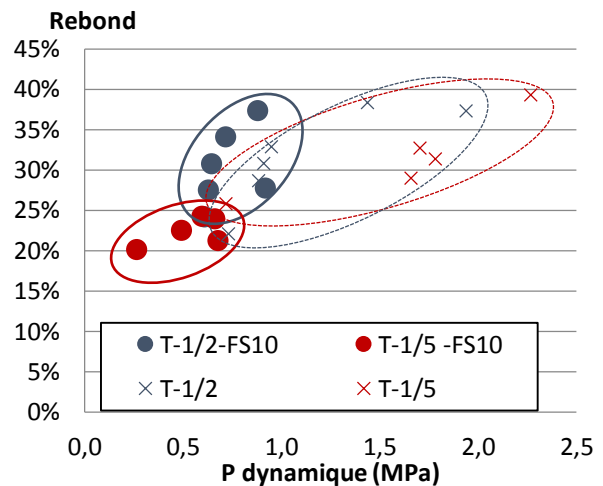


Figure IV.5(c) : Rebond en fonction de la consistance exprimée par Pdynamique pour les mélanges avec et sans fumée de silice

Cet effet de réduction de la consistance peut s'expliquer par le fait que la fumée de silice, très fine, consomme plus d'eau que le ciment pour une maniabilité constante (Cyr, 1999; Pfeuffer and Kusterle, 2001). Pour un béton projeté, cela signifie que plus d'eau peut être ajoutée au mélange, tout en maintenant une bonne cohésion et en favorisant l'adhésion (Pfeuffer and Kusterle 2001).

La Figure IV.6 présente les résultats obtenus pour les mélanges Q avec et sans fumée de silice. Le rebond est présenté uniquement en fonction de la contrainte de pénétration statique, la contrainte de contact dynamique n'ayant pas pu être mesurée. Chacun des 6 mélanges a été projeté à 3 consistances différentes<sup>2</sup>.

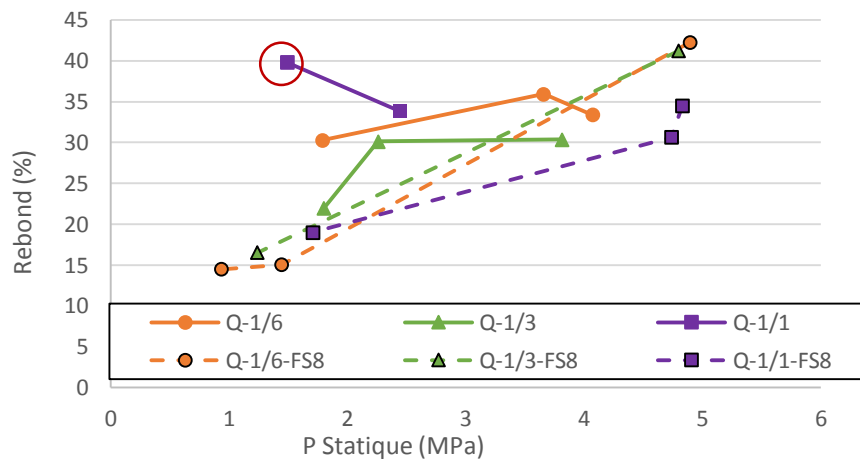


Figure IV.6 : Rebond en fonction de consistance mesurée par pénétration statique pour les mélanges Q

Dans un premier temps, on peut voir qu'il y a bien une tendance globale à l'augmentation du rebond avec l'augmentation de la pénétration statique.

<sup>2</sup> Deux points non exploitables ont été écartés pour les mélanges Q-1/1 et Q-1/3-FS8, du fait d'un problème de formulation et d'une projection à un débit d'air trop élevé respectivement.

Pour le mélange Q-1/1 en particulier, on constate que le rebond est le plus élevé lorsque que la valeur de P statique est la plus faible (point entouré en rouge). Ceci peut s'expliquer par le fait que ces pertes ne sont pas uniquement dues au rebond, mais aussi à un phénomène « d'expulsion » du béton déjà en place. En effet, lors de la projection de ce mélange très humide, on a observé que le flux de matériau, en venant impacter le substrat, générerait l'équivalent d' « éclaboussures » de mortier.

Ce phénomène n'a pas été constaté pour le mélange Q-1/1-FS8, contenant de la fumée de silice, bien que la pénétration statique mesurée pour le mélange le plus humide soit la même. Le mélange est resté cohésif. Ceci montre que la fumée de silice apporte une cohésion au mélange, même en condition d'impacts.

Dans un deuxième temps, pour des contraintes de contact statiques inférieures à 3 MPa, on constate une réduction du rebond pour les mélanges avec fumée de silice par rapport aux mélanges sans fumée de silice. En faisant abstraction du cas du mélange Q-1/1, décrit plus haut, la réduction de rebond la plus importante semble apparaître pour le mélange Q-1/6 avec une baisse de 30% à 15% de rebond, tandis que la différence entre le rebond le plus faible pour Q-1/3 et Q-1/3-FS8 n'est que de 5%.

Au-delà de 3MPa, les mélanges Q-1/6-FS8 et Q-1/3-FS8 présentent un rebond plus élevé que leur référence. Contrairement à ce qui a été observé sur la Figure IV.5, les mélanges avec fumée de silice, particulièrement dans les cas Q-1/6-FS8 et Q-1/3-FS8, permettent d'atteindre des consistances (mesurées par P statique) plus élevées que les références, générant ainsi un rebond supérieur.

Dans la bibliographie, la fumée de silice est reconnue pour réduire le rebond. Cependant, les précédentes études sont basées sur des mélanges dont le ratio E/L est estimé :

- À 0,39 pour Morgan et Wolsiefer (1991).
- Entre 0,5 et 0,55 pour Pfeuffer et Kursterle (2001).

La Figure IV.7 présente les valeurs de rebond en fonction du rapport E/L pour les mélanges Q. Les mélanges avec fumée de silice ayant un rebond plus élevé que leur référence ont des ratios E/L inférieur à un maximum de 0,35. Au-delà de 0,35, les mélanges avec fumée de silice ont bien un rebond inférieur à leur référence respective, ce qui est en accord avec les études précédentes.

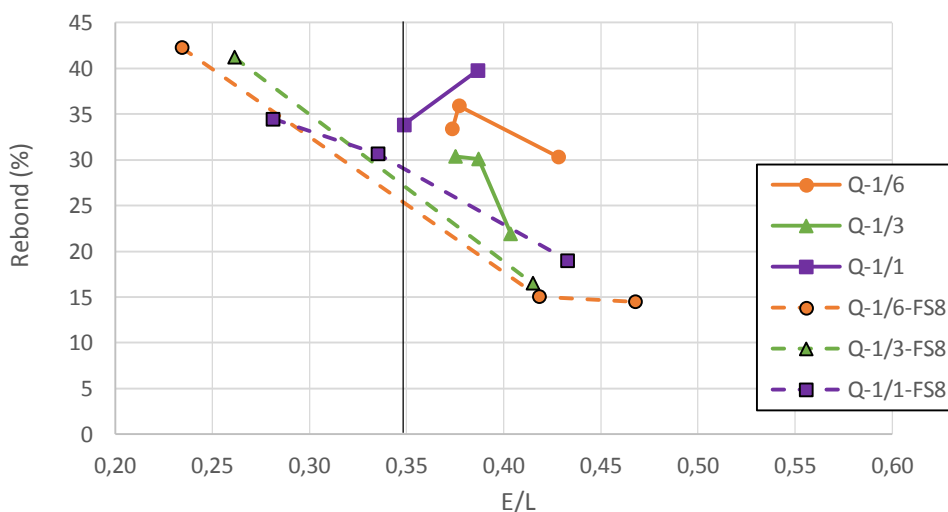


Figure IV.7 : Rebond en fonction du rapport E/L pour les mélanges Q

Ce résultat pose la question des consistances extrêmes en béton projeté. Si d'un côté, le mélange le plus humide est facilement réalisable, du fait du glissement du béton sur la paroi, la détermination du mélange le plus sec est moins évidente. En effet, les mélanges secs sont réalisés en réduisant la quantité d'eau jusqu'à ce que le rebond soit évalué « excessif », mais cette évaluation reste subjective. Il y a donc une grande variabilité dans l'estimation des mélanges secs. Ceci explique la différence des valeurs maximales de consistance relevées avec les mélanges Q (Figure IV.6) et les mélanges T (Figure IV.5).

L'utilisation de fumée de silice dans un mélange de béton projeté permet d'apporter une cohésion et une adhérence supérieure à un mélange sans fumée de silice. D'après nos résultats, il apparaît, comme dans le cas du métakaolin, que la diminution du rebond est plus visible avec un squelette granulaire plus fin (T-1/5 et Q-1/6). Pour que la réduction de rebond soit visible par rapport à une référence sans fumée de silice, le ratio E/L doit rester supérieur à 0,35.

### 2.2.3. Influence du laitier de haut fourneau

Le laitier de haut fourneau a été utilisé dans le mélange T-1/5 avec remplacement de 50% de la masse de ciment. Les résultats du rebond en fonction de la consistance, mesurée par Pstatique+ Pdynamique, sont présentés sur la Figure IV.8(a).

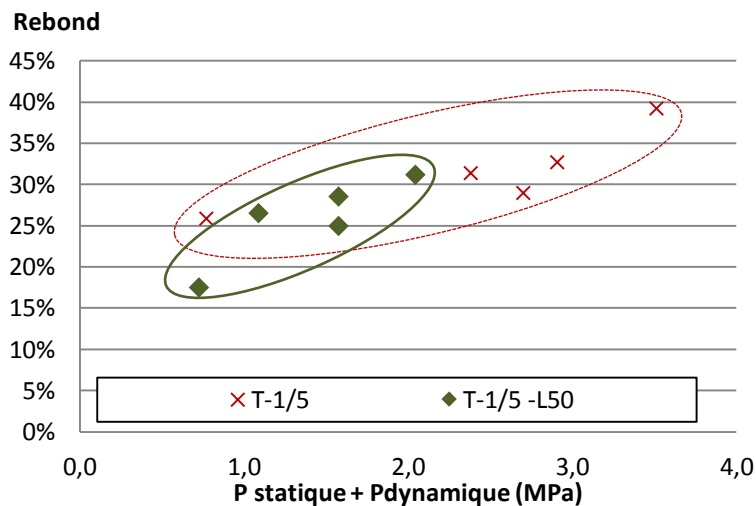


Figure IV.8 (a) : Rebond en fonction de la consistance exprimée par Pstatique +Pdynamique pour les mélanges avec Laitier

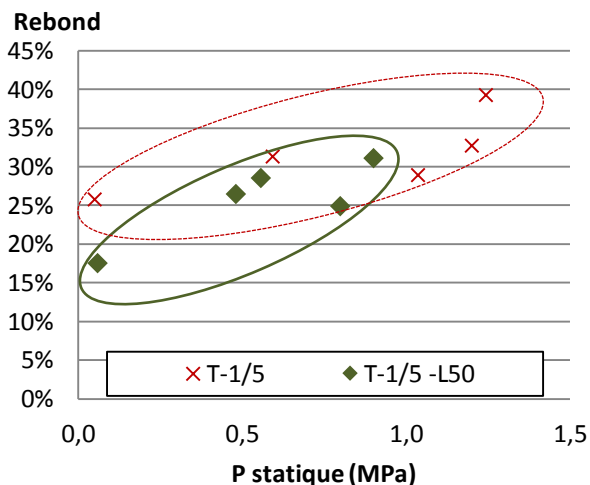


Figure IV.8(b) : Rebond en fonction de la consistance exprimée par Pstatique pour les mélanges avec Laitier

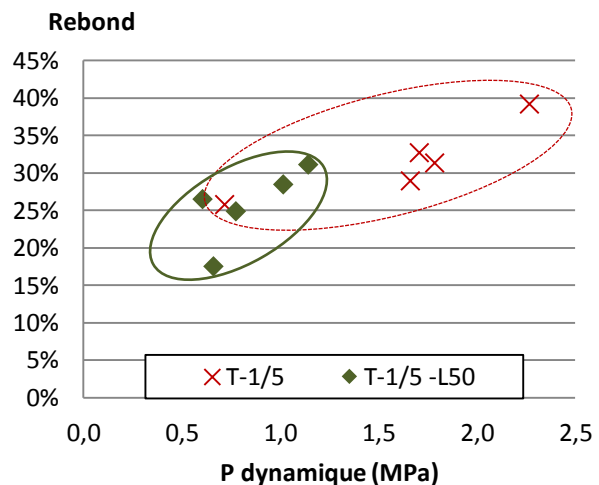


Figure IV.8(c) : Rebond en fonction de la consistance exprimée par Pdynamique pour les mélanges avec Laitier

On peut voir que le mélange T-1/5-L50 permet une réduction du rebond en même temps qu'une diminution de la consistance  $P_{statique} + P_{dynamique}$  par rapport à la référence. En observant plus précisément la modification de la partie statique et dynamique de la consistance, Figure IV.8 (b) et (c), on peut voir que l'action du laitier est plus visible sur la partie dynamique (c) que sur la partie statique (b). Cette constatation est la même que dans le cas de la fumée de silice.

Le laitier de haut fourneau utilisé à un taux de substitution de 50% permet d'abaisser la consistance ( $P_{statique} + P_{dynamique}$ ) et en particulier le  $P_{dynamique}$ . Les pertes obtenues avec ce mélange sont plus faibles que celles de la référence.

## 2.3. Discussion sur l'effet des additions

### 2.3.1. Rebond représentatif

Le rebond des mélanges contenant du métakaolin, de la fumée de silice et du laitier, a été présenté dans les parties précédentes, en fonction des consistances obtenues. Afin de faciliter les comparaisons, on propose de calculer une valeur de rebond représentative pour chaque mélange.

Pour cela, on fait l'hypothèse que la variation de rebond en fonction de la consistance ( $P_{statique} + P_{dynamique}$ ) est linéaire pour l'ensemble des mélanges. Les coefficients de corrélations, calculés pour les courbes de tendance linéaire, sont tous supérieurs à 0,73 ; excepté pour T-1/5-FS10 pour lequel  $R^2=0,48$ , et pour les mélanges T-1/2-MK20 et T-1/5-MK20, pour lesquels le rebond est quasi constant. Le rebond représentatif de chaque mélange est calculé à l'aide d'une régression linéaire pour une valeur de consistance intermédiaire, propre à chaque mélange, et égale à :

$$[(P_{statique} + P_{dynamique})_{max} + (P_{statique} + P_{dynamique})_{min}] / 2$$

La Figure IV.9 présente le rebond représentatif calculé, ainsi que les limites hautes et basses de rebond mesurées pour les différents mélanges.

On constate que deux groupes se détachent : les mélanges T-1/2 avec des rebonds représentatifs compris entre 28,9% et 34%, et les mélanges T-1/5 dont les rebonds varient entre 22,2% et 30,3%. Il apparaît que les mélanges formulés avec une base granulométrique plus fine (T-1/5) génèrent moins de rebond que les mélanges formulés avec une granulométrie plus grossière (T-1/2), en particulier lorsque des additions sont utilisées.

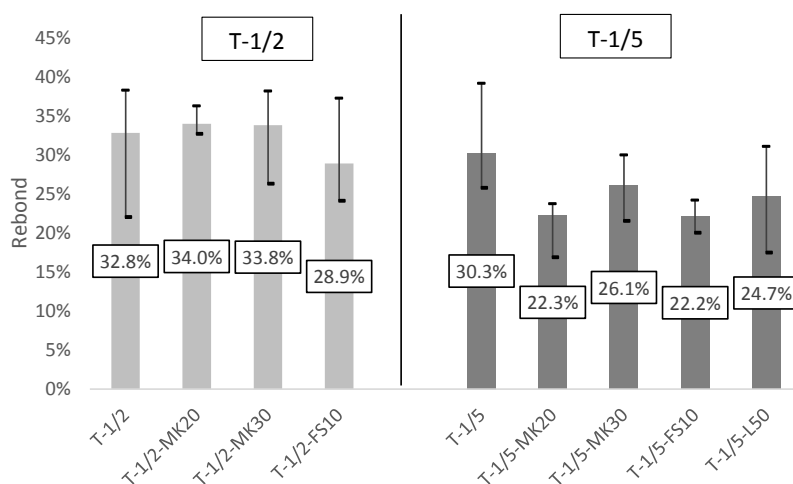


Figure IV.9 : Rebond calculé pour une consistance moyenne, rebond maximal et minimal pour chaque mélange avec et sans additions

### 2.3.2. Influence des additions sur la contrainte de contact dynamique

D'après les résultats obtenus dans le paragraphe 2.2, il a été constaté que le rebond diminue lorsque la consistance ( $P_{statique} + P_{dynamique}$ ) diminue. Au vu des résultats obtenus avec les mélanges contenant la fumée de silice et le laitier, il semble que la réduction du rebond soit liée, en particulier, à la diminution de la partie dynamique de la consistance ( $P_{dynamique}$ ).

Pour le vérifier, on trace sur la Figure IV.10 les valeurs des rebonds représentatifs et des consistances ( $P_{dynamique}$ ) maximales et minimales obtenues pour les différents mélanges.

On peut remarquer dans un premier temps, que les trois additions utilisées génèrent une diminution du  $P_{dynamique}$  maximal par rapport aux références. On constate dans un second temps, que le rebond suit les mêmes variations que  $P_{d max}$  pour les mélanges T-1/5.

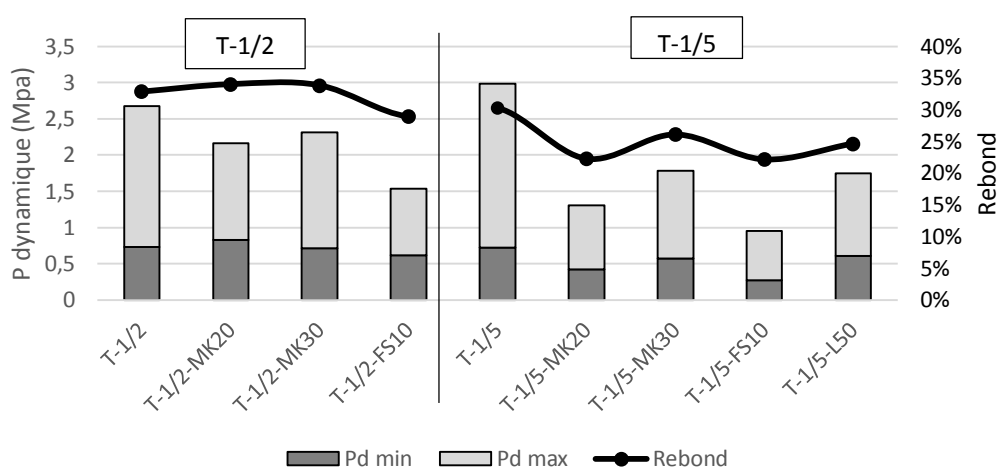


Figure IV.10 : Rebond (courbe noire) et consistances dynamiques maximales et minimales pour les mélanges étudiés.

La recherche d'un faible rebond passerait donc par le maintien d'une faible consistance dynamique. La consistance (statique comme dynamique) est fortement dépendante de la teneur en eau. On peut donc se questionner sur les propriétés nécessaires à une addition pour réduire la consistance.

Dans le cas d'un béton coulé, la fumée de silice comme le métakaolin, a tendance à **augmenter** la consommation d'eau pour le maintien d'une maniabilité constante (San Nicolas 2011; Cyr 1999; Ambroise, Maximilien, and Pera 1994; Sabir, Wild, and Bai 2001). Tattersall and Banfill (1983) ainsi que Zhao et al. (2015) soulignent que l'utilisation du laitier peut **réduire** la consommation d'eau à maniabilité constante.

Cependant, dans le cas d'une mise en place par projection, le métakaolin, la fumée de silice **et** le laitier mènent à une réduction de la consistance ( $P_{dynamique}$ ). Il semble donc que les modifications de maniabilité, apportées par une addition à un béton coulé, ne soient pas identifiables à celles apportées à la consistance dynamique des bétons projetés.

#### ❖ Taille et forme des particules

Une précédente étude (Bindiganavile and Banthia 2000) suggère que l'efficacité des additions sur le rebond est due à leur taille plus qu'à leur forme. En se rapportant au Tableau IV.4, présentant les propriétés physiques pour les additions utilisées dans cette étude, on constate que la taille moyenne des particules des additions, mesurée par granulométrie laser, est de  $31,8\mu\text{m}$  et  $23,6\mu\text{m}$  pour le

métakaolin et la fumée de silice respectivement, contre 14,7 $\mu$ m et 16,2 $\mu$ m pour le laitier et le CEM I respectivement. Malgré une taille de particules plus élevée pour le métakaolin et la fumée de silice, le rebond représentatif des mélanges T-1/5-MK20 et T-1/5-FS10 sont inférieurs au rebond de T-1/5-L50 et T-1/5. Plusieurs hypothèses peuvent être émises :

- Soit la forme des particules joue un rôle aussi important que leur taille. Pour le métakaolin, qui a une structure en feuillet, cela entraîne la possibilité d'absorber plus d'eau.
- Soit les particules trop fines flocculent et donnent ainsi des amas plus grossiers laissant moins de surface libre pour le contact avec l'eau
- Soit les caractéristiques physiques des particules ne sont pas les paramètres déterminants pour la réduction du rebond.

Tableau IV.4 : propriétés physiques des additions et du ciment

	Ciment CEM I 52.5R	Laitier de hauts Fourneaux	Metakaolin	Fumée de silice
<b>Surface spécifique</b>	4100 cm <sup>2</sup> /g (Blaine)	3900 cm <sup>2</sup> /g (Blaine)	16,5 m <sup>2</sup> /g (BET)	22 m <sup>2</sup> /g (BET)
<b>Masse volumique réelle</b>	3,13 g/cm <sup>3</sup>	2,90 g/cm <sup>3</sup>	2,54 g/cm <sup>3</sup>	2,24 g/cm <sup>3</sup>
<b>Forme</b>	Angulaire	Angulaire	Feuillets	Sphérique
<b>Granulométrie</b>				
<b>D10 (<math>\mu</math>m)</b>	2,2	2,2	4,2	5,1
<b>D50 (<math>\mu</math>m)</b>	12,9	12,6	24,7	20,8
<b>D90 (<math>\mu</math>m)</b>	35,1	30,7	70,2	46,1
<b>Dmoyen (<math>\mu</math>m)</b>	16,2	14,7	31,8	23,6

**Remarque :**

La mesure par granulométrie laser permet généralement une défloculation de la poudre par ultrasons, mais dans le cas de la fumée de silice, les charges surfaciques élevées ne permettent pas une bonne séparation des grains (Hang 2015). Cependant, lors de la projection, les additions ne sont pas défloculées, donc la mesure serait représentative de la réalité. Dans le cas du métakaolin, la valeur est rapportée à une sphère équivalente, or cette addition présente des particules de forme allongées, donc malgré les facteurs correctifs, la référence à un diamètre reste une approximation. Dans notre cas, il est peut-être plus pertinent de comparer les surfaces spécifiques<sup>3</sup>.

❖ *Surface spécifique*

La surface spécifique du ciment est supérieure à celle du laitier (4100 cm<sup>2</sup>/g contre 3900 cm<sup>2</sup>/g) mais très inférieure à celle du métakaolin et de la fumée de silice (16,5 m<sup>2</sup>/g et 22 m<sup>2</sup>/g). Il est donc difficile de conclure sur l'effet de ce paramètre sur les consistances dynamiques mesurées lors des projections, qui sont toutes inférieures au mélange de référence lors de l'utilisation d'addition (Figure IV.10).

<sup>3</sup> Les surfaces spécifiques sont mesurées par deux méthodes : la méthode Blaine est une méthode de mesure par perméabilité à l'air. La méthode BET est une mesure par adsorption de molécules d'azote permettant les mesures sur les poudres les plus fines.

❖ Masse volumique

Les masses volumiques des additions sont en revanche toutes inférieures à celle du ciment. La formulation des mélanges a été réalisée par substitution **massique** du ciment, il en résulte donc un volume de liant supérieur dans les mélanges avec additions. Avec 10% de fumée de silice, le volume augmente de 3,7% par rapport à un mélange avec 100% de CEM I. Cette augmentation est de 3,1% pour 50% de laitier, 4,7% pour 20% de métakaolin et 7% pour un remplacement massique de 30% de métakaolin.

Fily-paré (2015) remarquait que l'opérateur en charge de la projection ajuste la quantité d'eau par rapport au volume projeté. La quantité d'eau dans un mélange projeté serait donc liée au volume de pâte et non à la demande en eau du liant. Ceci expliquerait les faibles valeurs de consistance dynamique relevées après projection des mélanges additionnés, puisque plus d'eau est ajoutée aux mélanges avec additions.

Le rebond dépend de la consistance et donc de la quantité d'eau ajoutée au mélange. Cette quantité d'eau est liée au réglage effectué par le lancier et semble dépendre du volume de liant dans le mélange. Plus le volume de liant sera important, plus l'ajout d'eau sera important.

Cependant, le béton projeté n'est pas caractérisé uniquement par sa partie liante. Le squelette granulaire entre aussi en compte dans la formulation, et d'après les résultats obtenus, il semble que l'effet des additions dépende de la base granulométrique du mélange.

## 2.4. Influence combinée des additions et du squelette granulaire

Dans le paragraphe 2.3.1 sur la Figure IV.9, on peut voir que les rebonds représentatifs obtenus avec les additions diffèrent selon le squelette granulaire employé : la réduction du rebond semble plus importante lors de l'utilisation d'un squelette granulaire plus fin (T-1/5).

La Figure IV.11 présente le rebond en fonction de la consistance ( $P_{statique} + P_{dynamique}$ ) pour les mélanges T-1/2 et T-1/5. Seules les références (en noir) et les mélanges avec fumée de silice et métakaolin sont représentés afin de pouvoir établir une comparaison entre les deux groupes de mélanges.

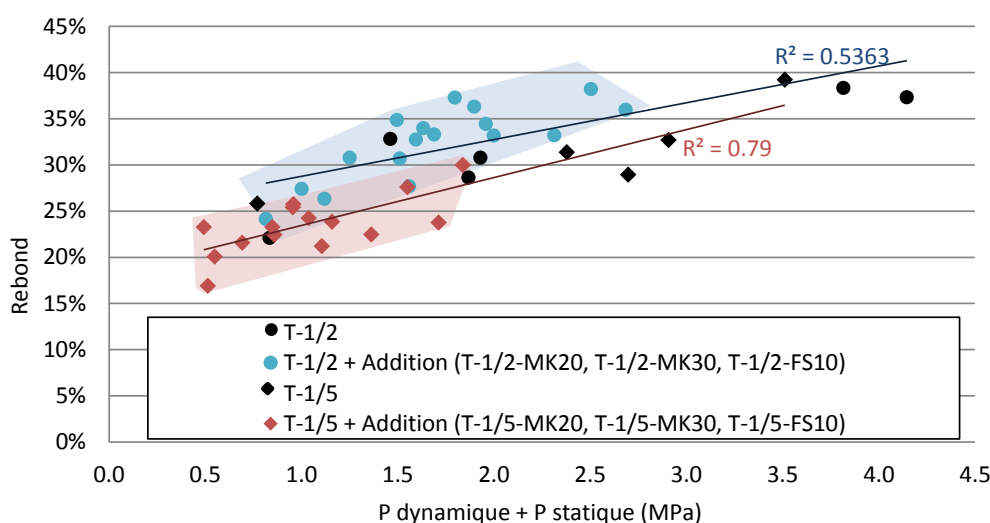


Figure IV.11 : Variation du rebond en fonction de la consistance pour les mélanges formulés avec une granulométrie T-1/2 et une granulométrie T-1/5. Les références sont représentées en noir.

Les mélanges T-1/5 avec additions présentent des consistances ( $P_{statique} + P_{dynamique}$ ) plus faibles que les mélanges T-1/2 avec additions. La consistance ne serait donc pas seulement dépendante du type de liant, mais aussi de la granulométrie du mélange, et en particulier de la quantité de sable. En effet, on peut faire l'hypothèse qu'un volume de sable plus important peut avoir un effet comparable à un volume de liant plus grand (§2.3.2), en entraînant de plus grandes quantités d'eau introduites dans le mélange, et donc une consistance réduite.

D'après les coefficients de corrélation calculés pour les courbes de tendance linéaire, ( $R^2 = 0,79$  pour le groupe T-1/5 et  $R^2=0,54$  pour le groupe T-1/2), le rebond présente une meilleure corrélation avec la consistance ( $P_{statique}+P_{dynamique}$ ) dans le cas des mélanges du groupe T-1/5. Pour le groupe T-1/2, il est possible que, malgré la modification de consistance, le rebond soit principalement gouverné par le squelette granulaire et les chocs entre les plus gros granulats.

Le phénomène de rebond fait intervenir la phase liante et la phase granulaire. Le substrat, dont la consistance semble gouvernée par l'eau introduite dans la partie mortier, va se déformer pour dissiper l'énergie des gravillons venant impacter sa surface. Si le substrat est trop rigide (consistance  $P_{statique}+P_{dynamique}$  trop élevée), ou si les gravillons impactent d'autres gravillons, le rebond augmente.

La réduction du rebond passe donc par la réduction de la consistance, en particulier  $P_{dynamique}$ , et par la minimisation de la probabilité d'impacts élastiques de type « gravillons sur gravillons ». L'augmentation du volume de liant et de sable semble être une solution pour abaisser la consistance, grâce à la possibilité d'introduction de quantités d'eau plus grandes, dans la limite du maintien de la cohésion.

L'augmentation des quantités d'eau dans un béton peut être dommageable pour les propriétés à l'état durci (résistance, porosité). L'utilisation d'additifs constituerait une alternative pour la modification de la consistance.

### **3. Influence des additifs sur le rebond**

Afin modifier la consistance ( $P_{statique} + P_{dynamique}$ ) des mélanges projetés, en limitant la dépendance à l'eau, différents additifs, éther de cellulose, bentonite et carbonate de sodium, présentés au chapitre 2, ont été utilisés. Pour limiter la modification du dispositif de projection, ces additifs ont été introduits secs au mélange.

#### **3.1.Modification de la consistance par les additifs**

##### **3.1.1. Ether de cellulose**

L'éther de cellulose est un polymère soluble, qui gonfle et s'épaissit au contact de l'eau en conséquence de l'adsorption des molécules d'eau (Brumaud 2012).

Sur la Figure IV.12, les rebonds des mélanges de référence (T-1/5), avec laitier (T-1/5-L50), avec laitier et éther de cellulose (T-1/5-L50-E1) sont présentés en fonction de la consistance  $P_{statique} + P_{dynamique}$ .

Comme dans le cas de l'utilisation du métakaolin, on constate que le rebond varie peu, malgré l'évolution de la consistance. Le rebond représentatif pour ce mélange est de 24,5% (contre 24,7% pour le mélange avec laitier sans éther de cellulose) mais la variation de rebond n'est que de 5% sur



une plage de consistance  $P$  statique +  $P$  dynamique de [0,5 à 1,5MPa] pour T-1/5-L50-E1, contre 13% sur une plage de consistance [0,7 à 2MPa] pour T-1/5-L50. Le rebond du mélange contenant de l'éther de cellulose semble moins sensible au réglage de l'eau que le mélange sans éther de cellulose. Cela provient du rôle de « tampon hydrique » joué par l'éther de cellulose, en captant l'eau en surplus pour maintenir une bonne cohésion du mélange.

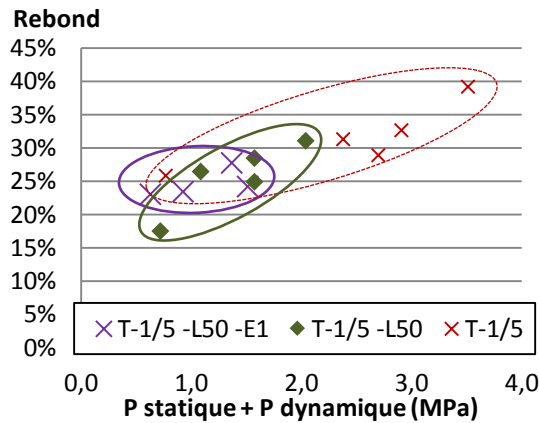


Figure IV.12 : Rebond en fonction de la consistance  $P_{statique}+P_{dynamique}$  pour les mélanges avec laitier et éther (T-1/5-L50-E1), avec laitier (T-1/5-L50) et de référence (T-1/5)

L'éther de cellulose, introduit dans un mélange contenant 50% de laitier, permet de maintenir des valeurs de rebond uniformes en fonction de la consistance. Cependant, il ne permet pas un gain significatif sur les pertes, par rapport au mélange contenant seulement du laitier

### 3.1.2. Bentonite

La bentonite est une argile reconnue entre autres pour son caractère thixotropique et son aptitude à développer la viscosité des mélanges. Les particules de bentonite ont une structure en feuillet permettant la captation des molécules d'eau, provoquant ainsi son gonflement (Barnes 1997; Cappellari, Daubresse, and Chaouche 2013).

Le but de son utilisation dans le béton projeté est de modifier les propriétés visqueuses en jouant un rôle de captation de l'eau en surplus comme dans le cas de l'éther de cellulose.

La Figure IV.13, présente l'évolution du rebond en fonction de la consistance  $P$  statique +  $P$  dynamique, pour les mélanges T-1/5-L50, T-1/5 et T-1/5-L60-Be3. On constate que le mélange contenant de la bentonite ne permet pas d'améliorer le rebond par rapport au mélange T-1/5, et entraîne une augmentation des pertes par rapport au mélange T-1/5-L50.

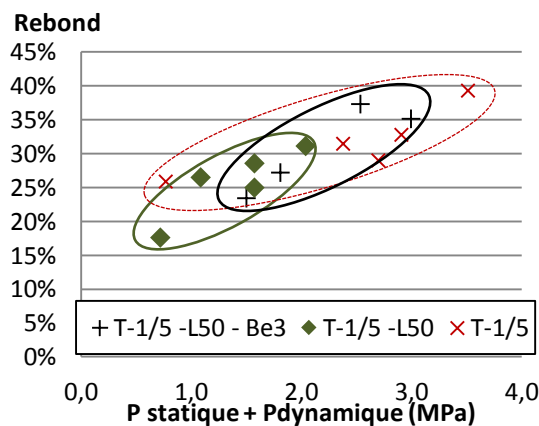


Figure IV.13 : rebond en fonction de la consistance  $P_{statique}+P_{dynamique}$  pour les mélanges avec laitier et bentonite( T-1/5-L50-Be3), avec laitier (T-1/5-L50) et de référence (T-1/5)

Ces résultats peuvent provenir du mode d'introduction de la bentonite dans le mélange. En effet, une précédente étude (Röck and Mitteregger 1999) fait état d'une réduction de rebond de 40% à 25% avec l'introduction de bentonite sous forme hydratée. Dans notre cas, la bentonite a été introduite sèche au mélange initial. Le procédé de projection ne permet pas une bonne hydratation du produit, ni une bonne homogénéisation du mélange. De plus, le rebond mesuré pour T-1/5-L60-Be3 est supérieur au rebond du mélange T-1/5-L50. Cela peut provenir de l'hydratation partielle de la bentonite, génératrice de floccs de grandes dimensions, entraînant la formation d'un mélange fortement hétérogène.

L'utilisation de bentonite, sous forme pulvérulente, n'a pas mené à une réduction des pertes. Le mode de mise en place, par projection en voie sèche, ne permet pas une bonne hydratation de la bentonite présente sous forme sèche dans le mélange, limitant donc son intérêt pour la modification de la consistance. Le défaut d'hydratation et d'homogénéisation résultant de la projection semble même défavorable aux pertes par rebond.

### 3.1.3. Carbonate de sodium ( $\text{Na}_2\text{CO}_3$ )

Le carbonate de sodium a été employé en combinaison du métakaolin (T-1/5-MK20-N5) et du laitier (T-1/5-L60-N2) pour son effet d'activant mais aussi de raidisseur.

La Figure IV.14 présente les résultats de rebond en fonction de la consistance ( $P_{\text{statique}} + P_{\text{dynamique}}$ ). Le rebond est croissant avec l'augmentation de la consistance, mais on observe des valeurs de  $P_{\text{statique}} + P_{\text{dynamique}}$  plus élevée pour les mélanges contenant du  $\text{Na}_2\text{CO}_3$ . Ce décalage est d'autant plus prononcé que le dosage en carbonate de sodium est élevé.  $P_{\text{statique}} + P_{\text{dynamique}}$  est compris entre :

- 0,7 MPa et 3,5 MPa pour T-1/5.
- 1,6 MPa et 4,3 MPa pour T-1/5-L60-N2.
- 7 MPa et 9,4 MPa pour T-1/5-MK20-N5.

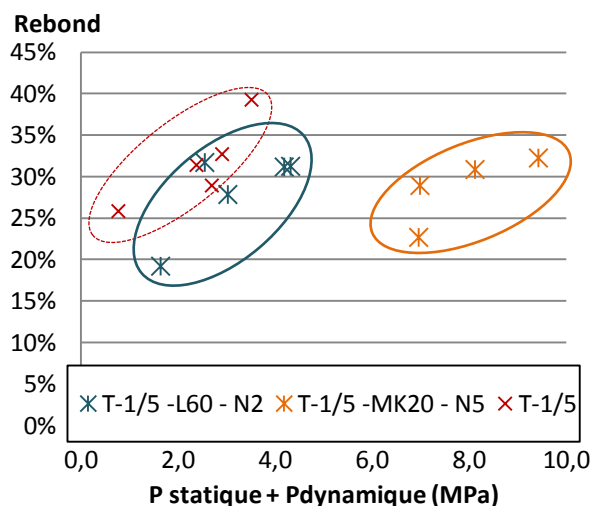


Figure IV.14 : rebond en fonction de la consistance  $P_{\text{statique}} + P_{\text{dynamique}}$ , pour les mélanges avec  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  et laitier (T-1/5-L60-N2), avec  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  et métakaolin (T-1/5-MK20-N5) et de référence (T-1/5)

Le rôle de raidisseur du  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  est quasi-instantané, et amplifié avec l'augmentation de son dosage. Pour les mélanges T-1/5-L60-N2 et T-1/5-MK20-N5 les mesures au pénétromètre statique et dynamique ont été réalisées entre 5 et 10 minutes après la projection (comme pour les autres mélanges), mais les valeurs relevées sont 2 à 7 fois supérieures à celles de T-1/5. On mesure une consistance plus élevée que celle du substrat sollicité au moment de la projection pour les mélanges

avec  $\text{Na}_2\text{CO}_3$ . C'est pourquoi les valeurs de rebond sont du même ordre de grandeur que T-1/5 bien que les consistances soient jusqu'à 7 fois supérieures.

**Remarque :**

L'effet raidisseur a aussi rendu l'ajustement en eau difficile, car le mélange passe rapidement d'une consistance trop ferme à trop humide avec une très faible variation de réglage de l'eau.

Les rebonds représentatifs calculés sont de :

- 28,1% pour le mélange T-1/5-MK20-N5
- 25,9 % pour le mélange T-1/5-L60-N2
- 30,3% pour le mélange T-1/5

Il y a donc une légère amélioration par rapport à la référence, mais pas par rapport aux mélanges sans carbonate de sodium (22,3% pour T-1/5-MK20 et 24,7% pour T-1/5-L50).

Le carbonate de sodium a un effet raidisseur quasi-instantané, ce qui rend le réglage de l'eau difficile. L'effet de cet activant sur les pertes n'est pas bénéfique par rapport aux mélanges sans carbonate de sodium, mais il n'entraîne pas non plus de hausse par rapport à la référence T-1/5. Cet additif est donc surtout efficace pour fixer rapidement le mélange lors de la projection, ce qui peut présenter un intérêt lorsque de grandes épaisseurs de passes de projection sont nécessaires.

### 3.2. Bilan de l'effet des additifs

Le but de l'utilisation d'additifs dans le béton projeté est de limiter le rebond en s'affranchissant, en partie, de la dépendance à la teneur en eau. Les rebonds minimaux, maximaux et représentatifs, mesurés et calculés, pour les mélanges intégrant de l'éther de cellulose, de la bentonite et du carbonate de sodium, sont répertoriés sur la Figure IV.15.

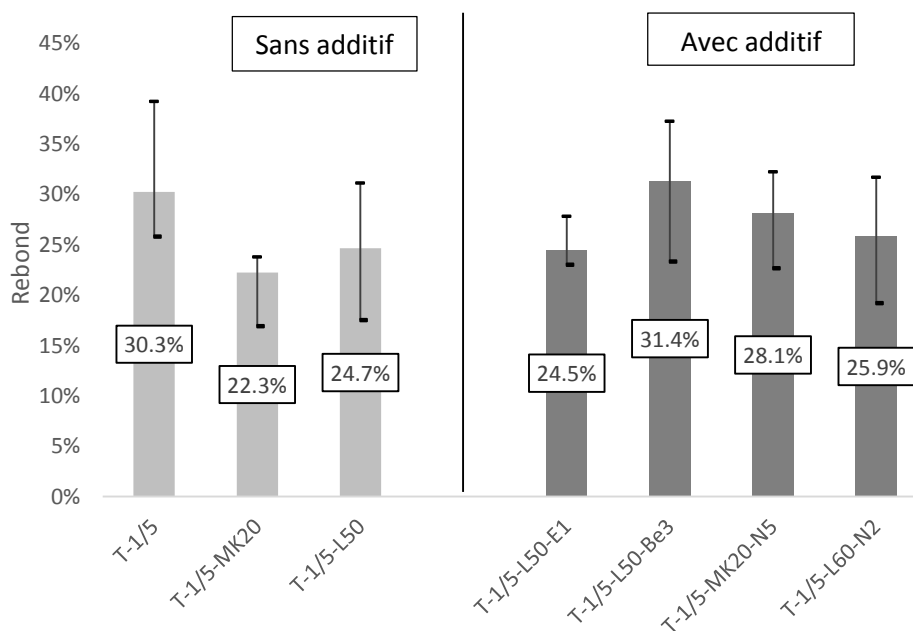


Figure IV.15 : Rebond représentatif pour les mélanges T-1/5 avec et sans additifs

D'après cette figure, on constate que les rebonds obtenus avec les additifs sont équivalents ou plus élevés que ceux obtenus pour les mélanges sans additifs. Les pertes sont néanmoins moins importantes que pour le mélange de référence (T-1/5), sauf dans le cas de l'emploi de bentonite (T-1/5-L50-Be3).

L'introduction d'éther de cellulose a permis l'obtention de valeurs de rebond uniformes par rapport au mélange T-1/5-L50 (paragraphe 3.1.1). Un effet identique était attendu avec la bentonite (T-1/5-L50-Be3), mais son introduction sous forme pulvérulente n'a pas permis une bonne homogénéisation du mélange. L'effet a même été inverse avec une augmentation du rebond par rapport à T-1/5-L50. Ce constat souligne l'importance d'adapter le mode d'introduction d'un additif au mélange, en fonction de ses caractéristiques d'action et d'hydratation. Pour la bentonite, il semble nécessaire de l'intégrer à l'eau de gâchage.

L'utilisation de  $\text{Na}_2\text{CO}_3$  a permis d'obtenir des mélanges se rigidifiant rapidement sur le support. Le rebond est plus faible que celui de la référence T-1/5 mais il n'y a pas de gain par rapport aux mélanges sans additif.

La projection est un événement très rapide qui ne permet pas un malaxage idéal des composants du mélange avec l'eau de gâchage. L'efficacité d'un additif, introduit sous forme sèche au mélange initial, dépendra donc surtout de sa vitesse de passage en solution. Il est nécessaire de bien connaître leur mode d'action (comme pour la bentonite) afin de vérifier leur compatibilité avec le procédé de mise en œuvre.

## **4. Critères complémentaires de validation des formulations**

L'emploi d'additifs pour la réduction du rebond semble vérifié, mais avant une application à l'échelle d'un chantier, il est nécessaire de tenir compte de critères complémentaires.

Les contraintes d'un chantier, qui vont influencer l'approvisionnement en matériaux, la résistance en compression, mais aussi l'impact environnemental et le coût du mélange sont autant de paramètres légitimes et indispensables pour le choix d'une formulation. La durabilité constitue aussi un enjeu pour la formulation et sera étudiée au chapitre 6.

### **4.1. Contraintes d'approvisionnement sur chantier**

En partant du constat qu'une formulation contenant du laitier permet à la fois de réduire les pertes et de remplacer une grande part de ciment, un essai de projection, d'une quantité de  $6\text{m}^3$  sur un chantier de paroi clouée, a été réalisé avec le mélange C-1/5-L50. Le but principal était de vérifier la durabilité du mélange test par rapport au mélange standard (C-1/5). Il a été constaté de manière qualitative que le mélange C-1/5-L50 génère moins de pertes que le mélange C-1/5. Cette application a aussi permis de souligner les points de blocages pouvant apparaître lors de la prescription d'une formulation pour un chantier donné. En effet, la formulation des bétons est dépendante de la centrale d'approvisionnement sauf dans le cas de l'utilisation de silos. La formulation résultante devrait donc s'adapter aux matériaux disponibles. La formulation C-1/5-L50 utilisée lors de l'essai est donc une adaptation de la formulation T-1/5-L50, dont la composition, bien que proche, diffère par le type de granulats et de ciment.

## 4.2. Résistance en compression

La résistance mécanique d'un béton est primordiale pour assurer la stabilité d'un ouvrage. Afin de vérifier comment les additions affectent ce paramètre, des essais en compression sur cube ont été effectués à 28j sur l'ensemble des mélanges projetés. Les résultats sont donnés ici à titre informatifs sur la Figure IV.16, et seront discutés au Chapitre 6 (Durabilité). En fixant une résistance minimale de 45MPa sur cube, correspondant à une exigence courante dans les CCTP pour des parois clouées, on constate que l'ensemble des mélanges sans additifs permettent d'atteindre cette spécification. En revanche, l'emploi d'additifs dans les mélanges ne nous a pas permis d'atteindre des valeurs supérieures à 45MPa. Ces formulations ne sont cependant pas à écarter, car, suivant les travaux à réaliser, la classe demandée peut être inférieure.

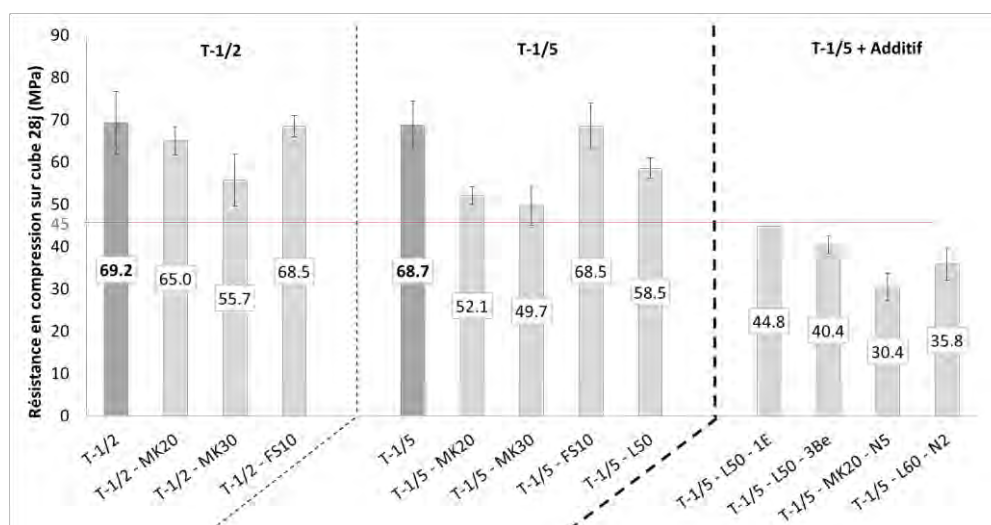


Figure IV.16 : Résistance en compression sur cube à 28j, pour les mélanges avec base granulométrique T-1/2 et T-1/5

## 4.3. Bilan carbone

Les additions utilisées lors de cette étude ont la caractéristique de générer moins de CO<sub>2</sub> à la production qu'un ciment CEM I, du fait de leur procédé de fabrication ou de leur classement comme sous-produit industriel.

Le Tableau IV.5 présente les valeurs des émissions de CO<sub>2</sub> pour la fabrication des composants utilisés ainsi que pour le transport. Le calcul du bilan carbone pour un transport routier est dépendant de nombreux facteurs, dont le type de véhicule, la consommation et le type de carburant. On se placera ici dans le cas d'un Porteur articulé 40T grand volume roulant au Gazole (ADEME 2012).

Tableau IV.5 : Bilan des émissions de carbone pour le ciment, les additions et le transport

Composant	Emission de CO <sub>2</sub>	Référence
CEM I	854 kg CO <sub>2</sub> /Tonne	(ATHIL 2015)
Métakaolin Flash	96 kg CO <sub>2</sub> /Tonne	(LCPC 2010)
Laitier de haut fourneau	20 kg CO <sub>2</sub> /Tonne	(Ecocem 2014)
Fumée de silice	133 kg CO <sub>2</sub> /Tonne	(FerroQuébec 2015) <i>affectation à 3% du bilan du silicium métal</i>
Transport	93,1 g CO <sub>2</sub> /Tonne.km	(ADEME 2012)

Le Tableau IV.6 présente les bilans carbone pour les liants utilisés dans les mélanges projetés. Le bilan des émissions du sable et des granulats est considéré identique pour l'ensemble des mélanges, la différence d'impact CO<sub>2</sub> réside donc dans la composition du liant. On réalise les calculs pour le liant uniquement.

Tableau IV.6 : Emissions de CO<sub>2</sub> pour les liants des principaux mélanges utilisés dans l'étude, sans transport

Liant	kg CO <sub>2</sub> /T liant	Mélanges concernés
CEM I 100%	854	T-1/2, T-1/5
CEM I 80% - MK 20%	702	T-1/2- MK20, T-1/5-MK20
CEM I 70% - MK 30%	627	T-1/2- MK30, T-1/5-MK30
CEM I 90% - FS 10%	782	T-1/2- FS10, T-1/5-FS10
CEM I 50% - L50%	437	T-1/5-L50

Comme souligné dans le paragraphe 4.1 concernant l'approvisionnement, la faisabilité d'une formulation spécifique dépend de la disponibilité des matériaux.

Si on se place dans le cas où la centrale à béton retenue n'est pas équipée de silo d'addition, il faut prendre en compte le coût CO<sub>2</sub> lié à la livraison de cette addition.

En prenant les hypothèses suivantes :

- Le ciment est sur place.
- Le transport concerne uniquement la livraison en centrale des additions.

On peut calculer la distance de livraison à ne pas dépasser pour respecter des émissions de dioxyde carbone inférieures à un mélange composé d'un liant avec 100% de CEM I.

D'après la Figure IV.17, présentant, pour ce cas d'étude, les émissions de CO<sub>2</sub> en fonction de la distance de livraison pour différents liants ; il ne faut pas dépasser des distances de livraison de:

- 1628km pour un liant avec 20% de métakaolin
- 2443km pour un liant avec 30% de métakaolin
- 774km pour un liant avec 10% de fumée de silice
- 4479km pour un liant avec 50% de laitier

A part pour le cas d'utilisation de la fumée de silice, le territoire Français peut largement être parcouru avec ce type de distance (912 km entre l'usine de production de métakaolin basée à Fumel (47), et Dunkerque par exemple). L'approvisionnement en additions dans des centrales françaises reste donc intéressant au niveau de l'empreinte carbone.

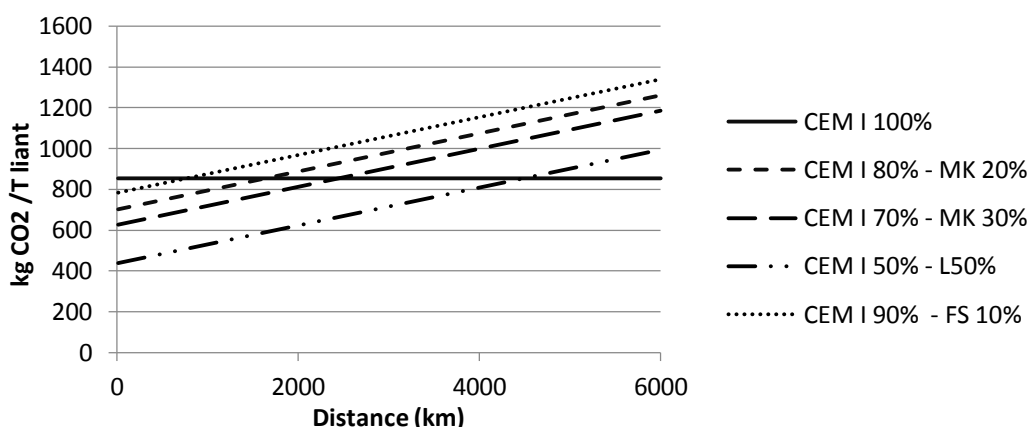


Figure IV.17 : Emission de CO<sub>2</sub> par tonne de liant en fonction de la distance parcourue pour l'approvisionnement en additions, dans le cas de liant contenant du CEM I, du métakaolin ou du laitier

#### 4.4. Evaluation du coût économique

Le coût est l'un paramètre déterminant pour le choix d'un mélange. Dans le cas du béton projeté, le phénomène de rebond entraîne une surconsommation de matériaux. Le prix d'un mélange mis en place est donc dépendant du rebond qu'il génère.

Le Tableau IV.7 présente le coût des mélanges, sans transport, en unité arbitraire relative à la référence T-1/2.

Tableau IV.7 : Coût des mélanges en unité arbitraire (ua)

	Nom mélange	Coût fabrication 1m <sup>3</sup> (ua)	Rebond	Volume pour 1m <sup>3</sup> en place (m <sup>3</sup> )	Coût réel pour 1m <sup>3</sup> en place (ua)	Variation coût par rapport à T-1/2 (ua)
T-1/2	T-1/2	1.00	32.8%	1.49	1.49	0.00
	T-1/2-MK20	0.97	34.0%	1.52	1.47	-0.02
	T-1/2-MK30	0.96	33.8%	1.51	1.45	-0.04
	T-1/2-FS10	1.05	28.9%	1.41	1.48	-0.01
T-1/5	T-1/5	1.02	30.3%	1.43	1.46	-0.03
	T-1/5-MK20	0.99	22.3%	1.29	1.27	-0.22
	T-1/5-MK30	0.97	26.1%	1.35	1.32	-0.17
	T-1/5-FS10	1.07	22.2%	1.28	1.37	-0.12
	T-1/5-L50	0.89	24.7%	1.33	1.17	-0.31
	T-1/5-L50-Be3	0.93	31.4%	1.46	1.35	-0.14
	T-1/5-L50-E1	1.20	24.5%	1.32	1.59	+0.10
	T-1/5-MK20-N5	2.73	28.1%	1.39	3.80	+2.31
T-1/5-L60-N2	1.55	25.9%	1.35	2.10	+0.61	

Le « coût fabrication », indiqué dans la deuxième colonne du tableau, correspond à la production de 1m<sup>3</sup> de béton en centrale. Cependant, du fait du rebond, une partie du matériau sera perdue.

Pour avoir effectivement 1m<sup>3</sup> de béton en place, il faut prendre en compte la surconsommation liée aux pertes par rebond. Ainsi, la mise en place de 1m<sup>3</sup> nécessitera la projection d'une quantité Q prenant en compte la proportion R des pertes par rebond :

$$Q = \frac{1}{1-R} \times 1\text{m}^3$$

Cette surconsommation est présentée dans la 4<sup>ème</sup> colonne, « volume pour 1m<sup>3</sup> en place ». Cela entraîne donc un surcoût présenté dans la colonne adjacente comme le « coût réel ».

La dernière colonne présente la variation du coût réel des mélanges par rapport à la référence T-1/2. Les valeurs positives, en rouge, indiquent un surcoût.

On constate que pour l'ensemble des mélanges, les additions ou la modification du squelette granulaire permettent de réduire le coût pour la mise en place d'1m<sup>3</sup> de mélange. Seuls les cas d'utilisation d'éther de cellulose et d'activant génèrent un surcoût non compensé par la réduction des pertes.



## **CONCLUSION**

Les pertes par rebond lors de la projection de béton peuvent être minimisées en modifiant la formulation des mélanges. Cette formulation comprend le squelette granulaire (traité au chapitre 3) et la partie liante. Des additions et additifs ont été utilisés dans cette étude pour modifier le liant et évaluer leur effet sur le rebond.

Pour quantifier les modifications apportées par ces matériaux au mélange, des mesures de consistances ont été effectuées. La consistance a été évaluée par deux méthodes : à l'aide d'un pénétromètre statique (Pstatique) et d'une mesure dynamique (Pdynamique) (méthodes décrites au chapitre 2). La consistance est exprimée, dans ce chapitre, par la somme de ces deux quantités.

Les résultats obtenus montrent que la réduction du rebond passe par l'abaissement de la consistance. L'ajout d'eau permet de réduire la consistance et donc de limiter le rebond, dans la limite du maintien de la cohésion du mélange.

L'utilisation des additions (métakaolin, fumée de silice et laitier) a permis, dans le cas des mélanges T-1/5, de réduire le rebond par rapport à la référence contenant uniquement du ciment. Leur effet semble lié à leur masse volumique. Plus leur masse volumique est faible par rapport à celle du ciment, plus la substitution massive de ciment par ces additions génèrera un volume important de liant. La quantité d'eau ajoutée est liée au réglage effectué par le lancier, et semble dépendre du volume de liant dans le mélange. Plus le volume de liant sera important, plus l'ajout d'eau sera important, et plus la consistance sera faible.

Cependant, l'augmentation de la quantité d'une addition de masse volumique faible ne semble pas nécessairement entraîner une réduction du rebond. Dans le cas de remplacement partiel de ciment par le métakaolin, un taux de substitution de 20% génère des rebonds inférieurs à un mélange avec un taux de remplacement de 30% (§2.2.1). Ces résultats peuvent provenir d'une mauvaise défloculation de l'addition dans le mélange, ce qui entraîne une augmentation des hétérogénéités, ce qui expliquerait aussi l'augmentation du rebond dans le cas d'utilisation de la bentonite (§3.1.2).

L'utilisation d'additifs sous forme sèche (éther de cellulose, bentonite et carbonate de sodium) n'a pas permis, dans cette campagne, de faire ressortir un effet probant sur la réduction des pertes. Néanmoins, l'éther de cellulose a permis une stabilisation des pertes en fonction de la consistance.

Le béton projeté n'est pas caractérisé uniquement par sa partie liante. Le squelette granulaire entre aussi en compte dans la formulation. D'après les résultats obtenus, il semble que l'effet des additions dépende aussi de cette base granulométrique. Ainsi, il a été observé que les mélanges plus riches en sable permettent une plus grande réduction des pertes lors de l'utilisation des additions.

L'hypothèse avancée est que le rebond est dépendant du risque de chocs élastiques entre granulats, en plus de la consistance. Ainsi, un mélange plus riche en gravillons sera principalement soumis à des pertes dues à des chocs élastiques et sera moins sensible à la modification de sa consistance. Un mélange contenant moins de gravillons verra ses pertes gouvernées majoritairement par la consistance, et sera plus sensible à l'introduction d'additions. La réduction du rebond passerait donc à la fois par la réduction de la consistance, et en particulier du P dynamique (§2.2.2 et 2.2.3), et par la minimisation de la probabilité d'impacts élastiques entre granulats.

Le choix des formulations pour le béton projeté doit aussi prendre en compte des critères de durabilité (Chapitre 6), de résistance, d'empreinte environnementale et de coût économique. Tous les mélanges testés, à l'exception des mélanges avec additifs, ont permis d'atteindre les critères requis.





# CHAPITRE 5

## Modélisation du rebond et détermination des paramètres influents

---

### Table des matières

INTRODUCTION .....	125
1. Définition du rebond .....	125
1.1. Cas général .....	125
1.2. Problématique du béton projeté .....	126
2. Modèles existants .....	126
2.1. Modèles aux éléments discrets .....	127
2.1.1. Modèle de prédiction du rebond .....	127
2.1.2. Modèle de flux de matériaux .....	128
2.2. Modèle analytique .....	128
2.2.1. Phase de pénétration .....	128
2.2.2. Phase de réaction .....	129
2.2.3. Détermination du rebond .....	130
2.3. Choix du modèle .....	131
3. Développements à partir du modèle analytique .....	132
3.1. Modification de la méthode de calcul .....	132
3.1.1. Méthode FORM et Monte Carlo .....	132
3.1.2. Données d'entrée pour la vérification .....	133
3.1.3. Comparaison des résultats par la méthode FORM et Monte Carlo .....	133
3.2. Analyse de sensibilité du modèle .....	134
3.2.1. Principe de l'analyse de sensibilité par la méthode de Morris .....	134
3.2.2. Evaluation des paramètres influents du modèle .....	135
3.3. Application du modèle au mélange T-1/2 .....	136
3.3.1. Paramètres d'entrée .....	136
3.3.2. Calcul du rebond .....	139
3.3.3. Réflexion sur les paramètres d'entrée .....	139
3.3.4. Limitation du modèle .....	140

3.4.	Enrichissement du modèle.....	140
3.4.1.	Hypothèse de la sous-estimation du rebond .....	140
3.4.2.	Solution proposée pour l'enrichissement du modèle.....	141
3.4.3.	Résultats obtenus .....	142
3.5.	Synthèse.....	146
4.	Caractérisation du substrat en amont de la projection .....	147
4.1.	Modèles aux éléments finis .....	147
4.1.1.	Description du modèle.....	147
4.1.2.	Données d'entrée et de sortie.....	148
4.1.3.	Résultats de la modélisation aux éléments finis .....	149
4.1.4.	Discussion.....	150
4.2.	Etude rhéologique .....	150
4.2.1.	Mesures au rhéomètre .....	150
4.2.2.	Mesure par chute de bille .....	152
4.2.3.	Relation entre P dynamique, seuil et viscosité.....	153
4.2.4.	Détermination de P dynamique par mesure de la contrainte de cisaillement .....	153
4.2.5.	Discussion.....	154
4.3.	Mesure par transmission d'ultra-sons.....	154
4.3.1.	Principe de la mesure.....	155
4.3.2.	Dispositif et matériau.....	155
4.3.3.	Résultats et discussion .....	156
4.4.	Synthèse.....	156
	CONCLUSION .....	157

## INTRODUCTION

Le rebond a été abordé jusqu'ici de manière expérimentale. L'objectif de ce chapitre est de trouver une méthodologie pour prédire le rebond afin d'orienter les choix de formulation.

Il existe deux modèles répertoriés dans la littérature concernant l'évaluation du rebond du béton projeté (Puri & Uomoto 1999; Armelin 1997). Après la présentation de ces modèles, le modèle proposé par Armelin et Banthia (1998) est retenu pour être confronté aux résultats obtenus lors des campagnes de projection. Ce modèle ne permet pas une bonne estimation du rebond, mais un enrichissement est proposé et amène à une meilleure approximation des pertes. Pour permettre d'identifier les paramètres influant sur ce calcul des pertes et donc les leviers importants pour la formulation, une analyse de sensibilité a été menée. Des méthodes de mesures sont ensuite proposées pour déterminer, en amont des projections, les paramètres mis en avant par l'analyse de sensibilité.

### 1. Définition du rebond

Le rebond est un phénomène pouvant se produire lors d'un impact entre deux entités. Dans le cas du béton projeté, c'est le résultat d'une multitude de collisions générées par un flux de matériaux contre un substrat hétérogène.

#### 1.1. Cas général

Les problématiques d'impact se retrouvent dans de nombreux domaines d'étude et ont été largement étudiées (Newton 1687 ; Johnson 1985 ; Hurmuzlu 1998 ; Stronge 2000 ; Molinari & Ortiz 2002 ; Acary & Brogliato 2004 ; Kolopp, Rivallant, and Bouvet 2011).

Pour qualifier le rebond, on utilise généralement la notion de coefficient de restitution « e ». Plusieurs définitions existent :

- Celle de Newton (1687) :  $e = \frac{V_1}{V_0}$  avec  $V_0$  la vitesse initiale et  $V_1$  la vitesse après le choc.
- La définition énergétique de Acary & Brogliato (2004) ou Stronge (2000) :  $e^2 = \frac{W_n^r}{W_n^c}$ , avec  $W_n^c$  le travail de la force normale pendant la période de compression et  $W_n^r$  le travail pendant la période de restitution.

Acary et Brogliato (2004) présentent deux catégories de phénomènes physiques pouvant entraîner une dissipation de l'énergie à l'impact et donc diminuer le rebond (Acary & Brogliato 2004) :

- Les phénomènes locaux qui concernent la zone de contact entre les deux corps. Sous cette catégorie sont regroupées les caractéristiques du matériau et de l'interface. En ce qui concerne le matériau, la dissipation va être liée à la plasticité, la viscosité ainsi qu'au potentiel d'endommagement ou de rupture. A l'interface, les frottements gouvernent cette dissipation.
- Les phénomènes globaux dépendants de la géométrie et de la masse des corps. Dans cette catégorie, on trouve la propagation des ondes au sein du matériau. En effet, un phénomène de choc peut être caractérisé par la diffusion et la réflexion d'ondes de compression, cisaillement et de surface. Pour les éléments massifs, les aspects globaux peuvent être négligés dans le calcul du coefficient de restitution. En revanche, pour les corps minces, l'effet de la propagation des ondes doit être intégré au calcul (Hurmuzlu 1998).

Dans le cas du béton projeté, on se situe dans le cas d'un corps massif, le rebond va donc dépendre principalement de la quantité d'énergie dissipée par les phénomènes locaux.

Pour déterminer le coefficient de restitution il faut connaître les efforts intervenant lors du contact. Il existe plusieurs méthodes pour analyser le choc entre deux corps : soit des modèles rhéologiques, soit des modèles basés sur la mécanique des milieux continus (Acary & Brogliato 2004).

#### ❖ *Modèles rhéologiques*

Les modèles rhéologiques de type viscoélastique sont basés sur des assemblages de ressort, amortisseurs et patins pour décrire de manière simplifiée les efforts et déformations apparaissant dans le système étudié. Parmi ces modèles, on retrouve les modèles de Kelvin Voigt ou Maxwell. Le matériau est alors défini principalement par sa viscosité  $c$  et sa rigidité  $K$ .

Ces modèles ont l'avantage d'avoir des résolutions analytiques simples mais le choix des assemblages et les justifications physiques ne sont pas toujours clairs. La détermination des paramètres de rigidité et de viscosité des éléments du modèle ne correspondent pas nécessairement à une réalité physique.

#### ❖ *Modèles mécanique des milieux continus*

Pour les modèles basés sur la mécanique des milieux continus, l'étude est portée sur la déformation au point de contact, donc sur le phénomène au niveau local. L'une des bases théorique est celle du contact de Hertz (1896), concernant le contact normal entre deux corps solides élastiques isotropes. Il permet de donner une relation entre force et indentation indépendant des conditions aux limites. Le frottement n'est pas pris en compte. Le chargement est considéré comme étant quasi statique. Les surfaces de contact doivent bien être définies. Les critères nécessaires au modèle s'appuyant sur la mécanique des milieux continus correspondent aux propriétés élasto-plastiques des matériaux (Module d'Young, coefficient de poisson) et à la géométrie des éléments.

## **1.2.Problématique du béton projeté**

Les approches présentées ci-dessus sont déterministes. A l'échelle du béton projeté, pour pouvoir appliquer ces méthodes il faut connaître :

- La vitesse des particules au sein du flux qui dépend :
  - de leur taille et de leur masse,
  - de la puissance du compresseur et du diamètre des tuyaux.
- Les caractéristiques du substrat :
  - si on se base sur un modèle rhéologique, il faudra au minimum déterminer un seuil et une viscosité. Si une approche de mécanique des milieux continus est utilisée, il faudra des informations sur le comportement visco-élasto-plastique du matériau. De plus, le milieu étudié n'est pas homogène, ce qui induit des incertitudes quant aux caractéristiques locales du substrat.

Si les modèles existants sont relativement aboutis, les incertitudes sur les paramètres cités ci-dessus rendent l'analyse du rebond du béton projeté complexe, et il n'existe que deux modèles spécifiques au rebond de ce matériau.

## **2. Modèles existants**

Les deux modèles répertoriés dans la bibliographie traitent du rebond du béton projeté par deux approches différentes : l'un par une approche aux éléments discrets en 2D et 3D, avec une

caractérisation du matériau par des modèles rhéologiques de type Maxwell ou Kelvin-Voigt modifiés (Puri & Uomoto, 1999) ; l'autre se base sur un modèle local s'appuyant sur la mécanique des milieux continus (Armelin et Banthia, 1998). Dans les deux cas, la difficulté réside principalement dans la caractérisation du substrat.

## 2.1. Modèles aux éléments discrets

Puri & Uomoto (1999) et Phan & Uomoto (2001) ont développé un modèle aux éléments discrets visant à simuler qualitativement le rebond et la porosité du béton projeté en fonction de la pression de projection et de l'utilisation d'accélérateur de prise. Picard-Fortin et al. (2013) ont aussi appliqué la méthode des éléments discrets au béton projeté, mais le modèle concerne principalement la représentation du flux de matériau.

### 2.1.1. Modèle de prédiction du rebond

Puri & Uomoto (1999) ont utilisé un modèle aux éléments discrets pour simuler un flux de béton projeté sous forme d'un ensemble de particules. Chaque élément est modélisé de manière bi-phasique, avec une partie centrale correspondant à un gravillon et une partie périphérique correspondant au mortier. Le temps de calcul augmente avec l'augmentation du nombre de particules.

L'interaction entre les particules est régie par les paramètres du modèle représentés sur la Figure V.1, comme un assemblage de ressorts, d'amortisseurs et de critères de cohésion pour la partie mortier. Puri & Uomoto (2002) soulignent que la principale difficulté réside dans la définition des paramètres de la partie mortier. En effet, cela consiste en la modélisation de la rhéologie du béton frais. Des tests au viscosimètre ont été effectués afin de déterminer le seuil de cisaillement et la viscosité. Ces mesures ont ensuite été utilisées pour affecter des valeurs d'amortissement, de rigidité, de cohésion et de frottement, grâce à des relations établies par le même auteur et par Chu & Atsuhiko (1997).

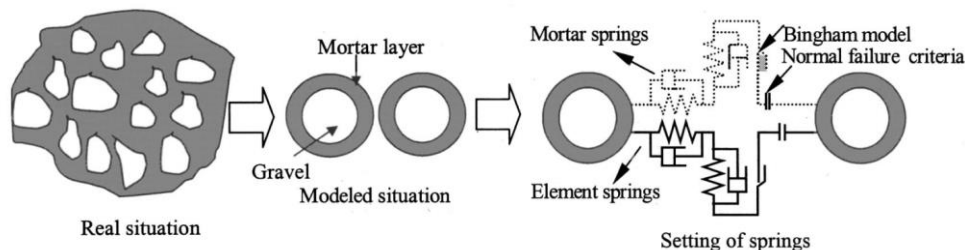


Figure V.1 : Modélisation du béton projeté comme un ensemble de particules bi-phasiques interagissant suivant les paramètres du modèle aux éléments discrets (U. C. Puri & Uomoto 1999)

Par la suite, Phan & Uomoto (2001) ont réalisé une modèle en trois dimensions (Figure V.2). Pour ce modèle, les particules sont monophasiques. Il y a donc des particules correspondant aux gravillons (dont la taille est issue d'une courbe granulométrique) et des particules correspondant au mortier (dont la taille est issue de la courbe granulométrique des fines multipliée par un facteur pour obtenir les bonnes proportions du mélange). Les deux types de particules ont des propriétés différentes. Ce modèle s'appuie sur un modèle de contact avec amortissement visqueux, un modèle de glissement entre particules et un modèle de liaison entre particules. Les paramètres sont ajustés à l'aide de la méthode de retour sur erreur, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de corrélation directe entre le matériau ou ses propriétés rhéologiques et les paramètres du modèle.



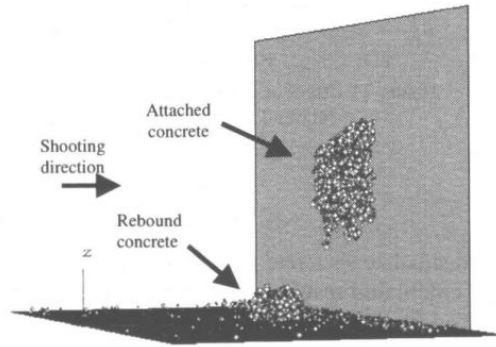


Figure V.2 : Représentation graphique de simulation 3D aux éléments discrets, pour une distance de projection de 1m et une pression de 3,5 bars. Taux de rebond de 25% (Phan & Uomoto 2001)

### 2.1.2. Modèle de flux de matériaux

Pour définir le rebond du béton projeté, les caractéristiques du flux de matériau sont aussi importantes que les propriétés du substrat.

Picard-Fortin et al. (2013) ont proposé un modèle aux éléments discrets permettant de caractériser la masse et la vitesse au sein d'un flux de béton sortant d'une buse. Ce modèle s'appuie sur les travaux de Ginouse (2014), qui a mis en équation les profils de masse et de vitesse pour des projections réalisées par voie sèche et voie mouillée. Ginouse (2014) a pu relever le champ des vitesses au sein du flux de matériau à l'aide d'une caméra haute vitesse. Pour une même taille de particule, il y a une variation de la vitesse en fonction de la position par rapport à l'axe de la lance. Pour une projection par voie sèche, cette répartition se fait selon une loi normale et d'après les résultats présents dans la publication, l'écart type des valeurs de vitesses se situe entre 13% et 14 % (Ginouse & Jolin 2014).

## 2.2. Modèle analytique

Armelin et Banthia (1998) ont proposé un modèle de rebond d'une particule sphérique sur un substrat composé de béton frais. Ils se sont appuyés sur la théorie de l'indentation d'un matériau ductile par une sphère métallique (Bishop et al. 1945 ; Tabor 1948 ; Johnson 1985) .

Le béton frais est décrit comme un matériau élasto-plastique parfait avec un critère de rupture de Tresca. Les particules frappant la paroi sont supposées sphériques. Deux phases principales se distinguent lors du rebond : la phase de pénétration et la phase de réaction. Ces étapes constituent la base de la théorie d'Armelin et Banthia (1998) et sont présentées synthétiquement ci-après.

### 2.2.1. Phase de pénétration

Lors de la phase de pénétration, l'énergie cinétique ( $W_1$ ) de la particule lui permet de pénétrer dans le substrat.

Sous la surface de contact, il se forme une zone ( $r < a$ ) où règne un état de pression hydrostatique (P). En dehors de cette zone, pour  $a < r < c$ , les déplacements sont supposés radiaux et le matériau se comportant comme un corps élasto-plastique parfait (Figure V.3). Une limite élasto-plastique est placée à une distance  $r = c$ , au-delà de laquelle le matériau ne se comporte plus de manière plastique mais comme un corps purement élastique.

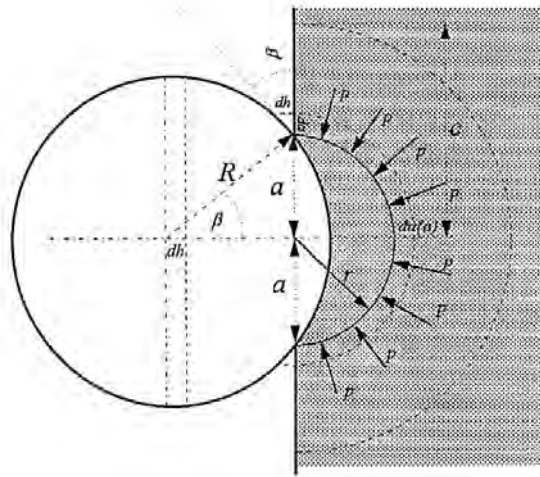


Figure V.3: Particule sphérique frappant un substrat élasto-plastique avec formation d'une cavité hydrostatique ( $r < a$ ) et une région élasto-plastique ( $r < c$ ) (Armelin & Banthia 1998b)

D'après Johnson (1985), la pression  $P$  agissant sur la particule est constante durant l'indentation, et  $P \approx 3Y$  pour une forme sphérique (avec  $Y$  en [Pa] : seuil élastique en compression simple du matériau). Tabor (1948) démontre que le volume laissé après l'impact est directement proportionnel à l'énergie du projectile à l'impact.

Armelin & Banthia (1998b) se servent des résultats de Tabor (1948) et Johnson (1985) pour exprimer le travail effectué pendant la phase de pénétration  $W_1$  [J] comme :

$$W_1 = P_{\text{statique}} V_a \quad (\text{équation 1})$$

avec :

- $V_a$  : volume pénétré par le projectile [ $\text{m}^3$ ]
- $P_{\text{statique}}$  : contrainte de pénétration statique [Pa]

Afin de prendre en compte le caractère visqueux du béton frais, Armelin & Banthia (1998b) distinguent la contrainte de contact apparaissant sous condition quasi-statique ( $P_{\text{statique}}$ ) et la contrainte dynamique de contact apparaissant en conditions dynamiques ( $P_{\text{dynamique}}$  [Pa]). On a donc en condition dynamique :

$$W_1 = P_{\text{dynamique}} V_a \quad (\text{équation 2})$$

### 2.2.2. Phase de réaction

Lorsque la particule a atteint sa profondeur de pénétration maximale, l'énergie de déformation élastique va lui être restituée sous forme d'énergie cinétique ( $W_2$ ), pouvant provoquer le décollement et donc le rebond. Cette énergie  $W_2$  [J] est exprimée en fonction du volume de matière pénétré par la particule comme :

$$W_2 = \frac{3\pi^2}{10} P_{\text{statique}}^2 a^{*3} \left[ \frac{1-\nu_c^2}{E_c} + \frac{1-\nu_l^2}{E_l} \right] \quad (\text{équation 3})$$

avec :

- $a^*$  : rayon de contact maximal à la fin de la phase de pénétration [m]

- $\nu_c$  et  $\nu_i$  : coefficient de poisson du béton frais et du projectile
- $E_c$  et  $E_i$  : module élastique du béton et du projectile respectivement [Pa]
- $E_c = Y / \epsilon_{pc}$
- $Y$  : seuil élastique en compression simple du matériau [Pa]
- $\epsilon_{pc}$  : limite de déformation élastique du béton [mm/mm]

L'hypothèse est faite que  $E_i \gg E_c$  et que le coefficient de poisson du béton frais est  $\nu_c = 0,3$ . De plus d'après Johnson, (1985) :  $P \approx 3Y$ .

Avec  $V_a = \frac{\pi a^3}{4R}$  (le détail du calcul est présenté par Armelin & Banthia (1998)) et l'équation 2,  $W_2$  peut s'écrire comme :

$$W_2 = \frac{3\pi^2}{10} P_{statique}^2 \left( \frac{4RW_1}{\pi P_{dynamique}} \right)^{\frac{3}{4}} \left[ \frac{1-\nu_c^2}{E_c} \right] = \frac{3\pi^2}{10} P_{statique}^2 \left( \frac{4RW_1}{\pi P_{dynamique}} \right)^{\frac{3}{4}} \left[ \frac{0,91}{E_c} \right]$$

Ou

$$W_2 = 0,27 \cdot \pi^2 \cdot P_{statique} \cdot \left( \frac{4RW_1}{\pi P_{dynamique}} \right)^{\frac{3}{4}} \cdot 3 \cdot \epsilon_{pc} \quad (\text{équation 4})$$

**Remarque :**

Cela signifie que la quantité d'énergie élastique restituée  $W_2$  est proportionnelle au volume puisque d'après l'équation 2, on peut écrire :

$$\left( \frac{W_1}{P_{dynamique}} \right)^{\frac{3}{4}} = V_a^{\frac{3}{4}}$$

Donc plus le volume pénétré sera grand, plus l'énergie restituée sera importante.

Le coefficient de restitution est calculé comme :

$$e = \frac{W_2}{W_1}$$

Dans le modèle d'Armelin & Banthia (1998), il existe une résistance en traction due à l'adhérence à l'interface et pouvant s'opposer au décollement de la particule. En définissant une énergie  $W_D$  comme le travail nécessaire à la décohésion d'une particule du substrat, Armelin & Banthia (1998b) proposent un critère de rebond :

$$\frac{W_2}{W_D} \geq 1 \rightarrow \text{Rebond}$$

où :

- $W_D = [\sigma_0 \cdot (\pi a^2)] \cdot \delta^*$  : énergie nécessaire au décollement [J]
- $\sigma_0$  : contrainte d'adhérence considérée comme une propriété intrinsèque du matériau [Pa]
- $\delta^*$  : profondeur de pénétration maximale du projectile [m]

En d'autres termes, si l'énergie  $W_2$  restituée durant la phase de réaction est supérieure au travail nécessaire pour décoller le granulat, il y aura éjection de la particule (Bolduc 2009).

### 2.2.3. Détermination du rebond

A partir de l'analyse du phénomène de rebond, Armelin (1997) propose d'évaluer la probabilité de rebond d'une particule en se basant sur une approche d'analyse de fiabilité du premier ordre (FORM).

L'algorithme de calcul est présenté que la Figure V.4. Les propriétés du substrat (P statique, P dynamique,  $\epsilon_{pc}$ ) et les vitesses des particules sont les variables stochastiques du modèle.

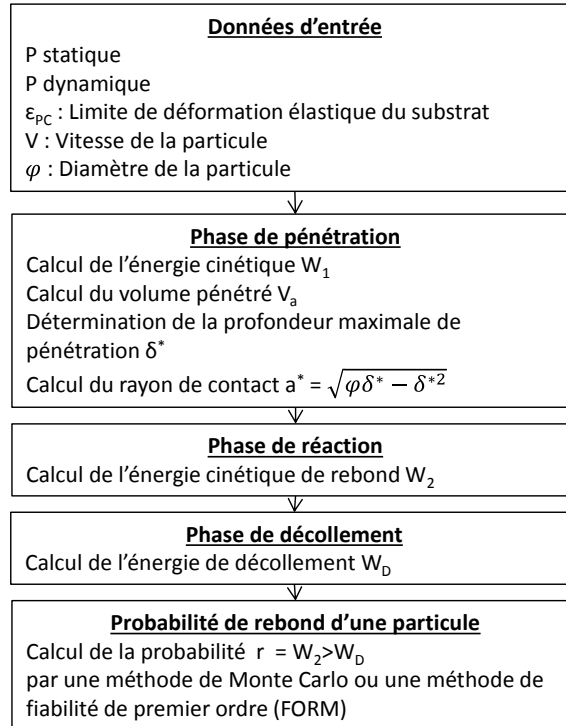


Figure V.4 : Algorithme de prédiction du rebond pour une particule, d'après Armelin (1997)

Pour trouver le taux de rebond d'un mélange, contenant plusieurs tailles de particules, la probabilité ( $r_i$ ) de rebond de chaque taille « i » de particule est déterminée.

La probabilité de rebond du mélange total est calculée de la manière suivante :

$$R(\%) = \{(\sum r_i \cdot p_i) \cdot G + (r_L \cdot L)\}$$

avec :

- $r_i$  : probabilité de rebond calculé pour la taille de particule i
- $r_L$  : probabilité de rebond de la phase liante, fixée à 5%
- $p_i$  : pourcentage de refus au tamis de la taille de particule considérée
- G et L : proportion de Granulats et de Liant

### 2.3.Choix du modèle

Le modèle aux éléments discrets à l'avantage de traiter l'ensemble de la projection, c'est-à-dire qu'il prend en compte les conditions de projection, le rebond mais aussi la stabilité du béton une fois sur le mur. Les paramètres du modèle (raideur, ressort, cohésion, friction) sont reliés à des valeurs de seuil et de viscosité par des relations empiriques (Puri & Uomoto 2002). L'utilisation de ces formules empiriques nécessite des mesures au rhéomètre sur béton frais, ce qui rend cette modélisation uniquement adaptée aux bétons projetés pas voie mouillée. De plus, ce modèle a été peu confronté à des données expérimentales.

A l'inverse, le modèle analytique proposé par Armelin & Banthia (1998) a été validé par la confrontation à des résultats expérimentaux de rebond des granulats, comme le montre la Figure V.5.

C'est donc le modèle analytique d'Armelin & Banthia (1998) qui a été retenu pour prédire le rebond des mélanges projetés au cours de ce travail de thèse.

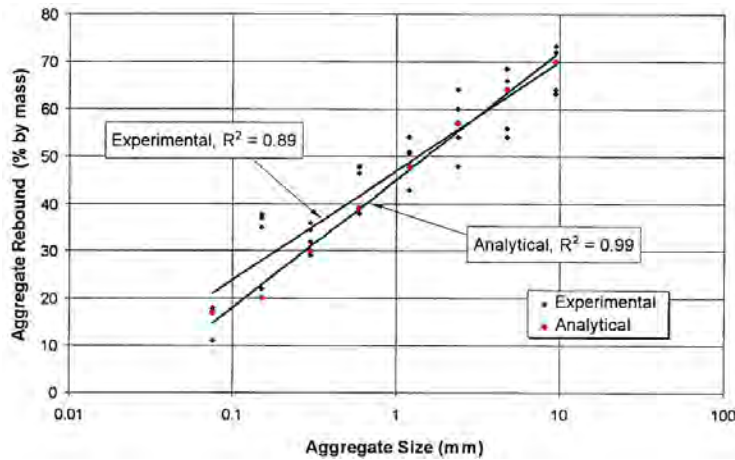


Figure V.5 : Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour le calcul du rebond en fonction de la taille des granulats (Armelin 1997)

### 3. Développements à partir du modèle analytique

Le modèle développé par Armelin & Banthia (1998) a été confronté à leurs données expérimentales et apparaît comme le plus abouti pour la prédiction du rebond. Ce modèle a été choisi pour être confronté aux données expérimentales présentées dans les chapitres précédents. Une modification de la méthode de calcul est proposée pour enrichir le modèle.

#### 3.1. Modification de la méthode de calcul

Pour évaluer la probabilité de rebond d'une particule, une méthode de Monte Carlo a été utilisée à la place de la méthode FORM employée par Armelin & Banthia (1998). Les résultats obtenus par cette méthode alternative doivent donc être vérifiés avant d'appliquer la méthode à nos résultats expérimentaux.

##### 3.1.1. Méthode FORM et Monte Carlo

La méthode FORM (First Order Reliability Method) est généralement utilisée pour déterminer l'indice de fiabilité d'un système, c'est-à-dire sa probabilité de défaillance. Pour cela, une région de défaillance est définie et la distance à cette limite est calculée pour obtenir la probabilité de défaillance. Une explication détaillée de la méthode est donnée par Rojas (2008).

La méthode de Monte Carlo est aussi une méthode d'estimation de fiabilité, basée sur une estimation stastique de la probabilité de défaillance, ne faisant pas appel à une simplification du domaine de défaillance comme dans la méthode FORM (Graham & Talay 2011 ; Broniatowski & Hermann 2014). Cette méthode nécessite un grand nombre de tirages aléatoires, ce qui peut alourdir le temps de calcul, mais elle reste plus rapide à mettre en œuvre.

Dans le cas du béton projeté, la probabilité de défaillance se traduit par la probabilité de rebond. On cherche donc à savoir quand le critère  $W_2/W_0 > 1$  est atteint. La probabilité d'atteindre le critère va varier en fonction des paramètres d'entrée, qui sont les variables aléatoires du modèle (Figure V.4). On applique donc « n » fois le calcul et en faisant varier les paramètres d'entrée sur leurs valeurs

probables. Après les « n » tirages, un comptage est effectué pour connaître le nombre de fois où le critère est atteint, ce qui permet de déterminer la probabilité de rebond. Le nombre de tirage est fixé pour que le temps de calcul soit minimisé pour des valeurs de sortie soient stables.

### 3.1.2. Données d'entrée pour la vérification

L'algorithme utilisant la méthode de Monte Carlo a été implémenté dans le logiciel open source « Scilab » ; le programme est présenté en annexe 5. Le nombre « n » de tirages a été fixé à 10000.

Pour vérifier que la méthode de Monte Carlo fonctionne, on compare les résultats de la simulation aux résultats analytiques obtenus par Armelin & Banthia (1998), en utilisant les mêmes données d'entrée, réparties selon une loi normale et répertoriées dans le Tableau V.1 ci-dessous.

Tableau V.1 : Données d'entrée stochastiques utilisées par Armelin & Banthia (1998).

Données d'entrée stochastiques	Moyenne		Ecart type
P statique : Contrainte de contact statique	0.5 MPa		40%
P dynamique : Contrainte de contact dynamique	10 MPa		40%
$\epsilon_{pc}$ : Limite de déformation élastique du béton frais	$2 \cdot 10^{-3}$		40%
V : Vitesse des particules, fonction de la dimension des particules	Diamètre des granulats [mm]	Vitesse moyenne [m/s]	20%
	0,075	60,9	
	0,15	49,3	
	0,3	39,8	
	0,6	32,2	
	1.2	26	
	2.4	21	
	4.8	17	
	9.5	13.8	

**Remarque :**

L'écart type sur les valeurs de vitesse relevé par Ginouse & Jolin (2014), se situe entre 13% et 14 %.

Les données d'entrée **fixes** utilisées sont les suivantes :

- Densité des particules :  $2650 \text{ kg/m}^3$ .
- $\sigma_0$  : contrainte d'adhérence :  $5 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$ .

### 3.1.3. Comparaison des résultats par la méthode FORM et Monte Carlo

Les résultats obtenus par les deux méthodes sont présentés dans le Tableau V.2. La Figure V.6 reprend les données expérimentales présentées sur la Figure V.5 (Armelin 1997) et les résultats obtenus par la méthode FORM et la méthode de Monte Carlo.

On constate que les deux séries de données analytiques sont très proches avec un  $R^2 \approx 1$  (elles ne se superposent pas parfaitement du fait du caractère probabiliste du modèle). De plus, la courbe Monte Carlo s'inscrit dans le fuseau des données expérimentales. Le programme utilisant la méthode de Monte Carlo peut donc être validé et appliqué à un mélange contenant plusieurs coupures granulaires.

Tableau V.2 : Rebond en fonction de la taille des granulats calculé par la méthode FORM et la méthode Monte Carlo

Diamètre granulats [mm]	Résultats Analytiques méthode FORM (Armelin&Banthia, 1998)	Résultats Analytiques méthode Monte Carlo
0,075	17%	10%
0,15	20%	18%
0,3	30%	27%
0,6	39%	37%
1,2	48%	45%
2,4	57%	55%
4,8	64%	63%
9,5	70%	70%

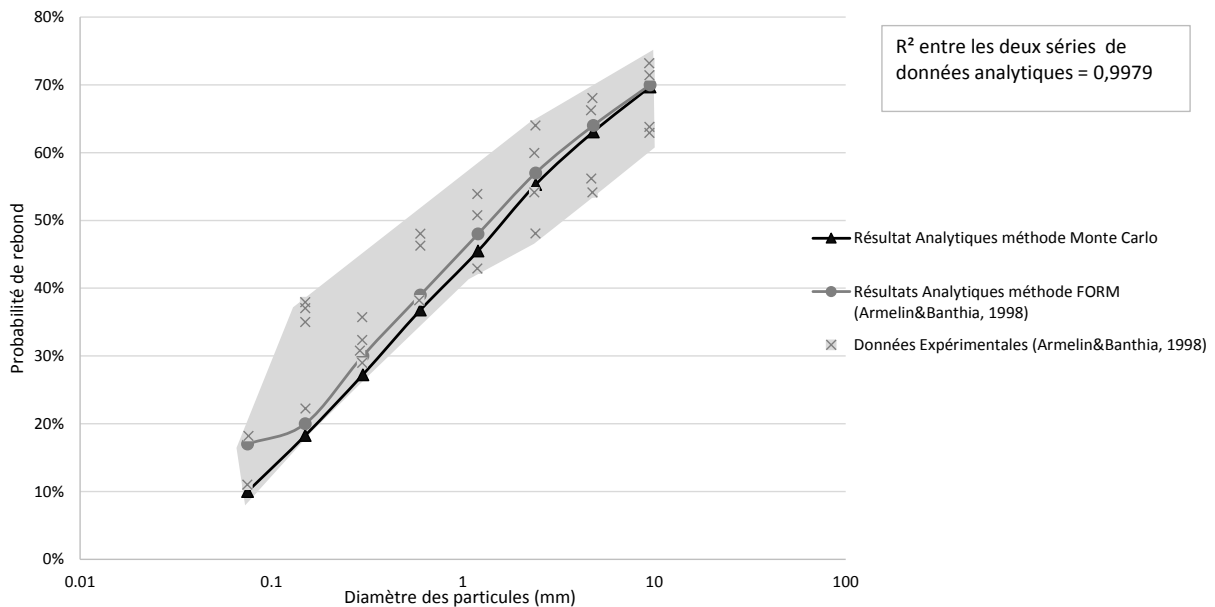


Figure V.6 : Comparaison entre les valeurs expérimentales d’Armelin & Banthia (1998) et les valeurs calculées avec la méthode FORM (Armelin & Banthia 1998) et la méthode de Monte Carlo.

### 3.2. Analyse de sensibilité du modèle

Avant d’appliquer le modèle au béton projeté, il semble important d’identifier les paramètres d’entrée les plus influents sur le modèle à l’aide d’une analyse de sensibilité par la méthode de Morris.

#### 3.2.1. Principe de l’analyse de sensibilité par la méthode de Morris

Une description détaillée de la méthode est disponible dans Morris (1991) et Ngo (2015). La méthode de Morris (Morris 1991; King & Perera 2013; Santiago et al. 2012) permet d’évaluer qualitativement l’influence des paramètres d’entrée d’un modèle. Pour cela, la plage de variation de chaque paramètre d’entrée est choisie afin d’effectuer un tirage aléatoire parmi ces valeurs. L’effet élémentaire de chaque paramètre d’entrée est déterminé à chaque calcul. L’espérance et la variance des effets élémentaires sont ensuite calculées. Le nombre de tirs du modèle dépend de la quantité de données nécessaires pour que les valeurs d’espérance et de variance se stabilisent.

Une fois la méthode appliquée, on peut positionner chaque paramètre « i » sur un graphe en fonction de l'espérance absolue ( $\mu_i^*$ ) et de la variance ( $\sigma_i$ ) de son effet élémentaire. Suivant la position du point sur le graphique, il est possible de déterminer si un paramètre a un effet plus ou moins important sur la sortie du modèle (Figure V.7).

Ngo (2015), à partir de Gresham et al. (1995), propose de calculer une sensibilité globale  $G_i^*$  permettant de hiérarchiser les paramètres du modèle :

$$G_i^* = \frac{G_i}{\sum_{i=1}^n G_i}, \text{ avec } G_i = \mu_i^2 + \sigma_i^2$$

En traçant le cumul des sensibilités des différentes variables, comme présenté sur la Figure V.8, il est possible de fixer un seuil en dessous duquel les variables seront considérées comme très influentes sur le modèle. Les paramètres les plus influents seront donc les plus à gauche du graphique.

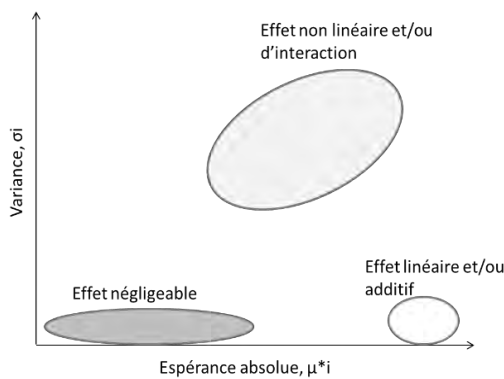


Figure V.7 : Graphe des résultats pour la méthode de Morris et identification des zones d'intérêt, d'après (Santiago et al. 2012)

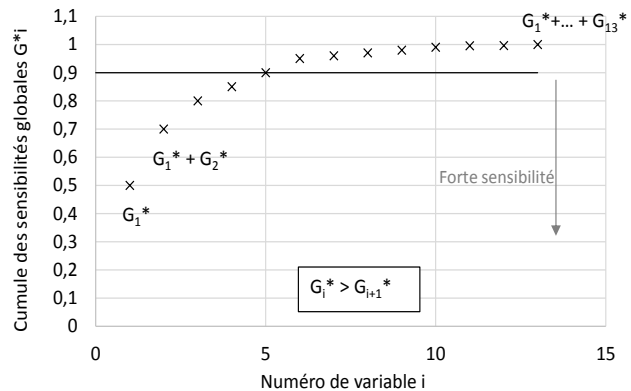


Figure V.8 : Exemple de cumul des sensibilités globales pour différentes variables d'un modèle après application de la méthode de Morris

### 3.2.2. Evaluation des paramètres influents du modèle

Pour l'analyse de sensibilité du modèle, les paramètres évalués et leur plage de variation sont présentés dans le Tableau V.3. Les plages de variations ont été fixées par rapport aux valeurs limites relevées expérimentalement par Armelin (1997).

Tableau V.3 : Paramètres évalués par la méthode de Morris et plage de variation des valeurs

Paramètre	Plage de Variation	Paramètre	Plage de Variation
P statique	0,01MPa – 10MPa	V : Vitesse des particules	5 m/s – 150 m/s
P dynamique	0,01MPa – 20MPa	D : Diamètre des particules	0.063 mm – 14 mm
$\sigma_0$ : Contrainte d'adhérence	0,001MPa – 0,025MPa	$\rho$ : Masse volumique des particules	2400 kg/m <sup>3</sup> – 3100 kg/m <sup>3</sup>
$\epsilon_{pc}$ : Limite de déformation élastique	0,001 – 0,01		



**Remarque :**

Le coefficient de poisson, qui entre dans le calcul du rebond, n'a pas été intégré dans les variables, car les calculs préliminaires sur le modèle ont montré que pour un coefficient allant de 0,2 (équivalent à un béton durci) à 0,5 (équivalent à une argile humide), le rebond ne variait pas.

Les résultats obtenus suite à l'analyse de sensibilité sont présentés sur la Figure V.9 et la Figure V.10. Il apparaît que les paramètres les plus influents sur le modèle d'Armelin, et qui vont donc gouverner le rebond, sont la contrainte de contact P dynamique et P statique. Viennent ensuite la vitesse, la limite de déformation élastique  $\epsilon_{pc}$  et les propriétés d'adhérence  $\sigma_0$ . Lors de la formulation du béton projeté, il faut donc optimiser la consistance du mélange et la vitesse des particules pour réduire le rebond.

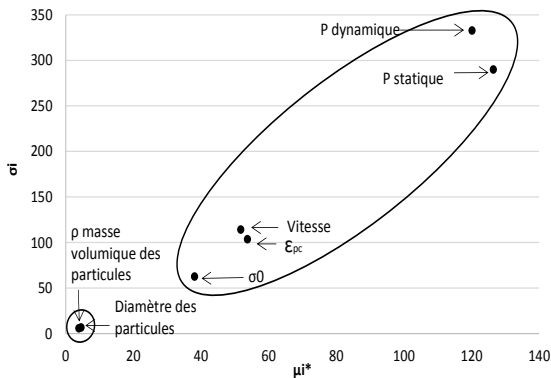


Figure V.9 : Variance en fonction de l'espérance absolue pour les paramètres du modèle de rebond

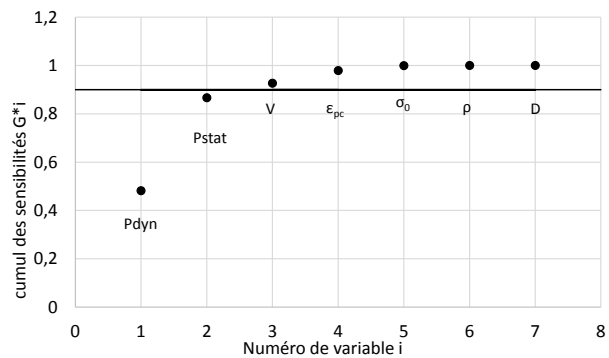


Figure V.10 : Cumul des sensibilités globales pour les paramètres du modèle de rebond

### 3.3. Application du modèle au mélange T-1/2

Afin de vérifier la validité du modèle dans le cas des projections réalisées lors de ce travail de thèse, les résultats de rebond obtenus avec le mélange T-1/2 (Chapitre 3) sont comparés aux valeurs de rebond analytiques.

#### 3.3.1. Paramètres d'entrée

Les paramètres d'entrée utilisés pour l'application du modèle à T-1/2, et leur moyen de détermination sont présentés dans le Tableau V.4. Les écarts type utilisés sur les valeurs variables sont les mêmes que ceux présentés au paragraphe 3.1.2. Le détail des valeurs calculées (vitesse des particules et  $\sigma_0$ ) est présenté par la suite.

Tableau V.4 : Paramètres d'entrée du modèle pour l'application au mélange T-1/2

Paramètre	Détermination
V : Vitesse des particules [m/s]	Calculé en fonction du débit d'air et de D
$\sigma_0$ : Contrainte d'adhérence [MPa]	Calculé en fonction de P statique
P statique [MPa]	Mesuré après la projection (Tableau V.6)
P dynamique [MPa]	Mesuré après la projection (Tableau V.6)
D : Diamètre des particules [mm]	Mesuré avant la projection (Tableau V.5)
$\epsilon_{pc}$ : Limite de déformation élastique [mm/mm]	$2 \cdot 10^{-3}$ (Armelin 1997)
CFM <sup>1</sup> : Débit d'air [CFM]	355 (compresseur 10 m <sup>3</sup> /min)
$\rho$ : Masse volumique des particules [kg/m <sup>3</sup> ]	2660 (fiche technique sable (annexe 2))

<sup>1</sup> 1 Cubic Feet per Minute, 1 CFM = 0.028 m<sup>3</sup>/min

❖ **Calcul des vitesses des particules en fonction de leur diamètre et du débit d'air**

Pour l'attribution des vitesses aux particules, il n'a pas été possible d'effectuer des acquisitions haute vitesse lors des essais. Les valeurs considérées sont donc extrapolées à partir de celles proposées dans la thèse d'Armelin (Armelin 1997) et reportées sur la Figure V.11. Cette figure présente la variation de vitesse des particules en fonction de leur diamètre, pour différents débits d'air, dans le cas d'une projection avec une lance de 2 in = 50 mm. En observant la Figure V.11, il en ressort que la vitesse « V » s'exprime sous la forme :

$$V=aD^{-b}$$

avec

- D : diamètre de la particule
- a et b : coefficients dépendant du débit d'air

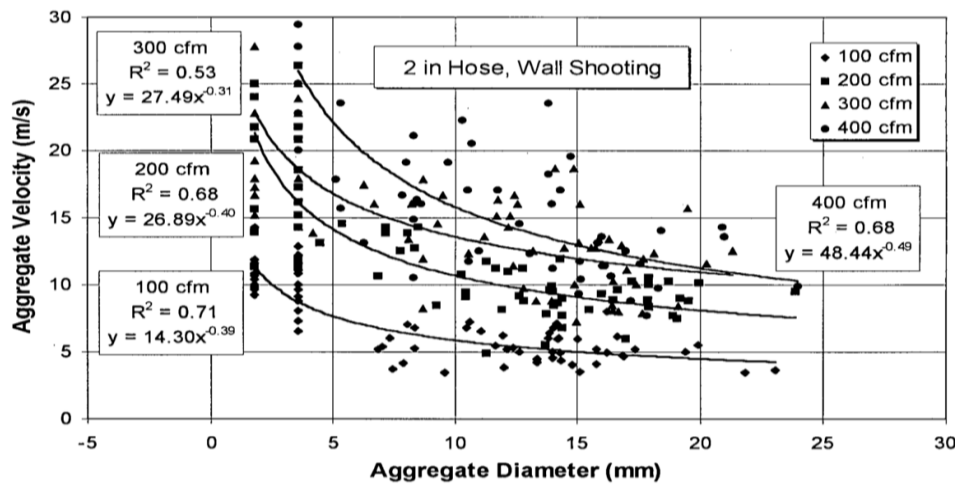


Figure V.11 : Vitesse des particules dans le flux en fonction de leur taille et du débit d'air (en CFM) pour une lance de 50mm (2 inch) de diamètre. (Armelin 1997)

❖ **Détermination des coefficients a et b**

En traçant le coefficient « a » en fonction des débits d'air (Figure V.12), il est possible d'établir une relation linéaire de la forme :

$$a = 0,103.CFM+3,525$$

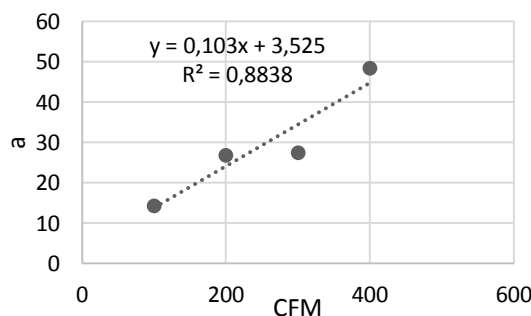


Figure V.12 : Coefficient a en fonction du débit d'air en CFM

Pour le coefficient « b », il semble peu varier avec le débit d'air. Ce coefficient a donc été calculé comme la moyenne des exposants obtenus pour les différents débits d'air d'après la Figure V.11 :

$$b = (-0.31 -0.4 -0.39 -0.49)/4 = -0.398$$

On peut alors exprimer la vitesse « V » d'une particule de diamètre « D » directement en fonction du débit d'air « CFM ». On a donc pour une lance de diamètre 50mm :

$$V = aD^{-b} = (0,103.CFM+3,525).D^{-0.398}$$

avec :

- V : vitesse de la particule en m/s
- CFM : débit d'air en Cubic Foot Minute (1CFM = 0.028m<sup>3</sup>/min)
- D : diamètre de la particule (m)

❖ **Vitesses calculées**

Le Tableau V.5 récapitule les vitesses calculées en fonction des diamètres des particules.

Tableau V.5 : Vitesses moyennes calculées pour chaque classe granulaire

Tamis (mm)	Vitesse moyenne [m/s] Calculée
14	13
10	15
8	17
4	22
2	29
1	38
0,5	50
0,25	66
0,125	86
0,063	114

❖ **Calcul de la contrainte d'adhérence ( $\sigma_0$ )**

Pour  $\sigma_0$ , il n'a pas été possible de relever directement des valeurs lors des projections. La contrainte d'adhérence a donc été calculée à partir de la relation obtenue expérimentalement par Armelin & Banthia (1998) et présenté sur la Figure V.13.

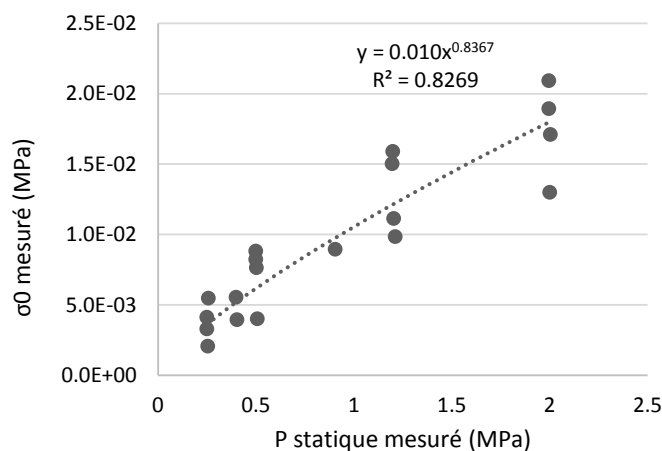


Figure V.13 : Contrainte d'adhérence  $\sigma_0$  en fonction de la contrainte de pénétration statique mesurée par un embout hémisphérique (Armelin & Banthia 1998)

Pour chaque mélange,  $\sigma_0$  est donc calculé comme suit :

$$\sigma_0 = 10^{-2} \cdot P_{\text{statique}}^{0.8367}$$

avec  $\sigma_0$  et P statique en MPa.

**Remarque :**

L'analyse de sensibilité a montré que  $\sigma_0$  était relativement influent sur le modèle. Il serait intéressant de mener une étude approfondie sur ce paramètre, notamment pour vérifier si la relation entre  $\sigma_0$  et P statique reste la même quel que soit le type de liant et les adjuvants utilisés.

### 3.3.2. Calcul du rebond

Le Tableau V.6 et la Figure V.14 présentent les résultats de rebond mesurés expérimentalement avec le mélange T-1/2 et ceux obtenus par le calcul à l'aide du modèle, pour différentes consistances (P statique et P dynamique). On constate qu'il existe une forte différence entre les valeurs de rebond du modèle et les résultats expérimentaux. En effet, des valeurs entre 20% et 40% de rebond étaient attendues, mais le modèle donne des valeurs entre 1,4% et 9,1% ce qui sous-estime grandement la réalité. Sur la Figure V.14, malgré des valeurs de rebond calculées fortement inférieures, on constate que la tendance d'augmentation du rebond avec l'augmentation de la consistance (P statique + P dynamique) est la même dans les deux cas.

Tableau V.6 : Résultats de rebond expérimental et analytique pour le mélange T-1/2 en fonction de la consistance mesurée

	Rebond expérimental	Rebond Analytique	P statique moyen [Mpa] Mesuré	P dynamique moyen [Mpa] Mesuré
T-1/2	22.1%	1.4%	0.10	0.73
	28.6%	2.9%	0.98	0.89
	30.8%	3.2%	1.02	0.91
	34.8%	10.1%	1.31	1.97
	37.3%	12.1%	2.21	1.94
	38.3%	8.6%	2.38	1.44

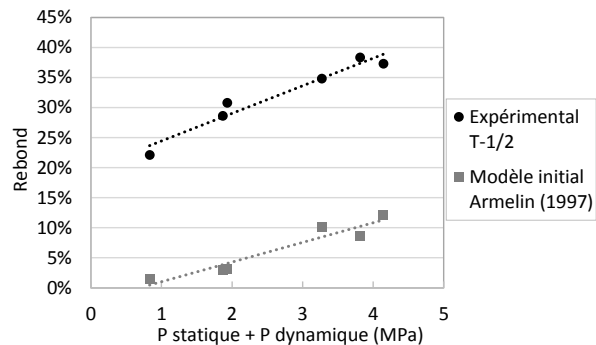


Figure V.14 : Rebond expérimental et analytique, en fonction de la consistance (P dynamique + P statique) pour le mélange T-1/2.

### 3.3.3. Réflexion sur les paramètres d'entrée

Le décalage des valeurs de rebond entre les essais et le modèle peut provenir d'imprécisions sur les valeurs des paramètres d'entrée. D'après l'analyse de sensibilité, les paramètres P statique et P dynamique sont les plus influents sur le modèle, et ce sont aussi les valeurs sur lesquelles il y a le moins d'incertitude car elles ont pu être mesurées précisément lors des projections. En revanche, les paramètres  $\epsilon_{pc}$ ,  $\sigma_0$  et la vitesse des particules ne sont pas issus de mesures directes. Nous avons donc modifié ces paramètres sur leur plage de variation pour observer leur impact sur les valeurs de rebond calculées.

Les Figure V.15 (a), (b) et (c) présentent l'influence de  $\epsilon_{pc}$ ,  $\sigma_0$  et du débit d'air (contrôlant la vitesse) sur le rebond calculé en fonction de la consistance (P statique + P dynamique). Lorsque la déformation limite élastique augmente  $\epsilon_{pc}$  (Figure V.15(a)), que la contrainte d'adhérence  $\sigma_0$  diminue (Figure V.15(b)) ou que la vitesse diminue (Figure V.15(c)), le rebond augmente en particulier pour les consistances élevées. Dans tous les cas le rebond calculé reste fortement sous-estimé pour les faibles

consistances. Les incertitudes sur les paramètres d'entrée du modèle ne semblent donc pas être à l'origine des écarts de rebond entre le modèle et les valeurs expérimentales.

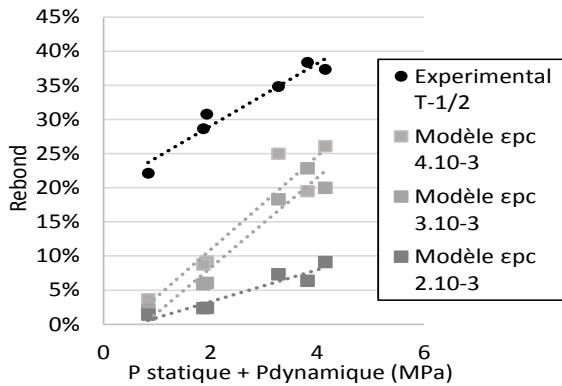


Figure V.15(a) : Variation du rebond en fonction de P statique+P dynamique pour différentes valeurs de  $\epsilon_{pc}$

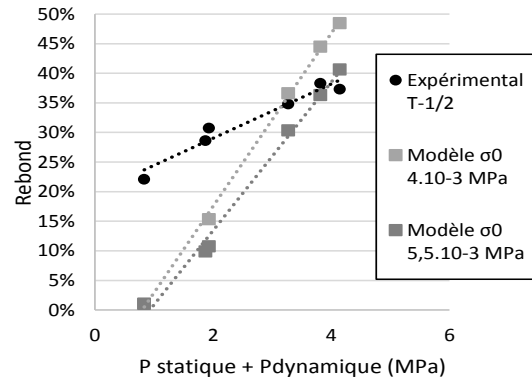


Figure V.15(b) : Variation du rebond en fonction de P statique+P dynamique pour différentes valeurs de  $\sigma_0$

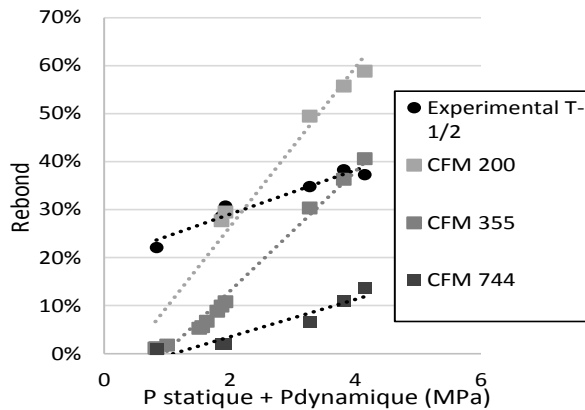


Figure V.15(c) : Variation du rebond en fonction de P statique+P dynamique pour différentes valeurs de débit d'air

### 3.3.4. Limitation du modèle

Le modèle d'Armelin semble un bon outil d'estimation du rebond lorsqu'une seule particule est prise en compte. Cependant, à l'échelle du mélange, ce modèle sous-estime fortement le rebond pour les mélanges expérimentaux, en particulier pour les mélanges avec de faibles consistances (P statique+ P dynamique).

Les incertitudes sur les données d'entrée non mesurées ne semblent pas à l'origine de la sous-estimation du rebond. L'écart entre le modèle et les résultats expérimentaux ne semble pas provenir des paramètres d'entrée, mais du modèle lui-même. Le paragraphe suivant présente une hypothèse concernant le dysfonctionnement du modèle et propose un enrichissement du calcul du rebond.

## 3.4. Enrichissement du modèle

### 3.4.1. Hypothèse de la sous-estimation du rebond

La sous-estimation du rebond peut provenir du fait que la probabilité d'un choc élastique de type « granulat/granulat » n'est pas prise en compte dans le calcul. En effet, la consistance mesurée par P

dynamique et P statique est celle de la phase mortier. Le modèle utilise ces valeurs pour caractériser l'ensemble du mélange. Or le substrat est constitué d'une matrice cimentaire et d'inclusions rigides.

Il est vrai que dans le modèle, le béton n'est pas considéré comme parfaitement homogène puisque les paramètres de consistance (P dynamique, P statique,  $\epsilon_{pc}$ ) sont introduits sous forme de variables réparties selon une loi normale avec un écart type de 40%. Cependant, cette variabilité concerne uniquement le mortier et ne permet pas de considérer des consistances très rigides, comme celle d'un granulats. La prise en compte de la probabilité des chocs purement élastiques entre granulats devrait permettre d'améliorer les résultats de calcul du rebond.

### 3.4.2. Solution proposée pour l'enrichissement du modèle

Afin d'améliorer le modèle d'Armelin, et de prendre en compte la probabilité des impacts élastiques, une solution est de considérer qu'une partie du substrat a une consistance rigide.

Lors de l'attribution des valeurs aux paramètres d'entrée en lien avec la consistance du mélange (P statique, P dynamique,  $\sigma_0$ ,  $\epsilon_{pc}$ ), une partie de ces valeurs correspondra à la phase mortier, et l'autre part correspondra aux inclusions rigides. Dans un premier temps, cette part « rigide » peut être assimilée à la portion massique de gravillons 4/10 dans le mélange. On note G cette proportion, calculée comme :

$$G = \frac{\text{Masse de gravillons}}{\text{Masse de gravillons} + \text{masse de sable} + \text{masse de ciment}}$$

avec :

- Portion massique de sable + gravillons = 82,6% (ciment = 17,4%) pour les mélanges T (chapitre 3)
- $G/S=0,52$  (chapitre 3)
- $G = (0,826 \cdot 0,52) / (1 + 0,52) = 0,28$  pour le mélange T-1/2

Pour la phase rigide, les paramètres de consistance choisis sont les suivants :

- P statique Rigide = 1000MPa
- P dynamique Rigide = 1000MPa
- $\sigma_0$  Rigide = 0 MPa
- $\epsilon_{pc}$  Rigide = 1

Les valeurs de P statique et P dynamique sont 100 à 50 fois plus élevées que les plus hautes valeurs utilisées pour l'analyse de sensibilité. La contrainte d'adhérence est fixée à 0 pour assurer le décollement et la limite de déformation élastique assez haute pour assurer le rebond élastique.

Prenons l'exemple de la variable « P statique » dans le cas du mélange T-1/2 ayant une portion de gros gravillons G égale à 28% du mélange total. Le vecteur contenant les valeurs probables de P statique est représenté sur la Figure V.16.

Pour sélectionner les valeurs de P statique :

- $n \cdot (1-G)$  tirages sont effectués parmi les valeurs probables de P statique correspondant à la consistance du mortier.
- $n \cdot G$  valeurs sont attribuées pour correspondre à une consistance rigide (P statique=1000MPa).

Ainsi, le vecteur contenant « n » valeurs de P statique est constitué d'une partie correspondant à la phase mortier et d'une partie correspondant à la phase « rigide » comme présenté sur la Figure V.16. On aura donc une consistance statique qui tiendra compte de la probabilité d'impacter du mortier ou des gravillons.

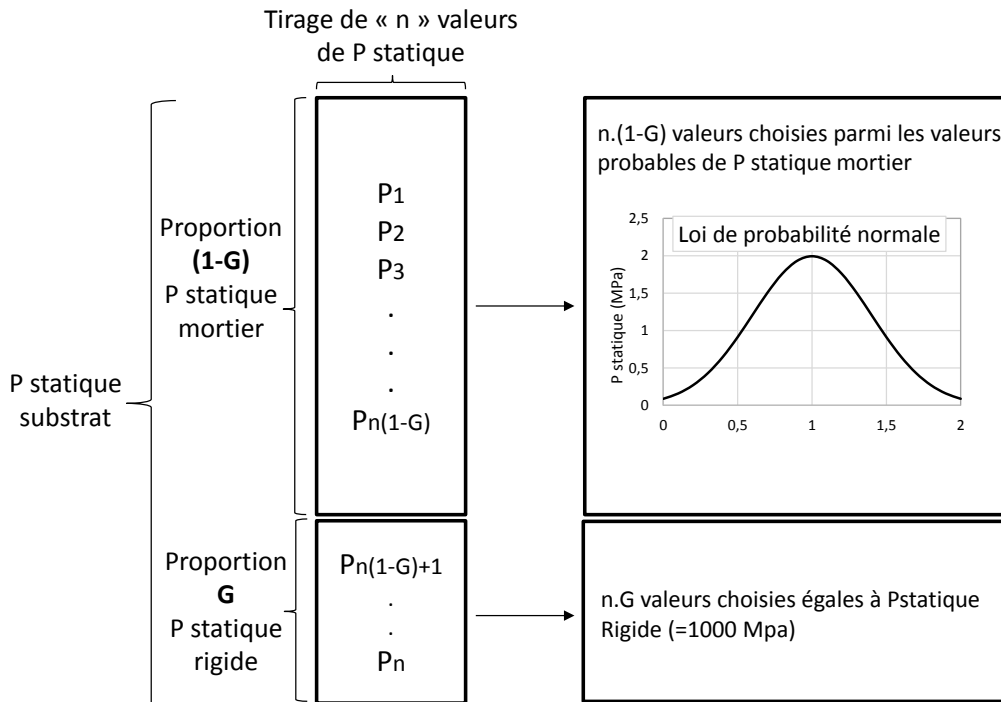


Figure V.16 : Attribution des « n » valeurs de P statique pour un mélange contenant une portion G de gros gravillons.

### 3.4.3. Résultats obtenus

Les résultats obtenus avec le modèle modifié pour les mélanges T-1/2 et T-1/5 sont présentés ci-dessous. Les paramètres d'entrée sont donnés en annexe 6. Les résultats des mélanges projetés à l'université Laval sont aussi présentés en annexe 7.

#### ❖ Mélange T-1/2

Les résultats obtenus, en tenant compte de l'enrichissement du modèle, sont présentés sur la Figure V.17 pour le mélange T-1/2. Le modèle modifié prend en compte l'hétérogénéité du mélange en introduisant une plus large variation dans les paramètres matériaux comme expliqué ci-dessus. Les paramètres d'entrée restent les mêmes que ceux présentés au paragraphe 3.3.1. On constate que le rebond estimé pour les plus petites consistances est de l'ordre de grandeur des valeurs mesurées. Pour les plus hautes consistances, le modèle sous-estime le rebond, d'environ 10%.

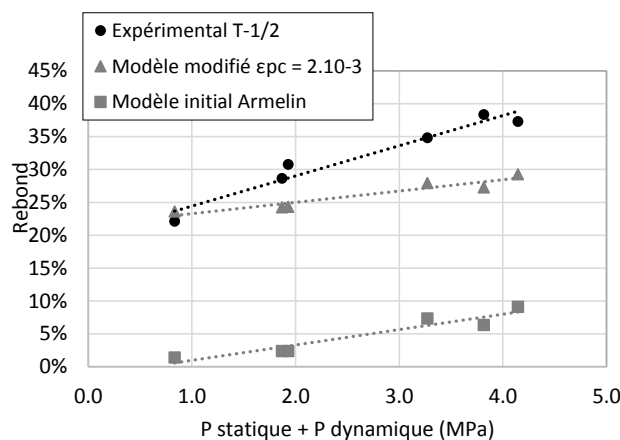


Figure V.17 : Rebond en fonction de la consistance (P statique + P dynamique) pour le mélange T-1/2 : résultats expérimentaux, et analytiques avec  $\epsilon_{pc}=2 \cdot 10^{-3}$

La valeur de limite de déformation élastique  $\epsilon_{pc}$  a été attribuée d'après les données d'Armelin (paragraphe 3.3.1) et n'a été ni calculée, ni mesurée directement. Il est donc possible que cette valeur ne corresponde pas au mélange réel. En faisant varier  $\epsilon_{pc}$  sur une plage de valeurs réalistes pour ajuster la courbe analytique à la courbe expérimentale, on peut retrouver une valeur de  $\epsilon_{pc}$  plus proche de la réalité. La limite de déformation élastique moyenne a été trouvée égale à  $3.10^{-3}$  au lieu de  $2.10^{-3}$  et le résultat avec le modèle ajusté est présenté sur la Figure V.18. On constate que le modèle prenant en compte les chocs élastiques permet une meilleure approximation du rebond.

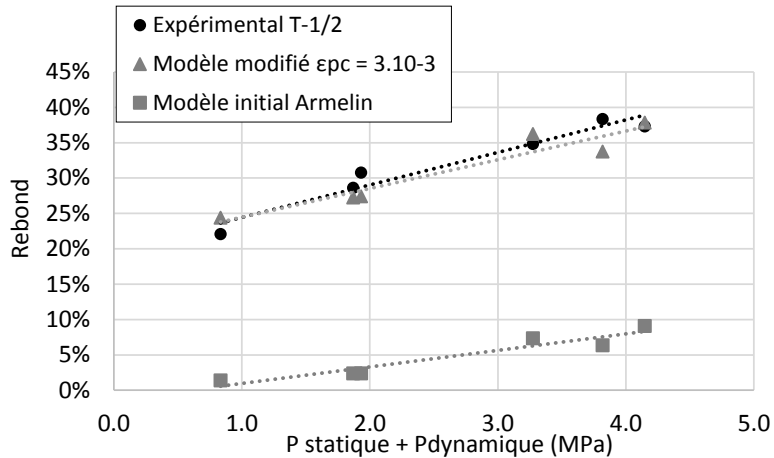


Figure V.18 : Rebond en fonction de la consistance pour le mélange T-1/2 : résultats expérimentaux, et analytiques ajustés avec  $\epsilon_{pc}=3.10^{-3}$

#### ❖ Mélange T-1/5

Pour l'application au mélange T-1/5, le paramètre G est égal à 0,15 et la limite élastique a été prise égale à  $\epsilon_{pc}=3.10^{-3}$ . Les résultats de la simulation sont présentés sur la Figure V.19 (a). On constate que le modèle modifié permet de se rapprocher des valeurs de rebond expérimentales mais, malgré la prise en compte d'une phase rigide, le rebond reste sous-estimé.

La probabilité de choc élastique semble plus élevée que la simple proportion G de gros gravillons. Il semblerait que pour le mélange T-1/5, le critère G pour prendre en compte la probabilité de tomber sur une partie rigide de substrat soit plus proche de 0,3 (après ajustement) comme le montre la Figure V.19 (b). Le mélange T-1/5 est un mélange plus continu que le mélange T-1/2 (Chapitre 3). Il est possible que cela puisse entraîner une augmentation de probabilité de chocs entre granulats de taille équivalente.

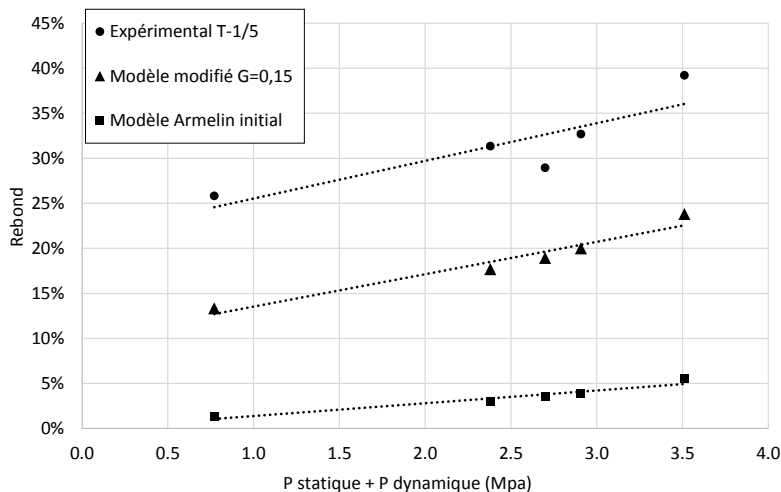


Figure V.19 : (a) Rebond en fonction de la consistance (P statique +P dynamique) pour le mélange T-1/5 : résultats expérimentaux et analytiques, G=0.15



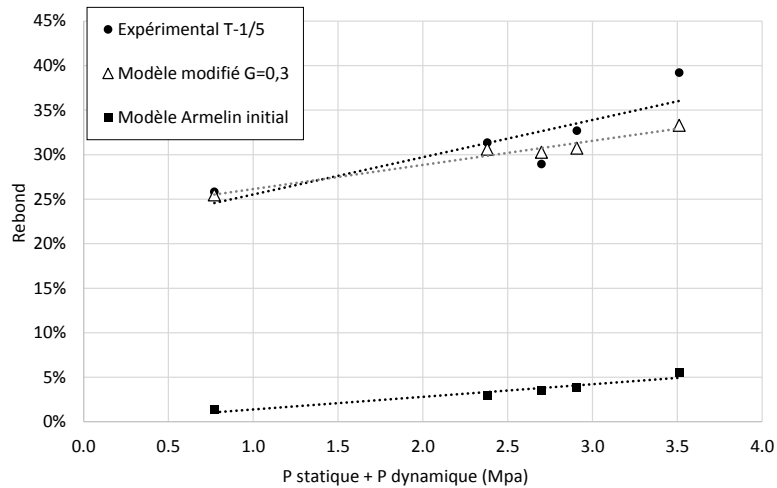


Figure V.19 (b) Rebond en fonction de la consistance (P statique +P dynamique) pour le mélange T-1/5 : résultats expérimentaux et analytiques,  $G=0.3$

❖ **Mélanges avec additions**

Le modèle d’Armelin enrichi a été appliqué aux mélanges avec additions, avec  $\epsilon_{pc}=3.10^{-3}$ ,  $G = 0,28$  pour les mélanges de base T-1/2. Pour les mélanges de base granulométrique T-1/5, le coefficient G a été fixé à 0,3 suite aux calculs préliminaires présentés dans la partie ci-dessous.

Les résultats expérimentaux et analytiques sont présentés sur les Figures V.20 (a) à (d) pour les mélanges de base granulométrique T-1/2 et sur les Figures V.21(a) à (g) pour les mélanges de base granulométrique T-1/5. La notation des mélanges est celle utilisée dans le chapitre 4.

On constate que pour les mélanges T-1/2 (Figure V.20(a)) et T-1/2-MK30 (Figure V.20(c)), le modèle une bonne estimation du rebond. Dans le cas du mélange T-1/2-MK20 (Figure V.20(b)), il existe un écart d’environ 5% sur les valeurs calculées. Pour le mélange T-1/2-FS10 (Figure V.20(d)), les rebonds calculés correspondent aux valeurs mesurées pour les consistances inférieures à 1,5MPa. Au-delà, le rebond mesuré évolue plus vite que le rebond calculé. Les mesures de rebond sont soumises aux aléas expérimentaux, ce qui peut expliquer les divergences avec les valeurs calcul. Dans l’ensemble le modèle permet une bonne prédiction du rebond.

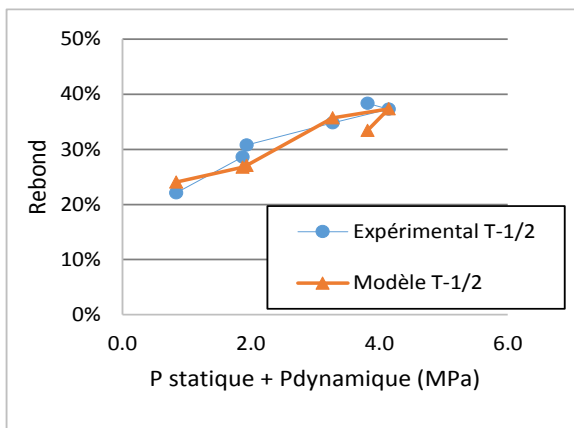


Figure V.20 (a) : Rebond expérimental et analytique pour le mélange T-1/2

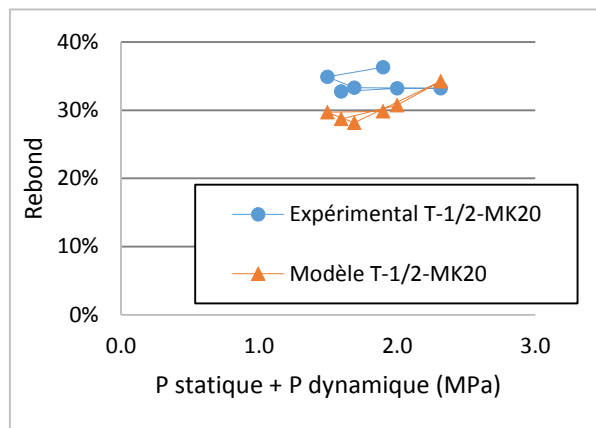


Figure V.20(b) : Rebond expérimental et analytique pour le mélange avec 20% de métakaolin T-1/2-M20

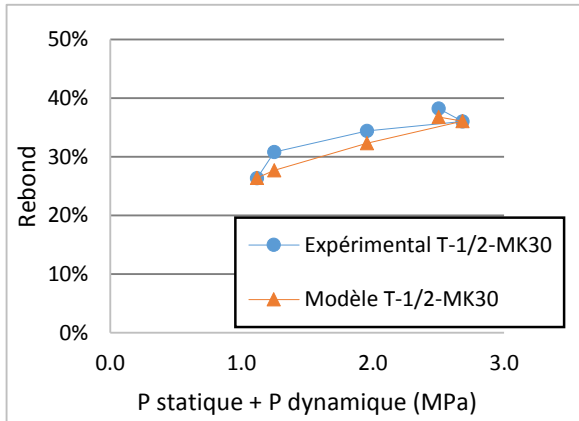


Figure V.20 (c) Rebond expérimental et analytique pour le mélange avec 30% de métakaolin T-1/2-MK30

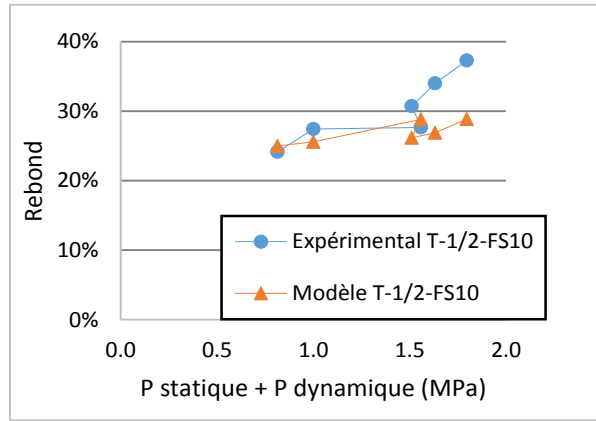


Figure V.20 (d) : Rebond expérimental et analytique pour le mélange avec 10% de fumée de silice T-1/2-FS10

Les Figures V.21 (a) à (g) sont présentées sur la page suivante et concernent les mélanges T-1/5 avec métakaolin (Figure V.21 (b et c)), fumée de silice (Figure V.21 (d)), laitier (Figure V.21 (e)), bentonite (Figure V.21 (f)) et éther de cellulose (Figure V.21 (g)). Comme pour les mélanges T-1/2, le modèle permet une bonne approximation du rebond. On remarque cependant pour les mélanges T-1/5-L50 (Figure V.21 (e)) et T-1/5-L50-Be3 (Figure V.21 (f)) que la tendance entre le modèle et le rebond mesuré est légèrement différente. Au-delà des incertitudes expérimentales, il est possibles que le paramètre  $\epsilon_{pc}$  soit légèrement différent des autres mélanges.

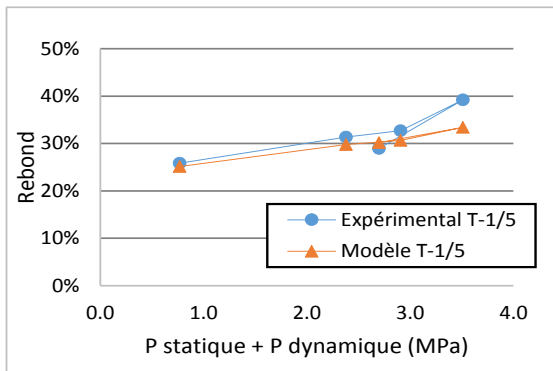


Figure V.21(a) : Rebond expérimental analytique pour le mélange T-1/5

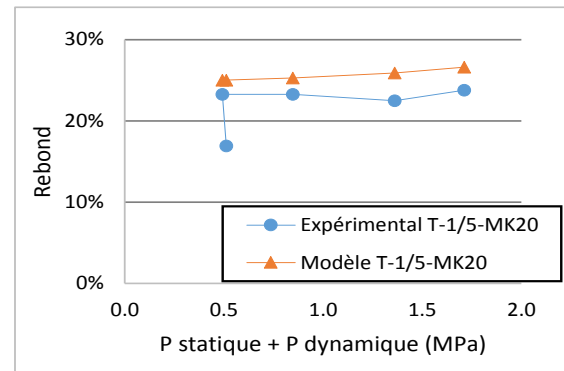


Figure V.21 (b) : Rebond expérimental analytique pour le mélange T-1/5-MK20

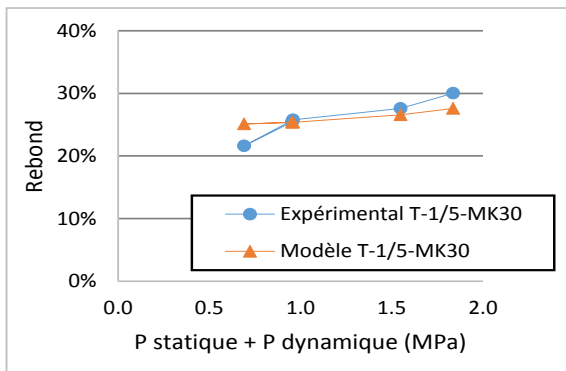


Figure V.21 (c) : Rebond expérimental analytique pour le mélange T-1/5-MK30

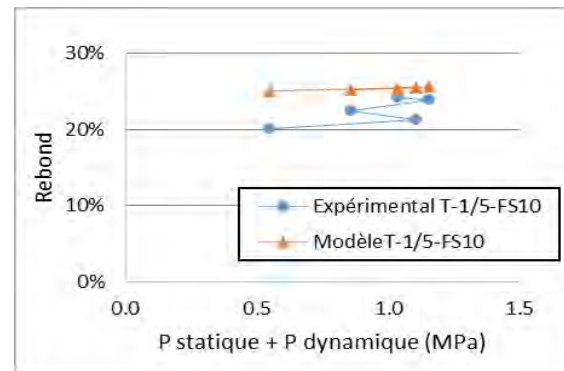


Figure V.21 (d) : Rebond expérimental analytique pour le mélange T-1/5-FS10

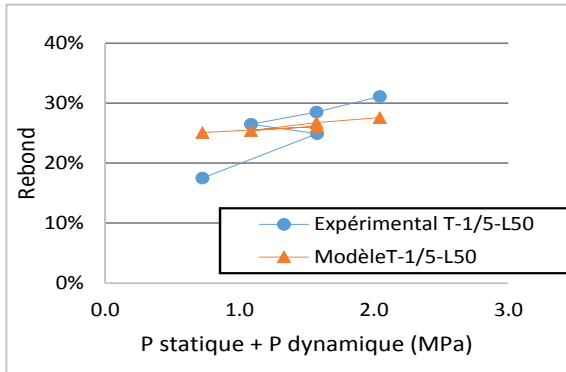


Figure V.21 (e) : Rebond expérimental analytique pour le mélange T-1/5-L50

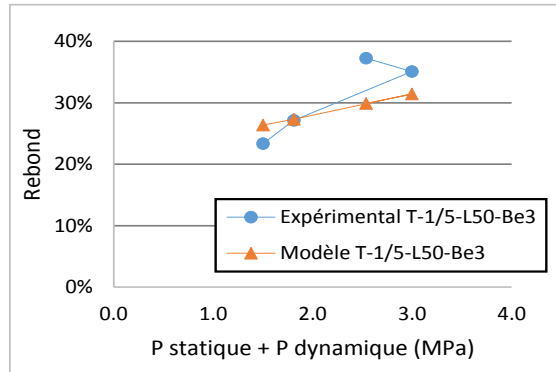


Figure V.21 (f) : Rebond expérimental analytique pour le mélange T-1/5-L50-Be3

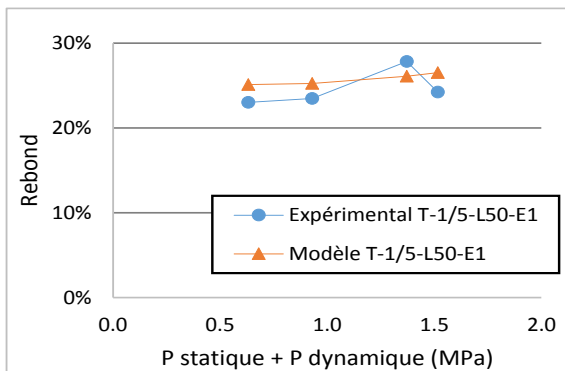


Figure V.21 (g) : Rebond expérimental analytique pour le mélange T-1/5-L50-E1

D'après les résultats obtenus, il semble que le modèle permette d'estimer le rebond des mélanges de béton projeté à condition de bien connaître les paramètres d'entrée et notamment P statique et P dynamique.

En ce qui concerne le paramètre G prenant en compte la part de rebond élastique, une étude plus approfondie serait nécessaire pour évaluer les probabilités de chocs granulats-granulats en fonction de la composition des mélanges.

Cette probabilité est probablement liée à la répartition granulométrique initiale du mélange, mais aussi, à la forme de la courbe granulométrique. La courbe granulométrique du mélange T-1/5 présente une meilleure continuité que la courbe de T-1/2. Il est possible qu'une courbe granulométrique discontinue, génère moins de rebond élastique « granulat-granulat » qu'une courbe plus continue.

### 3.5.Synthèse

Le modèle de rebond d'Armelin s'appuie sur le phénomène local du rebond et constitue un bon outil pour déterminer le rebond d'une particule sphérique sur un substrat composé de béton frais.

Lorsque l'on passe à l'échelle du mélange, les valeurs de rebond calculées sont fortement inférieures à celles mesurées expérimentalement, en particulier lorsque la consistance (P statique+P dynamique) est faible. Le modèle initial ne prend pas en compte la forte hétérogénéité du substrat et le risque de rebond purement élastique (choc « granulat/granulat » par exemple).

Un paramètre « G » de prise en compte de cette probabilité a été introduit. En première approximation, cette valeur a été prise égale à la proportion de gros granulats présents dans le

mélange, et permettent d'obtenir de bons résultats pour le mélange T-1/2. Cependant, les résultats avec le mélange T-1/5 ont montré que cette approximation ne s'adaptait pas à tous les mélanges. Lorsque le paramètre  $G$  est modifié, il est possible de retrouver les résultats expérimentaux de T-1/5. Des recherches plus approfondies seraient à mener pour une meilleure estimation du paramètre «  $G$  ». La probabilité de chocs entre granulats est certainement dépendante de la quantité de gravillons, mais aussi de la continuité de la courbe granulométrique.

Le modèle nécessite aussi la connaissance des vitesses de chaque taille de particule. Dans notre étude, les vitesses ont été estimées en se basant sur des résultats antérieurs, puisque les machines et l'outillage étaient similaires. Cependant, il serait intéressant de développer un modèle de détermination des vitesses afin de pouvoir connaître la vitesse des particules quel que soit l'outillage. Ce type de travail a été entrepris par (Ginouse & Jolin 2014).

Le modèle d'Armelin a l'avantage de s'appuyer sur des caractéristiques intrinsèques du matériau étudié. Les valeurs de  $P$  statique et  $P$  dynamique sont mesurées directement. Le module d'Young et  $\epsilon_{pc}$ , sont estimés, mais traduisent des propriétés réelles du matériau. Afin de pouvoir utiliser le modèle pour des calculs prédictifs et de faciliter la formulation des mélanges, il serait intéressant de connaître ces propriétés avant projection. Des méthodes d'identification de ces paramètres en amont de la projection sont proposées dans la partie suivante.

## **4. Caractérisation du substrat en amont de la projection**

Pour calculer le rebond d'un mélange, il est nécessaire de connaître les caractéristiques de consistance du matériau. Leur estimation en amont permettrait d'utiliser le modèle de manière prédictive et de permettre l'ajustement des formulations.

Trois méthodes sont proposées pour déterminer  $P$  statique,  $P$  dynamique et la limite de déformation élastique  $\epsilon_{pc}$  :

- Une méthode par calcul numérique aux éléments finis pour mieux identifier  $P$  statique et  $P$  dynamique.
- Des mesures rhéologiques au rhéomètre et par chute de bille pour déterminer  $P$  dynamique.
- Des mesures par ultra-sons pour déterminer  $\epsilon_{pc}$ .

### **4.1. Modèles aux éléments finis**

Un modèle aux éléments finis a été réalisé pour reproduire les mesures de pénétration à l'aiguille ( $P$  statique) et de tir de bille ( $P$  dynamique) et permettre d'identifier les caractéristiques du matériau influentes sur ces paramètres.

#### **4.1.1. Description du modèle**

Un modèle en 3 dimensions, avec une symétrie suivant  $z$ , a été réalisé à l'aide du logiciel de calcul aux éléments finis Abaqus®. Un parallélépipède rectangle a été modélisé pour représenter le substrat de béton frais. Pour modéliser l'essai de pénétration statique, une aiguille à embout plat est enfoncée dans le substrat à une vitesse imposée. Pour l'essai de pénétration dynamique, une demi-sphère est lancée avec une vitesse initiale contre le substrat. La géométrie ainsi que les conditions aux limites sont présentées sur la Figure V.22. Le maillage est réalisé à l'aide d'éléments cubiques.

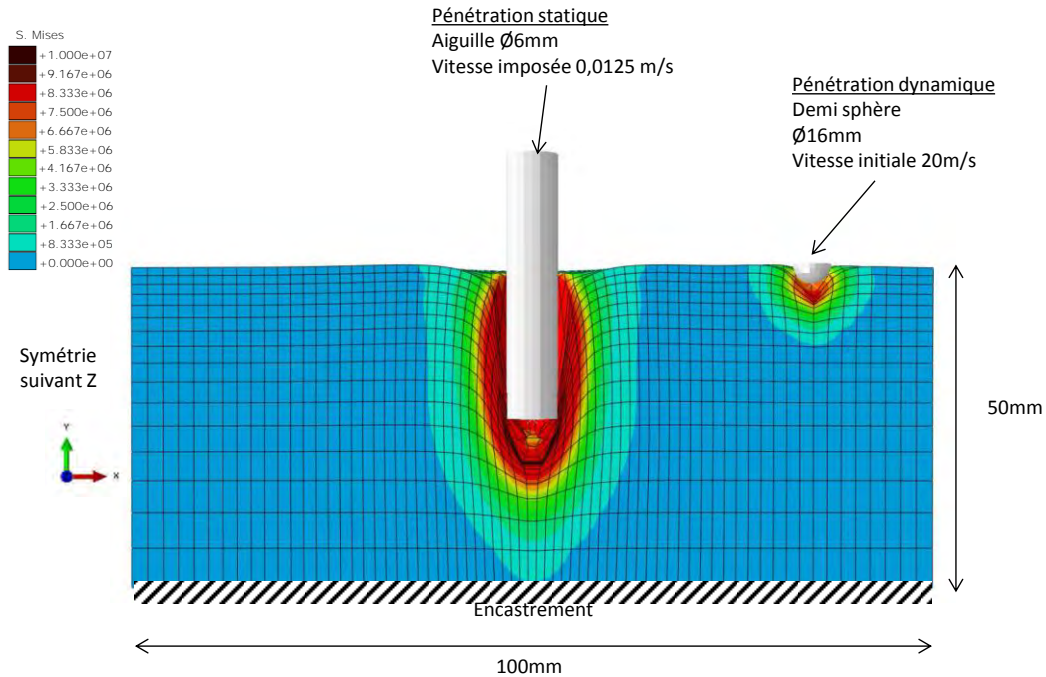


Figure V.22 : Modèle Abaqus pour l'évaluation de la contrainte de pénétration statique et dynamique

#### 4.1.2. Données d'entrée et de sortie

Les données d'entrée du modèle sont répertoriées dans le Tableau V.7. Les paramètres entre crochets sont ceux qui ont subi une variation afin d'évaluer leur impact sur les contraintes de pénétration dynamique et statique.

Le substrat est caractérisé par une loi de comportement élasto-plastique parfait. On définit dans le modèle un module d'Young, une densité et un seuil plastique. L'aiguille, représentant le pénétromètre statique, et la demi-sphère, simulant l'impact d'une bille pour la mesure de pénétration dynamique, ont été définies comme des matériaux infiniment rigides. Les conditions à l'interface entre l'aiguille ou la bille et le substrat ont été considérées sans frottement.

Tableau V.7 : Données d'entrée du modèle MEF du substrat et schéma d'une loi de comportement élasto-plastique du substrat.

##### Aiguille

Diamètre (mm)	6
Hauteur (mm)	50
Vitesse de déplacement (m/s)	0,0125
Matériau	Indéformable

##### Sphère

Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	2660
Diamètre (mm)	16
Vitesse initiale (m/s)	20
Matériau	Indéformable

##### Substrat

Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	2300
Matériau Elasto plastique parfait	
Module d'Young (GPa)	[5x10 <sup>-3</sup> – 35]
Seuil Plastique (MPa)	[0,1 – 10]
Coefficient de poisson	0,3

La contrainte de contact dynamique  $P$  dynamique est déterminée en faisant le ratio de l'énergie du projectile et du volume impacté (déterminé par la profondeur de l'empreinte «  $h$  »). Le détail du calcul est présenté au Chapitre 2.

Pour la détermination de la contrainte de contact statique, on relève la contrainte au droit de l'aiguille au cours de l'enfoncement et on garde la valeur maximale atteinte. Sur la Figure V.23, la contrainte retenue est de 0,5MPa.

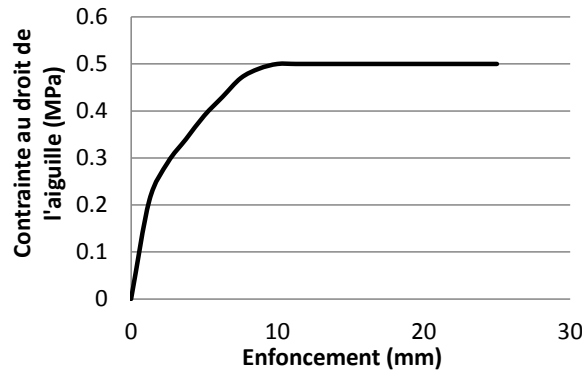


Figure V.23 : Contrainte au droit de l'aiguille en fonction de l'enfoncement de l'aiguille

#### 4.1.3. Résultats de la modélisation aux éléments finis

La Figure V.24 présente les résultats obtenus pour  $P$  statique et  $P$  dynamique en fonction de la variation du seuil plastique et du module d'Young.

Sur la Figure V.24(a), il ressort que la contrainte de contact statique est directement proportionnelle au seuil plastique. Ce résultat est le même quelle que soit la valeur du module élastique. Cependant, le frottement entre l'aiguille et le substrat n'est pas pris en compte, la résistance à l'enfoncement de l'aiguille est certainement sous-estimée, mais on peut considérer que ces deux valeurs sont proportionnelles.

La Figure V.24(b) présente les résultats de contrainte de contact dynamique en fonction de la rigidité  $E$ , pour une valeur de seuil plastique fixée à 0.5MPa. La profondeur maximale d'enfoncement de la bille et donc la valeur de  $P$  dynamique (la vitesse a été maintenue constante) est dépendante du module d'Young. Ce résultat semble logique puisque la déformation du substrat dépend de sa raideur, caractérisée par le module d'Young. D'après la Figure V.24(c), la contrainte de contact dynamique est aussi dépendante du seuil pour un module d'Young fixé (ici  $E=5\text{GPa}$ ).

La contrainte de contact dynamique est dépendante de la profondeur maximale atteinte par la demi-sphère, et donc de la déformation du substrat. La déformation est régie dans le modèle par le module d'Young et le seuil plastique, il est donc logique d'observer une dépendance de la contrainte de contact dynamique à ces paramètres.

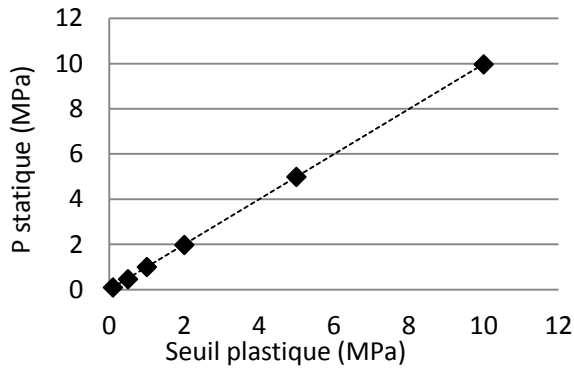


Figure V.24(a) : Variation de la contrainte statique en fonction de la contrainte seuil (Module d'Young variable)

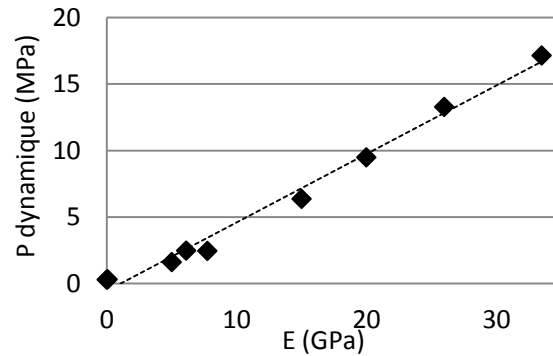


Figure V.24(b) : Variation de P dynamique en fonction du module d'Young (seuil plastique fixé à 0.5MPa)

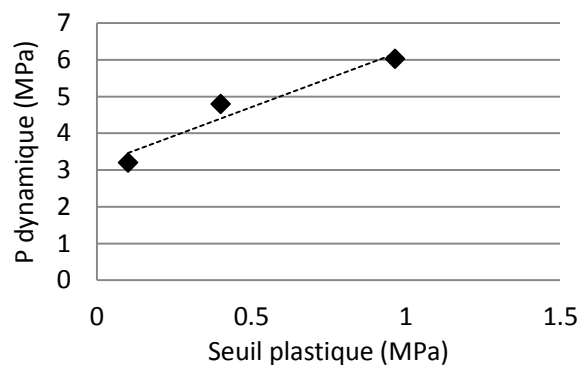


Figure V.24(c) : Variation de P dynamique en fonction de la contrainte seuil (module E fixé à 5GPa)

#### 4.1.4. Discussion

Le modèle aux éléments finis utilisé a permis de mettre en avant la dépendance entre le seuil plastique et la contrainte de pénétration statique mesurée. En ce qui concerne la contrainte de contact dynamique, elle semble être liée à la capacité de déformation du substrat. Dans le modèle, la loi de comportement appliquée est de type élasto-plastique parfait. La capacité de déformation sera donc régie par la rigidité  $E$  du matériau ainsi que par son seuil de déformation plastique.

Cependant, pour caractériser le béton frais, il est plus courant de faire appel à des modèles rhéologiques de type Bingham ou Herschel-Buckley (Tattersall & Banfill 1983) qu'à des modèles élasto-plastiques. La capacité de déformation du béton frais, et donc la contrainte de contact dynamique, sera caractérisée par les propriétés d'écoulement du béton. Pour le vérifier, des mesures rhéologiques ont été effectuées.

## 4.2. Etude rhéologique

Des mesures de viscosité et de seuil ont été réalisées sur des pâtes de liant, avec ou sans addition dans le but de trouver une relation avec le paramètre  $P$  dynamique. Pour reproduire l'essai de pénétration dynamique sur une pâte, des tests de chute de bille ont été menés.

### 4.2.1. Mesures au rhéomètre

Des essais rhéologiques ont été menés sur des pâtes de liant à l'aide d'un viscosimètre Rhéolab® à cylindres coaxiaux. Les compositions des pâtes sont présentées dans le Tableau V.8, et correspondent aux liants utilisés pour les projections (chapitre 4). Le rapport  $E/L$  est identique et égal à 0,5 pour toutes les pâtes.

Tableau V.8 : Composition des pâtes de ciment en %massique du mélange sec

Nom	CEM I	MK20	MK30	L50	FS10
CEM I 52.5	100%	80%	70%	50%	90%
Métakaolin		20%	30%		
Laitier				50%	
Fumée de silice					10%

Après introduction de l'eau, le mélange est malaxé pendant 1 min. Le choix de ce temps correspond à la volonté d'homogénéiser la pâte, tout en limitant au maximum le temps de cisaillement afin de se rapprocher d'un phénomène de projection correspondant à une pâte non malaxée. L'essai débute 3 min après le temps 0 d'introduction de l'eau, pour une durée de 10 min. La procédure de mesure est présentée sur la Figure V.25. Une première phase, en contrainte imposée, est réalisée pour définir le seuil de cisaillement. Pour les mesures de viscosité, le module du rhéomètre est piloté en gradient de vitesse.

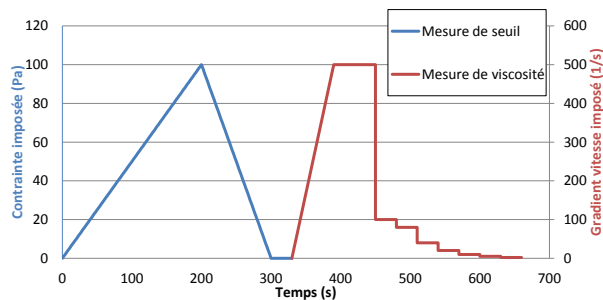


Figure V.25 : Procédure de détermination des seuils et viscosité au rhéomètre

Les résultats de viscosité en fonction du gradient de vitesse sont reportés sur la Figure V.26(a). La Figure V.26(b) présente les résultats de seuil. On constate que pour un rapport E/L de 0,5, le plus petit seuil et les plus faibles viscosités sont obtenues avec la pâte CEMI. Le seuil le plus élevé et les plus fortes viscosités sont observables avec le mélange FS10. Les pâtes MK20, MK30 et L50 ont des valeurs de viscosité et de seuil intermédiaires. Ces résultats semblent cohérents du fait de la demande en eau plus élevée des additions. Pour un ratio E/L identique, l'écoulement de la pâte sera plus aisé pour la pâte avec 100% de ciment.

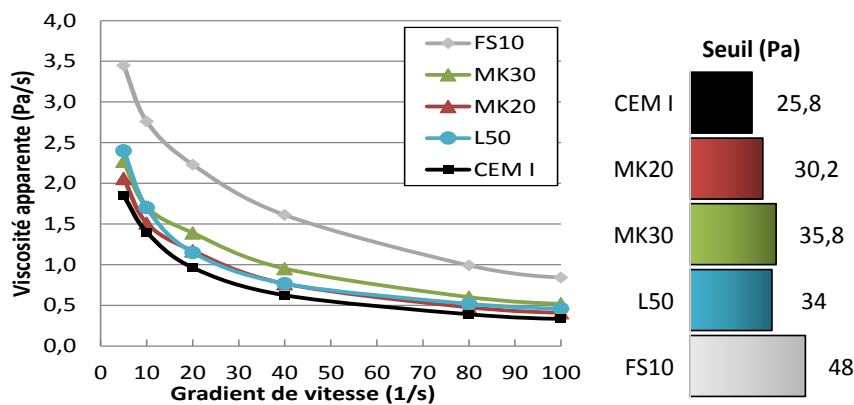


Figure V.26 : (a) Viscosité en fonction du gradient de vitesse pour les différentes pâtes. (b) Seuil de cisaillement pour les différentes pâtes

**Remarque :**

Pour déterminer le seuil de cisaillement d'un béton et non d'une pâte, des essais de cisaillement de type géotechnique (Boite de Casagrande) ont été effectués et sont présentés en annexe 9. Cependant, ces essais n'ont pas donné satisfaction et n'ont pas été retenus par la suite.



#### 4.2.2. Mesure par chute de bille

Ces mêmes mélanges ont été soumis à un essai de chute de bille afin de déterminer la contrainte de contact dynamique.

Le malaxage a été maintenu à 1 min, l'essai est réalisé après un temps de repos<sup>2</sup> de 15 min. Des billes en verre ont été lâchées de hauteur « h » variant de 5 cm à 10 cm, leur enfoncement dans la pâte a été mesuré pour déterminer le volume pénétré (Figure V.27). La contrainte de contact a été déterminée de la même manière que sur le béton (Chapitre 2, contrainte de contact dynamique). Les vitesses à l'impact ( $v = \sqrt{2gh} \in [1 \text{ m/s}; 1,4 \text{ m/s}]$ ) sont beaucoup plus faibles que les vitesses mesurées pour les essais sur béton projeté ( $\approx 20 \text{ m/s}$ ) pour des profondeurs d'enfoncement équivalentes. Une vitesse trop élevée pour l'essai sur pâte n'aurait pas permis de réaliser la mesure.

La zone cisailée apparaissant sur la Figure V.27(a) est de l'ordre de 1cm. Pour une hauteur de chute de 5 cm ( $v = 1 \text{ m/s}$ ), cela correspond à des gradients de vitesse ( $\dot{\gamma} = 1/0,01$ ) de l'ordre de  $100 \text{ s}^{-1}$ .

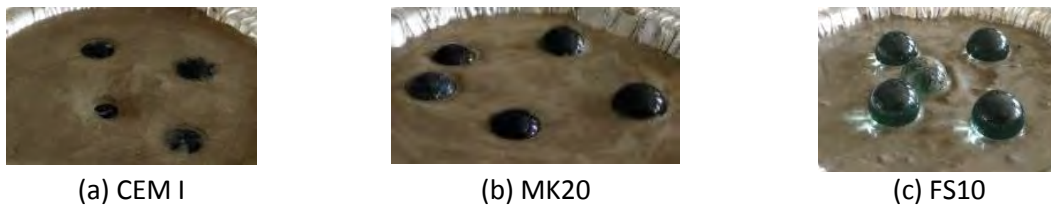


Figure V.27 : Enfoncement des billes après test de chute de bille dans le mortier CEM I(a), MK20 (b), FS10 (c)

Les résultats de contrainte de contact dynamique obtenus par les tests de chutes de billes sont présentés dans le Tableau V.9.

Tableau V.9 : Contrainte de contact dynamique moyenne et écart type, mesurés sur les pâtes de CEM I, MK20, MK30, L50 et FS10

	CEM I	MK20	MK30	L50	FS10
Moyenne P dynamique (kPa)	1,42	2,66	2,53	2,91	5,45
Ecart type (kPa)	0,21	0,55	0,18	0,67	1,43

La Figure V.28 présente la relation entre les contraintes de contact dynamiques mesurées sur béton et sur les pâtes correspondantes. Cette figure montre une relation inverse entre P dynamique pâte et P dynamique béton. Le mélange contenant 100% de ciment (CEMI) présente la plus petite contrainte de contact dynamique sur pâte mais la plus haute sur béton. Ceci peut porter à confusion car il a été souligné au chapitre 4, que pour réduire le rebond il faut atteindre des valeurs faibles de P dynamique. Il a aussi été constaté que les mélanges avec 100% de ciment présentent les rebonds les plus élevés. La pâte avec 100% de ciment (CEM I) présente pourtant le P dynamique le plus faible, le rebond devrait donc être plus faible pour les bétons contenant 100% de ciment. Cette contradiction est due au fait que l'étude réalisée sur pâte a été faite avec des rapports E/L identiques. Or, les additions utilisées consomment plus d'eau que le ciment (chapitres 2 et 4), donc à même rapport E/L, la pâte sera plus ferme avec une addition qu'avec le ciment. En revanche, lors de la projection, l'eau est ajoutée en fonction de l'estimation de la consistance. Le ratio E/L pour le béton varie en fonction de l'addition utilisée.

<sup>2</sup> Les tests réalisés après seulement 3 min de repos n'étaient pas concluants, la pâte n'étant pas assez ferme pour résister à l'enfoncement de la bille.

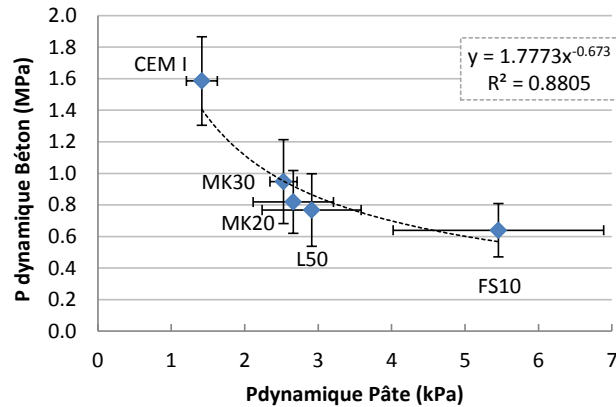


Figure V.28 : Relation entre P dynamique mesuré sur béton et P dynamique mesuré sur pâtes

Pour le cas de mesures sur pâtes avec  $E/L = 0,5$ , il semble exister une relation avec les mesures sur béton du type :

$$P_{\text{dynamique béton}} = 1,7773 \cdot P_{\text{dynamique pâte}}^{0,673}$$

La détermination d'une contrainte de contact dynamique sur pâte, à un ratio  $E/L$  donné permettrait donc d'estimer la contrainte de contact dynamique moyenne sur le béton correspondant.

#### 4.2.3. Relation entre P dynamique, seuil et viscosité

Le but de l'essai rhéologique est de comparer la contrainte de contact dynamique aux propriétés visqueuses du matériau. Les Figures V.29(a) et (b) présentent les résultats de viscosité (pour un gradient de vitesse de  $100\text{s}^{-1}$ ) et de seuil en fonction de la contrainte de contact dynamique ( $P$  dynamique) mesurées sur les cinq mélanges. On constate que la contrainte de contact dynamique est proportionnelle à la viscosité (Figure V.29 (a)) et au seuil de cisaillement (Figure V.29 (b)).

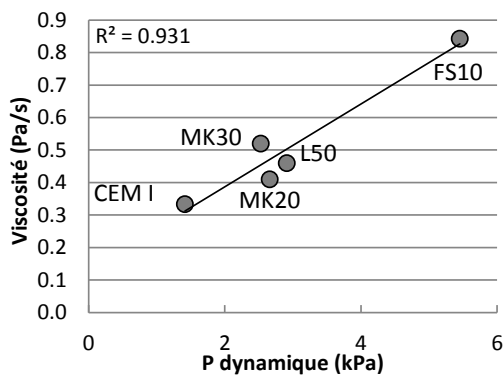


Figure V.29(a) : Viscosité apparente pour un gradient de vitesse de  $100\text{s}^{-1}$  en fonction de la contrainte de contact dynamique ( $P$  dynamique)

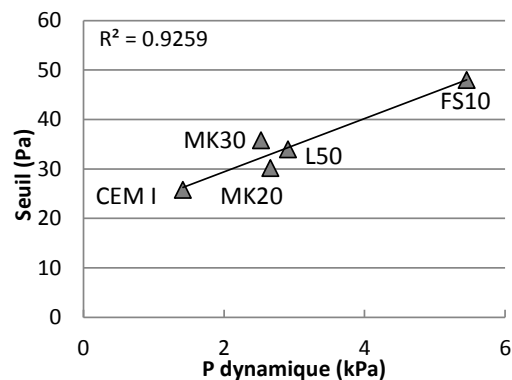


Figure V.29(b) : Seuil de cisaillement en fonction de  $P$  dynamique

#### 4.2.4. Détermination de P dynamique par mesure de la contrainte de cisaillement

La pénétration dynamique étant une contrainte et, étant proportionnelle à la viscosité et au seuil de cisaillement, il semble pertinent de comparer  $P$  dynamique à la contrainte de cisaillement, calculée via le modèle de Bingham :

$$\tau = \tau_0 + \mu \dot{\gamma}$$

avec :

- $\tau$  : Contrainte de cisaillement (Pa)
- $\tau_0$  : Contrainte seuil (Pa)
- $\mu$  : viscosité apparente (Pa.s)
- $\dot{\gamma}$  : Gradient de vitesse ( $s^{-1}$ )

La contrainte de cisaillement pour un gradient de vitesse de  $100s^{-1}$ , est présentée sur la Figure V.30 en fonction de la contrainte de contact dynamique mesurée sur pâte.

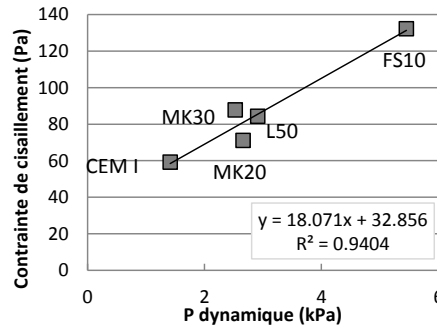


Figure V.30 : Contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte de contact dynamique (P dynamique)

D'après la Figure V.30, la relation entre la contrainte de cisaillement et P dynamique semble linéaire. Il est possible d'exprimer cette contrainte de cisaillement, pour un gradient de vitesse de  $100s^{-1}$  sous la forme :

$$\tau = 18,071.P_{\text{dynamique}} + 32,856$$

avec :

- $\tau$  : Contrainte de cisaillement mesurée pour un gradient de vitesse de  $100s^{-1}$ (Pa)
- P dynamique : contrainte de contact dynamique pour un cas de chute de bille sur pâte (kPa)

Pour un gradient de vitesse donné, la mesure de la contrainte de cisaillement d'un mélange permet d'estimer la contrainte de contact dynamique sur des pâtes de E/L fixé.

#### 4.2.5. Discussion

Les résultats obtenus mettent en parallèle la contrainte de cisaillement (calculée à partir du seuil de cisaillement et de la viscosité à un gradient de vitesse donné) et la contrainte de contact dynamique mesurée sur pâte. Les valeurs de P dynamique obtenues sur pâte peuvent permettre d'estimer les valeurs de P dynamique sur béton. La connaissance du comportement rhéologique d'une pâte mène donc à une évaluation la contrainte de contact dynamique sur béton. Il a été constaté que les valeurs les plus élevées de P dynamique sur pâte correspondent aux valeurs les plus faibles de P dynamique sur béton. Cela vient du fait que les pâtes ont été fabriquées avec un ratio E/L fixé, tandis que celui des bétons est ajusté au cours de la projection. Il serait intéressant de comparer les valeurs de P dynamique pour des pâtes et des bétons de même ratio E/L. Les contraintes de contact dynamique sur pâte et béton évolueraient certainement dans le même sens.

#### 4.3.Mesure par transmission d'ultra-sons

En plus de P statique et P dynamique, le modèle d'Armelin fait intervenir les caractéristiques liées à l'élasticité du milieu, et notamment, le module d'Young et la limite de déformation élastique. Des essais par mesure ultrasonore ont été réalisés afin de déterminer ces paramètres.

### 4.3.1. Principe de la mesure

Un des paramètres manquant pour l'application du modèle d'Armelin est la limite de déformation élastique, reliée au module d'Young « E » par le seuil de cisaillement « Y » :  $\epsilon=Y/E$ , seuil lui-même relié à P statique via la relation de Johnson (1985) :  $P \approx 3Y$ . Une solution pour mesurer ce paramètre, est d'utiliser la transmission d'ondes ultra-sonores.

La vitesse de transmission « c » d'une onde dans un milieu solide dépend de son module « E » et de sa masse volumique «  $\rho$  » :

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

avec :

- C : célérité de l'onde dans le milieu (m/s)
- E : module d'young (Pa)
- $\rho$  : masse volumique du milieu traversé ( $\text{kg/m}^3$ )

Déterminer la vitesse de l'onde dans un milieu de masse volumique connue permet donc de calculer le module d'élasticité correspondant.

### 4.3.2. Dispositif et matériau

Le dispositif expérimental, pour la mesure de la vitesse d'une onde ultra sonore dans une pâte de ciment de rapport E/C=0,35, est présenté sur la Figure V.31. La boîte contenant le matériau à caractériser est réalisé en mousse expansée. Le transmetteur (54kHz) et le récepteur sont espacés de 3cm, et sont au contact direct de la pâte. Le dispositif de mesure est relié à un logiciel d'acquisition (Pundit®) permettant la récupération du temps de transmission et la forme de l'onde. Pour vérifier le montage, des essais ont été menés dans l'air et dans l'eau. Le temps de parcours de l'onde dans l'air a été trouvé égal à 330m/s (340m/s en théorie) et 1370 m/s dans l'eau (1480 m/s en théorie), ce qui permet de valider le dispositif expérimental.



Figure V.31 : Dispositif de mesure ultra sonore par transmission directe. A gauche le récipient en mousse contenant la pâte. A droite, le système d'acquisition relié au transmetteur et au récepteur.

Les premiers tests ont été effectués sur des pâtes de ciment CEM I avec un rapport E/C de 0.35. La masse volumique du mélange mesurée est de  $2007 \text{ kg/m}^3$ . La Figure V.32 présente le type de signal obtenu avec le système d'acquisition.

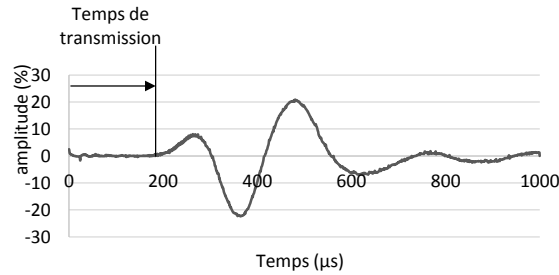


Figure V.32 : Signal typique enregistré lors de la transmission de l'onde dans la pâte de ciment.

### 4.3.3. Résultats et discussion

La Figure V.33 présente les vitesses obtenues sur une même pâte, dans des conditions expérimentales identiques. On constate une large dispersion des valeurs, allant de 200m/s à presque 700m/s. En calculant le module élastique  $E$  pour les différentes vitesses, les valeurs varient entre 100 MPa et 900MPa. Si l'on calcule la limite de déformation  $\epsilon$  (pour un seuil  $Y = 50$  Pa, ordre de grandeur mesuré au rhéomètre, paragraphe 4.2.1), les valeurs varient de  $5.10^{-8}$  à  $4.10^{-7}$ .

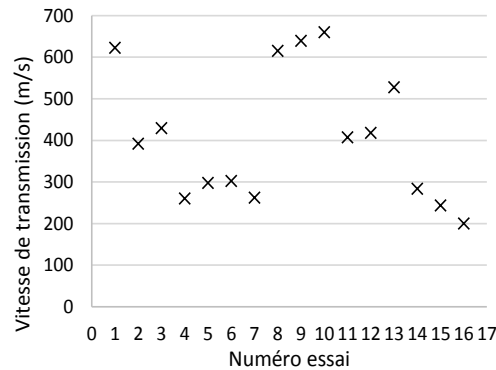


Figure V.33(a) : Vitesse de transmission de l'onde pour les essais en condition expérimentales identiques

Le dispositif utilisé présente donc des problèmes de répétabilité, bien que des conditions de mesure identiques aient été respectées (malaxage, température, dispositif, échéances des mesures). Il est en particulier important de réaliser les mesures aux mêmes échéances, car la vitesse du son augmente avec le temps du fait de la structuration de la pâte.

Avec la fréquence utilisée de 54kHz, les longueurs d'onde ( $\lambda = \text{vitesse/fréquence}$ ) varient entre 3 mm et 12 mm pour les vitesses mesurées. Lorsque la longueur d'onde est de l'ordre de grandeur des inclusions, il peut en résulter des effets d'interaction, mais ça ne semble pas le cas ici puisque les plus grosses inclusions sont estimées équivalentes à la taille des grains de ciment, soit 80 $\mu\text{m}$ .

Il est possible que la dispersion des résultats soit liée à un problème au niveau du couplage des transmetteurs/récepteurs avec le matériau. Si le contact n'est pas parfait, le temps de transmission peut être faussé. Une solution serait de ne pas mettre les émetteurs/récepteurs au contact direct de la pâte et d'utiliser une zone « tampon » comme dans les travaux de Rouyer, Poulesquen, and Frizon (2013) et Elfawakhry, Hussein, and Becker (2013).

## 4.4.Synthèse

L'utilisation du modèle d'Armelin pour prédire le rebond nécessite la connaissance en amont des paramètres d'entrées. Les paramètres de contrainte de contact statique, dynamique, ou le module d'Young peuvent être reliés à des caractéristiques solides et visqueuses du matériau. La contrainte de contact statique est ainsi reliée à une contrainte seuil de déformation élastique. La contrainte de contact dynamique traduit la viscosité du mélange. Le module élastique peut être évalué par mesure ultrasonore, à condition que le dispositif de mesure permette d'obtenir des résultats stables.

## CONCLUSION

Il existe actuellement 2 types de modèles pour caractériser le rebond du béton projeté:

- Les modèles aux éléments discrets, considérant le phénomène à l'échelle globale, comme celui proposé par Puri et Uomoto (1999).
- Le modèle définissant le phénomène local, et s'appuyant sur la mécanique des milieux continus, tel que développé par Armelin (1997).

Ce dernier a l'avantage de faire appel à des paramètres matériaux mesurables et directement intégrables au modèle.

La confrontation des résultats analytiques et des résultats expérimentaux de notre étude a montré qu'il existait un écart sur les valeurs de rebond. Une explication est apportée par le fait que le rebond résultant de chocs élastiques entre granulats n'est pas pris en compte dans le modèle initial.

En intégrant la probabilité des chocs élastiques au modèle, il est possible de retrouver des valeurs de rebond équivalentes aux résultats expérimentaux. En première approximation, le coefficient de prise en compte des chocs élastiques est égal à la part massique de gravillons dans le mélange, ce qui fonctionne bien pour le mélange T-1/2, mais ne semble pas adapté pour le mélange T-1/5. Il est possible que ce paramètre dépende d'autres propriétés granulométriques comme la continuité de la courbe par exemple.

Il est à noter que l'auteur du modèle n'a pas eu besoin d'un tel ajustement. Ceci peut provenir des valeurs élevées de  $P_{statique}$  et  $P_{dynamique}$  relevées (jusqu'à 8MPa et 20MPa respectivement), qui vont naturellement augmenter la valeur du rebond dans le modèle. Ces valeurs élevées peuvent être dues à un temps long laissé entre la projection et la mesure, ce qui engendre un début de structuration de la pâte et des consistances mesurées ne traduisant pas la consistance du mélange au moment de la projection.

Différents paramètres sont nécessaires pour l'application du modèle, dont les caractéristiques de consistance ( $P$  statique,  $P$  dynamique,  $E$ ). Dans l'optique d'utiliser le modèle de manière prédictive et de faciliter la formulation, des méthodes de détermination de pénétration statique, dynamique et de module d'Young sur pâte ont été proposées. Ceci permettrait de comparer les pâtes en fonction de :

- Leur seuil de cisaillement pour la pénétration statique,
- Leur contrainte de cisaillement à un gradient de vitesse donné pour la contrainte de contact dynamique,
- Les vitesses ultrasonores pour le module élastique.

Le dispositif pour les mesures ultra sonores nécessite des améliorations, mais les outils rhéologiques semblent pertinents pour l'évaluation des contraintes de contact statique et dynamique. De plus, d'après l'analyse de sensibilité du modèle, ces contraintes sont les principaux facteurs de rebond.

Le modèle permet de calculer le rebond pour un mélange dont les caractéristiques de projection et de consistance sont connues. L'utilisation de ce modèle de manière prédictive nécessite des recherches complémentaires, mais serait un bon outil d'aide à la formulation pour la réduction du rebond. Cependant, les objectifs de réduction des pertes ne doivent pas être dissociés des objectifs de résistance et de durabilité du béton. Le chapitre 6 présente donc ces aspects pour les bétons projetés.



# CHAPITRE 6

## Durabilité des bétons projetés

---

### Table des matières

INTRODUCTION .....	160
1. Approche normative sur la formulation des bétons .....	160
1.1. Approche prescriptive traditionnelle .....	161
1.1.1. Généralités .....	161
1.1.2. Composition prescrite.....	162
1.1.3. Utilisation des additions.....	162
1.2. Approche performantielle .....	163
1.2.1. Définition.....	163
1.2.2. Valeurs seuil absolues .....	163
1.2.3. Valeurs seuil relatives .....	164
1.3. Cas du béton projeté .....	165
1.3.1. Références normatives pour la formulation .....	165
1.3.2. Recommandations de formulation des bétons projetés par voie sèche .....	165
1.3.3. Etat actuel de la formulation de béton projeté par voie sèche.....	166
2. Durabilité du béton projeté par voie sèche.....	167
2.1. Rappel notation .....	167
2.2. Détermination des critères de durabilité.....	167
2.3. Résistance mécanique .....	167
2.4. Porosité accessible à l'eau .....	169
2.5. Perméabilité à l'air .....	173
2.6. Pénétration des ions chlorures .....	175
2.7. Synthèse.....	176
3. Quelle durabilité pour les bétons projetés ? .....	178
3.1. Comparaison à un béton coulé de formulation identique .....	178
3.1.1. Comparaison des critères de durabilité .....	178
3.1.2. Comparaison de la microstructure .....	180
3.2. Bétons projetés en condition chantier .....	183
3.3. Spécificités du béton projeté .....	184
CONCLUSION .....	186



## INTRODUCTION

La formulation du béton projeté a été abordée jusqu'ici dans l'optique de la réduction des pertes. Il ne faut cependant pas perdre de vue la destination de l'ouvrage et sa durée de vie. La norme NF EN 206/CN propose une approche prescriptive de formulation pour assurer la durabilité des ouvrages, mais cette approche est en partie inadéquate pour le béton projeté par voie sèche puisqu'il est impossible de prévoir le ratio Eau/Liant avant projection. En effet, dans le processus de projection par voie sèche, l'eau est ajoutée à la lance et le rebond provoque un enrichissement en liant. Cette mise en place particulière rend donc difficile le respect d'une prescription de la quantité d'eau d'un mélange.

Cependant, la norme laisse aussi la possibilité de proposer des formulations sortant des prescriptions, à condition de pouvoir faire la démonstration de leurs performances.

L'objet de ce chapitre est de présenter l'approche performantielle, permise par la norme, qui semble mieux adaptée à la formulation des bétons projetés par voie sèche. Certains critères généraux de durabilité sont évalués, afin de positionner les bétons projetés par rapport aux seuils donnés par l'association française du génie civil (AFGC), ou par rapport à des bétons projetés de référence obtenus sur chantier ou en laboratoire.

Le béton projeté par voie sèche a la particularité d'être plus poreux que des bétons coulés classiques (Bolduc 2009)(Gérôme 2003)(Morgan et al. 1987). Une comparaison entre un béton coulé de même formulation qu'un béton projeté a été réalisée afin de déterminer si cette caractéristique provient de la formulation ou de la mise en place.

Ce chapitre est aussi l'occasion de s'interroger sur les seuils de durabilité et les références à utiliser pour un béton projeté par voie sèche.

### 1. Approche normative sur la formulation des bétons

La formulation d'un béton en France est encadrée par la norme NF EN 206/CN et est fonction du type d'environnement auquel il sera exposé. La définition de classes d'expositions permet d'affecter les bétons à une ou plusieurs catégories d'utilisation. La formulation est généralement basée sur une approche prescriptive suivant deux cas :

- Les propriétés attendues (classe d'exposition, résistance mécanique, consistance...) sont spécifiées, comme c'est le cas des Bétons à Propriétés Spécifiées (BPS).
- Une composition est directement prescrite, comme dans le cas des Bétons à Composition Prescrite (BCP), en se basant sur des valeurs limites données par la norme.

Il est possible de formuler des « bétons d'ingénierie » à propriétés spécifiées (BIPS) ou à composition prescrite (BICP). Dans ce cas, les valeurs seuils autorisées sont légèrement plus larges. Ce type de béton entre dans la catégorie de l'approche traditionnelle.

## 1.1.Approche prescriptive traditionnelle

### 1.1.1. Généralités

Lors de la mise en œuvre de béton, plusieurs acteurs entrent en jeu : le prescripteur, le producteur et l'utilisateur.

Le prescripteur dispose de plusieurs outils pour définir le béton à mettre en œuvre. Suivant les contraintes du chantier, le béton peut être :

- Un BPS : Béton à propriétés spécifiées

Les propriétés de ces bétons sont spécifiées au producteur qui est responsable de fournir un béton satisfaisant aux exigences (souvent en terme de classes de résistances, d'exposition, de consistance, ou de classe de teneur en chlorures, de dimension des granulats). Ces exigences peuvent être spécifiées dans un Cahier des Clauses Techniques Particulières (CCTP) par exemple. Ces bétons sont souvent des Bétons prêt à l'emploi (BPE) et répondent à des contraintes liées au chantier.

- Un BCP : Béton à composition prescrite

Pour ce type de béton, les constituants à utiliser sont spécifiées par le prescripteur au producteur. Le prescripteur doit s'assurer que les prescriptions sont conformes à la norme et que les performances seront atteintes. Le producteur doit respecter les prescriptions mais les essais de performances sont à réaliser par l'utilisateur ou le prescripteur.

- Béton d'ingénierie à propriétés spécifiées (BIPS) ou à composition prescrite (BICP)

Le béton d'ingénierie est destiné à un ouvrage donné ou un ensemble d'ouvrages d'un projet donné. « Sa formulation résulte d'une étude préliminaire réalisée sous la responsabilité du prescripteur avant le début de l'opération et acceptée par le producteur et l'utilisateur du béton. Sa fabrication est soumise à un contrôle de conformité spécifique défini dans le plan qualité de l'ouvrage et accepté par toutes les parties concernées. » [NF EN 206/CN]

L'approche traditionnelle de formulation des bétons est basée sur la prescription des compositions (BCP, BCPN, BICP) ou la spécification des propriétés attendues (BPS, BIPS). Le Tableau VI.1 présente les données à fournir dans le cas d'un BPS ou d'un BCP.

Des données complémentaires peuvent être fournies en fonction des contraintes liées à la destination et à la réalisation de l'ouvrage (caractéristiques concernant le gel-dégel (teneur en air), prise retardée, dégagement de chaleur...). Pour les bétons d'ingénierie, les spécifications à fournir sont les mêmes que pour les BPS ou BCP.

Tableau VI.1 : Données de base à fournir pour un béton à propriétés spécifiées ou à composition prescrite

BPS et BIPS	BCP et BICP
<ul style="list-style-type: none"><li>• Classe d'exposition</li><li>• Classe de résistance à la compression</li><li>• Diamètre maximal des granulats</li><li>• Classe de teneur en chlorures</li><li>• Consistance</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Type de ciment et classe de résistance</li><li>• Teneur minimum en liant équivalent</li><li>• Rapport Eau/Ciment ou <math>E_{eff}/L_{eq}</math></li><li>• Type, catégorie de granulats</li><li>• Teneur maximale en chlorures des granulats</li><li>• <math>D_{max}</math> des granulats</li><li>• Type, quantité et origine des adjuvants, additions ou fibres</li></ul>

### 1.1.2. Composition prescrite

Pour faire le lien entre les propriétés attendues et la composition du béton, l'annexe nationale de la norme NF EN 206/CN propose les tableaux de valeurs limites recommandées comme présenté dans le Tableau VI.2. En France, l'annexe nationale propose un tableau normatif (annexe 8) différant légèrement de la norme européenne sur les points encadrés en rouge sur le Tableau VI.2. On remarque que les classes XC3 et XC4 sont identiques, tout comme les classes XS1 et XS2. Les classes de résistance, le rapport E/C maximum et la teneur minimal en liant changent pour la plupart des classes par rapport à la norme européenne.

Tableau VI.2 : Recommandations relatives aux valeurs limites pour la composition et les propriétés du béton sur l'hypothèse d'une durée de vie de 50 ans. Les classes de résistance minimale sont déduites du rapport E/C avec un ciment de classe de résistance 32,5. Encadré en rouge : les valeurs de l'EN 206 différant des valeurs normatives nationales. [EN 206/CN :2014-12, Annexe F (informative) Tableau F1 ]

	Classes d'exposition																	
	Aucun risque de corrosion ni d'attaque	Corrosion par carbonatation				Corrosion par les chlorures						Attaque par le gel-dégel				Environnements chimiques agressifs		
						Eau de mer			Chlorures autres que ceux de l'eau de mer									
X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	
e/c maximal <sup>a</sup>	—	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Classe de résistance minimale	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Teneur minimale en ciment <sup>c</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	—	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Teneur minimale en air (%)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4,0 <sup>a</sup>	4,0 <sup>a</sup>	4,0 <sup>a</sup>	—	—	—	
Autres exigences	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	Granulats selon l'EN 12620, présentant une résistance au gel-dégel suffisante				—	Ciment résistant aux sulfates <sup>b</sup>	

<sup>a</sup> Lorsque le béton ne contient pas d'air entraîné volontairement, il convient de soumettre à essai la performance du béton selon une méthode d'essai appropriée et de la comparer à un béton pour lequel la résistance au gel-dégel pour la classe d'exposition concernée est établie.

<sup>b</sup> Lorsque la présence de sulfates conduit à des classes d'exposition XA2 et XA3, il est essentiel d'utiliser un ciment résistant aux sulfates conforme à l'EN 197-1 ou à des normes nationales complémentaires.

<sup>c</sup> Lorsque le concept de coefficient k est appliqué, le rapport maximal e/c et la teneur minimale en ciment sont modifiés conformément à 5.2.5.2.

### 1.1.3. Utilisation des additions

Les additions ont l'avantage de permettre une réduction du rebond en béton projeté, mais leur usage est limité par la norme. Pour les bétons à composition prescrite, les limites de composition sont données dans l'annexe nationale NA F1 ou F3 (pour les bétons d'ingénierie), et permettent l'utilisation d'additions sous conditions de prise en compte du concept de performance équivalente via un coefficient k. La prise en compte d'addition en substitution n'est autorisée que sur des ciments CEM I et CEM II/A de classes 42,5 ou 52,5.

Les valeurs limites de E/C sont alors remplacées par un rapport maximal eau efficace/liant équivalent :

$$(E_{\text{eff}}/\text{Liant } \text{éq})$$

Avec :

- Liant éq = C + kA
- C : la quantité de ciment (kg/m<sup>3</sup> de béton)
- A : la quantité d'addition (kg/m<sup>3</sup> de béton) dont la valeur maximale est définie par le rapport A/(A+C) précisé dans la norme NF EN 206/CN (Annexe NA F)-Tableau VI.3
- k le coefficient de prise en compte de l'addition considérée

Ce concept de coefficient k reste prescriptif et est basé sur la comparaison de résistance en tant que critère d'approximation de la durabilité. Le Tableau VI.3 présente les taux de substitution autorisés

dans le cas d'une classe d'exposition XC4, comme demandé dans certain CCTP. Ainsi, le taux de substitution maximal est limité par la norme. Cependant, cette même norme permet de qualifier un béton en faisant la démonstration de ses performances, et ce pour des compositions sortant des prescriptions.

Tableau VI.3 : Taux de substitution A/(A+C) autorisé par la norme NF EN 206/CN.

Type addition	A/(A+C) Classe XC4 (BCP)	A/(A+C) Classe XC4 (BICP)	Coefficient k
Cendre volantes	0,30	0,30	0,4 à 0,6
Fumée de silice	0,10	0,10	1 à 2
Métakaolin	0,15	0,15	1
Laitier moulu	0,30	<b>0,40</b>	0,6 à 1
Addition calcaire catégorie A	0,30	0,30	0,25
Addition siliceuse de minéralogie Qz	0,25	0,25	0,25

## 1.2.Approche performantielle

### 1.2.1. Définition

Dans la norme NF EN 206/CN (5.2.5.3), le principe de performance équivalente est proposé pour permettre de s'écarter des exigences relatives aux valeurs limites de formulation, tout en maintenant des objectifs de performances. Les conditions pour le mode opératoire de détermination de la durabilité équivalente ont été publiées, en tant que rapport technique (TR), par le comité européen de normalisation (CEN) CEN/TR 16563 (indice de classement P 18-466) : Principe de la procédure de durabilité équivalente.

Un béton peut être utilisé dans le cadre d'une approche performantielle si ses performances, notamment vis-à-vis des actions dues à un environnement donné, sont équivalentes ou supérieures à une ou des valeurs de référence. Pour cela, des indicateurs de la durabilité sont mesurés et comparés à ces valeurs.

L'approche performantielle pose donc la question des valeurs de référence. Ces valeurs peuvent être absolues ou relatives et le béton candidat doit atteindre ou dépasser ces valeurs pour être validé.

### 1.2.2. Valeurs seuil absolues

La définition de valeurs seuil absolues, pour un critère de durabilité donné, est établie par une combinaison d'essais ou de modèles de durée de vie. Les mêmes essais, aux mêmes âges, doivent être réalisés sur le béton candidat.

Une base de donnée de valeurs de référence est en cours de développement par Carcasses et al. (2015) afin de servir d'outils d'ingénierie pour la détermination de la durabilité d'une composition donnée en fonction des indicateurs fournis.

Dès 2004, l'AFGC a proposé un document pour l'application d'une démarche performantielle. Des méthodes d'essais pour évaluer la durabilité potentielle vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction, via des indicateurs de durabilité sont notamment proposées (AFGC 2004).

Ces indicateurs généraux, utilisés pour qualifier les propriétés en lien avec la durabilité, et concernant essentiellement les propriétés de transfert, sont :

- La porosité accessible à l'eau
- Le coefficient de diffusion des ions chlorure

- La perméabilité aux gaz et à l'eau liquide
- La teneur en portlandite (Ca(OH)<sub>2</sub>)

Le guide propose des valeurs limites relatives à ces indicateurs en précisant l'âge du béton, le type de cure et les modes de mesure. Les classes de durabilité proposées sont issues de campagnes expérimentales et de simulation numériques. Le Tableau VI.4 récapitule les valeurs seuil et la durabilité potentielle pour les différents indicateurs dans le cas d'un béton coulé au ciment portland âgé de 3 mois en cure humide.

Tableau VI.4 : synthèse des classes et valeurs limites indicatives relatives aux indicateurs généraux (G) et de substitution (S) (résistivité et porosité mercure) pour des bétons conservés 90j dans l'eau après coulage (AFGC 2004)

Durabilité potentielle →		Classes et valeurs limites				
		Très faible	Faible	Moyenne	Élevée	Très élevée
G	Porosité accessible à l'eau (%) P <sub>eau</sub>		14 à 16	12 à 14	9 à 12	6 à 9
S	Porosité mesurée par intrusion de mercure (P <sub>Hg max</sub> = 400 MPa et prétraitement par étuvage à T = 45 °C pendant 14 jours en présence de gel de silice) (%) P <sub>Hg</sub>	> 16	13 à 16	9 à 13	6 à 9	3 à 6
S	Résistivité électrique (Ω.m) ρ	< 50	50 à 100	100 à 250	250 à 1000	> 1000
G	Coefficient de diffusion <i>effectif</i> des chlorures (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> .s <sup>-1</sup> ) D <sub>eff</sub>	> 8	2 à 8	1 à 2	0,1 à 1	< 0,1
G	Coefficient de diffusion <i>apparent</i> des chlorures (mesuré par essai de migration) (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> .s <sup>-1</sup> ) D <sub>app(mig)</sub>	> 50	10 à 50	5 à 10	1 à 5	< 1
G	Coefficient de diffusion <i>apparent</i> des chlorures (mesuré par essai de diffusion) (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> .s <sup>-1</sup> ) D <sub>app(dif)</sub>				< 5	
G	Perméabilité apparente aux gaz (à P <sub>entrée</sub> = 0,2 MPa et après étuvage à T = 105 °C) (10 <sup>-18</sup> m <sup>2</sup> ) K <sub>gaz</sub>	> 1000	300 à 1000	100 à 300	10 à 100	< 10
G	Perméabilité à l'eau liquide (à P <sub>max</sub> , par mesure directe du flux, après saturation, cf. § 7.2.4.1 et 7.2.4.2) (10 <sup>-18</sup> m <sup>2</sup> ) k <sub>liq</sub> (*)	> 10	1 à 10	0,1 à 1	0,01 à 0,1	< 0,01
Type de béton (indicatif et pour des formules simples)			B25 à B40	B30 à B60	B35 à B80	> B80

### 1.2.3. Valeurs seuil relatives

Dans le cas de la définition de seuils en valeurs relative, on se réfère à un béton de référence. Le béton de référence est défini comme un béton dont tous les constituants et toutes les proportions de mélange sont prescrits (NF EN 206/CN), et conformes aux exigences de la classe d'exposition concernée. Ce béton doit avoir été utilisé avec satisfaction en pratique.

La norme recommande que les essais sur béton de référence et candidat soient effectués par le même laboratoire accrédité ou homologué. Le béton de référence peut être sélectionné dans une gamme de bétons représentatifs disponibles, mais il est recommandé d'en sélectionner un dont les performances sont médianes, afin d'éviter la discrimination du béton candidat. En effet, si le béton de référence est

surdimensionné par rapport à la durabilité, un béton candidat inférieur au béton de référence serait écarté, alors même que sa durabilité serait satisfaisante.

### 1.3.Cas du béton projeté

Le béton projeté par voie sèche a la spécificité de ne pas être malaxé avec l'eau avant la mise en œuvre et de présenter un phénomène de rebond modifiant sa constitution au cours de la projection. Ceci étant, les normes applicables en termes de formulation restent les mêmes que pour un béton coulé, mais des normes spécifiques et des recommandations viennent appuyer des références normatives parfois inadaptées.

#### 1.3.1. Références normatives pour la formulation

Le béton projeté doit répondre à la norme NF EN 206/CN ainsi qu'aux normes :

- NF P95-102 (Ouvrages d'art Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie - Béton projeté Spécifications relatives à la technique et aux matériaux utilisés). Dans cette norme on trouve notamment :
  - les fuseaux granulométriques recommandés (donnés à titre indicatif),
  - une teneur minimale en éléments fins (<80µm) de 17% en poids du mélange (granulats, ciment et fines éventuelles),
  - un dosage minimal en liant ou liant équivalent qui doit être supérieur à 280kg/m<sup>3</sup>.
- NF EN 14487-1 (Indice classement P 18-510) Béton projeté. Cette norme donne les définitions, les spécifications et les modes d'exécution concernant les bétons projetés, plutôt orienté voie mouillée. Pour les classes d'exposition, c'est la norme NF EN 206/CN qui s'applique, sauf pour les cas ci-dessous :
  - la teneur minimale en ciment indiquée est de 300kg/m<sup>3</sup>,
  - la teneur minimale en air ne s'applique pas.
- NF EN 934-4 : Pour l'utilisation d'adjuvants.

Ces références normatives sont utilisées dans les CCTP pour indiquer les formulations à utiliser, en plus des références au fascicule 65 du CCTG sur l'exécution des ouvrages en béton armé ou aux recommandations ASQUAPRO. On retrouve donc généralement dans les CCTP un D<sub>max</sub>, un dosage en ciment à respecter, ainsi qu'une classe d'exposition, une classe de résistance à atteindre. **Cependant, le respect des classes de résistance et d'exposition passent par un rapport E/L maximal. Or, du fait de sa mise en place particulière, il est impossible de prévoir à l'avance le rapport E/L résultant dans le béton en place.** En effet, l'eau est réglée à la lance et la teneur en ciment dans le mélange change avec le phénomène de rebond.

#### 1.3.2. Recommandations de formulation des bétons projetés par voie sèche

Le fascicule 4 du comité technique de l'ASQUAPRO (ASQUAPRO 2010) propose des pistes pour la formulation des bétons projetés par voie sèche. Ces recommandations, basées sur des retours d'expérience, se fondent sur des critères :

- De transport (le béton doit pouvoir passer en machine) :
  - recommandation sur le diamètre maximal des plus gros granulats  $D_{max} \leq 1,2 * D_{Tuyau} / 3$ .
- De limitation du rebond :
  - le diamètre du plus gros granulats est généralement être inférieur à 10mm mais peut exceptionnellement aller jusqu'à 20mm.
- D'adhérence, de limitation du retrait et de résistance :

- éléments fins (<63 $\mu$ m) compris entre 21% et 22%,
- ciment de 375kg/m<sup>3</sup> à 400kg/m<sup>3</sup>,
- courbe granulair e la plus continue possible pour la partie sableuse 0.16-5mm, et module de finesse entre 3,2 et 3,5.

Dans ce guide, la démarche performantielle est présentée comme une évolution nécessaire, mais dont l'application n'en est qu'à ses prémisses, impulsée par la modification des exigences qui s'orientent de plus en plus vers des besoins de performances et de moins en moins vers des exigences de moyens.

### 1.3.3. Etat actuel de la formulation de béton projeté par voie sèche

L'approche traditionnelle prescriptive présente des avantages, car en fixant la composition ou les propriétés d'un béton, elle permet de proposer des résistances minimales et une classe environnementale pour la prise en compte de la durabilité d'un ouvrage. De plus, cette approche facilite le travail du prescripteur, qui peut fixer des valeurs sans besoin de formulation.

Cependant, pour un béton projeté par voie sèche, ces prescriptions ne peuvent être que **partielles**, et il est difficile d'assurer des critères de durabilité dans ces conditions. De plus, et ce pour n'importe quel béton, la norme est assez restrictive quant aux proportions d'utilisation des additions. En faisant la démonstration qu'un matériau formulé en dehors des dosages seuil peut atteindre les exigences requises, il est possible de laisser plus de place à l'innovation, en particulier dans le cas d'utilisation d'additions. Cette possibilité est évoquée dans la norme NF EN 206/CN sous le nom « d'approche performantielle ».

Pour le béton projeté, cette approche est très intéressante à plusieurs niveaux :

- Elle permet de se dégager de l'approche prescriptive, qui est mal adaptée aux bétons projetés par voie sèche, puisque les rapports E/L ne peuvent pas être déterminés à l'avance.
- La proportion d'addition intégrable au mélange peut être augmentée, ce qui permet de réduire le rebond, de limiter le coût environnemental, voire d'améliorer la durabilité.
- Les retours d'expérience trouvent un cadre normatif qui pourrait permettre, dans l'idéal, de constituer une base de données officielle, évolutive et accessible afin de servir de référence sur la durabilité.

La formulation d'un béton projeté est donc tout naturellement adaptée à l'approche performantielle.

## 2. Durabilité du béton projeté par voie sèche

Les recommandations de formulation du béton projeté par voie sèche sont basées sur les normes françaises (NF P 95-102) et européenne (EN 14487-1) ou sur l'expérience chantier. Les exigences vis-à-vis de la composition du béton sont basées sur la densité, la résistance, la durabilité et le rebond.

Une approche performantielle semble mieux adaptée qu'une approche prescriptive, mais pose la question des critères à évaluer et des valeurs auxquelles les comparer. En première approche, il est possible de se référer aux valeurs seuil existantes dans le guide de l'AFGC, mais l'idéal serait de composer une base de données de référence pour les bétons projetés qui permettrait de comparer deux matériaux avec les mêmes particularités de placement et de composition.

### 2.1. Rappel notation

Les notations utilisées dans ce chapitre sont celles présentées au chapitre 4 et rappelée ici :

<b>T-1/5</b>	–	<b>MK20</b>	–	<b>N5</b>
<u>Dispositif de projection</u> T : Toulouse Q : Québec C : Chantier  <u>Rapport G/S</u> En fraction approchée 1/6 pour G/S=0,17 1/5 pour G/S=0,22 1/3 pour G/S=0,35 1/2 pour G/S=0,52 1/1 pour G/S=0,92		<u>Nom de l'addition de substitution</u> MK : Métakaolin L : Laitier granulé de hauts fourneaux FS : Fumée de silice F : Filler Calcaire <u>% massique de liant Substitué au ciment</u>		<u>Nom de l'ajout secondaire</u> N : Na <sub>2</sub> CO <sub>3</sub> Be : Bentonite E : Ether de cellulose  <u>% massique de liant</u> <u>Ajouté au liant</u>

### 2.2. Détermination des critères de durabilité

Afin d'évaluer la performance des bétons projetés formulés, plusieurs indicateurs de durabilité généraux ont été analysés dans le cas d'une durée de vie associée à la résistance et aux attaques extérieures par diffusion des agents agressifs au sein du béton :

- La résistance mécanique
- La porosité
- La perméabilité au gaz
- La diffusion des ions chlorures

La résistance en compression est le premier paramètre évalué puisqu'il reste le premier critère demandé dans les CCTP. La durabilité d'un béton étant fortement liée à ses propriétés de transfert, la porosité accessible à l'eau, la perméabilité à l'air et la diffusion des ions ont été évaluées. Ces indicateurs ont été mesurés sur les différents bétons projetés avec un choix des échantillons parmi les bétons présentant une **consistance moyenne**.

### 2.3. Résistance mécanique

La résistance visée est fixée à 45 MPa sur cubes, ce qui correspond à un C35/45, classe de résistance couramment exigée dans les CCTP pour des applications en paroi clouée. On retrouve parfois des demandes de classes d'exposition XC4, dont la classe de résistance associée est de C25/30. Les mélanges inférieurs à 45MPa ne doivent donc pas être discriminés.



La Figure VI.1 présente les résultats de résistance en compression sur cube à 28 jours en fonction du type de mélange projeté. Les teneurs en eau, mesurées comme le rapport entre la masse d'eau et la masse de béton sec tel que décrit au chapitre 2, sont reportées sur cette même figure.

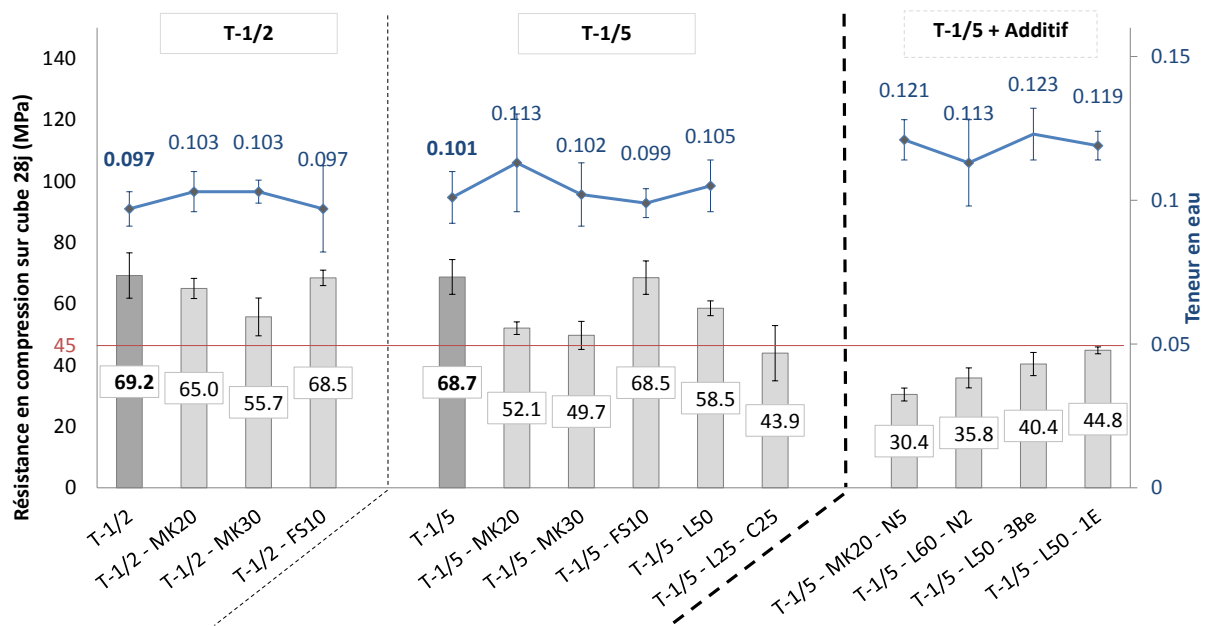


Figure VI.1 : Résistance en compression moyenne à 28j et teneur en eau en fonction du type de mélange projeté

On distingue 2 grandes catégories :

- Les mélanges sans additifs composés à partir de T-1/2 ou T-1/5
- Les mélanges avec additifs composés à partir de T-1/5, nommés ainsi car ils contiennent un 3<sup>ème</sup> élément, en plus du ciment et d'une addition.

Dans la première catégorie, tous les mélanges se situent au-dessus de 45MPa, à l'exception du mélange T-1/5-L25-C25, dont la formulation est sur-dosée en filler calcaire.

Les références T-1/5 et T-1/2, en gras, présentent les meilleures résistances à 28j, suivies de près par les mélanges contenant de la fumée de silice (T-1/2 – FS10 et T-1/5 – FS10).

#### ❖ Fumée de silice

La fumée de silice est une addition pouzzolanique permettant de densifier le réseau poreux. Cela explique le maintien des résistances. Il est intéressant de noter que les références, malgré des granulométries différentes, ont des résistances équivalentes.

#### ❖ Métakaolin

L'ajout de métakaolin entraîne une surconsommation d'eau par rapport aux références, comme le montre les teneurs en eau mesurées. En effet, le métakaolin, du fait de sa structure en feuillet, est plus consommateur d'eau que le ciment, ce qui, au moment de la projection, peut entraîner un ajout d'eau supplémentaire pour atteindre une consistance identique.

Cette surconsommation a un effet négatif sur les résistances à 28j par rapport aux références. La baisse est moindre entre T-1/2 et T-1/2-MK30, qu'entre les mélanges T-1/5 et T-1/5-MK30. Tout comme pour le rebond, le mélange T-1/5 semble plus sensible à la présence d'additions. La comparaison des

mélanges T-1/2-MK20 et T-1/2-MK30 montre que l'augmentation du taux de remplacement de ciment par le métakaolin, pour une teneur en eau identique, entraîne une diminution de la résistance.

#### ❖ *Laitier*

La présence de laitier dans le mélange T-1/5 est une alternative raisonnable à la fumée de silice, en présentant de meilleures résistances que le métakaolin. Le laitier est plus fin que le métakaolin (Chapitre 2), il aura donc un effet filler plus important.

#### ❖ *Filler Calcaire*

Le mélange laitier et filler calcaire T-1/5-L25-C25 est très riche en filler, addition quasi inerte, donc les résistances en sont naturellement réduite. Il est donc préférable de réduire la part de filler calcaire ou d'augmenter la part de laitier.

Les mélanges avec additifs, formant la 2<sup>ème</sup> catégorie de résultats, ne permettent pas d'atteindre la valeur fixée de 45MPa. On constate aussi que les teneurs en eau mesurées sont supérieures à celles de la première catégorie, ce qui peut expliquer, en partie, ces diminutions de résistance

#### ❖ *Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>*

Pour les mélanges activés au Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>, la résistance à 28j est réduite de plus de moitié par rapport aux références. Le carbonate de sodium semble agir comme une pompe à eau, comme observé lors de la projection (rigidification très rapide). La proportion d'eau ajoutée à la lance a donc été plus importante, comme le traduisent les teneurs en eau mesurées. De plus, il est possible que la quantité de ciment soit trop élevée et empêche l'activation efficace dans le cas du laitier (Jacquemot 2014)<sup>1</sup>. Jolin et al. (1997) ont aussi observé une influence négative des accélérateurs à base de carbonate et attribuent cet effet à une détérioration de la microstructure.

#### ❖ *Bentonite et éther de cellulose*

L'utilisation de bentonite ou d'éther de cellulose, en complément du laitier (T-1/5 – L50 Be3 et T-1/5-L50 – E1) avait pour but de créer une phase « tampon » pour l'eau afin de réduire le rebond. Ces deux composants sont très consommateur d'eau, ce qui entraîne une baisse des résistances par rapport à T-1/5 – L50. Targan et al. (2002) ont aussi constaté un effet sur la résistance en compression lors de son utilisation avec un ciment portland. D'après le revue bibliographique de Nicot (2008) l'introduction d'éther de cellulose dans le béton génère une légère baisse des résistances en compression. Les résultats obtenus sont donc cohérents avec la bibliographie.

## **2.4.Porosité accessible à l'eau**

La porosité accessible à l'eau a été déterminée après 28j de cure humide, d'après la procédure décrite au chapitre 2. Les résultats, présentés sur la Figure VI.2, montrent que les porosités les plus faibles sont obtenues pour les bétons de référence sans additions (T-1/5 et T-1/2). Les mélanges avec addition ont un volume de pâte plus élevé que les références (entre 4% et 7% d'augmentation du volume).

Le mélange T-1/2, plus riche en gravillons présente moins de porosité accessible à l'eau que la référence T-1/5, plus riche en sable. Le mélange T-1/2 est plus proche d'une compacité optimale que le mélange T-1/5, d'après de modèle de compacité de De Larrard (rapport G/S plus proche de 1,5, voir Chapitre 3).

---

<sup>1</sup> Des résultats internes au LMDC non publiés (XiaoXiao Gao, 2015) viennent corroborer cette explication.

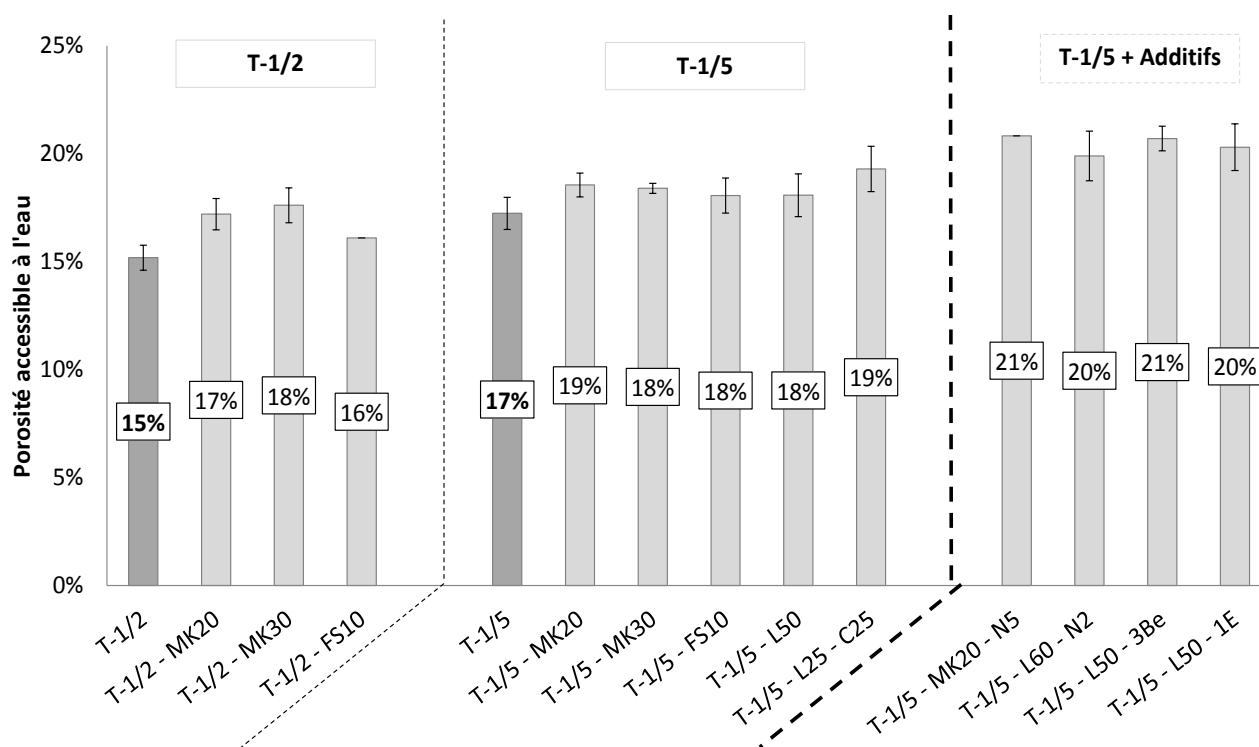


Figure VI.2 : Porosité accessible à l'eau en fonction du type de mélange

L'utilisation d'additions semble mener à une augmentation de la porosité du béton à 28 jours. Ces résultats sont en accord avec ceux de la bibliographie pour des bétons coulés (San Nicolas 2011; Bucher 2015), mais aussi pour des bétons projetés (Bindiganavile & Banthia 2000 ; Bolduc 2009). Même si les additions peuvent servir à densifier le réseau, il n'est pas rare qu'à 28 jours, la porosité observée soit plus importante. En effet, les additions pouzzolaniques demandent souvent une plus longue cure pour développer leurs effets (Frías & Cabrera 2000).

La Figure VI.3 présente les résultats obtenus pour les résistances en compression en fonction de la porosité accessible à l'eau. Les séparations verticales correspondent aux valeurs seuil de durabilité proposé par l'AFGC.

Dans l'ellipse noire se trouvent les résultats obtenus pour des bétons projetés par voie sèche, avec et sans additions, pour les granulométries T-1/5 et T-1/2. Les points correspondant aux mélanges de référence sans addition sont signalés en noir. On remarque que la porosité obtenue est globalement assez élevée pour un béton projeté. Cela ne signifie pas pour autant que les bétons projetés sont moins performant que des bétons coulés, notamment en termes de résistance.

En vert, les résultats sur cube 10cm obtenu dans la thèse de Bucher (2015) sur des bétons coulés avec différents ciments et additions. En orange, les résultats obtenus dans la thèse de San Nicolas (2011), pour des bétons coulés avec et sans additions, pour différentes destinations (béton basse performance, béton de bâtiment, bétons d'ouvrage d'art, béton auto plaçant, béton haute performance). Les résistances de San Nicolas (2011) initialement obtenues sur cylindre ont été rapportée sur cube par un coefficient  $R_{\text{cylindre}}/R_{\text{cube}} = 0,7$ . Ce coefficient a été défini par des essais de compression réalisés sur cylindres et cubes pour des formulations identiques (annexe 1).

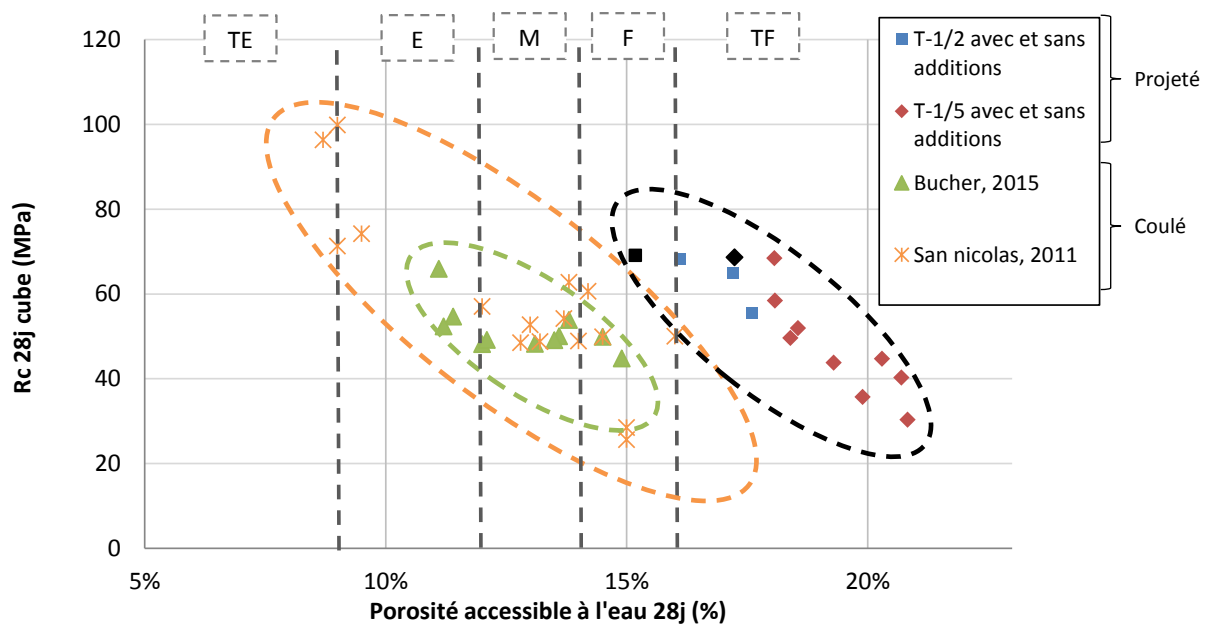


Figure VI.3 : Résistance en compression sur cube en fonction de la porosité accessible à l'eau. Les seuils de durabilité proposés par (AFGC 2004) sont indiqués comme : TE : très élevée, E : élevée, M : Moyenne, F : faible, TF : très faible .

Cette figure met en évidence le fait que le béton projeté présente une forte porosité accessible à l'eau, malgré des résistances en compression équivalentes à un béton coulé (hors béton haute performance, partie supérieure gauche des résultats San Nicolas (2011)). De plus, cela place le béton projeté dans des catégories de durabilité faible à très faible d'après les seuils proposés par (AFGC 2004). Cette particularité du béton projeté a poussé Morgan et al. (1987) à proposer des critères de qualité spécifiques au béton projeté. Ainsi, en dessous de 14% de vides, un béton projeté est considéré comme excellent, et il sera médiocre au-delà de 19% de vides accessibles à l'eau. Ces données sont basées sur des mesures de porosité réalisées selon la norme américaine (ASTM C642), c'est-à-dire par ébullition. Or, Safiuddin & Hearn (2005) ont montré qu'une méthode par saturation sous vide donne des résultats 5% à 10% supérieurs à une saturation par eau bouillante.

Les seuils proposés par Morgan et al. (1987) ont été majorés de 7,5% dans le Tableau VI.5 pour permettre la comparaison à la méthode d'essai sous vide réalisée dans notre étude. Suivant ces seuils, les bétons projetés obtenus se placent dans des catégories bonnes à acceptables. Seuls les bétons avec additifs ont une qualité médiocre.

Tableau VI.5 : Qualité d'un béton projeté par voie sèche en fonction de la porosité accessible à l'eau (Morgan et al. 1987)

Qualité du béton projeté	Volume des vides proposés par Morgan et al (%)	Volume de vides perméables majorés de 7.5% (%)
Excellente	<14	<15
Bonne	14-17	15-18
Acceptable	17-19	18-20
Médiocre	>19	>20

Les fortes porosités relevées pour les bétons projetés peuvent être dues à plusieurs paramètres : le volume de pâte et le squelette granulaire.

Les dosages en liant sont relativement importants,  $400 \text{ kg/m}^3$ , contre  $280 \text{ kg/m}^3$  à  $360 \text{ kg/m}^3$  pour des bétons courants, ce qui augmente le volume de pâte dans le béton et donc la porosité.

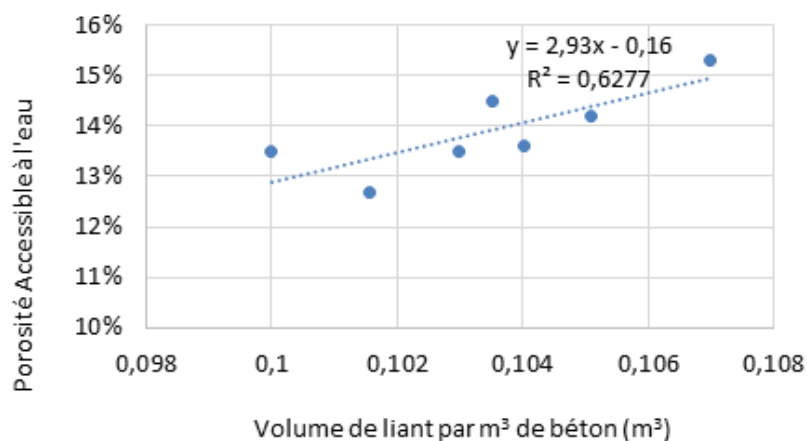


Figure VI.4a : Porosité accessible à l'eau en fonction du volume de pâte dans un béton coulé. Exploitation des résultats de San Nicolas (2011).

La Figure VI.4a montre l'évolution de la porosité accessible à l'eau en fonction du volume de liant par mètre cube de béton. Ce graphique a été obtenu à partir des données de San Nicolas (2011), sur des formulations de béton de bâtiment, de rapport G/S autour de 1,3, avec un rapport constant E/L de 0,6. Le dosage de liant utilisé est de 310 kg/m<sup>3</sup>. Le volume de liant varie grâce à l'utilisation d'additions de plus faible densité (métakaolin et laitier de haut fourneau) en substitution du ciment.

Dans le cas du béton projeté, le dosage de liant est plus important avec 400 kg/m<sup>3</sup>, donc un volume de 0,13 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup><sub>béton</sub> (pour le cas d'un mélange avec 100% de CEM I). En faisant l'hypothèse que la porosité est majoritairement déterminée par le volume de pâte, et en se basant sur les données expérimentales de San Nicolas, la porosité résultante d'un béton avec un volume de liant de 0,13 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup><sub>béton</sub> serait de 22% (=2,93.0,13 - 0,16). Ce résultat est valable pour un squelette granulaire identique, et si le rapport E/L est de 0,6. Le gain de porosité pourrait s'expliquer par l'augmentation du volume de pâte. Cependant, dans le cas des bétons projetés, le rapport E/L se situe plutôt autour de 0,4, ce qui réduit la porosité, et le rapport G/S est généralement inférieur à 1.

Le squelette granulaire peut aussi être un facteur d'augmentation de la porosité si sa compacité n'est pas optimisée. Au vu des recommandations sur les granulométries, l'optimisation de cette compacité n'est pas une priorité dans la formulation du béton projeté, et les proportions inhabituelles de sable et de granulats tendent à produire une plus grande porosité. La Figure VI.4b présente la compacité en fonction du rapport G/S, comme calculée au Chapitre 3, avec les zones correspondant aux ratios G/S des bétons projetés et béton coulés. D'après cette figure, on voit que les bétons coulés ont généralement une plus grande compacité. Ceci provient du fait que leur formulation est optimisée en terme de compacité, ce qui n'est pas le cas des bétons projetés par voie sèche (Chapitre 3).

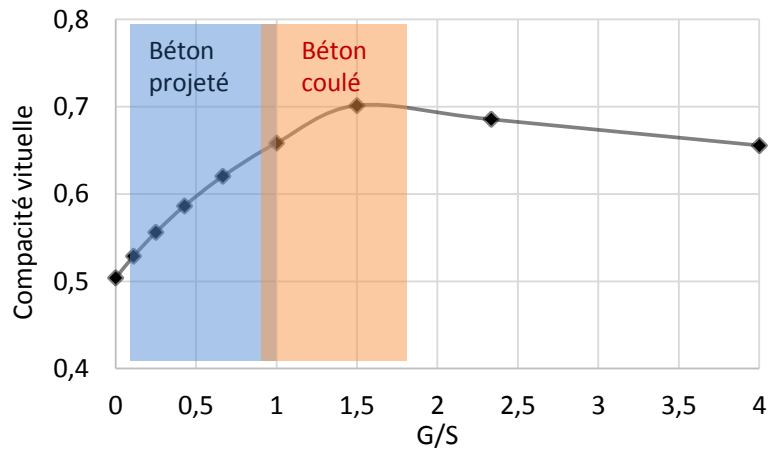


Figure VI.4b : Compacité des bétons en fonction du rapport G/S avant projection pour un gravillon 4/10R et un sable 0/4R et valeurs courantes de G/S pour les bétons projetés et coulés.

Gérôme (2003) remarquait déjà une porosité plus importante pour les bétons projetés, à performances mécaniques équivalentes à des bétons coulés. Cela peut provenir d'une répartition et d'une connectivité différente des pores. Des mesures de perméabilité à l'air vont permettre de vérifier ces suppositions.

## 2.5. Perméabilité à l'air

Pour vérifier la tortuosité et la connexion du réseau poreux, des mesures de perméabilité à l'air ont été réalisées en suivant la procédure CEMBUREAU présentée au chapitre 2.

Les résultats obtenus après séchage complet à 105°C sont présentés sur la Figure VI.5. On remarque que les perméabilités les plus faibles sont obtenues pour les références. Les mélanges avec fumée de silice et laitier de haut fourneau permettent de se rapprocher des valeurs de référence tandis que l'utilisation d'activant ou de métakaolin semblent être défavorables au réseau poreux et augmentent la perméabilité intrinsèque.

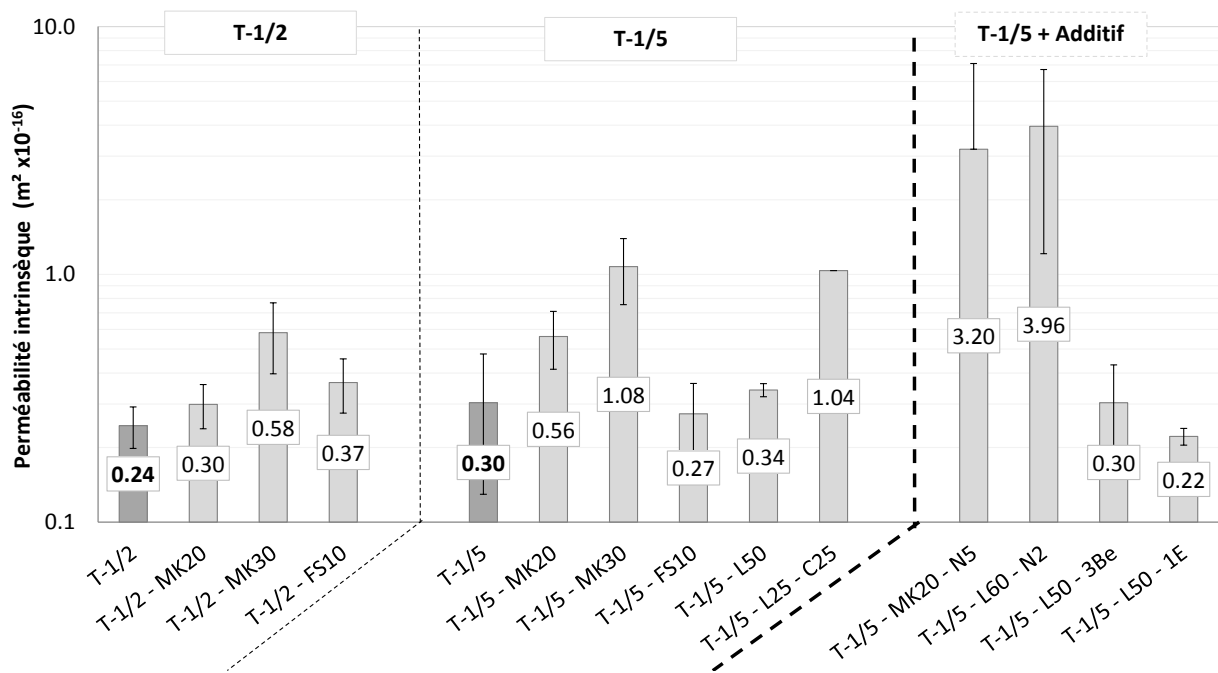


Figure VI.5 : perméabilité intrinsèque à l'air en fonction du type de mélange projeté

La Figure VI.6 présente les résultats de perméabilité apparente sous une pression d'entrée de 2 bars. Les lignes en pointillés indiquent les valeurs seuils de l'AFGC pour des durabilités estimées de très faible (TF) à très élevée (TE), en passant par moyenne (M), évaluées à 3 mois. D'après ces critères, les bétons obtenus se situent entre une durabilité moyenne à élevée, sauf pour les mélanges avec additif.

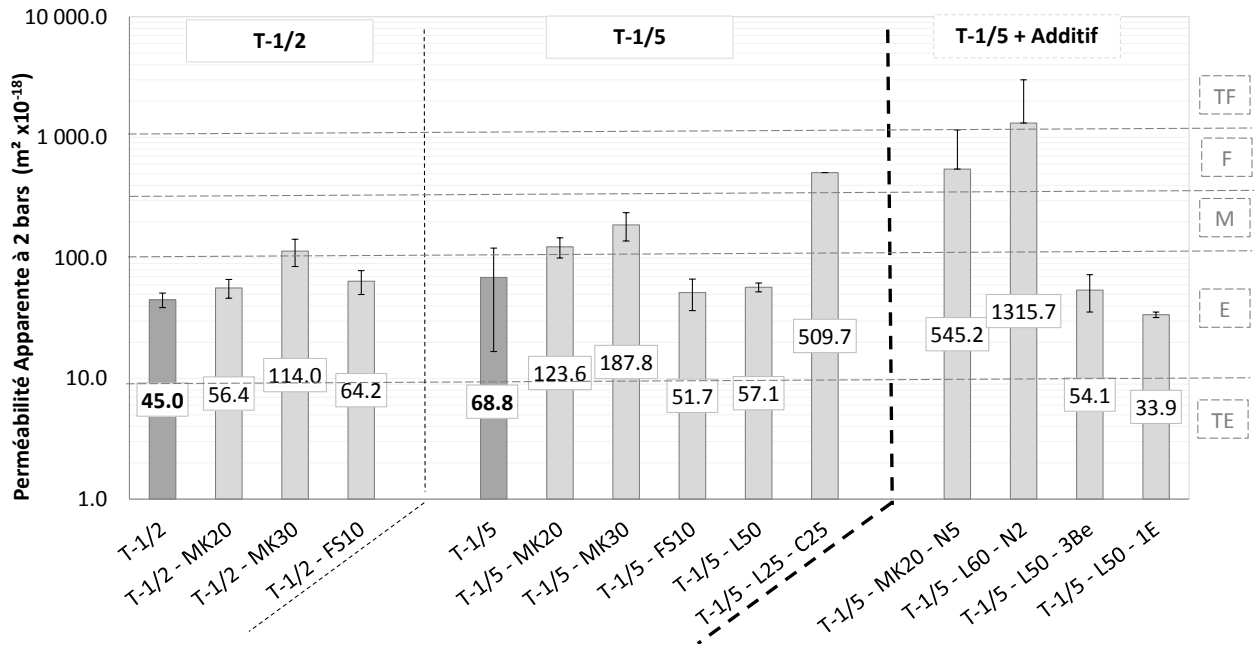


Figure VI.6 : Perméabilité apparente à 2 bars pour les différents mélanges de béton projetés à 1 an de vieillissement à 20°C et HR>95%. Durabilité par rapport au tableau AFGC à 3 mois (Très Faible, Faible, Moyenne, Elevée, Très Elevée)

Sur la Figure VI.7 sont reportées les porosités accessibles à l'eau en fonction de la perméabilité intrinsèque au gaz pour différents béton coulés (San Nicolas 2011; Bucher 2015) et pour les bétons projetés par voie sèche, avec et sans additions (T-1/2 et T-1/5). Malgré des porosités élevées pour le béton projeté, la perméabilité intrinsèque est aussi bonne, voire meilleure, que des bétons coulés. Il est probable que le réseau poreux des bétons projetés, bien qu'ouvert, soit plutôt fin, ce qui est un avantage pour limiter le transfert d'agents agressifs.

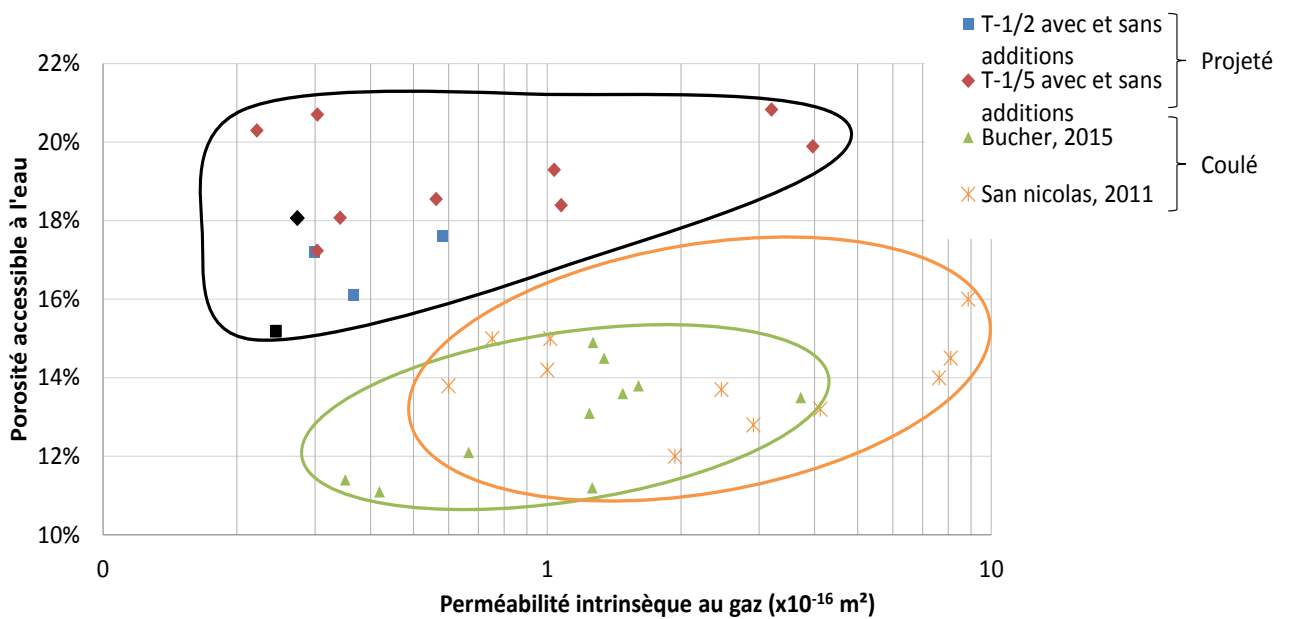


Figure VI.7 : Porosité accessible à l'eau à 28j en fonction des perméabilités au gaz à 365j

## 2.6. Pénétration des ions chlorures

Afin de caractériser les propriétés de transfert des ions chlorures dans la matrice cimentaire, des essais de migration ont été réalisés suivant la procédure présentée au chapitre 2. Les résultats de ces essais sont répertoriés sur la Figure VI.8. Les mélanges de référence T-1/5 et T-1/2 sont les moins résistants à la pénétration des ions  $\text{Cl}^-$  et se situent au niveau d'une durabilité moyenne d'après l'AFGC. Dans l'ensemble, l'ajout d'additifs permet de réduire la pénétration des chlorures et de passer à une durabilité élevée.

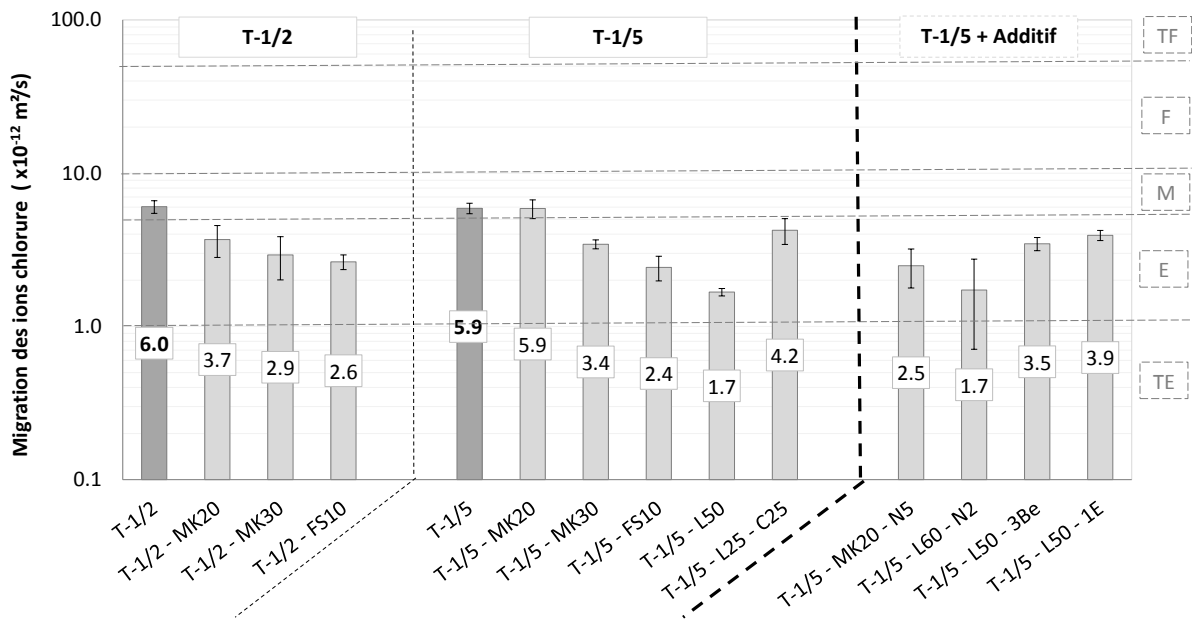


Figure VI.8 : migration des ions chlorure à 365j en fonction des formulations de béton projeté

Les mélanges projetés avec addition sont moins propices à la pénétration des chlorures au sein de leur matrice cimentaire que les mélanges projetés de référence, malgré une porosité et une perméabilité plus élevées.

Ces faibles valeurs de migration des ions chlorures en présence d'additifs, peuvent s'expliquer par un piégeage des ions au sein du réseau poreux soit :

- Par l'affinement du réseau.
- Par adsorption sur les surfaces internes des hydrates ou des pores (Badogiannis et al. 2015).
- Par interaction chimique avec les aluminates pour former des sels de Friedel (Thomas et al. 2012)(Badogiannis et al. 2015)(Suryavanshi et al. 1996).

Pour les bétons à base de laitier, la forte teneur en aluminates entraîne probablement la formation de sels de Friedel ( $\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ ), ralentissant ainsi la progression du front des chlorures et réduisant le coefficient de diffusion. La formation de ces sels dépend de la teneur en  $\text{Al}_2\text{O}_3$  dans la matrice cimentaire (Talero et al. 2011).

Pour les mélanges avec métakaolin, Thomas et al. (2012) et Badogiannis et al. (2015) ont observé une meilleure résistance à la pénétration des chlorures et l'expliquent par l'augmentation des capacités liantes des chlorures en présence de fort taux d'alumine, et donc par la formation de sels.



La création d'une phase solide avec les chlorures n'est pas observée avec de la fumée de silice dans l'étude de Ishida et al. (2008), d'autres phénomènes correspondant à l'affinement et à la densification du réseau poreux entrent en jeu (Gautefall 1986 ; Pacheco-Torgal et al. 2013).

Il est à noter que les additifs ne réduisent pas l'efficacité des additions à réduire la migration des ions chlorure, contrairement aux autres propriétés (résistance en compression et porosité).

La Figure VI.9 présente ces résultats en fonction de la résistance en compression. Les bétons se situant sous la barre des  $1 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$  dans les résultats de San Nicolas (2011), sont des bétons hautes performances. Les bétons projetés se situent dans le fuseau des bétons coulés.

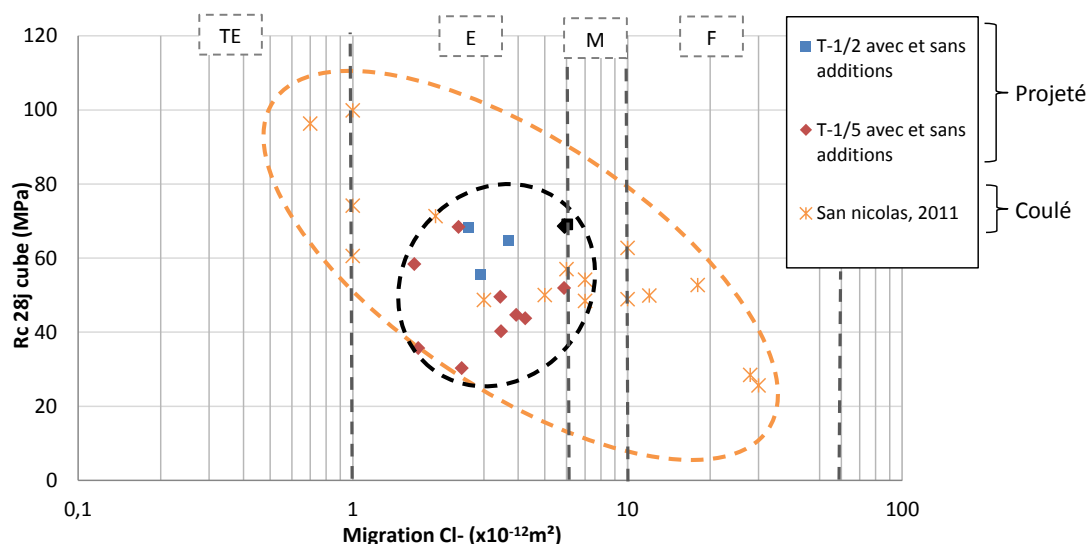


Figure VI.9 : résistance à la compression en fonction de la migration des ions chlorures pour les bétons projetés avec et sans additions T-1/2 et T-1/5, et coulés

## 2.7.Synthèse

Les essais concernant les « indicateurs généraux de la durabilité » sont des outils d'évaluation de la durabilité. La durabilité d'un béton en service est sa capacité à tenir dans le temps et à résister aux agressions. Les résultats de porosité accessible à l'eau indiquent une durabilité faible à très faible pour les bétons projetés, tandis que d'autres indicateurs placent ce béton en catégorie de durabilité « moyenne » à « élevée ». Sur la base de comparaison aux seuils et aux bétons coulés, on ne peut que se questionner sur la pertinence d'indicateur tel que la porosité.

Un seul indicateur n'est généralement pas suffisant pour prédire la durée de vie d'un ouvrage. En effet, les processus de dégradation sont le plus souvent dus à un couplage de phénomènes, dépendant de différentes propriétés du matériau, et donc de plusieurs indicateurs.

Des modèles prédictifs de dégradation ont été développés pour évaluer la durée de vie des ouvrages, à partir des indicateurs, en fonction du type de dégradation (Houdusse et al. 1998; Thiery et al. 2003; Papadakis V.G. et al. 1991; Gehlen & Schiessl 1999). Le guide (AFGC 2004) utilise ces modèles pour fixer les indicateurs généraux, en fonction du type d'agression et de la durée de vie visée. Le Tableau VI.6 présente un exemple pour la prévention de corrosion des armatures. On constate, dans ce tableau, que pour certaine durée de vie, seule la porosité est pourtant prise en compte.

Compte tenu du questionnement de la pertinence de la porosité comme indicateur de durabilité des bétons projetés, il nous a donc semblé intéressant de pousser plus loin la réflexion sur la durabilité spécifique des bétons projetés par voie sèche.

Tableau VI.6 : Indicateurs de durabilité sélectionnés et valeurs limites proposées, sur la base du Tableau VI.4, en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée, dans le cas où l'enrobage satisfait aux valeurs réglementaires.  $P_{eau}$  est donnée en %,  $D_{app(mig)}$  est donné en 10-12 m<sup>2</sup>·s-1,  $K_{gaz}$  (à  $S=0$  et à  $P_{entrée} = 0,2$  MPa) en 10-18 m<sup>2</sup> et  $K_{liq}$  est donnée en 10-18 m<sup>2</sup>. Les valeurs correspondent à des mesures réalisées selon les méthodes décrites dans le guide AFGC sur des éprouvettes conservées dans l'eau pendant 3 mois après le coulage (AFGC 2004)

Durée de vie exigée / Catégorie d'ouvrage / ← Niveau d'exigence	de 100 à 120 ans Grands ouvrages Niveau 4	de 50 à 100 ans Bâtiment et Ouvrages de génie civil Niveau 3	de 30 à 50 ans Bâtiment Niveau 2	< 30 ans Niveau 1	Type d'environnement ↓	Corrosion induite par carbonatation ( $e = 30$ mm)	
• $P_{eau} < 9$ • $K_{gaz} < 10$	• $P_{eau} < 12$ • $K_{gaz} < 100$	• $P_{eau} < 14$ <sup>(6)</sup>	• $P_{eau} < 16$	• $P_{eau} < 16$	1	Sec et très sec (HR<65%) ou humide en permanence	Corrosion induite par carbonatation ( $e = 30$ mm)
• $P_{eau} < 9$ • $K_{liq} < 0,01$	• $P_{eau} < 12$ • $K_{gaz} < 100$	• $P_{eau} < 14$ <sup>(6)</sup>	• $P_{eau} < 16$	• $P_{eau} < 16$	2	Humide (HR>80%)	
• $P_{eau} < 9$ • $K_{gaz} < 10$ • $K_{liq} < 0,01$	• $P_{eau} < 9$ • $K_{gaz} < 10$ <sup>(4)</sup>	• $P_{eau} < 12$ <sup>(7)</sup> • $K_{gaz} < 100$ <sup>(8)</sup>	• $P_{eau} < 14$ <sup>(6)</sup>	• $P_{eau} < 15$	3	Modérément humide (65<HR<80%)	
• $P_{eau} < 9$ • $D_{app(mig)} < 1$ • $K_{gaz} < 10$ • $K_{liq} < 0,01$	• $P_{eau} < 9$ • $K_{gaz} < 10$ • $K_{liq} < 0,01$	• $P_{eau} < 12$ <sup>(7)</sup> • $K_{liq} < 0,1$ <sup>(9)</sup>	• $P_{eau} < 14$ <sup>(6)</sup>	• $P_{eau} < 16$	4	Cycles fréquents d'humidification-séchage	
• $P_{eau} < 9$ • $D_{app(mig)} < 10$ • $K_{gaz} < 10$ • $K_{liq} < 0,01$	• $P_{eau} < 12$ • $D_{app(mig)} < 20$ • $K_{liq} < 0,1$ <sup>(3)</sup>	• $P_{eau} < 14$	• $P_{eau} < 15$	• $P_{eau} < 16$	5	5.1 [Cl] faible <sup>(1)</sup>	Corrosion induite par les chlorures ( $e = 50$ mm)
• $P_{eau} < 9$ • $D_{app(mig)} < 1$ • $K_{gaz} < 10$ • $K_{liq} < 0,01$	• $P_{eau} < 9$ • $D_{app(mig)} < 1$ • $K_{gaz} < 10$ • $K_{liq} < 0,01$	• $P_{eau} < 11$ • $D_{app(mig)} < 2$ • $K_{liq} < 0,1$ <sup>(3)</sup>	• $P_{eau} < 11$	• $P_{eau} < 14$		5.2 [Cl] forte <sup>(2)</sup>	
• $P_{eau} < 9$ • $D_{app(mig)} < 1$	• $P_{eau} < 12$ • $D_{app(mig)} < 5$	• $P_{eau} < 13$ • $D_{app(mig)} < 7$	• $P_{eau} < 13$	• $P_{eau} < 15$	6	Immersion dans l'eau contenant des chlorures	Corrosion induite par les chlorures ( $e = 50$ mm)
• $P_{eau} < 9$ • $D_{app(mig)} < 1$ • $K_{gaz} < 10$ • $K_{liq} < 0,01$	• $P_{eau} < 10$ • $D_{app(mig)} < 2$ • $K_{gaz} < 100$ • $K_{liq} < 0,05$	• $P_{eau} < 11$ • $D_{app(mig)} < 3$ • $K_{liq} < 0,1$ <sup>(3)</sup>	• $P_{eau} < 11$	• $P_{eau} < 14$	7	Zone de marnage	

<sup>(3)</sup> : alternative :  $K_{gaz} < 100 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$

<sup>(4)</sup> : alternative :  $k_{liq} < 0,01 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$

<sup>(5)</sup> : alternative :  $P < 15 \%$  et  $[Ca(OH)_2] \geq 25 \%$

<sup>(6)</sup> : alternative :  $P < 16 \%$  et  $[Ca(OH)_2] \geq 25 \%$

<sup>(7)</sup> : alternative :  $P < 14 \%$  et  $[Ca(OH)_2] \geq 25 \%$

<sup>(8)</sup> : alternative :  $K_{gaz} < 300 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$  et  $[Ca(OH)_2] \geq 25 \%$

<sup>(9)</sup> : alternatives : 1)  $K_{gaz} < 100 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$

2)  $K_{gaz} < 300 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$  et  $[Ca(OH)_2] \geq 25 \%$

	Durabilité potentielle faible
	Durabilité potentielle moyenne
	Durabilité potentielle élevée
	Durabilité potentielle très élevée

### **3. Quelle durabilité pour les bétons projetés ?**

Le paragraphe précédent souligne que les bétons projetés par voie sèche sont des bétons poreux mais résistants, dont les critères de durabilité tels que la migration des ions chlorures et la perméabilité à l'air sont équivalents, voire meilleurs que ceux des bétons coulés habituellement étudiés. Pour trouver l'origine de cette porosité, le béton projeté est comparé à un béton coulé de même formulation.

L'approche performantielle semble adaptée au béton projeté dans la mesure où l'approche prescriptive nécessite l'obtention d'un E/L qu'il est impossible de prévoir en projection par voie sèche. Des essais réalisés sur paroi clouée permettent une première collection de données de durabilité en condition chantier et questionne le choix des seuils des indicateurs de durabilité.

#### **3.1.Comparaison à un béton coulé de formulation identique**

Le béton projeté par voie sèche présente une porosité élevée mais des caractéristiques mécaniques et des propriétés de transfert intéressantes. On est en droit de se demander d'où proviennent ces caractéristiques particulières. En effet, est-ce le mode de mise en place ou la formulation initiale qui joue un rôle sur les propriétés des bétons projetés ?

Bolduc (2009) et Royer (2013), suggèrent que les plus gros vides présents dans le béton projeté sont dus au mode mise en place. Ils nomment « vides de compaction » les vides résultant d'un défaut de compactage. Pour le béton projeté, ces vides se retrouveraient majoritairement le long des granulats et ne seraient pas des vides ouverts. Ces vides ne seraient donc pas accessibles par un essai de porosité accessible à l'eau. L'effet de l'augmentation de ces vides serait observable sur la diminution des résistances en compression.

Dans notre étude, les résistances sont équivalentes à des bétons coulés, et la porosité élevée a pu être mesurée par absorption d'eau. L'origine de la forte porosité est à rechercher du côté du squelette granulaire.

##### **3.1.1. Comparaison des critères de durabilité**

Pour tenter de comprendre l'origine de la porosité évaluée, des bétons coulés avec la même formulation qu'un béton projeté ont été testés. Le rapport E/L a été fixé à 0,5 afin de permettre une bonne maniabilité des mélanges tout en restant dans un rapport réaliste pour un béton projeté (maximum mesuré de 0,47). Il est à noter que les formulations utilisées sont celles avant projection et ne prennent pas en compte le phénomène de rebond pouvant mener à un enrichissement en proportion d'éléments fins.

Les références T-1/2, T-1/5 ainsi que le mélange T-1/5 – L50 ont été reproduits. Les résultats des essais de porosité accessible à l'eau, de compression, de perméabilité à l'air et de migration des ions chlorures, sont présentés sur la Figure VI.10.

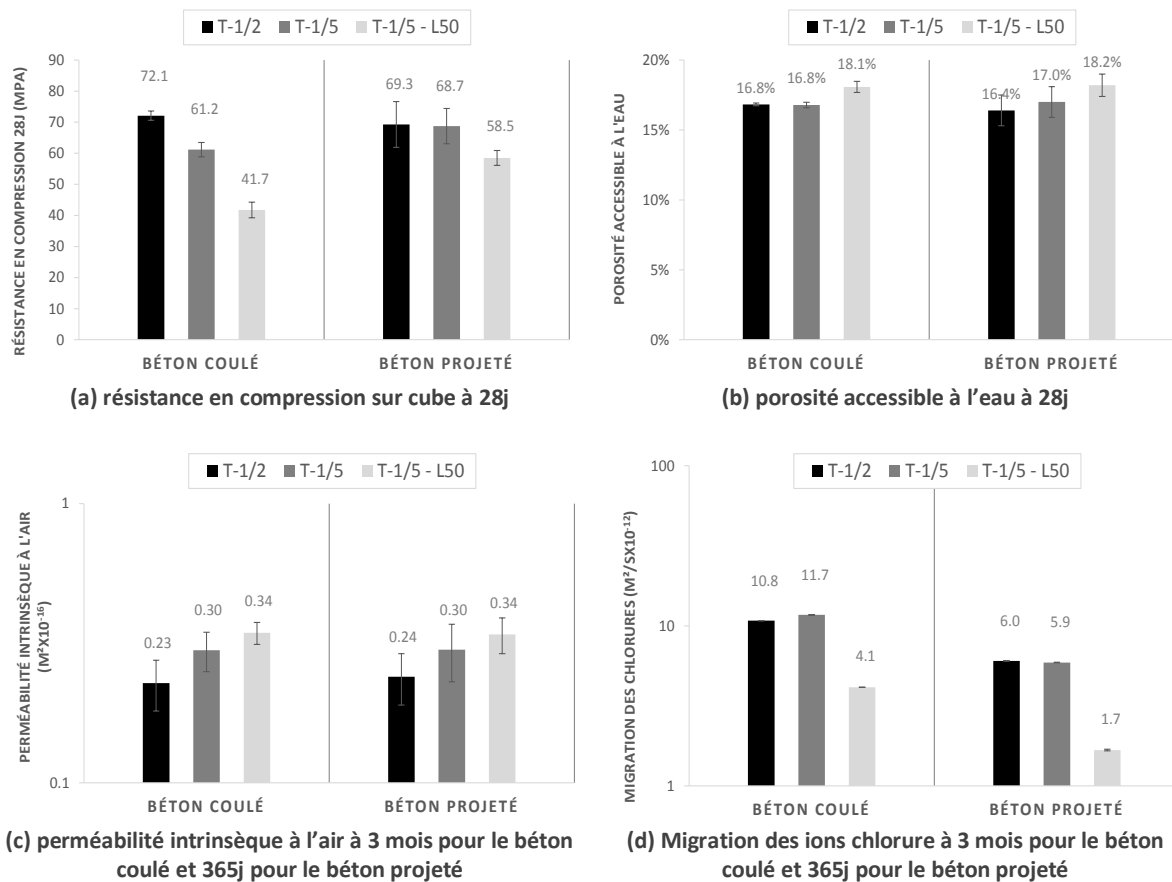


Figure VI.10 : Critères de durabilité mesurés pour des bétons coulés et projetés avec de formulation T-1/2, T-1/5 et T-1/5 - L50

Sur la Figure VI.10, on peut voir que les bétons projetés et coulés présentent les mêmes tendances d'évolution en fonction des mélanges. Le mélange T-1/5-L50, qu'il soit projeté ou coulé, montre une meilleure résistance à la pénétration des chlorures. On retrouve aussi une perméabilité à l'air plus faible pour le mélange T-1/2 dans les deux cas de mise en place.

En comparant les mélanges identiques entre eux, on constate les valeurs de porosités accessibles à l'eau (Figure VI.10b) et de perméabilité à l'air (Figure VI.10c) sont identiques, aux marges d'erreur près. En revanche, la résistance à la pénétration des chlorures (Figure VI.10d) est systématiquement meilleure pour le béton projeté que pour le béton coulé. Cela peut provenir de la différence d'échéance de mesure sur cet essai, le béton coulé ayant été testé à 3 mois au lieu d'un an.

Sur les résistances en compression à 28 jours (Figure VI.10a), le béton coulé donne des résultats plus dispersés (de 72.1 MPa pour T-1/2 à 41.7 MPa pour T-1/5-L50) que le béton projeté (de 69.3 MPa pour T-1/2 à 58.5 MPa pour T-1/5-L50), alors que les porosités accessibles à l'eau sont les mêmes. Deux explications sont possibles :

- Pour le béton coulé, le rapport E/L est fixé et il n'y a pas de changement de composition lors de la mise en place. Pour le béton projeté, le rapport E/L n'a pas pu être estimé car la teneur en liant tend à augmenter lors de la projection, du fait du rebond. Il est donc possible que la différence provienne du rapport E/L
- La deuxième explication peut être celle de la compaction, très différente selon que le béton est coulé/vibré ou projeté. Il est possible que la porosité qui en résulte soit de nature

différente, c'est-à-dire plus ou moins fine. Pour vérifier si des différences existent à plus petite échelle, la porosité par intrusion de mercure a été mesurée sur la phase mortier des bétons projeté et coulé (§3.1.2).

Sur la Figure VI.11, on constate que malgré les légères différences relevées sur la résistance en compression, le béton coulé avec une formulation de projeté s'inscrit dans l'ellipse du béton projeté. Même s'il peut exister de légères différences au niveau de la microstructure, les performances du béton projeté semblent influencées en premier lieu par sa formulation.

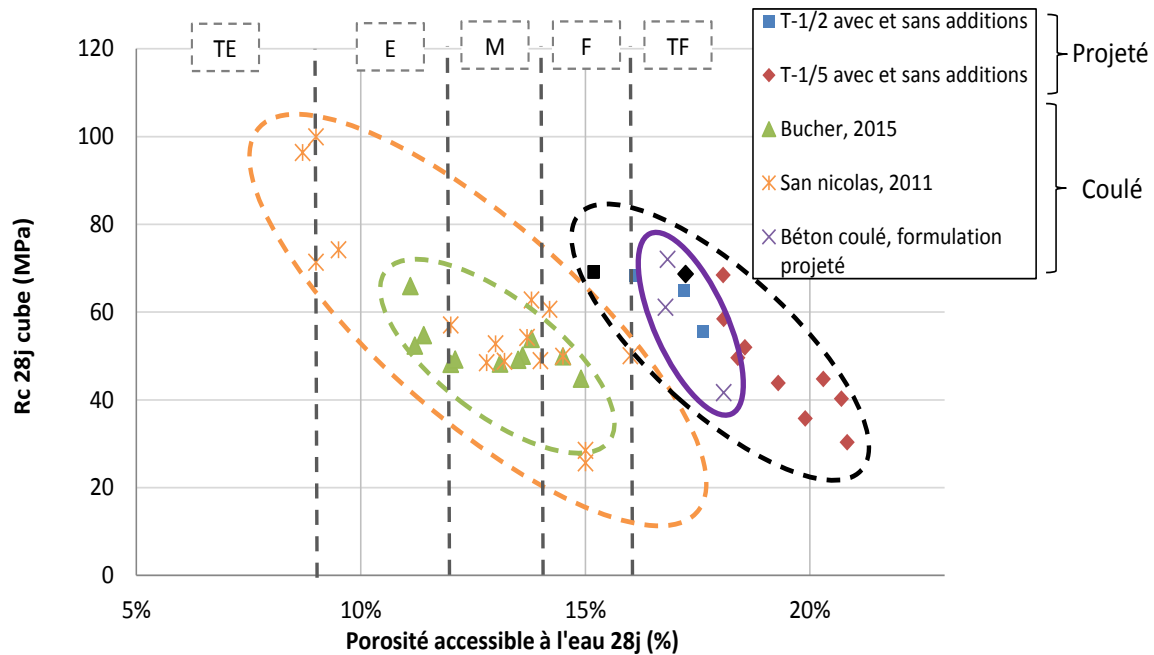


Figure VI.11 : Positionnement du béton coulé de même formulation qu'un béton projeté par rapport à sa résistance en compression et sa porosité accessible à l'eau

### 3.1.2. Comparaison de la microstructure

Afin de comparer les différences existantes au niveau de la microstructure pour un béton coulé et projeté, la microporosité a été étudiée à l'aide d'un porosimètre, qui, par introduction de mercure, permet d'accéder à la répartition des pores à l'échelle micrométrique. Les informations issues de cet essai permettent de mettre en avant les singularités du béton projeté par voie sèche par rapport à un béton coulé de formulation identique.

La Figure VI.12 présente la porosité par intrusion de mercure en fonction du type de mélange étudié. Dans tous les cas, le mélange projeté présente une plus faible porosité accessible que le mélange coulé. Cette tendance n'est pas observable à l'échelle du béton pour les mesures de porosité accessible à l'eau. La mesure par intrusion de mercure concerne uniquement la partie mortier du béton (sable + liant). Les vides présents à l'interface entre le mortier et les gravillons ne sont donc pas mesurés. Ces résultats permettent simplement d'observer que la porosité de la phase mortier du béton projeté est plus faible que la phase mortier d'un béton coulé.

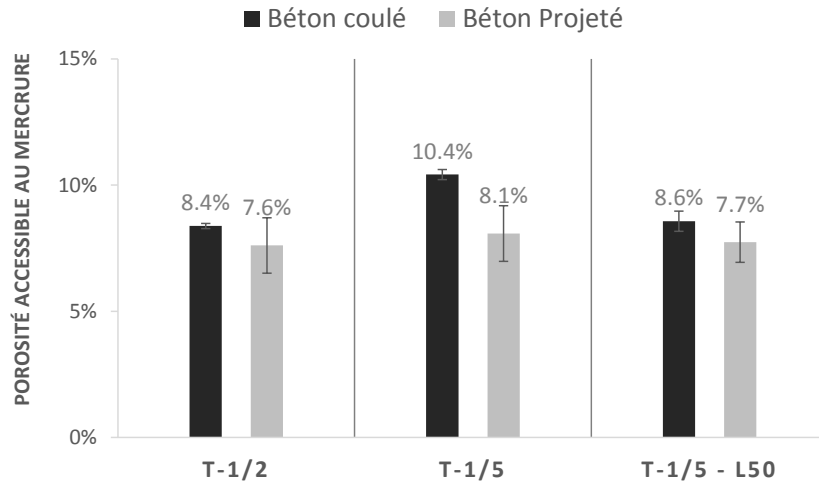


Figure VI.12 : Porosité accessible au mercure pour différentes formulations projetées ou coulées

En observant la répartition des différentes tailles de pores sur les Figures VI.13 (a) et (b), on constate que les mélanges projetés présentent une porosité légèrement plus fine que les mélanges malaxés, avec un pic de concentration des pores autour de 35 nm, contre 56 nm. La tendance est moins claire mais néanmoins présente sur la Figure VI.13 (c), pour le mélange T-1/5-L50.

La taille des pores prépondérants dans les observations correspond à des tailles de pore capillaire, c'est-à-dire des espaces inter-granulaires laissés par l'eau lors de l'hydratation du liant. Ce type de pore augmente avec le rapport E/L (San Nicolas 2011).

Le rapport E/L du béton projeté est potentiellement plus faible que celui du béton coulé, car la valeur de E/L fixée pour l'essai de béton coulé correspond à un maximum pour le béton projeté. La diminution du rapport E/L entraîne une diminution de porosité, mais pas nécessairement un affinement.

L'absence de malaxage préalable avec l'eau, dans le cas d'un béton projeté par voie sèche, implique une plus grande probabilité de non hydratation du liant. Pour un béton coulé, le malaxage va permettre une meilleure homogénéisation de la pâte, donc des pores de taille plus régulière.

La différence entre un béton projeté et un béton coulé de formulation identique est minime et semble plutôt due aux écarts de ratio E/L qu'à la différence de compaction. La spécificité du béton projeté résiderait donc dans sa formulation riche en ciment et en sable, avec des ratios G/S (<1) généralement inférieurs à des bétons coulés (autour de 1,5), entraînant ainsi des compacités inférieures et des porosités plus élevées (Chapitre 3).

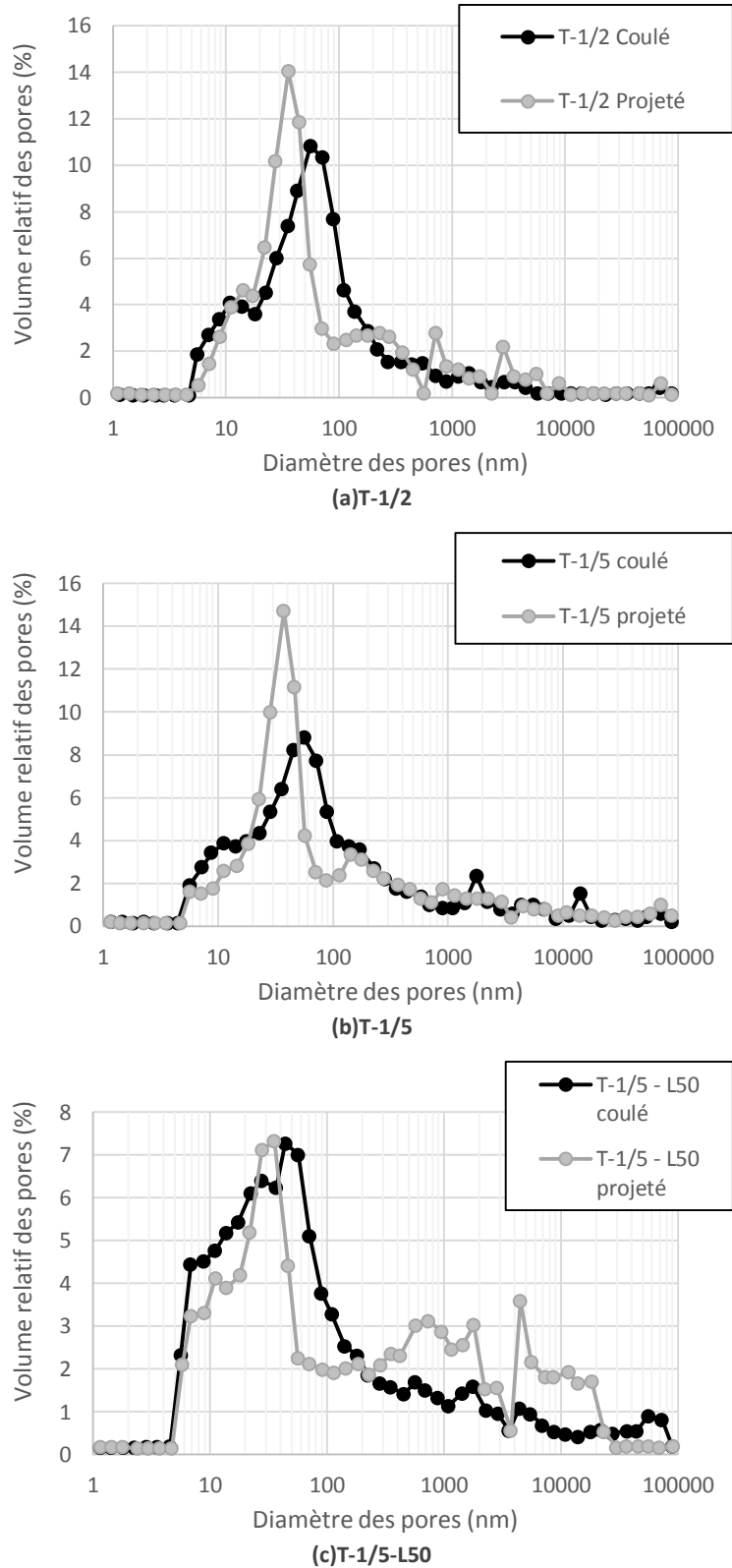


Figure VI.13 : Répartitions en volume relatif en fonction de la taille des pores présent dans les pâtes de béton projeté et coulé pour les formulations (a) T-1/2, (b) T-1/5 et (c) T-1/5-L50

### 3.2. Bétons projetés en condition chantier

Jusque-là, les bétons formulés n'ont été testés qu'en laboratoire. Afin de recueillir des informations sur la durabilité de bétons projetés en conditions de chantier, des tests ont été réalisés sur une paroi clouée avec un mélange de référence et un mélange contenant du laitier.

Des projections ont été réalisées sur chantier avec une formulation de base, qui est celle validée par le client (C-1/5), et une formulation enrichie en laitier C-1/5 –L50 (ajout de laitier à un CEM II/B 52.5N LL-S (contenant 24% laitier et 4% filler) pour atteindre une proportion égale de clinker et de laitier dans le liant final). Les données de durabilité ont été relevées afin de comparer le béton hors normes (C-1/5 – L50) à la référence chantier (C-1/5). Les données laboratoire pour des bétons de composition similaires (T-1/5 et T-1/5 – L50) sont reportées sur les Figures VI.14(a) à (d). Les comparaisons sont à prendre avec précaution puisque les formulations chantier et laboratoire, bien que proches, sont réalisées avec des ciments différents (CEM II/B 52.5N LL-S sur chantier et CEM I 52.5R en laboratoire), ce qui joue sur l'activation du laitier. D'autre part, les conditions de projection sont différentes : température, machine, réglages de l'eau.

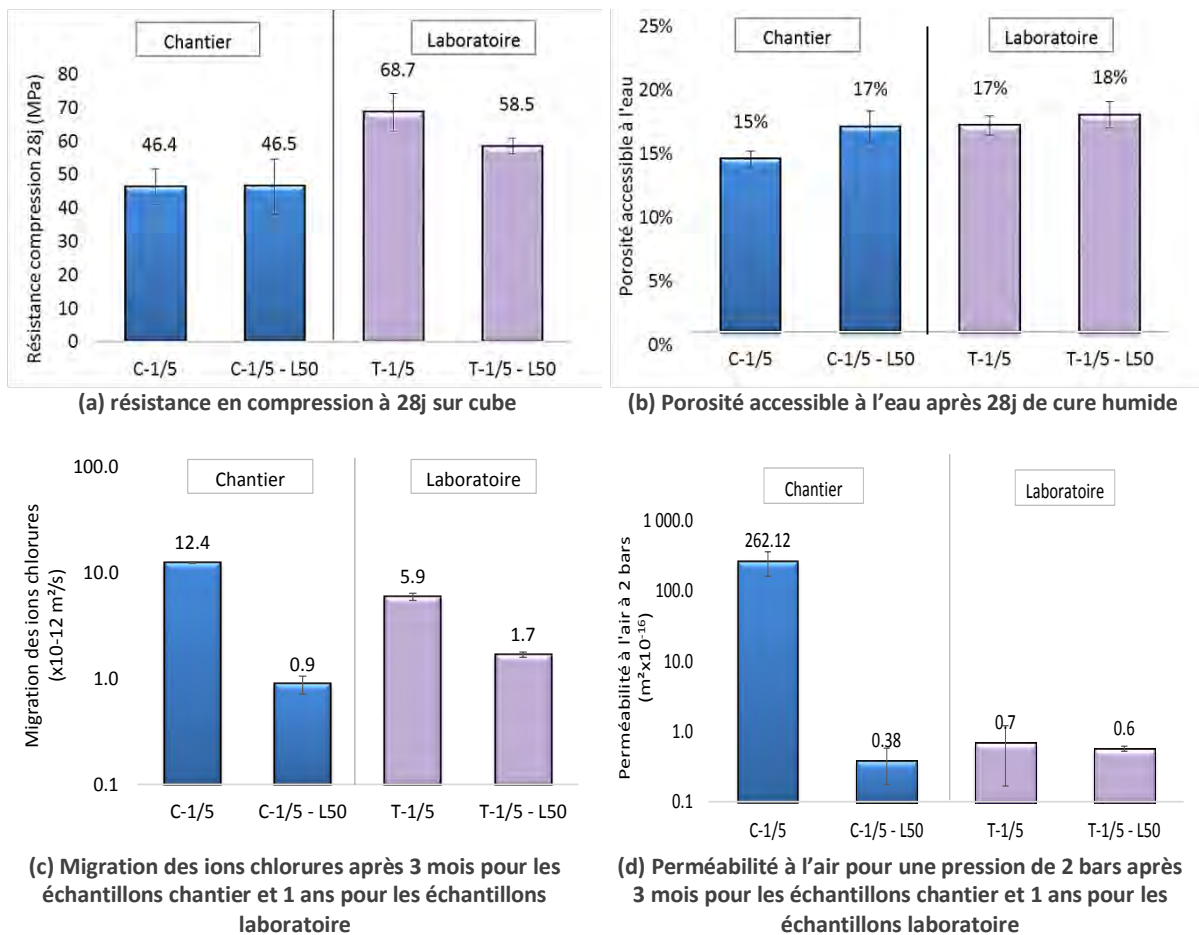


Figure VI.14 : Indicateurs de durabilité pour les mélanges projetés sur chantier (C et C+50S) et les mélanges projetés en laboratoire (B et T-1/5 - L50)

La Figure VI.14(a) présente la résistance en compression moyenne obtenue à 28j pour les mélanges projetés sur chantier (C-1/5 et C-1/5-L50) et les mélanges équivalents projetés en laboratoire (T-1/5 et T-1/5 - L50). Du CEM II/B a été utilisé pour les formulations chantier, ce qui explique la différence



de résistance avec les formulations laboratoire intégrant du CEM I. De plus, les formulations testées en laboratoire (T-1/5 et T-1/5 - L50) présentent un léger écart de résistance à 28j, tandis que les formulations chantier C-1/5 et C-1/5-L50 présentent des résistances équivalentes. La bonne performance du C-1/5-L50 par rapport au C-1/5 pourrait être due en partie à la synergie laitier - filler (présent dans le CEM II/B) (Espion et al. 2013; Menéndez et al. 2003).

La porosité en fonction du type de mélange est présentée sur la Figure VI.14(b). Sur chantier comme en laboratoire, l'ajout d'additions minérales entraîne une augmentation de la porosité accessible à l'eau à 28j.

On retrouve la même tendance pour les résultats de migration des ions chlorures sur chantier et en laboratoire (Figure VI.14 (c)). D'après la référence AFGC, la durabilité obtenue pour le mélange C + L50 est très élevée. La formulation T-1/5-L50 se place dans la catégorie de durabilité élevée (entre 1 et  $5 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ ) et les deux références C-1/5 et T-1/5 sont situées en catégorie de durabilité faible (10 à  $50 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ ) et moyenne (entre 5 à  $10 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ ).

En ce qui concerne les valeurs de perméabilité à l'air (Figure VI.14 (d)), l'ajout de laitier permet d'augmenter la tortuosité du réseau et ainsi de faire diminuer la perméabilité. Pour le béton de référence chantier, C-1/5, les valeurs obtenues sont largement supérieures à celles obtenues avec l'ajout de laitier. Ceci peut provenir d'un problème d'échantillonnage car le béton prélevé, une fois découpé, présentait un lit de sable. C'est l'un des aléas de la projection en voie sèche, le matériau peut présenter des zones non homogènes. Cette valeur est malgré tout conservée, car elle correspond à une réalité de chantier.

Les résultats obtenus sur chantier sont cohérents avec ceux obtenus en laboratoire et permettent de valider le montage expérimental.

La formulation C-1/5-L50 est hors norme dans le sens où le taux de substitution par du laitier est supérieur au taux autorisé par l'approche prescriptive de la norme NF EN 206/CN. La preuve de sa durabilité pourrait être faite par une approche performantielle, en le comparant aux valeurs seuil absolues de l'AFGC, mais qui sont basées sur des données de bétons coulés, ou par comparaison relative au béton C-1/5 (qui respecte la norme, pour le type de liant, et a déjà été employé à plusieurs reprises). Pour les indicateurs évalués, tous permettent de valider le mélange C-1/5-L50, sauf le critère de porosité. On peut encore une fois se poser la question de la pertinence de ce seul critère. On constate aussi que les bétons projetés en laboratoire, malgré des porosités plus élevées que le C-1/5, présentent de meilleures qualités pour la perméabilité, la résistance et la diffusion. Cela appuie la nécessité de créer une base de données propre au béton projeté, ou aux G/S hors des pratiques courantes, prenant en compte cette forte porosité.

### **3.3. Spécificités du béton projeté**

Le béton projeté présente plusieurs spécificités qui rendent l'approche prescriptive inadaptée pour assurer sa durabilité. En effet, la teneur en eau ne peut pas être fixée à l'avance, et si c'était le cas, le rapport E/L ne pourrait pas être assuré puisque la teneur en ciment varie avec le rebond. L'approche performantielle semble donc plus adaptée, mais pose la question des valeurs à utiliser pour établir des comparaisons de performances.

Les valeurs seuil de l'AFGC sont très utiles pour avoir une idée de la durabilité du béton, mais ces valeurs ont été établies avec des bétons coulés, ayant des compacités granulaires optimisées. Lors des comparaisons aux valeurs de porosités, le béton projeté sera nécessairement mauvais, même si les autres critères peuvent placer ce béton en durabilité élevée. C'est le cas avec l'exemple du mélange C-

1/5 –L50. Les durabilités évaluées en fonction des paramètres mesurés sont reportées dans le Tableau VI.7.

Tableau VI.7 : Evaluation de la durabilité du béton projeté T-1/5 –L50 en fonction des valeurs seuil de l'AFGC

Critère	Porosité accessible à l'eau	Migration des ions chlorures ( $\times 10^{-12}$ m <sup>2</sup> /s)	Perméabilité à l'air (2bars) $\times 10^{-18}$ m <sup>2</sup>
Valeurs pour C-1/5 – L50	17%	0,9	38
Durabilité AFGC	Très faible	Très Elevée	Elevée

L'établissement d'une base de données propre au béton projeté, prenant en compte cette spécificité de porosité, semble nécessaire.

L'autre approche possible est de se référer à un béton approuvé ayant fait la preuve de ses performances. Cependant, selon la référence choisie, le béton candidat peut être validé ou non. Il est donc important de bien choisir le type de valeurs sur lesquelles s'appuyer.

On peut se poser la question de l'influence de la consistance sur la durabilité d'un mélange de béton projeté. Dans cette étude, le choix a été fait de mesurer les propriétés de durabilité pour une consistance moyenne. Mais pour une même formulation initiale, il peut exister des variations en fonction de l'eau ajoutée à la lance. Un exemple est présenté dans le Tableau VI.8 pour le mélange T-1/2 – MK20 avec une consistance très sèche et une consistance très humide. On remarque une légère variation au niveau de la porosité, un écart au niveau de la résistance en compression, mais des propriétés équivalentes en termes de migration des ions et de perméabilité à l'air.

Lorsqu'un mélange de référence est proposé, il vaut mieux indiquer, en plus des paramètres de formulation, à quelles consistances correspondent les résultats obtenus.

Tableau VI.8 : Variation dans les paramètres de durabilité pour le béton T-1/2 –MK20

Critère	Porosité accessible à l'eau	Résistance en compression à 28j (MPa)	Migration des ions chlorures ( $\times 10^{-12}$ m <sup>2</sup> /s)	Perméabilité à l'air (2bars) $\times 10^{-18}$ m <sup>2</sup>
T-1/2 – MK20 Sec	16.3%	66.2	3.10	65
T-1/2 – MK20 Humide	17.5%	59.4	3.11	61

## CONCLUSION

L'utilisation d'additions pour la réduction des pertes dans le béton projeté pose le problème du respect des normes vis-à-vis des taux de substitutions autorisés. Grâce à l'approche performantielle, il est possible de faire la démonstration de la qualité d'un béton sortant du domaine prescriptif. Pour le béton projeté, cette approche est particulièrement adaptée puisque l'approche prescriptive indique un rapport E/L alors qu'il n'est pas possible de déterminer à l'avance, du fait de l'apport d'eau au moment de la projection et de la variation de teneur en ciment avec le phénomène de rebond.

Pour un béton projeté, les additions ont un réel intérêt dans la limitation du rebond et l'amélioration de la « barrière chimique » face aux agressions d'un environnement riche en chlorures. La diminution de résistance en compression permet malgré tout de se maintenir au-delà des exigences traditionnelles des CCTP en paroi clouée.

La porosité est un point particulier du béton projeté. Elle est particulièrement élevée, mais n'implique pas de diminution de résistance par rapport aux bétons coulés classiques. Cette porosité élevée vient de la formulation, non optimisée pour la compacité, contrairement à un béton coulé.

Cette caractéristique pose la question des valeurs seuil à utiliser pour évaluer la durabilité d'un béton projeté. Selon L'AFGC, tous les bétons de cette étude ont une durabilité très faible, d'après la porosité, mais peut aussi être considérée moyenne à très élevée suivant les autres paramètres mesurés. Elle n'est donc pas recommandée comme critère d'évaluation de la durabilité pour le béton projeté.

Les résultats obtenus dans cette étude pourraient servir de base à une banque de données dédiée à la durabilité des bétons projetés par voie sèche. L'autre solution est de caractériser la durabilité d'un béton en fonction d'un béton de référence, mais se pose alors la question du choix de la référence. Dans tous les cas, pour comparer au mieux deux formulations, il est important de préciser la consistance des mélanges évalués, notamment en ce qui concerne les résistances en compression. En effet, une formulation de béton projeté ne correspond pas à un mélange unique in-situ, mais recouvre en réalité une gamme de mélanges possibles du fait que l'eau peut être ajustée et n'est pas un élément fixe de la composition.

L'évaluation de la durabilité d'une formulation de béton projeté doit prendre ces particularités en considération.

# Conclusions générales

Le béton projeté est une technique de mise en place, remontant au début du 20<sup>ème</sup> siècle, par le transfert pneumatique de béton, à haute vitesse, jusqu'à une surface réceptrice. La projection par voie sèche présente de nombreux avantages en terme de maniabilité, de rapidité et de flexibilité de mise en œuvre. Cependant, cette technique génère des pertes par rebond, qui peuvent s'élever à plus de 40% de la masse projetée. Il existe deux catégories de leviers d'action pour la limitation des pertes :

- Les paramètres techniques : réglage du compresseur, choix de la machine, distance entre lance et support. Ces paramètres sont fortement liés à l'outillage utilisé et des formations existent pour les opérateurs afin d'ajuster au mieux ces réglages.
- Les paramètres de formulation : squelette granulaire, type et quantité de liant, additifs éventuels. Ce sont ces paramètres qui ont fait l'objet de ce travail de thèse.

Cette étude a permis de vérifier que le rebond est dépendant de la consistance du mélange. La consistance étant relativement qualitative, il a été choisi de la quantifier par deux méthodes adaptées au béton projeté:

- Une méthode de pénétration statique (P statique) : mesurée par la contrainte d'enfoncement d'une aiguille à vitesse constante dans le substrat. Cette mesure est dépendante du ratio E/L et se rapproche d'une mesure de seuil.
- Une méthode de pénétration dynamique (P dynamique) : mesurée par un impact de bille sur le substrat. Cette mesure se rapproche d'une résistance à un cisaillement à haut gradient de vitesse et dépend de la viscosité du mélange.

Plus les valeurs de P statique et P dynamique sont faibles, plus le rebond est faible. Un mélange donné voit son rebond évoluer linéairement en fonction de la somme de ces deux paramètres (P statique + P dynamique).

L'action des additions sur le rebond semble dépendre du squelette granulaire dans lequel elles sont introduites. En effet, lors de l'utilisation d'une granulométrie plus riche en gravillons, les additions n'ont pas permis des réductions de rebond aussi importantes que lors de l'emploi de ces additions avec un squelette granulaire plus riche en sable. L'hypothèse proposée se base sur le fait que le rebond peut survenir par l'impact sur un substrat dont la consistance est trop ferme, ou par un choc élastique entre granulats. Dans un mélange plus riche en gravillons, la probabilité de chocs élastiques serait plus grande, et le rebond serait majoritairement dû aux impacts entre granulats. Dans un mélange plus riche en sable, la consistance de la phase liante serait le paramètre prépondérant sur les résultats de rebond. De plus, la discontinuité des courbes granulométriques semble permettre la réduction du rebond. L'hypothèse de réduction du rebond avec la réduction de la probabilité de chocs élastiques peut s'appliquer ici. En effet, une courbe granulométrique discontinue réduirait la probabilité de chocs entre granulats de tailles équivalentes.

En ce qui concerne le liant, l'étude a porté sur l'utilisation d'additions et d'additifs, en complément du ciment. Du métakaolin, de la fumée de silice et du laitier de haut fourneau ont été employés. Les résultats obtenus montrent que ces additions ont systématiquement permis la réduction du rebond par rapport à un mélange contenant uniquement du ciment dans le cas d'utilisation d'un squelette granulaire de rapport G/S = 0,22.

Le métakaolin à un taux de substitution de 20% a permis d'obtenir des valeurs de rebond stabilisées autour de 22% malgré l'évolution de la consistance. Ceci peut être dû à la capacité de l'addition à capter l'eau du mélange, grâce à la structure de ses grains en feuillets. Ce type de comportement présente l'avantage de limiter la dépendance du rebond au réglage de l'eau, et donc à la qualification de l'opérateur. Cependant, ces résultats n'ont pas été observés dans le cas d'utilisation de 30% de métakaolin. L'efficacité d'une addition ne serait donc pas proportionnelle à son taux de substitution. L'hypothèse avancée est que la projection ne permet pas une bonne dispersion de l'addition, créant un mélange inhomogène et limitant les interactions de l'addition avec l'eau introduite.

La fumée de silice est une addition fréquemment citée dans la bibliographie pour la réduction des pertes grâce à son effet sur le maintien de la cohésion du mélange. Son efficacité a été vérifiée dans cette étude pour des ratios E/L suffisamment élevé ( $>0,35$ ). Lorsque le mélange est trop sec ( $E/L < 0,35$ ) le rebond est plus élevé que la référence. Des mélanges très secs peuvent être obtenus du fait du procédé de mise en place qui ne dépend pas des problématiques d'écoulement et de maniabilité du béton. Cependant, le matériau résultant est extrêmement ferme ce qui mène à un rebond excessif.

Le laitier de haut fourneau a permis une réduction du rebond d'environ 5% par rapport au mélange de référence. Cette addition a été utilisée avec un taux de substitution de 50% de la masse de ciment. Le remplacement d'une grande part du ciment, fortement générateur de  $CO_2$  à la fabrication, est un avantage environnemental non négligeable.

L'effet des additions sur le rebond semble être lié à leur masse volumique. En effet, il a été constaté que les additions dont la masse volumique est plus faible que celle du ciment permettent une réduction du rebond. Les additions ont été utilisées en substitution massique de ciment. Il en résulte un volume de liant plus important. Lors de l'introduction de l'eau, l'opérateur se base sur un critère volumique et non massique. La quantité d'eau ajoutée sera donc plus importante pour un mélange contenant des additions. La forme et de la taille des additions agissent sur la cohésion et la viscosité du mélange, donc sur la possibilité d'obtenir des mélanges plus ou moins cohésifs et collant en fonction de l'eau ajoutée.

Du carbonate de sodium, de l'éther de cellulose et de la bentonite ont été introduits comme additifs secs, dans les mélanges contenant du laitier ou du métakaolin, dans le but de modifier la consistance et de limiter les pertes. L'éther de cellulose a un effet de stabilisation du rebond, comme dans le cas de substitution de 20% de métakaolin, mais sans mener à une réduction du rebond. Le carbonate de sodium a entraîné un raidissement rapide du mélange sur le support, mais sans amélioration en terme de pertes. La bentonite a entraîné une augmentation du rebond alors que certains auteurs avaient observé un effet inverse. Cela provient certainement du mode d'introduction de l'additif. Dans notre cas, la bentonite a été introduite sèche au mélange initial, tandis que l'étude précédente avait été réalisée à l'aide d'une bentonite hydratée. L'effet des additifs sur le rebond semble donc dépendant du mode d'introduction dans le mélange.

L'utilisation d'un modèle analytique a été envisagée dans le but de prévoir le rebond des mélanges et de servir d'outil d'aide à la formulation. Le modèle de rebond d'Armelin a été choisi pour être confronté aux résultats expérimentaux et a été complété pour prendre en compte la probabilité des chocs élastiques entre gravillons. Les calculs permettent de retrouver les valeurs de rebond mesurées expérimentalement. Le coefficient appliqué pour tenir compte de la probabilité d'impacts élastiques a été fixé égal à la proportion de gravillons dans le mélange, mais les résultats montrent que le choix de ce coefficient est probablement plus complexe.

Le modèle utilisé nécessite la connaissance de nombreux paramètres d'entrée tels que la vitesse des particules dans le flux, le module d'élasticité du mélange, la contrainte d'adhésion, et les contraintes

de contact statique et dynamique. Les paramètres les plus influents du modèle étant ces deux derniers. Des pistes sont proposées pour déterminer les contraintes de contact dynamique et statique ainsi que le module d'Young de la pâte en amont de la projection et permettre une évaluation comparative des mélanges.

L'amélioration de formulation par l'utilisation d'additions, pour la réduction du rebond, doit prendre en compte le respect des normes, notamment vis-à-vis des taux de substitutions autorisés (EN 206/CN). L'approche normative prescriptive habituelle pour la formulation d'un béton a pour but de fixer des seuils de composition, afin d'atteindre des performances de résistance et de durabilité.

La norme permet aussi une approche performantielle, avec laquelle il est possible de faire la démonstration de la qualité d'un béton sortant du domaine prescriptif. Pour le béton projeté, cette approche est particulièrement adaptée puisque l'approche prescriptive indique un rapport E/L, qu'il n'est pas possible de déterminer à l'avance (réglage de l'eau au moment de la projection et variation de la teneur en liant avec le phénomène de rebond). De plus, les quantités d'additions ne sont plus limitées, si la démonstration de leur performance est faite. En ce qui concerne les résultats de résistance en compression, les additions entraînent une légère diminution à 28 jours par rapport aux références. Cependant, les valeurs obtenues restent supérieures à des exigences traditionnelles de CCTP en paroi clouée. L'utilisation d'additifs a engendré de plus fortes réductions de résistance, avec un minimum de 30,4 MPa sur cube à 28 jours pour un mélange avec 20% de métakaolin et 5% de  $\text{Na}_2\text{CO}_3$ . Cette valeur est la plus faible obtenue, mais permet malgré tout une utilisation pour des exigences de béton C25/30.

Les additions utilisées ont notablement amélioré les indicateurs de durabilités liés au transfert d'agents agressifs (mesurée par migration des ions chlorure et perméabilité à l'air) par rapport aux références.

En ce qui concerne la porosité, les bétons projetés se révèlent plus poreux que les bétons coulés classiques. Cela semble provenir du squelette granulaire utilisé pour les bétons projetés, moins compact que celui des bétons coulés. En effet, les fuseaux recommandés en France et aux Etats-Unis préconisent des rapports G/S allant de 0,2 à 1 alors que la compacité optimale d'un mélange est obtenue pour des rapports G/S autour de 1,5. Cette forte porosité n'affecte cependant pas les résistances et les bonnes capacités de résistances aux transferts d'agents agressifs.

Cette caractéristique pose la question des valeurs seuils à utiliser pour évaluer la durabilité d'un béton projeté. Selon L'AFGC, tous les bétons de cette étude ont une durabilité très faible, d'après la porosité, mais la durabilité peut aussi être considérée moyenne à très élevée suivant les autres paramètres mesurés. La porosité n'est donc pas recommandée comme critère absolu d'évaluation de la durabilité d'un béton projeté. Les données répertoriées dans ce travail de thèse peuvent servir de prémisse à une base de données spécifique à la durabilité du béton projeté par voie sèche.

# Perspectives

---

Le rebond du béton projeté par voie sèche est le résultat d'une chaîne d'évènements impliquant un transfert dans une conduite et donc des frottements, une accélération du mélange en sortie de lance du fait de l'effet venturi, la formation d'un jet non uniforme avant l'impact sur le support. Le support lui-même est composé de béton frais, donc un substrat hétérogène caractérisé par de la pâte de consistance variable et des granulats rigides. Lors du choc entre le mélange projeté et le substrat, l'énergie du flux est transférée au support. Selon les caractéristiques de la zone impactée, cette énergie sera plus ou moins dissipée puis retransmise aux éléments impactants. Selon l'adhérence, ce retour d'énergie pourra ou non provoquer le décollement et donc le rebond.

L'estimation du rebond passe donc par la connaissance de l'ensemble des paramètres de la chaîne. La vitesse des particules en sortie de lance peut être évaluée par caméra haute vitesse, mais l'installation est lourde. Il serait donc intéressant de mener une étude permettant d'établir la relation entre les vitesses des particules et l'outillage utilisé (compresseur, diamètre des tuyaux, buse). La composition du mélange a certainement une influence sur les frottements dans la conduite et donc sur la vitesse de sortie du mélange. L'estimation des vitesses devrait donc aussi prendre en compte la formulation.

En ce qui concerne la granulométrie du mélange, il semble qu'une courbe discontinue puisse mener à une réduction des pertes. L'hypothèse proposée se base sur la probabilité de chocs élastiques entre granulats de taille équivalente. Il serait intéressant de vérifier, ou d'infirmer cette hypothèse, en calculant un coefficient de probabilité d'impact selon la discontinuité de la courbe granulométrique.

L'utilisation d'additions semble permettre la réduction du rebond, mais les taux de remplacement n'ont pas nécessairement été optimisés dans cette étude. Au vu des particularités de la projection et de la dépendance de l'ajustement d'eau à l'opérateur, il serait intéressant d'évaluer les taux de remplacement optimum en fonction des additions utilisées, en tenant compte des objectifs de résistance et en effectuant des relevés d'indices de durabilité.

Des mélanges ternaires de type ciment/laitier/filler, dans des proportions adéquates, peuvent certainement mener à des résultats intéressants en termes de rebond et de durabilité. De même, l'introduction d'additifs sous la forme adaptée mérite d'être approfondie.

En ce qui concerne la contrainte d'adhésion ( $\sigma_0$ ) utilisée dans le modèle d'Armelin, les résultats semblent permettre une corrélation avec la contrainte statique. Cependant, des essais complémentaires seraient à mener pour évaluer ce paramètre en fonction du type d'additions utilisé. Au niveau de la durabilité des bétons projetés par voie sèche, il serait intéressant d'établir une base de données répertoriant les indices de durabilité en fonction des formulations projetées pour un grand nombre d'ouvrages. L'exploitation de cette base pourrait ainsi permettre un développement de l'application de l'approche performantielle.

# Références Bibliographiques

## A

Acary, V. & Brogliato, B., 2004a. Coefficients de restitution et efforts aux impacts: Revue et comparaison des estimations analytiques. Available at: <http://hal.inria.fr/inria-00070602/>.

ACI Committee 506, 2008. Specification for Shotcrete (ACI 506.2-95). ACI standard.

ACI 506R, 2005. Guide to Shotcrete, American Concrete Institute, United States.

ADEME, 2012. Guide Information CO<sub>2</sub>. Available at : [http://www.developpement-durable.gouv.fr/IMG/pdf/Guide\\_Information\\_CO2-2.pdf](http://www.developpement-durable.gouv.fr/IMG/pdf/Guide_Information_CO2-2.pdf).

AFGC, 2004. Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages, Groupe de travail *Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages – Indicateurs de durabilité*.

AFTES, 1974. Texte provisoire des recommandations sur la mise en oeuvre du béton projeté dans les travaux souterrains. Groupe de travail *Béton projeté*. Tunnels et ouvrages souterrains, 1(Janvier-Février), pp.42–49.

Aïtcin, P.-C. & Mindess, S., 2013. Ecostructures en béton : Comment diminuer l’empreinte carbone des structures en béton. Eyrolles. Jouve, Mayenne, France.

Ambroise, J., Maximilien, S. and Pera, J., 1994. Properties of Metakaolin Blended Cements. *Advanced Cement Based Materials* 1 (4): 161–168. doi:10.1016/1065-7355(94)90007-8.

Andreasen, A.H.M., 1930. Ueber die Beziehung zwischen Kornabstufung und Zwischenraum in Produkten aus losen Körnern (mit einigen Experimenten). *Kolloid-Zeitschrift*, 50(3), pp.217–228.

Armelin, H.S. & Banthia, N., 1998a. Development of a general model of aggregate rebound for dry-mix shotcrete - ( Part II ). *Materials and structures*, 31(April), pp.195–202.

Armelin, H.S. & Banthia, N., 1998b. Mechanics of aggregate rebound in shotcrete - ( Part I ). *Materials and structures*, 31(Part I), pp.91–98.

Armelin, H.S. et al., 1996. Sprayed Concrete Technology. In S. Austin, ed. SCA/ACI International conference 1996. Edinburgh: Chapman & Hall.

Armelin, H.S. et al., 1997. Rebound in dry-mix shotcrete. *Concrete international*, (september), pp.54–60.

Armelin, H.S., 1997. Rebound and toughening mechanisms in steel fiber reinforced dry-mix shotcrete. Ph.D. Thesis, University of British Columbia, Canada.

Armelin, H.S., Banthia, N. and Mindess, S., 1999. Kinematics of Dry-Mix Shotcrete. *ACI Materials Journal*, (96), pp.283–291.

ASQUAPRO, 2007a. Fascicule 6 : Etat des connaissances sur le dimensionnement du béton projeté. Comité Technique ASQUAPRO. Available at : <http://www.asquapro.com/fr/fr->



publications/fr-fascicules.html

ASQUAPRO, 2007b. Fascicule 3 : Mise en oeuvre du béton projeté. Comité Technique ASQUAPRO. Available at : <http://www.asquapro.com/fr/fr-publications/fr-fascicules.html>

ASQUAPRO, 2010. Fascicule 4 : Formulation des bétons projetés. Comité Technique ASQUAPRO. Available at : <http://www.asquapro.com/fr/fr-publications/fr-fascicules.html>

ATHIL. 2015. Déclaration Environnementale Produit, Ciments Courants Français. Available at: <http://www.infociments.fr/ciments-chaux-hydrauliques/caracteristiques-applications/les-ciments/declarations-environnementales-produits-ciments-courants-francais>.

Austin, S.A., Peaston, C.H. and Robins, P.J., 1995. Material and fiber losses with fiber reinforced sprayed concrete. In M. C. Forde, ed. Proceedings of the Sixth International Conference on Structural Faults and Repairs. London, UK.

## B

Badogiannis, E. et al., 2015. Evaluation of chloride-penetration resistance of metakaolin concrete by means of a diffusion – Binding model and of the k-value concept. *Cement and Concrete Composites*, 63, pp.1–7.

Bae, G.J. et al., 2005. Improvement of wet-mix shotcrete performance by addition of High Reactivity Metakaolin. *Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future – Erdem&Solak* (eds), Taylor & Francis Group, London, ISBN 04 1537 452 9. pp.959-965

Banthia, N., Trottier, J.-F. and Beaupré, D., 1994. Steel-fiber-reinforced wet-mix shotcrete: Comparisons with cast concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 6(3), pp.430–437.

Barnes, A.H., 1997. Thixotropy, a Review. *Journal Non Newtonian Fluid Mechanic* 70 (97): 1–33. doi:10.1016/S0377-0257(97)00004-9.

Baron, J. & Olivier, J.-P., 1992. *Les Bétons : Bases et données pour leur formulation* Eyrolles. Association technique de l'industrie des liants hydraulique. Association technique de l'industrie des liants hydrauliques, Ed. Eyrolles.

Baumann, R., Scharlemann, S. and Neubauer, J., 2010. Controlling the application performance of cement renders with cellulose ethers. *ZKG International*, 4, pp.68–75.

Beaupre, D. et al., 1996. Powdered air-entraining admixture in dry-mix shotcrete. In SCA/ACI International conference. Simon Austin, pp. 2–7.

Beaupré, D., 1994. Rheology of high performance shotcrete. Ph.D. Thesis, University of british columbia, Canada.

Bigas, J.-P. & Gallias, J.-L., 2003. Single-drop agglomeration of fine mineral admixtures for concrete and water requirement of pastes. *Powder Technology*, 130(1-3), pp.110–115.

Bindiganavile, V. & Banthia, N., 2000. Rebound in Dry-Mix Shotcrete : Influence of Type of Mineral Admixture. *ACI Materials Journal*, 97(2), pp.1–6.

Bindiganavile, V. & Banthia, N., 2001. Fiber reinforced dry-mix shotcrete with metakaolin. *Cement and Concrete Composites*, 23(6), pp.503–514.

Bindiganavile, V. & Banthia, N., 2001. Influence of Mineral Admixtures on Properties of Fiber Reinforced Dry-Mix Shotcrete. *Special Publication*, pp.931–950.

Bindiganavile, V. & Banthia, N., 2002. Admixture Blends in steel fiber-reinforced dry-mix shotcrete. A comparative study of silica fume and high-reactivity metakaolin. *Concrete international*, (August), pp.59–63.

Bindiganavile, V. & Banthia, N., 2009. Effect of Particle Density on Its Rebound in Dry-Mix Shotcrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 21(February), pp.58–64.

Bindiganavile, V., 2007. Parametric Studies on Fiber Rebound in Dry-Mix Shotcrete. In R. N. Kraus et al., eds. *Sustainable construction materials and technologies*. UW Milwaukee CBU, pp. 209–219.

Bishop, R., Hill, R. and Mott, N., 1945. The theory of indentation and hardness tests. *Proceedings of the physical society*, 57(3), p.147.

Blumel, O.W., Lutsch, H. & Stehno, G., 1978. State-of-the-Art Shotcrete Technology. In *Shotcrete for Underground Support III*, Engineering Foundation. New York, pp. 15–26.

Bolduc, L., 2009. Etude des propriétés de Transport du béton Projeté. M. Sc. Thesis, Université Laval, Québec, Canada.

Bolduc, L., Jolin, M. & Bissonnette, B., 2009. Évaluation de la performance du béton projeté. Available at : [http://www.bv.transports.gouv.qc.ca/mono/1000853/07\\_Evaluation\\_performance\\_beton\\_projete.pdf](http://www.bv.transports.gouv.qc.ca/mono/1000853/07_Evaluation_performance_beton_projete.pdf)

Broniatowski, M., Hermann, K.G., 2014. Méthodes Form et Sorm. 34 pages. 2014. Available at : <https://hal.inria.fr/hal-00966695v1/>

Brumaud, C., 2012. Origines microscopiques des conséquence rhéologiques de l'ajout d'éthers de cellulose dans une suspension cimentaire. Ph.D. Thesis, Paris Est, France. Available at: <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00672323>.

Bucher, R., 2015. Vers une utilisation rationnelle des métakaolins flash : application aux bétons. Phd Thesis, Université de Toulouse III Paul Sabatier, France.

Burns, D., 2008. Characterization of wet-mix shotcrete for small line pumping. M.SC. Thesis, Université Laval, Québec, Canada.

## C

Cabrera, J.G. & Woolley, G.R., 1996. Properties of dry sprayed concrete containing ordinary portland cement or fly ash-portland cement. In *SCA/ACI International conference*. Simon Austin, pp. 8–23.

Caquot, A. & Kerisel, J., 1966. *Traité de mécanique des sols*. Gauthier-Villars, Paris.

Cappellari, M., Daubresse A., and Chaouche, M., 2013. Influence of Organic Thickening Admixtures on the Rheological Properties of Mortars: Relationship with Water-Retention. *Construction and Building Materials* 38, pp.950–961. doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.09.055

Carcasses, M. et al., 2015. Setting Up of a Database Dedicated To Durability Indicators By the Civil Works French Association (AFGC) To Support the Implementation of Concrete Performance-Based Approach. In FIB conference 2014 at Copenhagen, Denmark. pp. 1–11.

Chu, H. & Atsuhiko, M., 1997. Numerical simulation of dragging ball viscometer experiment. In *Proceeding of the 52nd Annual Conference of Japan Society of Civil Engineers*, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo. pp. 216–217.

Crom, T.R., 1981. Dry mix shotcrete nozzling. *Concrete international*, vol. 3, no. 1, pp.80-93

Cowell C., Li-in-on R., and Vincent B., 1978. Reversible Flocculation of Sterically Stabilised Dispersions. *Journal of the Chemical Society, Faraday Transactions I*, vol. 74, pp. 337-347.

Cyr, M., 1999. Contribution à la caractérisation des fines minérales et à la compréhension de leur rôle joué dans le comportement rhéologique des matrices cimentaires. Ph.D. Thesis, INSA Toulouse, France et Université de Sherbrooke, Canada.

## D

De Larrard, F., 2000. Structures granulaires et formulation des bétons. Laboratoires central des ponts et chaussées, Ouvrage d'art n°34. Available at: [http://www.concretonline.com/pdf/00hormigon/art\\_tec/docu\\_ref01.pdf](http://www.concretonline.com/pdf/00hormigon/art_tec/docu_ref01.pdf).

Deykin, A. et al., 1996. *Sprayed repairs: properties and testing cementitious mortars*. Fosroc International Ltd, Birmingham, UK.

Dreux, G., 1970. *Guide pratique du béton*. Collection de l'ITBTP.

## E

Ecocem, 2014. *Profil Environnemental*. Available at : <http://ecocem.fr/>.

Elfawakhry, H., Hussein, M.A. & Becker, T., 2013. Investigations on the evaluation of rheological properties of cereal based viscoelastic fluids using ultrasound. *Journal of Food Engineering*, 116(2), pp.404–412. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jfoodeng.2012.12.021>.

Escalante, J.I. et al., 2001. Reactivity of blast-furnace slag in Portland cement blends hydrated under different conditions. *Cement and Concrete Research*, 31(10), pp.1403–1409.

Espion, B. et al., 2013. Characterisation of New Ternary Cements With Reduced Clinker Content. , pp.145–152.

## F

Féret, M., 1892. Sur la compacité des mortiers hydrauliques. *Annales des ponts et chaussées*, 4(2nd semestre). Available at: <http://gallicalabs.bnf.fr/ark:/12148/bpt6k4084622/f335.item.r=1844> Dupuit.zoom.

FerroQuébec, 2015. Rapport D’empreinte Carbone Sur Le Silicium Métal. Ernst &Young s.r.l/S.E.N.C.R.L. Available at : [http://www.bape.gouv.qc.ca/sections/mandats/usine\\_silicium\\_port-cartier/documents/PR8.1.pdf](http://www.bape.gouv.qc.ca/sections/mandats/usine_silicium_port-cartier/documents/PR8.1.pdf)

Festa, J. & Dreux, G., 1995. *Nouveau guide du béton*. 7th ed. Eyrolles, ISBN : 2-212-10230-5

Figueiredo, A.D., 1999. Rheological Behavior of Dry-Mix Shotcrete. Second CANMET/ACI International Conference, (High-Performance Concrete - Performance and Quality of Concrete Structures SP-186. Michigan : American Concrete Institute), pp.113–128.

Fily-paré, I., 2015. Revalorisation du verre en béton projeté - Étude sur le remplacement partiel du ciment par de la poudre de verre dans le béton projeté par voie sèche . M.Sc. Thesis, Université Laval, Québec, Canada.

Frías, M. & Cabrera, J., 2000. Pore size distribution and degree of hydration of metakaolin–cement pastes. *Cement and Concrete Research*, 30(4), pp.561–569.

Fortin Picard, J., Ginouse, N. and Jolin, M., 2013. Discrete Modeling of a Stream of Shotcrete Predicting the behaviour of shotcrete with EDEM. Poster EDEM, Université Laval, Québec, Canada.

Fuller, W.B. & Thomson, S.E., 1907. The Laws of Proportioning Concrete. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 59(2), pp.67–143.

Funk, J.E. & Dinger, D., 1994. Predictive Process control of crowded particulate suspensions Norwell, ed., Kluwer Academic Publishers.

Furnas, C.C., 1928. The Relations between Specific Volume, Voids, and Size Composition in System of Broken Solids of Mixed Size. Report of Investigations No. 2894, Department of Commerce, Bureau of Mines, Washington D.C., USA.

## G

Gagnon, A., Jolin, M. and Duchesne, J., 2016. Développement de mélanges de béton projeté à valeurs environnementales ajoutées. 17ème édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton (RF)<sup>2</sup>B. Marne-la-vallée, France.

Gautefall, O., 1986. Effect of condensed silica fume on the diffusion of chlorides through hardened cement paste. *ACI SP-91: Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Natural Pozzolans in Concrete*, (SP-91), pp.991–998.

Gehlen, C. & Schiessl, P., 1999. Probability-based durability design for the Western Scheldt Tunnel. *Structural concrete*, Journal of the FIB, P1(2), pp.1–7.

Gérôme, S., 2003. Evaluation des paramètres d'obtention de la qualité des bétons projetés utilisés dans des soutènements provisoires, des revêtements définitifs et des renforcements d'ouvrages. Ph.D. Thesis, INSA Lyon, France.

Ginouse, N. & Jolin, M., 2014. Effect of Equipment on Spray Velocity Distribution in Shotcrete Applications. *Construction and Building Materials*, 70, pp.362–369.

Ginouse, N., 2014. Étude Fondamentale du Processus de Mise en Place en Béton Projeté. Ph.D. Thesis, Université Laval, Québec, Canada.

Glassgold, I.L., 1989. Shotcrete Durability: An Evaluation. *Concrete international*, 11(8), pp.78–85.

Goodier, C.I., 2000. Wet-Process sprayed mortar and concrete for repair. Ph.D. Thesis, Loughborough University, UK.

Gordon, K., 1995. Specialist pre-blended materials. In S. A. Austin & P. J. Robin, eds. *Sprayed concrete: Properties, Design and Application*. Latheronwheel, UK: Whittles Publishing, pp. 16–30.

Graham, C., & Talay, D., 2011. Simulation stochastique et méthodes de Monte-Carlo, Éditions de l'École polytechnique.

Gresham, A. & Soboli, I., 1995. On an alternative global sensitivity estimators. *Proceedings of SAMO, Belgirate*, 40-42

## H

Habib, P., 1997. Génie Géotechnique, Application de la mécanique des sols et des roches. Ellipses. AUPEL/UREF, ed., Paris.

Håkansson, U., Hässler, L. & Stille, H., 1992. Rheological properties of microfine cement grouts. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 7(4), pp.453–458.

Hazen, A., 1892. Some physical properties of sands and gravels. *Mass. State Board of Health, Ann. Rept.*, pp. 539–556.

Hertz, H., 1896. *Miscellaneous papers*, Macmillan.

Hexing, D., 2002. The performance of synthetic fiber reinforced concrete for shotcrete and lining. In *Shotcrete for Underground support IX*. Japan Tunnelling Association, pp. 303–311.

Houdusse, O., Marchand, J. and Hornain, H., 1998. Prédiction de l'évolution de la concentration des ions présents dans les matériaux cimentaires : modélisation numérique du transport d'ions par la méthode des éléments finis. In *Proceedings of the 1st International Meeting "Material Science and Concrete Properties"*, Toulouse, LMDC, march 5-6, 1998, pp. 151–158.

Houzé, C., 2013. Etude de la valorisation des laitiers de l'industrie sidérurgique et de production des alliages silicomanganèse. Ph.D Thesis, Université Paris Est, France.

Hurmuzlu, Y., 1998. An Energy-Based Coefficient of Restitution for Planar Impacts of Slender Bars With Massive External Surfaces. *Journal of Applied Mechanics*, 65(4), pp.952–962.

I

Iooss, B., 2012. JSO 2012 Analyse de sensibilité globale de modèles numériques : méthodologie générale et développements récents.

Ishida, T., Miyahara, S. & Maruya, T., 2008. Chloride binding capacity of mortars made with various portland cements and mineral admixtures. *Journal of advanced concrete technology*, 6(2), pp.287–301.

J

Jacquemot, F., 2014. Accélération du durcissement des liants à base de laitier de haut fourneau pour les produits préfabriqués en béton. Ph.D. Thesis, Lille I, Mines de Douai, France.

Johnson, K.L., 1985. *Contact mechanics*, Cambridge University Press.

Jolin, M. & Beaupré, D., 2004. Effects of Particle-Size Distribution in Dry Process Shotcrete. *ACI Materials Journal*, 101-M15(March-April), pp.131–135.

Jolin, M., 1999. Mechanisms of placement and stability of dry process shotcrete. Ph.D. Thesis, University of British Columbia, Canada.

Jolin, M., Beaupré, D. & Mindess, S., 1999. Tests to characterise properties of fresh dry-mix shotcrete. *Cement and Concrete Research*, 29(5), pp.753–760.

Jolin, M. et al., 1997. Use of set accelerating admixture in dry-mix shotcrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, (November), pp.180–184.

K

Kaci, A. & Chaouche, M., 2011. Influence d'une argile bentonitique sur le comportement rhéologique des mortiers projetés. In *XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil Tlemcen*. pp. 459–469.

King, D.M. & Perera, B.J.C., 2013. Morris method of sensitivity analysis applied to assess the importance of input variables on urban water supply yield - A case study. *Journal of Hydrology*, 477, pp.17–32.

Kollek J.J., 1989. The determination of the permeability of concrete to oxygen by CEMBUREAU method - a recommendation. *Materials and Structures*, 22, pp.225–230.

Kolopp, A., Rivallant, S. and Bouvet, C., 2011. Impact Testing of Composite Sandwich Structures for Aircraft Armor Applications. *JNC 17 - 17èmes Journées Nationales sur les Composites*, 15-17 June 2011, Poitiers, France, 1, pp.1–9.

## L

LCPC, 2010. Evaluation Environnementale d'une procédé de fabrication de métakaolin (calcination Flash). Nantes. Available at : [http://ofrir2.ifsttar.fr/fileadmin/plugin/tx\\_dcdgooglemap/rapport\\_ICV-argeco\\_2010.pdf](http://ofrir2.ifsttar.fr/fileadmin/plugin/tx_dcdgooglemap/rapport_ICV-argeco_2010.pdf).

Leung Pah Hang, T., 2015. Les Bétons Bas pH : Les Comportements Initial et Différé Sous Contraintes. Ph.D. Thesis, Université Toulouse Paul Sabatier, France.

Louis, C., 1973. Projet de recommandations pour la mise en oeuvre du béton projeté dans les travaux souterrains. Bureau de recherches géologique et minière, Orléans, France.

## M

Mann, K. et al., 2007. Modified Starches for Reducing Rebound in the Application of Shotcrete. 58th Starch Convention, 2007, Detmold, Allemagne.

Melbye, T. A., 1996. Sprayed concrete for rock support. MBT International Underground Construction Group. Zurich, Switzerland. 5th edn, 188 pp.

Menéndez, G., Bonavetti, V. & Irassar, E., 2003. Strength development of ternary blended cement with limestone filler and blast-furnace slag. *Cement and Concrete Composites*, 25(1), pp.61–67.

Molinari, J.F. & Ortiz, M., 2002. A study of solid-particle erosion of metallic targets. *International Journal of Impact Engineering*, 27(4), pp.347–358.

Morgan, D R, and J T Wolsiefer. 1991. Silica Fume in Shotcrete. In *CANMET/ACI International Workshop on the Use of Silica in Concrete*, Washington, DC, USA.

Morgan, D.R. et al., 1987. Evaluation of silica fume shotcrete. In *Proc. International Workshop on Condensed Silica Fume in Concrete*, p. 34. Montreal, Canada,

Morgan, D.R., 1988. Dry-mix silica fume shotcrete in western canada. *Concrete international*, 10(1), pp.24–32.

Morgan, D.R., 1991. Developments in shotcrete for repairs and rehabilitation.

Morgan, R.R., 1989. Freeze-Thaw Durability of Shotcrete. *Concrete International: Design & Construction*, 11(8), pp.86–93.

Morris, M.D., 1991. Factorial Sampling Plans for Preliminary Computational Experiments. *Technometrics*, 33(2), pp.161–174.

## N

Newton, I., 1687. *Philosophiae naturalis principia mathematica*.

Ngo, V.D., 2015. Contribution à l'approche probabiliste de la durabilité des structures en béton soumise à la carbonatation. Ph.D. Thesis, Génie Civil INSA Toulouse, France.

Nicot, P., 2008. Interactions mortier-support: éléments déterminants des performances et de l'adhérence d'un mortier. Ph.D. Thesis, Université Toulouse III Paul Sabatier, France.

## P

Pacheco-Torgal, F. et al., 2013. Eco-Efficient Concrete. Woodhead Publishing. DOI: 10.1533/9780857098993.3.311

Papadakis V.G., Vayenas, C.G. & Fardis, M.N., 1991. Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation. ACI materials journal, 88(4), pp.363–373.

Parker, H.W., Fernandez-delgado, G. & Lorig, L.J., 1976. A practical new approach to shotcrete rebound losses. In ACI-SP54- Shotcrete for ground support.

Perlot, C. & Rougeau, P., 2007. Intérêt des métakaolins dans les bétons. Editions du CERIB, ISSN 0249-6224.

Pfeuffer, M. & Kusterle, W., 2001. Rheology and rebound behaviour of dry-mix shotcrete. Cement and Concrete Research, 31(July), pp.1619–1625.

Pigeon, M. et al., 2000. Properties of dry-mix shotcrete containing supplementary cementitious materials. Concrete international, (October), pp.51–57.

Powers, T.C., 1967. The Properties of Fresh Concrete. John Wiley, New York, USA.

Prudêncio, L.R., Armelin, H.S. and Helene, P., 1996. Interaction between Accelerating Admixtures and Portland Cement for Shotcrete : The Influence of the Admixture ' s Chemical Base and the Correlation between Paste Tests and Shotcrete Performance. ACI Materials Journal, 6(93), pp.619–628.

Puri, U.C. & Uomoto, T., 1999. Numerical modeling- A new tool for understanding shotcrete. Materials and structures, 32(May), pp.266–272.

Puri, U.C. & Uomoto, T., 1999. Properties of shotcrete (10) Nozzlings versus rebound loss in shotcrete. Seisan-Kenkyu, 51(4), pp.153–156.

Puri, U.C. & Uomoto, T., 2002. Characterization of Distinct Element Modeling Parameters for Fresh Concrete and its Application in Shotcrete Simulations. Journal of Materials in Civil Engineering, 14(2), pp.137–144.

## R

Resse, C. & Vénuat, M., 1981. Projection des mortiers, bétons et plâtres.

Resse, C., 2010. Methodes de projection principes et execution. In Colloque Asquapro.



Available at: <http://www.asquapro.com/assets/files/colloques/2010/3.-principes-de-projection.pdf>.

Röck, R. & Mitteregger, K., 1999. The use of rebound reducing agents in dry-mix shotcrete. In 6th Conference on Shotcrete Technology. 6th conference on Shotcrete Technology, Innsbruck-Igls, Autriche.

Rojas, J.E., 2008. Méthodologie d'analyse de fiabilité basée sur des techniques heuristiques d'optimisation et modèles sans maillage : applications aux systèmes mécaniques, Ph.D. Thesis. INSA Rouen, France.

Rouyer, J., Poulesquen, A. and Frizon, F., 2013. Viscoelastic monitoring of curing geopolymer by ultrasonic rheology. IEEE International Ultrasonics Symposium, IUS, pp.1895–1898.

Royer, J.-M., 2013. Étude de la mise en place et compaction du béton projeté. M.Sc. Thesis, Université Laval, Québec, Canada.

Ryan, T.E., 1973. Guniting: A Handbook for Engineers. Cement and Concrete Association, Wexham Springs.

## S

Sabir, B. B., Wild, S. & Bai, J., 2001. Metakaolin and Calcined Clays as Pozzolans for Concrete: A Review. *Cement and Concrete Composites* 23 (6) (December): 441–454. doi:10.1016/S0958-9465(00)00092-5.

Safiuddin, M. & Hearn, N., 2005. Comparison of ASTM saturation techniques for measuring the permeable porosity of concrete. *Cement and Concrete Research*, 35(5), pp.1008–1013.

San Nicolas, R., 2011. Approche Performantielle Des Bétons Avec Métakaolins Obtenus Par Calcination Flash. Ph.D. Thesis, Université de Toulouse III Paul Sabatier, France. doi:10.1017/CBO9781107415324.004.

Santiago, J. et al., 2012. Improved sensitivity through Morris extension. *Chemometrics and Intelligent Laboratory Systems*, 113, pp.52–57.

Schutz, R.J., 1981. Factors influencing dry-process accelerated shotcrete. *Concrete international*, (January), pp.75–79.

Schutz, R., Potts, D.M. & Zdravkovic, L., 2011. Advanced constitutive modelling of shotcrete: Model formulation and calibration. *Computers and Geotechnics*, 36(6), pp.834–845.

Seegebrecht, G.W., Litvin, A. and Gebler, S.H., 1989. Durability of dry-mix shotcrete. *Concrete international*, (october), pp.47–50.

Stewart, E.P., 1933. New Test Data Aid Quality Control of Guniting. *Engineering News-Record*, (Nov 9), p.4.

Stronge, W.J., 2000. Contact mechanics. Cambridge University Press. Available at: <http://ebooks.cambridge.org/ebook.jsf?bid=CBO9780511626432>.

STRRES, 2008. Guide Béton Projeté. Ed. Syndicat National des Entrepreneurs. Available at : [http://www.strres.org/fichier-utilisateur/fichiers/FABEM/FABEM\\_5.pdf](http://www.strres.org/fichier-utilisateur/fichiers/FABEM/FABEM_5.pdf).

Suryavanshi, A.K., Scantlebury, J.D. & Lyon, S.B., 1996. Mechanism of Friedel's salt formation in cements rich in tri-calcium aluminate. *Cement and Concrete Research*, 26(5), pp.717–727.

## T

Tabor, D., 1948. A Simple Theory of Static and Dynamic Hardness. *Proceeding of the Royal Society of London*, 192(1029), pp.247–274. Available at: <http://www.jstor.org/stable/98140>.

Talero, R. et al., 2011. Comparative and semi-quantitative XRD analysis of Friedel's salt originating from pozzolan and Portland cement. *Construction and Building Materials*, 25(5), pp.2370–2380.

Targan, Ş. et al., 2002. Effects of supplementary cementing materials on the properties of cement and concrete. *Cement and Concrete Research*, 32(10), pp.1551–1558.

Tattersall, G.H. & Banfill, P.F.G., 1983. *The rheology of fresh concrete*. Boston: Pitman Advanced Pub. Program.

Teichert, P., 2002. Carl Akeley, A tribute to the founder of shotcrete. *Shotcrete (summer)*, pp.10–12.

Thiery, M. et al., 2003. Modélisation du processus physico-chimique de carbonatation des bétons. In *Actes des Journées des Sciences de l'Ingénieur du réseau des laboratoires des ponts et chaussées*, Dourdan, France. pp. 403–408.

Thomas, M.D.A. et al., 2012. The effect of supplementary cementitious materials on chloride binding in hardened cement paste. *Cement and Concrete Research*, 42(1), pp.1–7.

Trinh Quang, M., 2012. Utilisation du métakaolin par substitution partielle du ciment dans les applications géotechniques d'injection et de scellement d'ancrage. Phd Thesis, Université de Toulouse III Paul Sabatier, France.

## W

Wang, J., Niu, D. & Zhang, Y., 2015. Mechanical properties , permeability and durability of accelerated shotcrete. *Construction and Building Materials*, 95, pp.312–328.

Ward, W.H. & Hills, D.L., 1977. *Sprayed Concrete - Tunnel Support Requirements and the Dry-mix Process*. ACI-SP54- Shotcrete for ground support, pp.475–532.

Warner, J., 1995. Understanding shotcrete - The fundamentals. *Concrete international*, 17(5), pp.59–64.

Won, J. et al., 2013. Mechanical performance of shotcrete made with a high-strength cement-based mineral accelerator. *Construction and Building Materials*, 49, pp.175–183.

## Y

Yurugi, M., Sakata, N., Iwai, M. and Sakai, G., 1993. Mix proportion for highly workable concrete, Proceedings of the International Conference of Concrete, Dundee, UK.

## Z

Zhao, H. et al., 2015. The properties of the self-compacting concrete with fly ash and ground granulated blast furnace slag mineral admixtures. *Journal of Cleaner Production*, 95, pp.66–74.

Zhang, L., Morgan, D. & Mindess, S., 2016. Comparative Evaluation of Transport Properties of Shotcrete Compared to Cast-in-Place Concrete. *ACI Materials Journal*, (113), pp.373–384.

## Normes

ASTM C1604/C 1604M (2005), Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores of Shotcrete.

ASTM C39/C 39M (2005), Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens.

ASTM C642 (2013), Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete.

ASTM C1140 (2003) , Standard Practice for Preparing and Testing Specimens from Shotcrete Test Panels

NF EN 12504-1 (2012), Essais pour béton dans les structures. Partie 1 : Carottes – Prélèvement, examen et essais en compression, AFNOR.

NF EN 13139 (2003), Granulats pour mortiers, AFNOR

NF EN 14487 – 1 (2006), Béton Projeté – Partie 1 : définitions, spécifications et conformité, AFNOR.

NF EN 14487 – 2 (2006), Béton Projeté – Partie 2 : résistance à la compression au jeune âge du béton projeté, AFNOR.

NF EN 14488 – 1 (2005), Essais pour béton projeté – Partie 1 : échantillonnage de béton frais et de béton durci, AFNOR.

NF EN 14488 – 2 (2005), Essais pour béton projeté – Partie 2 : résistance à la compression au jeune âge du béton projeté, AFNOR.

NF EN 206/CN (2014), Béton : spécification, performance, production et conformité – Complément national à la norme EN 206, AFNOR.

NF P 18-405 (1981), Bétons, essais d'information, confection et conservation des éprouvettes.

NF P 18-459 (2010), Béton – Essai pour béton durci – Essai de porosité et de masse volumique, AFNOR.

NF P 95-102 (2002), Ouvrages d’art – Réparation et renforcement des ouvrage en béton et en maçonnerie - Béton projeté – Spécifications relatives à la technique et aux matériaux utilisés, AFNOR.

NT BUILD 492 (1999), Concrete, mortar and cement-based repair materials : chloride migration coefficient from non-steady-state migration experiment, Nord Test Method



# Annexes

---

<b>Annexe 1</b> : Essais comparatifs de résistance en compression sur cube et cylindre .....	206
<b>Annexe 2</b> : Fiches technique des constituants .....	207
<b>Annexe 3</b> : « Single – drop agglomeration test» .....	213
<b>Annexe 4</b> : Pénétration statique et ratio E/L .....	214
<b>Annexe 5</b> : Programme Scilab pour le calcul du rebond des mélanges.....	216
<b>Annexe 6</b> : Paramètres d'entrée pour la modélisation du rebond des mélanges T-1/2 et T-1/5 .....	219
<b>Annexe 7</b> : Résultats de la modélisation du rebond des mélanges Q-1/6, Q-1/3 et Q-1/1 .....	222
<b>Annexe 8</b> : Tableau des valeurs limites applicables en France pour la composition et les propriétés du béton en fonction de la classe d'exposition (NF EN 206/CN : 2014-12 Annexe NA F (normative) Tableau NA.F1) .....	224
<b>Annexe 9</b> : Test de cisaillement Casagrande sur béton frais .....	225

## Annexe 1 : Essais comparatifs de résistance en compression sur cube et cylindre

Une étude comparative des résistances mesurées à 28 jours sur des cubes d'arrête 50 mm (utilisés dans cette étude), 100 mm et des éprouvettes coulées cylindriques de diamètre 110 mm et de hauteur 220 mm, a été menée. Trois formulations ont été utilisées :

- T-1/2, correspondant à la formulation la plus riche en gravillons
- T-1/5, correspondant à une formulation plus riche en sable
- T-1/5-L50, dans laquelle la moitié du ciment CEM I a été remplacée par du laitier de hauts fourneaux.

La Figure A1.1 présente les résultats en compression simple obtenus sur les éprouvettes cylindriques et cubiques à 28j pour les trois formulations. Il est vérifié que les résultats obtenus sur cube sont plus élevés que sur cylindre d'élançement 2.

Cependant, l'écart observé n'est pas le même pour toutes les formulations. La figure A1.2 présente les rapports entre les résistances mesurées. Entre un cylindre et un cube de 5 cm, le rapport de résistance varie entre 0,62 et 0,87. Les plus grandes différences de résistances sont constatées dans le cas du mélange le plus riche en gravillons (T-1/2). Les ratios de résistance selon la géométrie sont moindres pour les formulations avec plus d'éléments fins (entre 0,72 et 0,87). Pour effectuer des comparaisons entre les valeurs mesurées sur cylindre et sur cube, dans le chapitre 6, le ratio a été choisi égal à 0,7 (moyenne (0,8) – écart type (0,1)).

### Remarque :

Dans la norme EN 206/CN, les classes de résistance sont précisées pour cylindre (150 mm diamètre, 300 mm hauteur) et cube (150 mm) dans les notations de type C30/37. Les ratios entre la résistance sur cylindre et sur cube sont de : C20/25=0,8 ; C30/37 = 0,81 ; C35/45 = 0,78 ; C40/50 = 0,8.

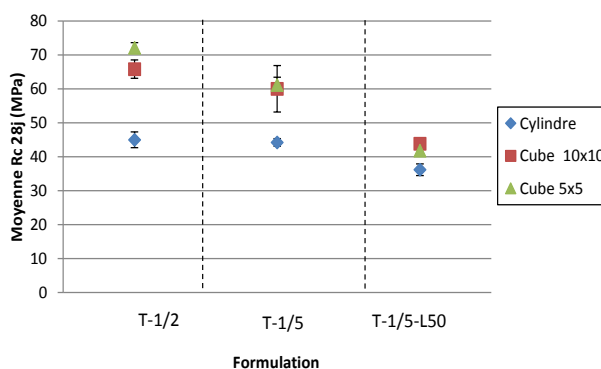


Figure A1.1 : Résistance en compression à 28j sur cylindre, cube 10cm et cube 5cm pour les mélanges T-1/2, T-1/5 et T-1/5-L50

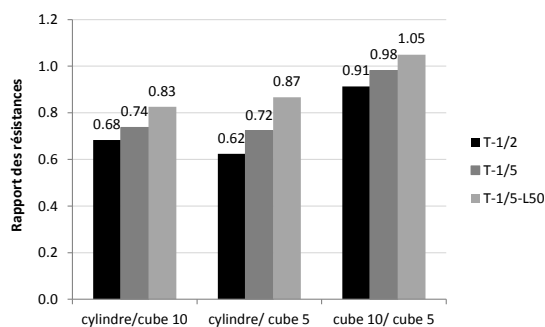



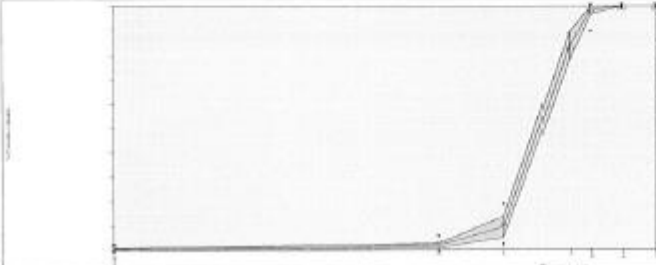


Figure A1.2 : Rapport des résistances pour des éprouvettes cylindrique et cubiques en fonction de la formulation.

## Annexe 2 : Fiches technique des constituants

 	<b>SABLIERES MALET - Site de PORTET</b> 27 avenue de Palarin 31120 Portet sur Garonne Tel:0561728080		<b>Fiche Technique</b> <b>- NOV 2014 / 01</b> <small>Engagement du 29/11/2014 au 28/03/2015</small>																																						
				Page 1/1																																					
<b>Gravillon 4/10R code 24 SMP</b>																																									
<b>Pétrographie :</b> Alluvionnaire Siliceux de Garonne <b>Elaboration :</b> Roulé Lavé <b>Site de production :</b> PORTET SUR GARONNE																																									
ATTENTION ! Ce document est la propriété du producteur et ne peut être reproduit sans son autorisation. Les essais LA et MDE sont effectués sur la fraction 6.3/10.																																									
<b>Partie normative</b> <i>Valeurs spécifiées sur lesquelles le producteur s'engage</i>																																									
<b>Classe granulaire</b> <table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;">4</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">10</td> </tr> </table>		4	10	<b>Norme</b> NFP18-545 Art 10 - EN12620/EN13139 - Granulats pour bétons hydrauliques, mortiers		<b>Spécification</b> Code A sauf D code D																																			
4	10																																								
	0.063	d/2 2	d 4	8	D 10	1.4D 14	2D 20	FI																																	
Etendue e			15		15																																				
Incertitude U	0.3	1	5		5	1		4																																	
V.S.S.+U	1.8	6	23		100	100		24.00																																	
V.S.S.	1.5	5	18		100	100	100	20.00																																	
V.S.I.	0.0	0	3		90	100	100																																		
V.S.I.-U	0.0	0	0		85	99																																			
<b>Partie informative</b> <b>Résultats de production</b> du 23/06/14 au 24/11/14																																									
	0.063	2	4	8	10	14	20	FI																																	
Maximum	0.9	3	17	91	100	100	100	16.23																																	
X+1.25xEcart-types	0.7	3	13	89	100	100	100	15.68																																	
Moyenne Xf	0.4	2	9	84	99	100	100	14.54																																	
Xf-1.25xEcart-types	0.1	1	5	78	97	100	100	13.39																																	
Minimum	0.0	0	3	74	92	100	100	13.76																																	
Ecart-type	0.26	0.7	3.4	4.6	1.7	0.0	0.0	0.916																																	
Nombre de résultats	22	22	22	22	22	22	22	6																																	
Norme								NFEN 933-3																																	
Dernier	24/11/2014	24/11/2014	24/11/2014	24/11/2014	24/11/2014	24/11/2014	24/11/2014	03/11/2014																																	
 <table border="1" style="width: 100%; font-size: small;"> <thead> <tr> <th>AS</th> <th>NFEN 12611 art 12</th> <th>0.063 % (20/05/2014) &lt; 0.2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Ba</td> <td>NF 18-545</td> <td>0.0 % (01/04/2014) &lt; 1</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>NFEN 1344-1 art 7</td> <td>0.000 % (20/05/2014) &lt; 0.01</td> </tr> <tr> <td>IntP</td> <td>NF 18-545</td> <td>0.00 % (01/04/2014) &lt; 0.1</td> </tr> <tr> <td>LA</td> <td>NFEN 1095-2</td> <td>17 au 14/10/2014 &lt; 30</td> </tr> <tr> <td>MDE</td> <td>NFEN 1095-3</td> <td>12 au 14/10/2014</td> </tr> <tr> <td>S</td> <td>NFEN 1344-1 Art 11</td> <td>0.00 % (20/05/2014) &lt; 0.4</td> </tr> <tr> <td>MVsd</td> <td>NFEN 1097-6 + A1</td> <td>2.67 Mg/m<sup>3</sup> (20/03/2014)</td> </tr> <tr> <td>MVU</td> <td>NFEN 1097-3</td> <td>1.66 Mg/m<sup>3</sup> (11/06/2014)</td> </tr> <tr> <td>WAS4</td> <td>NFEN 1097-6 + A1</td> <td>1.08 % (20/03/2014) &lt; 2.5</td> </tr> <tr> <td>Nu20Eq</td> <td>Méthode LNC37</td> <td>0.080 % (04/01/2014)</td> </tr> </tbody> </table>									AS	NFEN 12611 art 12	0.063 % (20/05/2014) < 0.2	Ba	NF 18-545	0.0 % (01/04/2014) < 1	C	NFEN 1344-1 art 7	0.000 % (20/05/2014) < 0.01	IntP	NF 18-545	0.00 % (01/04/2014) < 0.1	LA	NFEN 1095-2	17 au 14/10/2014 < 30	MDE	NFEN 1095-3	12 au 14/10/2014	S	NFEN 1344-1 Art 11	0.00 % (20/05/2014) < 0.4	MVsd	NFEN 1097-6 + A1	2.67 Mg/m <sup>3</sup> (20/03/2014)	MVU	NFEN 1097-3	1.66 Mg/m <sup>3</sup> (11/06/2014)	WAS4	NFEN 1097-6 + A1	1.08 % (20/03/2014) < 2.5	Nu20Eq	Méthode LNC37	0.080 % (04/01/2014)
AS	NFEN 12611 art 12	0.063 % (20/05/2014) < 0.2																																							
Ba	NF 18-545	0.0 % (01/04/2014) < 1																																							
C	NFEN 1344-1 art 7	0.000 % (20/05/2014) < 0.01																																							
IntP	NF 18-545	0.00 % (01/04/2014) < 0.1																																							
LA	NFEN 1095-2	17 au 14/10/2014 < 30																																							
MDE	NFEN 1095-3	12 au 14/10/2014																																							
S	NFEN 1344-1 Art 11	0.00 % (20/05/2014) < 0.4																																							
MVsd	NFEN 1097-6 + A1	2.67 Mg/m <sup>3</sup> (20/03/2014)																																							
MVU	NFEN 1097-3	1.66 Mg/m <sup>3</sup> (11/06/2014)																																							
WAS4	NFEN 1097-6 + A1	1.08 % (20/03/2014) < 2.5																																							
Nu20Eq	Méthode LNC37	0.080 % (04/01/2014)																																							



## Sable 0/4RL code 22 SMP



**Pétrographie :** Alluvionnaire Siliceux de Garonne  
**Elaboration :** Roulé Lavé  
**Site de production :** PORTET SUR GARONNE

*ATTENTION ! Ce document est la propriété du producteur et ne peut être reproduit sans son autorisation.*

### Partie normative

Valeurs spécifiées sur lesquelles le producteur s'engage  
Norme

Classe granulaire

0	4
---	---

NFP18-545 Art 10 - EN12620/EN13139 - Granulats pour bétons hydrauliques, mortiers

Spécification

Code A

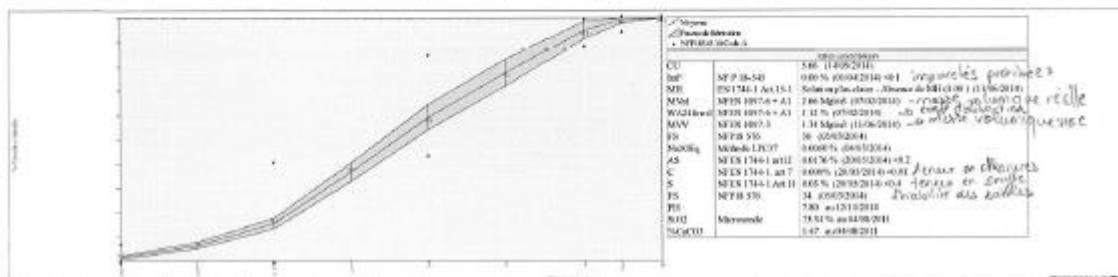
							D	1.4D	2D		
	0.063	0.125	0.25	0.5	1	2	4	5.6	8	FM	MB
Etendue e	6		40		40		10				0.6
Incertitude U	1		2		4		2	1		0.15	0.5
V.S.S.+U	7.0		42		88		100	100		3.52	2.00
V.S.S.	6.0		40		84		99	100	100	3.37	1.50
V.S.I.	0.0		0		44		89	95	100	2.77	
V.S.I.-U	0.0		0		40		87	94		2.62	
Ecart-type max			12.12		12.12					0.18	

### Partie informative

Résultats de production

du 11/06/14 au 24/11/14

	0.063	0.125	0.25	0.5	1	2	4	5.6	8	FM	MB
Maximum	2.8	9	19	43	68	85	99	100	100	3.33	0.50
Xf+1.25xEcart-types	2.1	8	18	41	64	83	99	100	100	3.25	0.55
Moyenne Xf	1.5	6	16	37	59	77	95	99	100	3.10	0.43
Xf-1.25xEcart-types	0.9	5	13	33	54	72	91	98	100	2.93	0.30
Minimum	0.8	5	13	32	52	70	89	97	100	2.80	0.22
Ecart-type	0.51	1.0	1.7	3.1	4.1	4.4	2.9	1.0	0.0	0.130	0.100
Nombre de résultats	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26
Norme											NFPEN 933-9
Dernier	24/11/2014	24/11/2014	24/11/2014	24/11/2014	24/11/2014	24/11/2014	24/11/2014	24/11/2014	24/11/2014	24/11/2014	24/11/2014



CEM I 52,5R utilisé au LMDC

**LAFARGE CEMENTS**  
Usine du TEIL

**CEM I 52,5 R CE CP2 NF**  
NF EN 197-1 NF P 15-318  
NF EN 106-10

Fiche produit

CE

N° de certificat CE - 0333-CPD-1291

**LAFARGE**  
Ciments  
Usine Vallée du Bourbonnais

Déclaration de Performance n° 0333-CPD-9208

CE NF

Services EXCLUSIFS  
Centre de Relation Clientèle  
Numéro 1800 0 18 17 CCsm  
NF EN 197-1 NF P 15-318

**CEM IIB-M (LL-S) 52,5 N CE CP1 NF**

NF EN 197-1 NF P 15-318

---

**Constituants et composition du ciment**

Clinker		Le Teil		Constituants principaux (%)		Constituants secondaires (%)	
CaO/SiO2 (%)	3,13			Calcaire (LL)			5
MgO (%)	1,01						
C3S	68,7			Total des constituants :			
C2S	13,1						100 %
C3A	8,69						
C4AF	8,2						

**Autres constituants**

Sulfate de calcium (%)		Acidités (gr/t)	
Gypse	5,6	Argent de mouture	1750

**Caractéristiques physiques et mécaniques**

Propriété	Valeur	Unité
Résistance à la compression 1 jour (MPa)	25,0	
Résistance à la compression 2 jours (MPa)	39,7	
Résistance à la compression 7 jours (MPa)	73,2	
Résistance à la compression 28 jours (MPa)	697	
Retrait à 28 jours (µm/m)	134	
Débit de prise (min)	0,7	
Stabilité (mm)	0,7	

**Caractéristiques chimiques (%)**

Élément	Valeur	Unité
SiO2	20,34	
Al2O3	4,53	
Fe2O3	2,47	
CaO	65,35	
MgO	1,01	
K2O	0,14	
Na2O	0,13	
SO3	3,36	
S-	< 0,10	
Cl-	< 0,1	
<b>Total : 100</b>		

**Plans de contrôle**

Plan de contrôle en fabrication		Plan de contrôle "sortie site"		Vente hebdomadaire moyenne (t) :	
Broyeurs	Finesse	SO3	CO2	Cl-	3000
BK0	Débit moyen (t/h) : 20	3	3	3	
	Circuit fermé / doses pondérales	/poste	/poste	/poste	
BK1	Débit moyen (t/h) : 20	3	3	3	
	Circuit fermé / doses pondérales	/poste	/poste	/poste	
BK2	Débit moyen (t/h) : 20	3	3	3	
	Circuit fermé / doses pondérales	/poste	/poste	/poste	
BK3	Débit moyen (t/h) : 20	3	3	3	
	Circuit fermé / doses pondérales	/poste	/poste	/poste	
Contrôle		Méthode			
Finesse	SO3	CO2	Cl-		
	Fluorescence X				
	Diffracton X				
	Fluorescence X				

**Caractéristique normalisée**

Nature du contrôle	Fréquence	Méthode
Résistances	2/semaine	NF EN 196-1
Débit de prise	2/semaine	NF EN 196-3
Stabilité	2/semaine	NF EN 196-6
Finesse	2/semaine	Fluorescence X
SO3	2/semaine	Fluorescence X
Perte au feu	2/semaine	NF EN 196-2
Insolubles	2/semaine	Diffracton X
CaO libre	1/mois	Potentiométrie
S- (LTC)	2/semaine	Fluorescence X
Cl-	2/semaine	Fluorescence X
Analyses complètes	2/semaine	NF EN 196-9
Q12h (LTC)	2/an	NF EN 196-9
Q41h (LTC)	2/an	NF EN 196-9
Cr VI	1/mois	NF EN 196-10

Révision du 18/03/2011

CEM II/B utilisé sur le chantier test

**FICHE TECHNIQUE PRODUIT**

**USINE DE MARTRES**

**CEM IIB-M (LL-S) 52,5 N CE CP1 NF**

NF EN 197-1 NF P 15-318

Services EXCLUSIFS  
Centre de Relation Clientèle  
Numéro 1800 0 18 17 CCsm  
NF EN 197-1 NF P 15-318

Déclaration de Performance n° 0333-CPD-9208

CE NF

**LIVRAISON EN VRAC**

Date de révision : 24/03/2015

---

**CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANIQUES**

DP	Stabilité (mm)	Résistances mécaniques (MPa)	MV (g/cm3)	SSB (cm3)	Demande en eau (%)	Q41 (J/g)	L'		
Val. moyenne	< 10	1	27,2	63,8	3,03	4280	20,8	333	68,5
Val. garantie	> 60	< 10	> 18	> 50					

**CARACTERISTIQUES CHIMIQUES**

	Valeur moyenne	Valeur garantie	Valeur moyenne
SO3 (%)	2,7	< 4	Alcalins équivalents (Na2O + 0,658 K2O) (%)
Chlorures Cl- (%)	0,02	< 0,1	Alcalins actifs (selvanta norme NF P 18-104) (%)
S- (%)	0,15	< 0,5	Vc coefficient de variation des alcalins actifs

**CONSTITUANTS PRINCIPAUX ET SECONDAIRES :**

Clinker Portland MARTRES	70,0%	Laier de haut fourneau	24,0%	Calcaire LL	4,0%	Constituants secondaires	2,0%
C3S + C2S (%)	72	CaO+MgO/SiO2 (%)	1,35	CaCO3 (%)	97	Fines de cuisson	0,01
CaO/SiO2	3,3	CaO+MgO+SiO2 (%)	89,9	TOC (%)	0,01	Chaux	0,4
MgO (%)	2,1	Latier vitreux (%)	99,1	Vb (g/100g)			
C3S (%)	62						
C2S (%)	10						
C3A (%)	12						
C4AF (%)	9						

**AUTRES CONSTITUANTS**

Produit	Teneur sous forme d'extrait sec (%)	Teneur sous forme d'extrait sec (%)
Gypse	5,6	5,6
Agent de mouture AMA42		
Réducteur de Chromé soluble - nature : solide		
sel		

**Total des constituants : 100%**

Date de révision : 24/03/2015

BUREAU VERITAS Certification  
ISO 19011  
BUREAU VERITAS Certification  
ISO 19011

Les données figurant sur la présente fiche technique sont la propriété de Lafarge Ciments et ne peuvent être reproduites partiellement ou totalement sans notre autorisation préalable. Les résultats indiqués ne sont mentionnés qu'à titre informatif et ne sont pas garantis. Ils sont susceptibles de varier dans les limites des normes applicables. Et ne sauraient en conséquence engager la responsabilité de Lafarge Ciments. Pour plus d'informations, contactez nos conseillers commerciaux sur demande auprès de votre fournisseur commercial habituel ou sur notre site internet www.lafarge-ciments.com



Technical data sheet  
Edition 03.2015  
CONDENSIL® S95 DM

### CONDENSIL® S95 DM

Densified silica fume, an additive for highly durable and high performance concrete

In accordance with the Standards : - NF EN 13263-1,2 : 2009, CE marking  
- ASTM C1240-11

Registration number REACH 01-2119486866-17-0005  
CAS Code 69012-64-2

EINECS Code 273-761-1

GENERAL CHARACTERISTICS	
Description	CONDENSIL® S95 DM is an ultrafine silica fume produced in the manufacture of ferrosilicons. CONDENSIL® S95 DM is used for the manufacture of : <ul style="list-style-type: none"> <li>Highly durable concrete resistant to corrosive environments                             <ul style="list-style-type: none"> <li>- agricultural sectors : silage, fertilizers storage, cow sheds...</li> <li>- industrial sector : chemical and agribusiness industries, sugar factories, canning factories, dairies, holding tanks...</li> </ul> </li> <li>Scope of application :                             <ul style="list-style-type: none"> <li>- marine environment : ship, port equipment</li> <li>- mountain area : presence of pure water, water with selenite</li> <li>- melting-freezing or road de-icing salts</li> <li>- sewage treatment plants, sewers, gutters...</li> </ul> </li> <li>High resistance concrete (BHP, BTHP and BUHP)</li> <li>Pumpable concrete</li> <li>Shotcrete</li> </ul>
Scope of application	
Attributes	CONDENSIL® S95 DM provides concrete with the following properties : <ul style="list-style-type: none"> <li>Improves long-term mechanical performances : resistances in compression, flexural and tensile strength</li> <li>Increases the elasticity modulus</li> <li>Reduces creeping</li> <li>Improves resistance to abrasion and erosion</li> <li>Improves resistance to aggressive environments</li> <li>Reduces expansion risks due to alkali-reaction processes and internal sulfate reaction (ISR)</li> <li>Reduces permeability to gases and liquids</li> <li>Makes pumping of all concrete easier, including concrete with not much cement</li> <li>Reduces risks of concrete segregation</li> </ul>
TECHNICAL CHARACTERISTICS	
Colour	■ Grey
Supply & Packaging	■ Bulk in road tank (any quantity until 25 MT = ≈ 55 m³) ■ Big bag (≈ 900 Kg)
Storage	■ Bulk : tight silo with sufficient volume and special equipment (contact us). ■ Big bag : keep in dry place
Preservation	■ in silo or in its unopened intact packaging, the product is preserved for 5 years.

TECHNICAL SPECIFICATIONS EN 13263 – 1,2 : 2009* Observed values **	
Density	≈ 0.45 0.45 ± 0.05
Absolute Density	2.24
Specific Surface Area BET (m²/g)	Between 15 and 35 22 ± 2
Silicon Dioxide Content (SiO₂)	≥ 85 % 95 % ± 2
Free Silicon (Si)	≤ 0.4 % 0.14 % ± 0.05
Alkalies Content (equiv. Na₂O)	≤ 1.0 % 0.75 % ± 0.5
Sulphuric Anhydride (SO₃)	≤ 2.0 % 0.35 % ± 0.50
Chloride Content (Cl⁻)	≤ 0.1 % 0.01 % ± 0.01
Activity Index to 28 days	≥ 100 ≥ 105
Loss on Ignition	≤ 4.0 % 2 % ± 0.5
Free Calcium Oxide (CaO)	≤ 1.0 % 0.8 % ± 0.1
* Contractual values ** Non contractual values	
CONDITIONS OF USE	
Consumption / Dosage	<ul style="list-style-type: none"> <li>Dosage is between 5 to 10 % of cement weight.</li> <li>The most common dosage is 8 % of cement weight.</li> <li>CONDENSIL® S95 DM must be weighed with the cement for bulk deliveries or introduced at the same time to the cement.</li> <li>For optimum performance with CONDENSIL® S95 DM, it is necessary to deflocculate completely the silica fume micro-particles.</li> <li>For this reason, CONDENSIL® S95 DM must be systematically used with a high efficient water reducing superplasticizer.</li> </ul>
Implementation	<ul style="list-style-type: none"> <li>Totally amorphous product</li> <li>Wear a protection mask when using the product.</li> <li>Technical data sheet provided on request.</li> </ul>
Usage Precautions	<ul style="list-style-type: none"> <li>For professional use only.</li> <li>Covered by product liability insurance.</li> <li>The information contained in this form and, in particular, recommendations relating to the end-use of CONDENSIL's products are given in good faith and based on knowledge and experience that CONDENSIL acquired up to now about its products when properly stored, handled and applied under normal conditions. In practice, the differences in materials and actual site conditions are such that no warranty in respect of merchantability or of fitness for a particular purpose, not any liability arising out of any legal relationship whatsoever, can be inferred either for this information or from any written recommendations or from any other advice offered. We remain at your disposal for further information. Our responsibility could in no way be incurred in the event of any use not in compliance with our information. All orders are accepted in subject of our sale conditions and delivery in force. Users must always refer to the most recent version of the product data sheet for the concerned product, that will be supplied on request.</li> </ul>
Legal notices	



CONDENSIL  
265 RUE DES EPINETTES  
ZONE DES LANDIERS NORD  
73000 CHAMBERY  
Tel. 00 33 4 79 62 74 03  
Fax 00 33 4 79 96 35 94  
E-mail condensil@stent.fr

**1 – DEFINITION**

**argicem**<sup>®</sup> est un métaKaolin obtenu par calcination « Flash » d'une argile kaolinique. Ce procédé original de calcination, à faible consommation d'énergie et à faible émission de CO<sub>2</sub>, s'inscrit dans le cadre du Développement Durable.

**argicem**<sup>®</sup> une addition pouzzolanique de type II pour bétons et mortiers conforme à la norme NF P18-513 d'Août 2012.

Sa dénomination est la suivante :

MétaKaolin (norme NF-P18-513)-A-FM-WM



**2 – MODE D'ACTION**

**argicem**<sup>®</sup> est un produit de grande surface spécifique qui contribue activement aux résistances mécaniques du béton par réaction pouzzolanique.

La chaux libérée au cours de l'hydratation du ciment, la Portlandite, est consommée pour former de nouveaux hydrates stables et insolubles.

La compacité, la durabilité et l'esthétique du béton sont donc considérablement améliorées par **argicem**<sup>®</sup>.

**3 – DOMAINE D'UTILISATION**

**argicem**<sup>®</sup> peut être utilisé dans tous types de béton dans le domaine de la préfabrication et du béton prêt à l'emploi, en particulier dans :

- les bétons à démontage immédiat ;
- les bétons à haute résistance chimique ;
- les bétons étirés ;
- les bétons architecturaux ;
- les bétons et mortiers autoplaçants ;
- les éléments en béton fibré (fibres de verre, fibres polyester...);
- les mortiers (maçonnerie, enduits de finition,...).

**4 – MISE EN ŒUVRE**

Les dosages en **argicem**<sup>®</sup> préconisés dans les mortiers et bétons et selon les applications, varient entre 5 et 25% en substitution du poids du ciment. Le taux de substitution à hauteur de 25% présente le meilleur compromis économique tout en conservant ou améliorant les propriétés mécaniques et de durabilité du béton.

Son utilisation peut nécessiter l'emploi d'un plastifiant ou superplastifiant approprié.

**5 – PROPRIETES**

A l'état frais, **argicem**<sup>®</sup> limite le ressuage et fait partie des métaKaolins de faible demande en eau.

Pendant la prise, **argicem**<sup>®</sup> diminue également la chaleur d'hydratation (bétons massifs).

A l'état durci, **argicem**<sup>®</sup> :

- diminue la porosité et donc la pénétration des agents agressifs (chlorures,...);
- améliore la résistance chimique et la résistance aux cycles de gel-dégel ;
- évite l'apparition des phénomènes d'efflorescence ;
- diminue les retraits endogène et total ;
- diminue les risques d'alcali réaction et de réactions sulfatiques.

**6 – CARACTERISTIQUES**

- Composition chimique

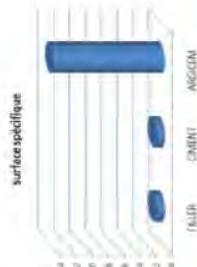
Paramètre recherché	Norme appliquée	Semi max ou min	Résultat d'essai
SiO <sub>2</sub> + Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	(NF EN 196-2)	>90%	93,16 %
Chlorures	(NF EN 196-2)	<0,1%	0,003 %
Sulfates	(NF EN 196-2)	<1%	0,14 %
CaO libre	(NF EN 451-1)	<1%	0,36 %
Alcalis équivalents	(NF EN 196-2)	-	<0,01 %
Oxyde Magnésium	(NF EN 196-2)	<1%	0,04 %
Perte au feu	(NF EN 196-2)	<4%	1,63 %
Fixation de l'hydroxyde de calcium	Etat Chapelle modifié	>70mg/g	754 mg/g

- Caractéristiques physiques

Valeur en Bleu de méthylène	(NF EN 933-9)	<10 g/kg	7,55 g/kg
Surface spécifique BET	(NF ISO 9277)	≥12,5 m <sup>2</sup> /g	16 m <sup>2</sup> /g
Masse volumique (ρ)	(NF EN 1097-1)	-	2500 kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique absolue (ρ <sub>a</sub> )	-	-	700 ± 100 kg/m <sup>3</sup>
Indice d'activité (I <sub>a</sub> )	-	> 100% pour le mortier type A	I <sub>a</sub> = 103,5
Ecart sur le temps de début de prise (Δt)	-	<25%	1,22 %
Rapport de demande en eau (W <sub>0</sub> )	-	<1,15 pour W <sub>0</sub>	1,06
Absorption d'eau (A <sub>0</sub> )	-	>70%	74,5 %
Pression à 0,05 mm	-	-	≥60%
Pression à 0,125 mm	-	-	≥ 95%

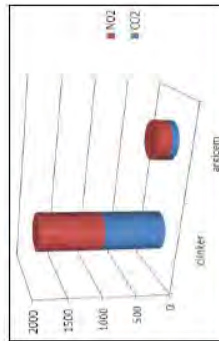
Valeurs moyennes sur la période mai 2011 à mai 2012 données à titre indicatif. Se référer à la norme NF P 18-513 pour les conditions de réalisation de ces essais.

Les conditions d'utilisation doivent cependant être déterminées après des essais de convenue sur béton prenant en compte les caractéristiques rhéologiques et les performances mécaniques souhaitées.



**7 – ENVIRONNEMENT**

Emission de gaz à effet de serre en kg équivalent CO<sub>2</sub> par tonne produite de liant base clinker et d'argicem.



**8 – CONDITIONNEMENT STANDARD**

Vrac. ( Big bag sur commande ).

**9 – PRECAUTIONS D'EMPLOI**

**argicem**<sup>®</sup> fait l'objet d'une fiche de données de sécurité.

La reproduction de tout ou partie de ce document est soumise à l'accord préalable d'ARGECO DEVELOPPEMENT. Les informations contenues dans ce document peuvent évoluer. Aussi exactes que possible, elles ne peuvent en aucun cas engager la responsabilité d'ARGECO DEVELOPPEMENT.

# Laitier de haut fourneau utilisé au LMDC

Fiche Technique Produit d'Ecocem,

Révision : 02/11/2011

LAITIER GRANULÉ DE HAUT-FOURNEAU MOULU 

 ECOCEM FRANCE SAS

## 1. DEFINITION

Ecochem, le laitier granulé de haut fourneau moulu CE produit par ECOCEM France à Fos sur Mer (13), répond à la norme européenne NF EN 15167-1, 2006 : Laitier granulé de haut-fourneau moulu pour utilisation dans le béton, mortier et coulis - Partie 1 : définitions, exigences et critères de conformité.  
Le certificat CE de conformité 1164-CPD-LGM001, a été délivré le 07 Mars 2011, par le CERIB, organisme notifié n°1164.

## 2. FABRICATION

Ecochem est obtenu par le séchage et le broyage du laitier granulé de haut-fourneau.  
Le laitier granulé est obtenu par trempage à l'eau du laitier à la sortie du haut-fourneau de Fos sur Mer, au moyen d'un granulateur de nouvelle génération (INEA®).  
Le taux de vitrification moyen obtenu est supérieur à 90% (mesure par diffraction de rayons X).  
Ecochem est livré en vrac.

## 3. COMPOSITION CHIMIQUE

La composition chimique centésimale moyenne d'Ecochem est donnée dans le tableau ci-dessous :

SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	MnO	TiO <sub>2</sub>	SO <sub>3</sub>	Cl <sup>-</sup>	S <sup>2-</sup>	Na <sub>2</sub> O éq.
36,7	11,3	0,6	42,7	7,0	0,3	0,5	0,2	0,01	1,0	0,7

## 4. CIMENT DE REFERENCE

CEM I 42,5 R	Finesse Blaine (m <sup>2</sup> /kg)	C3A (%)	Na <sub>2</sub> O éq. (%)	Temps de prise initial (minutes)	Résistances en Compression (MPa)
Limites	> 300	> 6 et < 12	> 0,5 et < 1,2	7 jours	7 jours
Caractéristiques	410	8	0,7	140	46
				28 jours	58,5

## 5. CARACTERISTIQUES PHYSIQUES PRINCIPALES NORMALISEES

FORMULATION	Résistances (MPa)		Indice d'activité		Temps de prise initial (minutes)	
	7 jours	28 jours	7 jours	28 jours	Valeur	Limite supérieure
Ecochem	46	58,5	-	-	140	supérieure
0%	46	58,5	-	-	140	supérieure
50%	33,5	59	73%	101%	185	280

## 6. AUTRES CARACTERISTIQUES

Surface spécifique Blaine : 4500 cm<sup>2</sup>/g  
 Masse volumique : 2,90 g/cm<sup>3</sup>  
 Refus à 32 µ : 2%  
 Indice de couleur (L\*): 90

Les valeurs indiquées sont des valeurs moyennes, elles peuvent varier légèrement dans les limites autorisées par la norme de référence.

### Annexe 3 : « Single – drop agglomeration test »

Le test de « single-drop » permet d'évaluer le volume d'un agglomérat de fines minérales « f » résultant de l'ajout volume « w » d'eau donné (Bigas & Gallias 2003). Le ratio w/f peut caractériser la demande en eau d'une fine minérale. Cet essai a été appliqué au CEM I 52.5R, au métakaolin, au laitier et à la fumée de silice utilisés au LMDC (chapitre 2).

La procédure de mesure est celle recommandée par Bigas & Gallias (2003). Un contenant est rempli de la poudre à caractériser et pesé au milligramme près. Une micro pipette réglée sur 200 $\mu$ L est utilisée pour ajouter 0,2cm<sup>3</sup> d'eau au centre du lit de poudre, et l'ensemble est pesé. Après 20 s, l'agrégat formé est enlevé à l'aide d'une aiguille et d'une pince pour être pesé. Le volume « f » est ensuite calculé d'après la masse mesurée et la masse volumique du matériau étudié.

Les résultats sont présentés dans le tableau A3.1 et sur la figure A3.1. On constate que la demande en eau la plus grande est celle de la fumée de silice. La demande du laitier et du métakaolin est sensiblement plus importante que celle du ciment.

Tableau A3.1 : Demande en eau w/f pour les additions utilisées au LMDC (chapitre 2)

	w/f moyen	ecart type	ecart type (%)	nb d'essais	Masse volumique réelle (g/cm <sup>3</sup> )
CEM I 52.5R Le teil	0.69	0.04	5.7	10	3.1
Métalaolin Flash Argeco	0.83	0.06	7.7	14	2.54
Laitier Ecocem	0.75	0.06	7.7	14	2.9
Fumée de silice Condensil	2.41	0.31	12.8	16	2.24

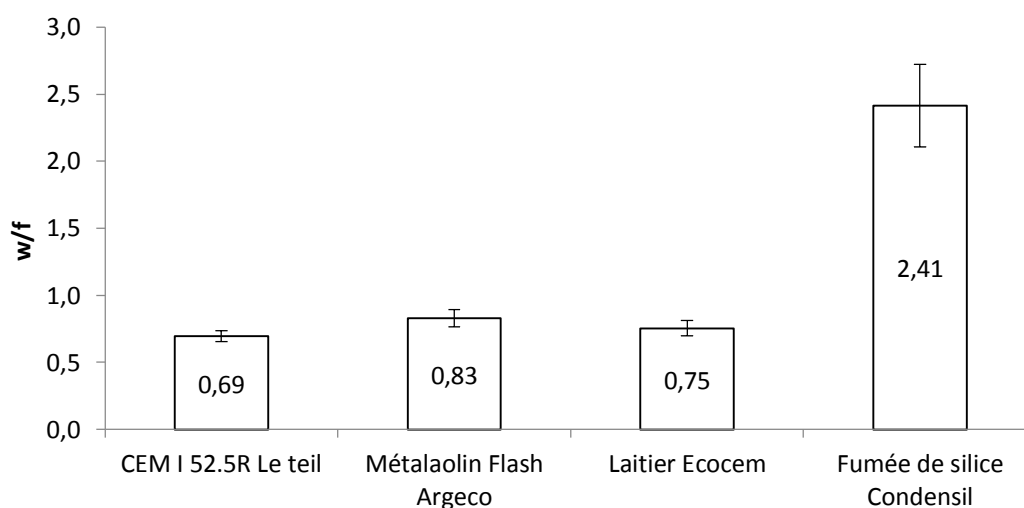


Figure A3.1 : Demande en eau en fonction du ciment et des additions utilisées

## Annexe 4 : Pénétration statique et ratio E/L

Le dispositif de l'université Laval nous a permis de mesurer les teneurs résiduelles en liant, en plus des teneurs en eau, dans les mélanges après projection. On peut donc obtenir le ratio Eau/Liant des mélanges après projection.

Les figures A4.1(a), (b) et (c) présentent les résultats de pénétration statique en fonction de la teneur en eau, de la teneur en liant et du ratio E/L. On constate que la mesure de pénétration statique ne donne pas seulement une tendance de la teneur en eau, mais aussi de la teneur en liant. Sur la figure(c), on voit que la pénétration statique présente une bonne corrélation avec ratio E/L. La mesure de consistance par pénétration statique est donc corrélée au ratio E/L et non pas uniquement à la teneur en eau.

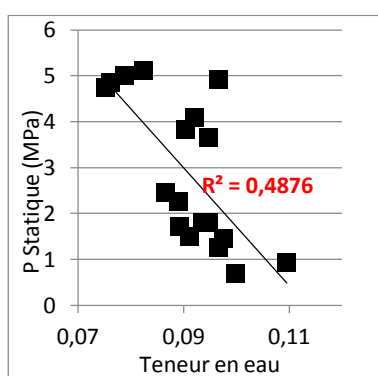


Figure A4.1 (a) : Pstatique en fonction de la teneur en eau

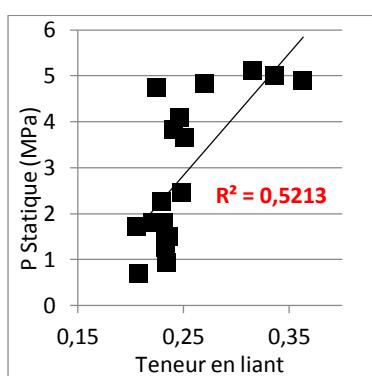


Figure A4.1 (b) : Pstatique en fonction de la teneur en liant

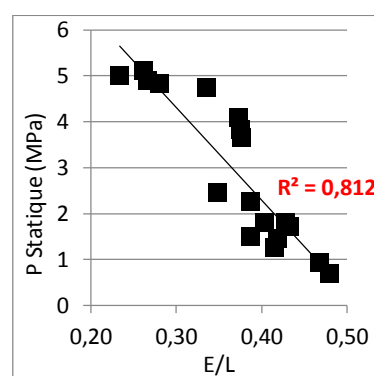
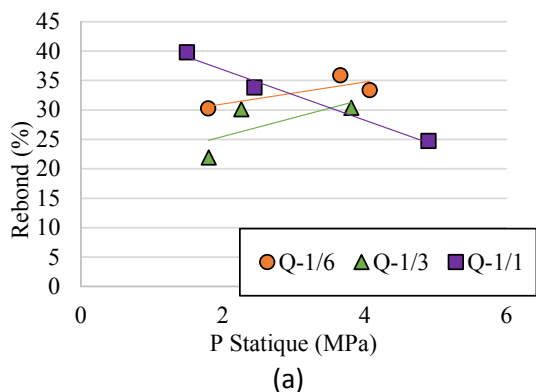
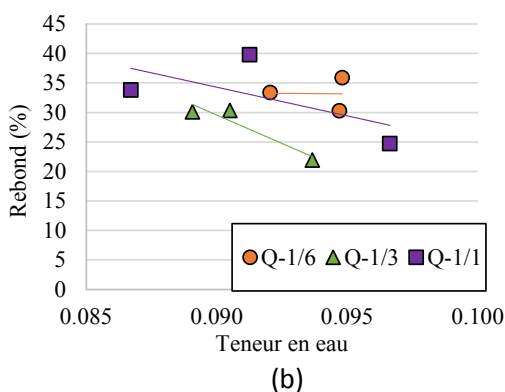


Figure A4.1 (c) : Pstatique en fonction du ratio E/L

Ce résultat a permis d'identifier l'origine des résultats aberrants obtenus avec le Q-1/1. Les résultats de rebonds en fonction de la consistance (mesurée par P statique), présentés sur la figure A4.2(a), sont aberrants pour le mélange Q-1/1, alors que la mesure de rebond en fonction de la teneur en eau (figure A4.2(b)) ne fait pas ressortir cette anomalie. C'est en mesurant la teneur en liant dans le mélange qu'on retrouve l'origine de ces résultats. En temps normal, la projection entraîne un enrichissement du béton en liant du fait du rebond des plus gros gravillons. Dans le cas du mélange Q-1/1 (figure A4.3(a)), d'une part, cette tendance n'est pas observable, d'autre part, la teneur en liant mesurée est beaucoup plus élevée que celle les autres mélanges, et ce pour un rebond plus faible. Il est reconnu que les mélanges contenant de forts dosages en de ciment réduisent le rebond. Cela montre donc que le dosage en ciment était déjà plus élevé pour le mélange Q-1/1 avant la projection. Ceci a ensuite été confirmé par le producteur. Le rebond en fonction du ratio E/L est présenté sur la figure A4.3(b).



(a)



(b)

Figure A4.2 : Rebond en fonction de P statique (a) et de la teneur en eau (b)

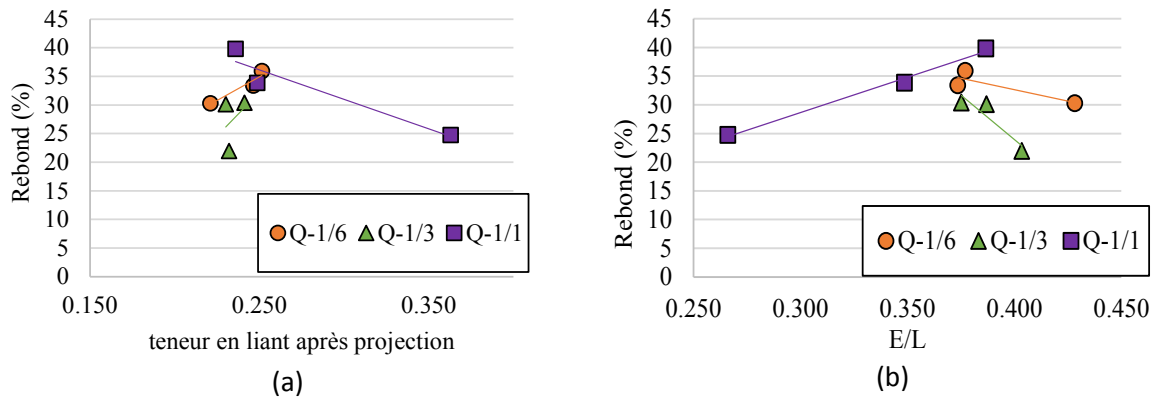


Figure A4.3 : Rebond en fonction de la teneur en liant après projection (a) et en fonction du ratio E/L mesuré (b)



## Annexe 5 : Programme Scilab pour le calcul du rebond des mélanges

*//Définition de la fonction permettant le calcul de probabilité de rebond pour une taille de particule. Les données d'entrée sont le diamètre de la particule, la vitesse moyenne, les valeurs de P et Pd moyenne.*

```
clc; clear; clearglobal;
```

```
function [Proba]=rebond(dBille, mV, mPu, mPdu)
```

```
//Valeurs fixes système SI (m, N, kg)
```

```
dBille = dBille*10^-3;
```

```
vBille = (4/3)*%pi*(dBille^3)/8;
```

```
DemivBille=vBille/2;
```

```
rho = 2660;
```

```
mepspc=0.003;
```

```
//Moyenne des valeurs variables, P et Pd sont entrés par l'utilisateur
```

```
mP=mPu*10^6;
```

```
mPd=mPdu*10^6;
```

```
//Ecart type vitesse de 20%
```

```
EcartV=0.2 ;
```

```
//Ecart type de P, Pd, sigma0 40%
```

```
Ecart=0.4;
```

```
//Choix du nombre de variables aléatoires
```

```
n=10000;
```

```
//Définition du coefficient « G »
```

```
G=0.3;
```

```
Gn=G*n;
```

```
//Valeurs variables des vitesses
```

```
V = mV+(EcartV*mV)*rand((n),1,"normal");
```

```
//Valeur variables correspondant à la partie mortier
```

```
P1 = mP+(Ecart*mP)*rand((n*(1-G)),1,"normal");
```

```
Pd1 = mPd+(Ecart*mPd)*rand((n*(1-G)),1,"normal");
```

```
epspl1=mepspc+(Ecart*mepspc)*rand((n*(1-G)),1,"normal");
```

```
//remplacement des valeurs absurdes vitesse par la moyenne
```

```
i=1;
```

```
for i=1:n
```

```
    if V(i,1)<=0 then
```

```
        V(i,1) = mV;
```

```
    end
```

```
end
```

```
// Remplacement des valeurs absurdes par la moyenne pour la partie granulats
```

```
i=1;
```

```
for i=1:(n*(1-G))
```

```
    if P1(i,1)<=0
```

```
        P1(i,1)=mP;
```

```
    end
```

```
    if Pd1(i,1)<=0
```

```
        Pd1(i,1)=mPd;
```

```
    end
```

```
    if epspl(i,1)<=0
```

```
        epspl(i,1)=mepspc;
```

```
    end
```

```
end
```

```
//Définition de sigma 0 mortier en fonction de P
```

```

sigma01=((10^(-7))*(P1).^0.8367)*10^6);

//Valeurs correspondant à la partie granulats
mP2=1000;
mPd2=1000;
msigma02=0;
mepspc2=1;

//Regroupement des valeurs mortier et granulats dans un même vecteur de n valeurs
P = [P1 ; P2];
Pd = [Pd1 ; Pd2];
sigma0=[sigma01 ; sigma02];
epspsc=[epspsc1 ; epspsc2];

//Energie cinétique de la bille
W1 = 0.5*vBille*rho*(V.^2);

//Valeurs de invPd = 1/Pd. pour
invPd = Pd.^(-1);

//Calcul de Va=W1/Pd
i=1;
for i=1:n
    Va(i,1)=W1(i,1)*invPd(i,1);
end

//Initialisation du vecteur delta
Delta=zeros(Va);

//Solveur recherche profondeur maximale atteinte en fonction du volume pénétré
i=1;

for i=1:n
    if Va(i,1)==DemivBille then
        Delta(i,1)=dBille/2;
    elseif Va(i,1)>DemivBille then
        Delta(i,1)= dBille+ ((Va(i,1)-%pi*dBille^3/12)/(%pi*dBille^2/4));
    elseif Va(i,1)<DemivBille then

//définition du vecteur contenant tous les coeff : v
v=zeros(n,4);

//polynôme=-pi/3*X3+pi*(dBille/2)*X2-Va(i,1);
v(:,1)=-%pi/3;
v(:,2)= %pi*(dBille/2);

//définition de la matrice Rreal qui contiendra les racines réelles
//v est un vecteur définissant les coeff du polynome d'indeterminée x. v(4) est le terme constant
v(i,4)=-Va(i);
//recherche de la plus petite racine réelle
R = roots(v(i,:));
Rreal=zeros(R);
    k=1;
    for k=1:3
        if imag(R(k,1))==0 & real(R(k,1))>=0 then
            Rreal(k,1)=R(k,1);
        else Rreal(k,1)=10^9;
        end
        Rreal(:)=real(Rreal(:));
        Delta(i,1)= (min(Rreal));
    end
end

A=sqrt(dBille*Delta-Delta.^2);

i=1;
for i=1:n

```

```

if (Delta(i,1)) > (dBille/2) then
A(i,1)=(dBille/2);
end
end

A3=A.^3;
A2=A.^2;

//Calcul de W2 et Wd et du critère boolean Mbool W2>Wd (rebond)
i=1;
for i=1:n
W2(i,1)=real(((0.27*3)*%pi^2*epspec(i,1))*A3(i,1)*P(i,1));
Wd(i,1)=real((sigma0(i,1)*%pi)*Delta(i,1)*A2(i,1));
Mbool(i,1) = W2(i,1)>Wd(i,1);
end

// Comptage des 1 pour calcul de la probabilité de rebond
// les "vrai" comptent pour 1 et les "faux" pour 0

Proba = 100*(sum(Mbool)/n);

endfunction

//-----//

//Détermination du rebond d'un mélange de granulométrie donnée pour des valeurs de P et Pd définie par l'utilisateur

mPu=input("valeur de P en MPa = ");
mPdu=input("valeur de Pd en MPa = ");

//débit air selon le dispositif de projection
CFM = 355;

//Taille des tamis en mm
Tamis = [14;10;8;4;2;1;0.5;0.25;0.125;0.063];

//%refus sur chaque tamis référence
//RefA = T-1/2 et RefB=T-1/5
RefA = [0;2.8;11;29.3;14.3;9.8;12;12.5;4.4;2]/100;
RefB = [0;1.3;5.3;16.1;16.2;14.1;17.2;18;6.3;2.8]/100;

//vitesse granulats m/s en fonction de CFM valeur extrapolée Armelin

Vitesse = (0.103*CFM+3.525)*(Tamis).^(-0.3975);

// Définition de la matrice 10x1 pour stocker les proba en fonction de la granulo et Application de la fonction rebond

i=1;
for i=1:size(Vitesse,'r')
ProbaGranulo(i)=rebond(Tamis(i),Vitesse(i),mPu,mPdu);
end

//Composition des mélanges
Ciment = 400;
GranulatsA = 1250+650;
GranulatsB = 1555+343;

//Calcul de la probabilité de rebond du mélange avec base granulaire T-1/2 (REFA) ou T-1/5 (REFB)
//Proba rebond ref A
//ORR =
(sum((ProbaGranulo.*RefA))/100*(GranulatsA/(Ciment+GranulatsA))+0.05*(Ciment/(Ciment+GranulatsA)))*100;

//Proba rebond Ref B
ORR = (sum((ProbaGranulo.*RefB))/100*(GranulatsB/(Ciment+GranulatsB))+0.05*(Ciment/(Ciment+GranulatsB)))*100;

//Affichage du résultat
disp ("Rebond du mélange = " +(string(ORR)) + "%")

```

## Annexe 6 : Paramètres d'entrée pour la modélisation du rebond des mélanges T-1/2 et T-1/5

Le tableau A6.1 récapitule les données granulométriques des mélanges T-1/2 et T-1/5 ainsi que les vitesses moyennes des particules en fonction de leur taille.

Tableau A6.1 : Données granulométriques pour les mélanges T-1/2 et T-1/5, et vitesses moyenne calculées.

Tamis (mm)	Refus (%) mesuré		Vitesse moyenne calculée [m/s]
	Mélanges T-1/2	Mélanges T-1/5	
14	0.0	0.0	13
10	2.8	1.3	15
8	11.0	5.3	17
4	29.3	16.1	22
2	14.3	16.2	29
1	9.8	14.1	38
0.5	12.0	17.2	50
0.25	12.5	18.0	66
0.125	4.4	6.3	86
0.063	2.0	2.8	114

Le tableau A6.2 présente les proportions massiques des constituants utilisées pour le calcul du rebond global (Chapitre 5)

Tableau A6.2 : Proportions massiques de sable, gravillons et liant pour les mélanges T-1/2 et T-1/5

	Proportion massique	
	Mélanges T-1/2	Mélanges T-1/5
Sable + Gravillons	82.6%	82.60%
Gravillons	28%	15%
Sable	54.6%	67.60%
Liant	17.4%	17.40%

Pour tous les mélanges, la masse volumique des particules a été fixée à  $2660 \text{ kg/m}^3$ , la valeur de la déformation élastique  $\epsilon_{pc}$  est fixée à  $0.003\text{mm/mm}$  et le débit d'air est fixé à  $355 \text{ CFM}$ .

Les tableaux A6.3 et A6.4 présentent les paramètres de consistance (P statique et P dynamique), le paramètre G de prise en compte des chocs élastiques, le rebond expérimental et le rebond calculés pour les mélanges T-1/2 et T-1/5 avec et sans additions. Ces résultats sont tracés sur les figures du chapitre 5.

Tableau A6.3 : Paramètre de consistance (Pstatique et Pdynamique), paramètre de prise en compte des chocs élastiques, résultats de rebond expérimental et calculé avec le modèle pour les mélanges T-1/2

Mélanges T-1/2	Paramètre G de prise en compte des chocs élastiques	P statique mesuré [Mpa]	P dynamique mesuré [Mpa]	Rebond expérimental	Rebond calculé avec le modèle
T-1/2	0.28	0.10	0.73	22.1%	24.1%
		0.98	0.89	28.6%	26.8%
		1.02	0.91	30.8%	27.1%
		1.31	1.97	34.8%	35.7%
		2.21	1.94	37.3%	37.3%
		2.38	1.44	38.3%	33.4%
T-1/2 - MK20		0.71	0.89	32.8%	28.7%
		0.96	1.04	33.2%	30.7%
		0.98	1.33	33.2%	34.3%
		0.86	0.83	33.3%	28.2%
		0.47	1.03	34.9%	29.7%
		0.94	0.96	36.3%	29.9%
T-1/2-MK30		0.41	0.71	26.3%	26.4%
		0.38	0.88	30.8%	27.7%
		0.75	1.21	34.4%	32.3%
		1.21	1.48	36.0%	36.1%
		0.90	1.60	38.2%	36.8%
T-1/2 -FS10		0.20	0.61	24.2%	25.0%
		0.37	0.63	27.4%	25.6%
		0.64	0.92	27.7%	28.9%
		0.86	0.65	30.7%	26.2%
		0.91	0.72	34.0%	26.9%
		0.91	0.88	37.3%	28.9%

Tableau A6.4 : Paramètre de consistance (Pstatique et Pdynamique), paramètre de prise en compte des chocs élastiques, résultats de rebond expérimental et calculé avec le modèle pour les mélanges T-1/5

Mélanges T-1/5	Paramètre G de prise en compte des chocs élastiques	P statique mesuré [Mpa]	P dynamique mesuré [Mpa]	Rebond expérimental	Rebond calculé avec le modèle
T-1/5	0.3	0.05	0.72	25.8%	25.1%
		0.59	1.79	31.4%	29.8%
		1.20	1.71	32.7%	30.7%
		1.24	2.27	39.2%	33.4%
		1.04	1.66	28.9%	30.2%
T-1/5 - MK20		0.05	0.46	16.9%	25.0%
		0.08	0.42	23.3%	25.0%
		0.26	0.59	23.3%	25.3%
		0.60	0.76	22.5%	25.9%
		0.82	0.89	23.8%	26.6%
T-1/5-MK30		0.63	1.21	30.0%	27.6%
		0.56	0.99	27.6%	26.6%
		0.27	0.69	25.8%	25.4%
		0.12	0.57	21.6%	25.1%
		0.28	0.67	25.4%	25.4%
T-1/5 -FS10		0.28	0.27	20.1%	25.0%
		0.43	0.68	21.2%	25.6%
		0.36	0.50	22.5%	25.2%
		0.49	0.67	23.9%	25.6%
		0.44	0.60	24.2%	25.4%
T-1/5 -L50		0.06	0.66	17.5%	25.1%
		0.80	0.78	24.9%	26.1%
		0.48	0.61	26.5%	25.5%
		0.56	1.02	28.5%	26.8%
		0.90	1.14	31.1%	27.6%
T-1/5-L50-Be3	0.59	0.91	23.3%	26.4%	
	0.65	1.16	27.1%	27.3%	
	1.06	1.93	35.1%	31.4%	
	0.90	1.64	37.3%	29.9%	
T-1/5-L50-E1	0.10	0.53	23.0%	25.1%	
	0.24	0.69	23.5%	25.2%	
	0.55	0.82	27.8%	26.1%	
	0.62	0.90	24.2%	26.5%	

## Annexe 7 : Résultats de la modélisation du rebond des mélanges Q-1/6, Q-1/3 et Q-1/1

Le modèle a été appliqué pour les mélanges projetés à l'université Laval. Le paramètre G a été pris égal à la portion de granulats de taille 2,5 à 10mm. Les résultats sont présentés sur les figures A7 (a) à (f). Les valeurs de  $P_{\text{dynamique}}$  ont été estimées à partir de la relation trouvée entre P et  $P_{\text{dynamique}}$  pour les mélanges T-1/2 :  $P_{\text{dynamique}} = 0,5 \cdot e^{0,66 \cdot P}$

Cela constitue une hypothèse importante dans le sens où la relation n'est pas la même pour le mélange T-1/5, mais elle permet d'appliquer le modèle. Les interprétations sont donc à prendre avec précaution. En revanche, le débit d'air a été mesuré pour chaque projection, il y a donc moins d'imprécisions à ce niveau, mais c'est aussi un paramètre moins influent que  $P_{\text{dynamique}}$ .

Les coefficients G utilisés pour les mélanges de l'université Laval correspondent à la portion de gros gravillons. Pour les mélanges Q-1/6, Q-1/3 et Q-1/1, G prend les valeurs de 0,16, 0,23 et 0,37 respectivement.

Bien que chaque formulation ne soit caractérisée que par 3 points, le modèle semble globalement bien s'appliquer aux mélanges Q-1/6, figure A7(a), Q-1/6-FS8, figure A7 (b), et Q-1/3-FS8, figure A7 (d).

Pour le mélange Q-1/3, figure A7 (c) et Q-1/1-FS8 figure A7 (f), il y a une surestimation du rebond. Ces deux mélanges ont des bases granulaires plus discontinues que les mélanges Q-1/6, il est donc possible que le coefficient « G » soit surestimé.

Pour le mélange Q-1/1, figure A7 (e), il est difficile de conclure sur l'application du modèle, car il existe de nombreuses incertitudes expérimentales (en particulier sur la composition exacte du mélange).

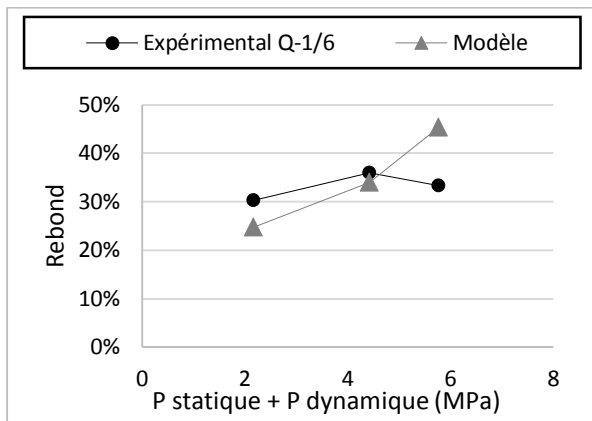


Figure A7 (a) : résultats expérimentaux et de modélisation pour le mélange Q-1/6

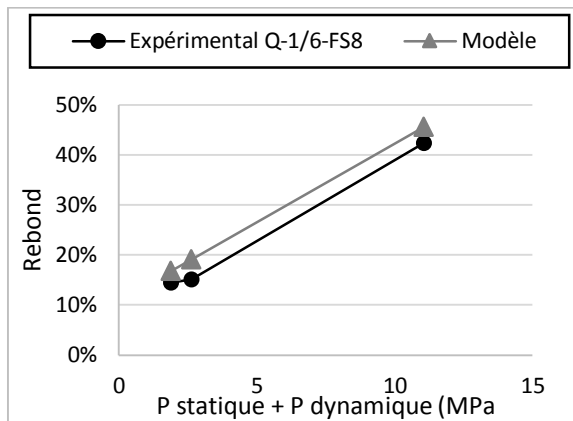


Figure A7 (b) : résultats expérimentaux et de modélisation pour le mélange Q-1/6-FS8

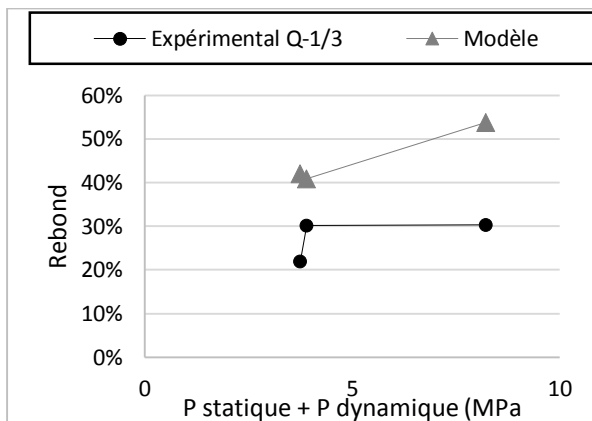


Figure A7 (c) : résultats expérimentaux et de modélisation pour le mélange Q-1/3

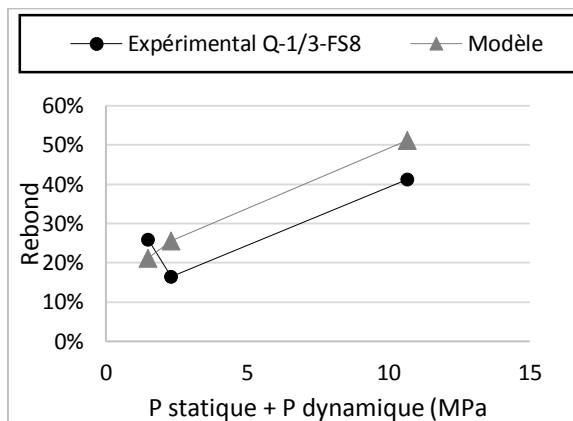


Figure A7 (d) : résultats expérimentaux et de modélisation pour le mélange Q-1/3-FS8

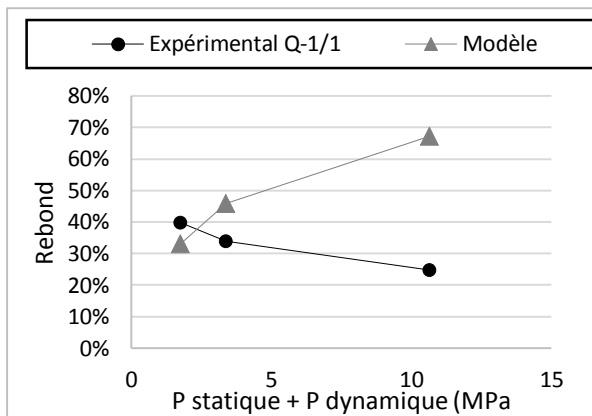


Figure A7 (e) : résultats expérimentaux et de modélisation pour le mélange Q-1/1

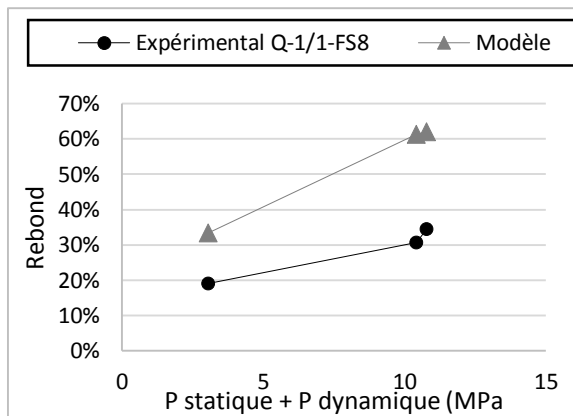


Figure A7 (f) : résultats expérimentaux et de modélisation pour le mélange Q-1/1-FS8



Annexe 8 : Tableau des valeurs limites applicables en France pour la composition et les propriétés du béton en fonction de la classe d'exposition (NF EN 206/CN : 2014-12 Annexe NA F (normative) Tableau NA.F1)

	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XC5	XS1	XS2	XS3	XOH	XO2	XO3	XF1 <sup>6)</sup>	XF2 <sup>6)</sup>	XF3 <sup>6)</sup>	XF4 <sup>6)</sup>	XA1	XA2	XA3
Rapport Équivalent Eq maximal <sup>1)</sup>	-	0,65	0,65	0,60	0,60	0,60	0,65	0,55	0,50	0,60	0,55	0,50	0,60	0,55	0,55	0,45	0,55	0,50	0,45
Classe de résistance minimale	-	C20/25	C20/25	C25/30	C25/30	C25/30	C20/25	C20/25	C25/30	C25/30	C30/37	C35/45	C25/30	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C40/50
Teneur min en lam (kg/m <sup>3</sup> ) <sup>2)</sup>	150	260	260	260	260	260	330	330	350	260	338	350	280	300	315	340	330	350	360
Teneur minimale en air (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4 <sup>3)</sup>	4 <sup>3)</sup>	4 <sup>3)</sup>	-	-	-
Essais de performances <sup>4)</sup>	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	NF P 18-24 NF P 18-25	NF P 18-24 NF P 18-25	NF P 18-25 NF P 18-26	-	-	-
Combinaison CEM I + addition A(A-C) Rapport maximal	Cendres volantes	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,15 <sup>5)</sup>	0,30	0,30	0,30
	Fumées de silice	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
	Métakaolin type A	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
	Laitier moulu	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
	Addition calcare catégorie A	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,05	0,05	0,05	0,05	0,30	0,05	0,05	0,30	0,25	0,25	0,05	0,00	0,00
Combinaison CEM III/A + addition Rapport maximal	Addition calcare catégorie B	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,05	0,05	0,05	0,25	0,05	0,05	0,25	0,25	0,25	0,05	0,00	0,00	0,00
	Addition siliceuse de minéralogie OZ	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,15	0,15	0,15	0,25	0,15	0,15	0,25	0,20	0,20	0,05	0,00	0,00	
	Cendres volantes	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,00	0,20	0,20	0,20
	Fumées de silice <sup>5)</sup>	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
	Métakaolin type A <sup>6)</sup>	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
Laitier moulu	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,00	0,00	0,20	0,20	
Addition calcare catégorie A	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,10	0,00	0,00	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Addition siliceuse de minéralogie OZ	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Nature du ciment	-	-	-	-	-	-	-	PM <sup>7)</sup>	PM <sup>7)</sup>	-	-	6	-	-	-	0	0 <sup>8)</sup>	0 <sup>8)</sup>	0

## Annexe 9 : Test de cisaillement Casagrande sur béton frais

Le béton projeté est un matériau plutôt ferme, dont l'étude peut se rapprocher de celle d'un solide plus que celle d'un fluide.

Pour mesurer le seuil de cisaillement du béton projeté, une boîte de cisaillement de Casagrande, habituellement utilisée pour déterminer la courbe intrinsèque des sols, a été utilisée. Pour un sol, cette mesure permet d'évaluer les paramètres de cohésion ( $C$ ) et de frottement (angle de frottement  $\phi$ ). Ces informations nous semblent intéressantes dans la caractérisation de l'adhérence du béton projeté.

### ❖ Principe

Dans le test de cisaillement de Casagrande, un échantillon de sol est placé dans une boîte permettant un cisaillement à mi-hauteur. Le déplacement de la partie inférieure de la boîte, par rapport à la partie supérieure, se fait à vitesse imposée. Un anneau dynamométrique permet de relever la force nécessaire au cisaillement. On calcule ensuite la contrainte tangentielle de cisaillement «  $\tau$  » en se rapportant à la surface cisailée. Une contrainte verticale  $\sigma$ , est imposée sur l'échantillon. Le schéma de principe est présenté sur la figure A9.1.

L'essai est réalisé pour un minimum de 3 valeurs de  $\sigma$ , et la contrainte à la rupture,  $\tau_{\max}$  est relevée dans chaque cas. On obtient donc graphe de la forme de celui présenté sur la figure A9.2. Ce type de courbe permet de remonter à la valeur de cohésion  $C$  de l'échantillon et à l'angle de frottement interne  $\phi$ .

Pour un sol pulvérulent, «  $C$  » est égal à 0. Les notions de consolidation et de drainage de l'eau interstitielle entrent en compte pour un sol. Pour l'application à un béton, la notion de consolidation est peu pertinente. Le drainage est à éviter car l'eau est intrinsèquement liée à la composition du béton.

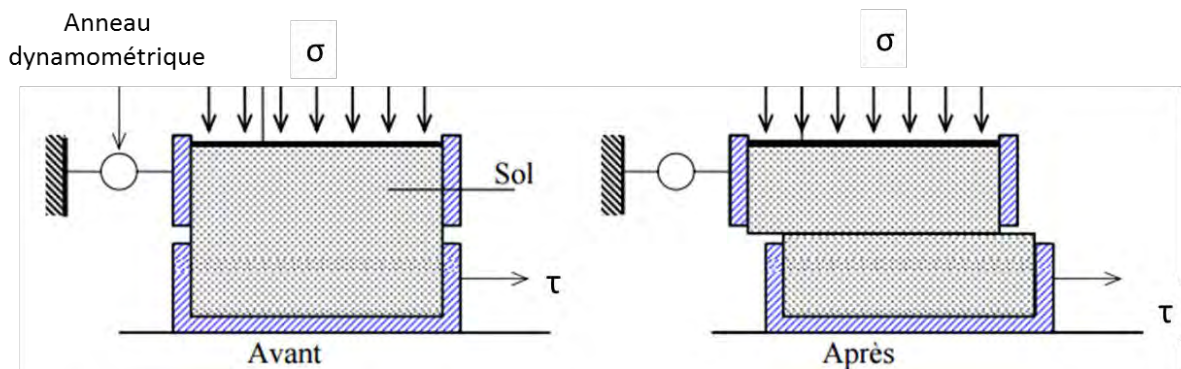


Figure A9.1 : Schéma simplifié de l'essai de cisaillement de Casagrande

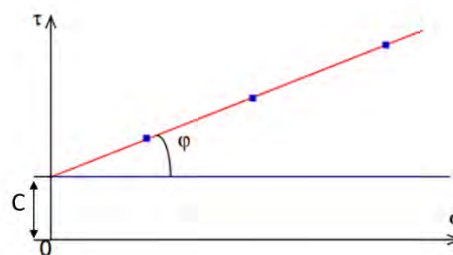


Figure A9.2 : Courbe intrinsèque obtenue après 3 essais effectués à 3 contraintes  $\sigma$  appliquées

### ❖ Mode opératoire

Un volume de 0,3 L de béton a été préparé. Le béton n'est pas projeté, mais malaxé. Les formulations utilisées sont est celles des bétons projeté T-1/5 et T-1/2-FS10 (description au chapitre 4). Le ratio E/L a été fixé à 0,5 pour les 3 mélanges.

La cellule utilisée pour les essais est une boîte cylindrique de hauteur 8cm et de diamètre 6cm. La plus petite dimension de la boîte est 6 fois supérieure au plus gros granulats utilisés. La cellule a été étanchéifiée pour éviter le drainage.

Une fois le malaxage terminé, le béton a été introduit dans la cellule puis compacté par piquage. L'essai est lancé à un temps identique pour tous les mélanges, de 7'30" après introduction de l'eau. Le cisaillement est effectué à une vitesse de 0,5mm/min avec des contraintes normales  $\sigma$  appliquées de 88kPa, 177kPa et 319kPa. La figure A9.3 présente l'état de l'échantillon après un essai.



Figure A9.3 : boîte de Casagrande après cisaillement

La figure A9.4 présente des résultats représentatifs de contrainte tangentielle en fonction du déplacement. On constate que pour les mélanges avec fumée de silice (T-1/5-FS10) on atteint des déplacements plus importants que pour les mélanges contenant uniquement du ciment (T-1/5). De plus, la détermination d'une rupture  $\tau_{\max}$  n'est pas évidente.

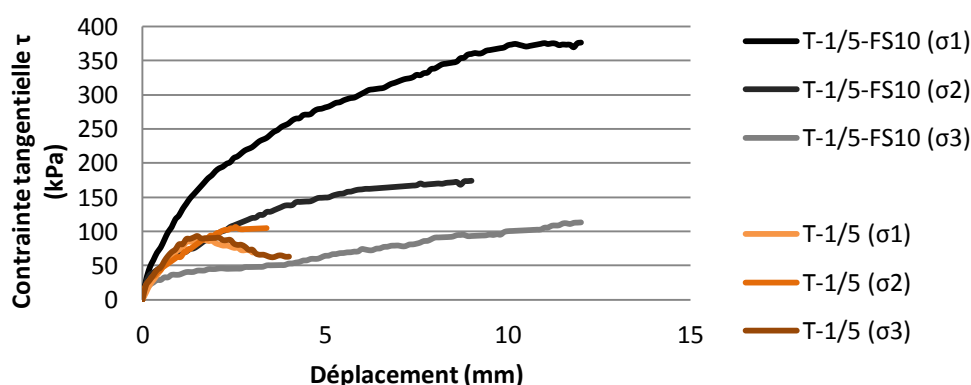


Figure A9.4 : Contrainte tangentielle  $\tau$  en fonction du déplacement pour différentes formulations

Les courbes intrinsèques n'ont pas été tracées pour les résultats avec fumée de silice. Pour le mélange T-1/5, il était plus simple de déterminer une rupture. Les valeurs de cohésion obtenues varient de 29,2 à 54,2 kPa et les valeurs d'angle de frottement interne  $\phi$  varient de 37,3° à 40,1°. Il y a donc une grande dispersion dans les résultats.

Le tableau ci-dessous présente les résultats obtenus pour le mélange T-1/5 et les résultats des test de Jolin,(1999). Ces derniers ont été réalisés sur béton projeté (avec des consistances sèches à humide). La valeur de cohésion a été évaluée par cisaillement à l'aide d'un outils à hélice et la valeur d'angle de frottement a été extrapolée.

On constate que les valeurs d'angle de frottement sont plus élevées dans le cas du mélange T-1/5. Du fait de la grande dispersion des résultats pour le mélange T-1/5, les valeurs obtenues recourent celles de Jolin.

		$\phi$ (°)	C (kPa)
Mélange T-1/5		[37,3° à 40,1°]	[29,2 à 54,2]
Jolin, 1999	Mélange sec	34,4°	[60,6 à 64]
	Mélange normal	33,3°	[44,3 à 47,8]
	Mélange humide	30,5°	[28 à 32]

#### ❖ Commentaires

L'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande a permis de mettre en avant des différences de comportement entre le mélanges contenant uniquement du ciment (T-1/5) et le mélange avec fumée de silice (T-1/5-FS10). Le mélanges T-1/5 présente des courbes de contrainte tangentielle en fonction du déplacement qui ont permis la détermination d'une rupture, tandis que le mélange avec fumée de silice se déforme sans apparition d'une rupture identifiable. L'utilisation de fumée de silice semble donc apporter une certaine ductilité au mélange.

Les courbes intrinsèques tracées pour le mélange T-1/5 ont permis de relever des valeurs d'angle de frottement et de cohésion, mais la dispersion est importante par rapport aux résultats obtenus par Jolin (1999) (par une méthode différente).

L'essai de Casagrande ne semble pas adapté à l'étude du béton, même s'il a permis de mettre en avant quelques différences de comportement. Le but premier était la détermination de paramètres intrinsèques au béton frais, mais la procédure utilisée n'a pas permis l'obtention de résultats satisfaisants. Contrairement à un sol, le béton est un matériau réactif, dont la structure va être modifiée pendant l'essai (sans pour autant débiter la prise). Ses propriétés intrinsèques ne sont pas constantes dans le temps, ce qui peut expliquer en partie la dispersion des résultats obtenus pour T-1/5. Un béton ferme se positionne à l'intersection d'un fluide et d'un solide. Sa texture empêche l'étude d'un écoulement, mais il possède malgré tout une part visqueuse qui rend difficile son étude en tant que solide. Le développement d'outils spécifiques tels que le pénétromètre statique ou l'essai de pénétration dynamique (chapitre 4) apparait comme pertinent.





# **OPTIMISATION DES PROPRIETES DES BETONS PROJETES PAR VOIE SECHE**

Julie ARMENGAUD

Sous la direction de : Bernard HUSSON, Géraldine CASAUX-GINESTET, Martin CYR

## **Résumé :**

Le béton projeté est une méthode de mise en place consistant en la projection pneumatique de béton sur une surface à grande vitesse. Dans le cas de la méthode par voie sèche, le mélange granulats-ciment est introduit sec en machine, l'eau est ajoutée à la fin du transfert. Cette technique, très employée, est néanmoins génératrice de pertes importantes par rebond, pouvant s'élever jusqu'à 40% de la masse projetée. L'enjeu de la réduction des pertes est à la fois économique et environnemental. Les facteurs influents sur le rebond sont liés aux techniques de projection et à la formulation. Ce travail de thèse a pour objectif l'optimisation de la formulation du béton afin de réduire les pertes par rebond, mais également d'améliorer la durabilité. L'étude porte en particulier sur l'influence sur le rebond : du squelette granulaire, de la teneur en eau et de l'emploi d'additifs et/ou d'additions de substitution. Une approche modélisation du phénomène de rebond est également abordée.

## **Mots clés :**

Béton projeté, Voie sèche, Rebond, Durabilité, Additions, Granulométrie, Porosité

---

# **OPTIMISATION OF DRY-MIX SHOTCRETE PROPERTIES**

## **Abstract :**

Sprayed concrete is a concrete pneumatically projected onto a surface at high velocity. Dry-mix shotcrete is a process in which dry constituents are introduced into the machine and conveyed through a hose to the nozzle, where the water is added. This process is used in various civil engineering or construction projects; unfortunately, it can lead to high losses of concrete due to rebound (up to 40% of the total mass of material). Such losses induce overconsumption of material, which is damaging for the cost of the work and for the environment. Rebound depends on technicals parameters and mix design. The present work focuses on rebound reduction and also on durability enhancement by modification of the mix design. The influence of aggregate size distribution, water content and supplementary cementitious material is studied. An analytical approach of rebound phenomenon is also implemented.

## **Key-words :**

Dry-mix shotcrete, Rebound, Durability, Supplementary Cementitious Materials, Aggregate size distribution, Porosity