



HAL
open science

Béton de sable fibré projeté pour panneau 3D

Imene Benaïssa

► **To cite this version:**

Imene Benaïssa. Béton de sable fibré projeté pour panneau 3D. Matériaux composites et construction. Université de Cergy Pontoise; Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed-Boudiaf (Algérie), 2015. Français. NNT: 2015CERG0782 . tel-01347591

HAL Id: tel-01347591

<https://theses.hal.science/tel-01347591>

Submitted on 21 Jul 2016

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

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



THESE EN COTUTELLE

Présentée devant

L'Université de
Cergy-Pontoise, France

L'Université des Sciences et de
la Technologie d'Oran-M.B.

En vue de l'obtention du diplôme de

Doctorat

Spécialité : Génie Civil.

"BETON DE SABLE FIBRE PROJETE POUR PANNEAU 3D»

Par

Imene BENAÏSSA

Soutenue publiquement le 29 Octobre 2015

Devant le jury composé de :

Mr Mohamed TEHAMI	Pr/USTO	President /Examineur
Mme Salima AGGOUN	MC/HDR/U.Cergy Pontoise, France	Directrice de thèse
Mr Bachir NASSER	MCA/USTO	Directeur de thèse
Mr Mebrouk HAMANE	Pr/USTO	Examineur
Mme Nadia BELAS	Pr/U. Mostaganem	Rapporteur
Mr Ouali AMIRI	Pr/Polytech Nantes, U.Nantes	Rapporteur

Remerciements

Je tiens à exprimer mes remerciements les plus vifs à mes deux encadreurs de thèse, Madame Salima AGGOUN et Monsieur Bachir NASSER pour avoir accepté de diriger les travaux de cette thèse. Leur contribution au suivi de ce travail a été décisive à l'accomplissement de l'objectif visé à travers ce mémoire.

Mes remerciements s'adressent également aux rapporteurs Madame Nadia BELAS et Monsieur Ouali AMRJI pour avoir accepté la mission qui leur a été confiée, et leurs commentaires constructifs qui témoignent de leur intérêt pour ces travaux.

Je tiens à remercier également Messieurs Mohamed TEFAMI et Mebrouk HAMANE pour avoir accepté d'examiner le contenu de cette thèse.

Que ceux qui ont contribué à ma formation durant mes parcours de Licence et de Master trouvent ici l'expression de ma gratitude la plus sincère.

Que mon père Abdelatif, et de façon moins solennelle, trouve ici aussi ma reconnaissance pour m'avoir fait découvrir le vaste monde du génie civil et de m'avoir incitée à suivre la voie que j'ai suivie. Son apport a été un atout certain pour la réussite de ce travail.

Enfin, je ne saurais oublier le soutien moral apporté par ma famille et mes amis durant tous mes cycles de formation.

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	2
SOMMAIRE	3
Liste des figures	8
Liste des tableaux	11
RESUME	12
ABSTRACT	14
ملخص	16
INTRODUCTION GENERALE	19
Problématique.....	19
Piste de réflexion.....	21
Structure du mémoire de thèse.....	21
CHAPITRE 1-BIBLIOGRAPHIE	24
Introduction	24
1.1 Le béton projeté	24
1.1.1 Historique	24
1.1.2 Définition	25
1.1.3 Domaines d’application.....	25
1.1.4 Avantages et inconvénients des bétons projetés.....	26
1.1.4.1 Avantages.....	26
1.1.4.2 Inconvénients.....	27
1.1.5 Techniques de projection.....	27
1.1.5.1 Voie sèche.....	27
1.1.5.2 Voie mouillée.....	28
1.1.6 Composants du béton projeté.....	29
1.1.6.1 Ciment.....	29
1.1.6.2 Granulats	29
1.1.6.3 Sable.....	29
1.1.6.4 Adjuvants.....	30
1.1.6.5 Fibres.....	31
1.1.6.6 Eau.....	33
1.1.7 Principe de Formulation des bétons projetés.....	33

1.1.8 Propriétés des bétons projetés.....	36
1.1.8.1 A l'état frais	36
Pertes par rebond.....	36
Pertes en matériaux.....	37
Pertes en fibres.....	38
Teneur en eau des bétons projetés par voie sèche.....	39
Poussières (cas de projection par voie sèche).....	39
Epaisseur projetable maximale (voie mouillée).....	39
1.1.8.2 A l'état durci	39
Résistance en compression.....	39
Retrait.....	40
Fluage.....	42
1.1.9 Durabilité des bétons.....	43
Introduction.....	43
1.1.9.1 Carbonatation.....	44
1.1.9.2 Pénétration des ions chlore.....	45
1.2 Bétons de sable.....	47
1.2.1 Définition.....	47
1.2.2 Historique.....	47
1.2.3 Domaines d'utilisation.....	48
1.2.4 Formulation d'un béton de sable	48
1.2.5 Caractéristiques des bétons de sable.....	48
1.2.5.1 Granulométrie/maniabilité.....	48
1.2.5.2 Retrait et fluage.....	49
Retrait.....	49
Fluage.....	50
1.2.6 Durabilité des bétons de sable.....	51
1.3 Panneau 3D.....	52
1.3.1 Historique	52
1.3.2 Description du système	52
1.3.3 Avantages du procédé EVG.....	54
1.3.3 Domaines d'utilisation.....	54
1.3.5 Panneau 3D en Algérie.....	54

Conclusion	55
CHAPITRE 2- MATERIAUX, METHODES ET FORMULATION DES BETONS ETUDIES	58
Introduction	58
2.1 Matériaux	59
2.1.1 Ciment	59
2.1.2 Fillers calcaires	59
2.1.3 Sable.....	59
2.1.4 Gravillons.....	60
2.1.5 Adjuvants.....	61
2.1.6 Fibres métalliques.....	61
2.2 Procédures expérimentales	62
2.2.1 Essai d'étalement.....	62
2.2.2 Essai de compression.....	62
2.2.3 Essai de traction par fendage.....	63
2.2.4 Modules d'élasticité.....	64
2.2.5 Flexion	64
2.2.6 Essai de retrait.....	64
2.2.7 Porosité accessible à l'eau.....	65
2.2.8 Porométrie au mercure.....	65
2.2.9 Perméabilité à l'eau.....	67
2.2.10 Gammadensimétrie.....	68
2.2.11 Carbonatation.....	69
2.2.12 Diffusion des ions chlore.....	70
2.3 Formulation des bétons étudiés	72
2.3.1 Principe de formulation du béton de sable projeté [BSP].....	72
2.3.2 Formulation du béton ordinaire projeté [BOP].....	74
2.3.3 Formulation du béton vibré [BV].....	75
2.3.4 Caractéristiques mécaniques et physiques des bétons d'essais.....	75
2.3.5 Analyse de la formulation du BSP.....	76
Conclusion	77

CHAPITRE 3-COMPORTEMENT DU BETON DE SABLE PROJETE [BSP] A L'ETAT FRAIS	79
Introduction	79
3.1 Choix de la méthode de projection des bétons projetés [BSP et BOP]	79
3.1.1 Béton ordinaire projeté [BOP].....	79
3.1.2 Béton de sable projeté [BSP].....	79
3.2 Optimisation des formulations BSP et BOP par ajout de fibres	81
3.2.1 Dosage en fibres métalliques du BSP.....	81
3.2.2 Dosage en fibres métalliques du BOP.....	82
3.3 Effet des fibres métalliques sur la projection	83
3.4 Caractérisation des bétons d'essais à l'état frais (avant projection)	83
3.4.1 Caractérisation avant la projection.....	83
3.4.1.1 Béton de sable projeté.....	83
3.4.1.2 Béton ordinaire projeté.....	84
3.4.1.3 Béton vibré	85
3.4.2 Caractéristiques à la sortie de la lance des bétons de sable et ordinaire projetés.....	85
3.4.3 Qualité de surface.....	86
3.4.4 Epaisseur des couches du béton projeté.....	88
3.4.5 Pertes par rebond.....	89
3.4.5.1 Pertes par rebond du béton.....	90
3.4.5.2 Caractérisation des rebonds.....	90
3.4.5.3 Perte par rebond des fibres.....	92
Conclusion et besoins en recherche	92
CHAPITRE 4-COMPORTEMENT DU BETON DE SABLE PROJETE A L'ETAT DURCI	95
Introduction	95
4.1 Résistance à la compression	95
4.2 Résistance à la traction par fendage	97
4.3 Module d'élasticité	99
4.4 Essai de flexion	99
4.5 Analyse des résistances mécaniques	100

4.6 Retrait endogène	100
4.7 Retrait de dessiccation	102
4.7.1 Analyse comparative de la cinétique du BSP avec celle du BV.....	102
4.7.2 Évolution de la perte de poids en fonction de l'âge.....	103
4.7.3 Effet de la répartition des tailles des pores sur la cinétique de séchage.....	104
4.7.4 Analyse comparative de la cinétique de retrait du BSP avec celle du BOP.....	108
4.7.5 Effet des fibres métalliques [FM] sur le retrait de dessiccation.....	108
Conclusion sur le retrait	109
CHAPITRE 5-DURABILITE DU BETON DE SABLE PROJETE [BSP]	112
Introduction	112
5.1 Porosité accessible à l'eau	112
5.2 Perméabilité à l'eau	113
5.3 Carbonatation accélérée	114
5.4 Pénétration des ions chlore	119
5.4.1 Analyse comparative de la résistance à la pénétration des ions chlore du BSP par rapport au BV.....	121
5.4.2. Analyse comparative de la résistance à la pénétration des ions chlore du BSP par rapport au BOP.....	123
5.4.3. Effet des fibres métalliques sur la résistance à la pénétration des ions chlore.....	123
Conclusion	127
CONCLUSION GENERALE	130
Contexte de la thèse.....	130
Contribution.....	130
Perspectives	132
Références bibliographiques	134

Liste des figures

Figure 1.1 Procédé de projection par voie sèche.

Figure 1.2 Procédé de projection par voie mouillée

Figure 1.3 Courbes granulométriques d'un mélange réel projeté par voie sèche, du béton correspondant et des Pertes.

Figure 1.4 Courbes granulométriques d'un mélange réel projeté par voie mouillée et du béton correspondant.

Figure 1.5 Evolution de la résistance en compression de 5 bétons projetés par voie mouillée.

Figure 1.6 Evolution du retrait endogène dans le temps des bétons projetés par voie sèche.

Figure 1.7 Evolution du retrait endogène dans le temps des bétons projetés par voie mouillée.

Figure 1.8 Evolution du fluage dans le temps des bétons projetés par voie sèche.

Figure 1.9 Evolution du fluage dans le temps des bétons projetés par voie mouillée.

Figure 1.10 Coefficient de diffusion des ions chlore.

Figure 1.11 Retrait d'auto-dessiccation.

Figure 1.12 Retrait total.

Figure 1.13 Fluage total.

Figure 1.14 Pénétration des ions chlore.

Figure 1.15 Panneau 3D.

Figure 2.1 Diffractométrie aux rayons x du sable calcaire.

Figure 2.2 Courbe granulométrique des agrégats.

Figure 2.3 Fibres métalliques de type DRAMIX BEKAERT.

Figure 2.4 Presse de capacité 3000 KN.

Figure 2.5 Essai de traction par fendage.

Figure 2.6 Système de mesure du module d'élasticité.

Figure 2.7 Appareil de mesure du retrait.

Figure 2.8 Relation $P = f(V)$.

Figure 2.9 Porosimètre à mercure (Machine AutoPore IV 9510).

Figure 2.10 Perméamètre pour éprouvette $\varnothing 16$ cm.

Figure 2.11 Schéma de principe de fonctionnement du banc Gamma.

Figure 2.12 Couronnes concentriques focalisées par le flux des rayons Gamma.

Figure 2.13 Enceinte de carbonatation accélérée.

Figure 2.14 Test de pénétration des ions chlore.

Figure 2.15 Illustration des profondeurs de pénétration des ions chlore.

Figure 2.16 Courbes granulométriques des bétons projetés (BSP et BOP).

Figure 3.1 Etalement en fonction du dosage en fibres du BSP.

Figure 3.2 Etalement en fonction du dosage en fibres du BOP.

Figure 3.3 Essai d'étalement (BSP).

Figure 3.4 Essai d'étalement (BOP).

Figure 3.5 Essai d'affaissement au cône d'Abrams (BV).

Figure 3.6 Traitement informatique de la rugosimétrie tridimensionnelle.

Figure 4.1 Résistance à la compression en fonction de l'âge.

Figure 4.2 Schéma de principe de l'essai.

Figure 4.3 Evolution de la résistance en traction du béton projeté.

Figure 4.4 Flexion en fonction de l'âge [jours].

Figure 4.5 Retrait endogène en fonction du temps.

Figure 4.6 Retrait de dessiccation en fonction de l'âge.

Figure 4.7 Perte de poids en fonction de l'âge.

Figure 4.8 Répartition des tailles des pores du BSP.

Figure 4.9 Répartition des tailles des pores du BV.

Figure 4.10 Retrait de dessiccation en fonction de l'âge.

Figure 5.1 Profondeur de carbonatation en fonction du temps.

Figure 5.2 Echantillons carbonatés (BSP-BSP*).

Figure 5.3 Eprouvette du BOP altérée par les ions chlore.

Figure 5.4 Coefficient de diffusion des ions chlore.

Figure 5.5 Evolution de la densité en fonction de l'épaisseur et de l'âge du BSP.

Figure 5.6 Evolution de la densité en fonction de l'épaisseur et de l'âge du BOP.

Figure 5.7 Evolution de la densité en fonction de l'épaisseur et de l'âge du BSP*.

Figure 5.8 Evolution de la densité en fonction de l'épaisseur et de l'âge du BOP*.

Liste des tableaux

Tableau 1.1 Qualité du béton projeté en fonction de la perméabilité et le taux d'absorption d'eau.

Tableau 2.1 Caractéristiques chimiques du ciment et des fillers calcaires.

Tableau 2.2 Propriétés physiques du sable.

Tableau 2.3 Caractéristiques des fibres DRAMIX.

Tableau 2.4 Composition des BSP, BOP et BV [kg/m³].

Tableau 2.5 Caractéristiques mécaniques et physiques des bétons d'essais.

Tableau 3.1 Paramètres de comparaison du BSP projeté par V.S et V.H.

Tableau 3.2 Composition des BSP et BOP [kg/m³].

Tableau 3.3 Caractérisation des rebonds.

Tableau 5.1 Coefficients de perméabilité des bétons d'essais.

Tableau 5.2 Profondeurs de carbonatation obtenues par forage.

Tableau 5.3 Valeurs de X_d des bétons d'essais.

Résumé

Les travaux de recherche entrepris dans le cadre de cette thèse sont destinés à permettre de démontrer que dans la technique de projection, le béton de sable fibré peut remplacer le béton ordinaire habituellement utilisé.

La technique de projection du béton est notamment utilisée dans les travaux de soutènement et de tunnels, la stabilisation des pentes mais aussi dans la conception des panneaux 3D.

Le béton utilisé, à ce jour, dans la technique du béton projeté dans la conception des panneaux 3D est à base de gravillons 3/8 mm. Cependant, l'inconvénient avec ce mélange, c'est les pertes par rebond du matériau et des fibres qui sont importantes (jusqu'à 50%), d'où un impact économique défavorable et une influence négative sur les propriétés mécaniques du matériau en place sur le support.

Le béton de sable composé d'un faible dosage en ciment, sable et une grande quantité de fines calcaires semble tout à fait indiqué pour pallier ce problème, étant donné les avantages que procurent ses finesse, cohésion, fluidité et homogénéité. Dans le cadre de cette étude, les performances du béton de sable projeté (BSP) ont été comparées à celles du béton ordinaire projeté (BOP). Pour le retrait, le comportement a non seulement été confronté à celui du BOP mais aussi au béton vibré (BV). Les paramètres de comparaison ont concerné l'état frais (avant, pendant et après projection) et l'état durci, avec une attention particulière portée aux taux de rebond des matériaux, aux résistances mécaniques et aux retraits (endogène et de dessiccation). Enfin, le comportement vis-à-vis de la carbonatation accélérée et de la pénétration des ions chlore a été évalué.

Les résultats de nos investigations ont mis en évidence un certain nombre d'avantages du BSP par rapport au BOP. A cet effet, notons la réduction des pertes par ricochet des matériaux (béton et fibres) de moitié, avec des épaisseurs de couches de béton projeté de 9 cm contre 6 cm pour le BOP. L'autre point positif, c'est la qualité du fini de surface. Du point de vue de la résistance à la compression, le BSP présente une amplitude légèrement plus importante au jeune âge, mais équivalente à long terme. Le retrait endogène du BSP est similaire à ceux des BOP et du béton vibré (BV), aussi bien en amplitude qu'en cinétique. Quant au retrait de dessiccation, le BSP manifeste une déformation de l'ordre de 10% plus élevée que celle du BOP. Alors que par rapport au BV, la magnitude de la déformation du BSP est plus petite, et ce en dépit d'une perte d'eau par évaporation plus importante. Par conséquent, et en opposition à la majorité des résultats de la littérature, une perte de poids plus importante par dessiccation, n'implique pas systématiquement une déformation de retrait plus importante.

L'autre résultat inattendu est que la structure monomodale de type « méso » du BSP est affectée par une cinétique de séchage plus rapide que la structure bimodale de type « macro » et « méso » du BV.

Par ailleurs, l'ajout de 50 kg/m^3 de fibres métalliques au BSP réduit le retrait de dessiccation de 16 %, alors que leur influence semble peu significative sur la cinétique et la magnitude de la déformation du BOP, du moins dans les proportions du dosage utilisé.

La proportion de mésopores semble un facteur décisif dans le comportement des retraits de dessiccation des bétons. Dans ce contexte, une explication est fournie pour mettre en relief les raisons du retrait moins important du BSP par rapport au BV, malgré une perte d'eau par séchage plus importante et un volume de pâte plus important.

Les essais de comportement du béton de sable projeté vis-à-vis de la accélération ont montré que les résultats obtenus ne différaient pas significativement des deux autres bétons d'essais, et vont donc dans le sens de ce que rapporte la littérature.

Quant à la résistance à la pénétration des ions chlore, le BSP semble légèrement moins performant que le BOP en raison d'un dosage plus faible en ciment et un rapport E/C plus élevé. Avec une résistance mécanique à la compression moins importante, le BSP est pénalisé par rapport à ce facteur de durabilité, en comparaison avec le BV. En effet, il est connu que la résistance à la pénétration des ions chlore augmente avec la résistance à la compression, notamment dans les mélanges à fort rapport E/C. L'autre facteur défavorable impactant le BSP par rapport à cet indicateur de durabilité, c'est sans doute l'existence de chemins de percolations plus continus qui favorisent l'intrusion des ions chlore. Des essais gammamétriques menés sur la formulation des bétons (ordinaire et de sable) projetés, avec et sans fibres métalliques, ont montré que les fibres métalliques n'ont aucun effet sur la résistance à la pénétration des ions chlore dans le cas du béton de sable ; alors que dans le cas du BOP, leur influence est assez sensible.

Cependant, le nombre réduit de résultats qu'offre la littérature, aussi bien en matière de carbonatation que de résistance à la pénétration des ions chlore, empêche de tirer des conclusions générales ou de dégager des tendances vis-à-vis des paramètres affectant ces facteurs de durabilité.

Néanmoins, les lois qui gouvernent l'amplitude et la cinétique de ces agressions chimiques dans le cas du béton de sable projeté semblent être les mêmes que celles qui régissent le comportement des bétons vibrés.

Mots clés : béton de sable, béton ordinaire, béton vibré, rebond, fibre, retrait endogène, retrait de dessiccation, porosimétrie, mésopore, macropores, dessiccation, carbonatation, ions chlore.

Abstract

This paper presents test results of mechanical properties of fibre reinforced sand-concrete (BSP) formulated to be used in the sprayed wet-mix process, as a substitution to fibre reinforced concrete (BOP) sprayed by dry-mix process. This process of application of concrete is suitable for diverse applications such underground support and slope stabilization. In BOP, formulated with aggregates up to 8 mm, both material and fibre rebounds are high (50 %); this results in economic implications, and affects the performances of the mixture negatively.

BSP formulated with low dosage of cement, sand and high content of limestone filler, but without coarse aggregate; seems to be indicated to alleviate most of these problems, because of its fineness, high cohesiveness, high fluidity and better homogeneity. BSP was investigated and compared with BOP, on the basis of fresh and hardened properties with special emphasis on rebound, compressive strength and drying shrinkage. Results of investigations showed many advantages of this new mixture (BSP) when compared to BOP: reduction of material and fibre rebounds by approximately 50%, relatively substantially thicker layers (9 cm vs 6 cm), good finishing surface, higher early age compressive strength, and long term drying shrinkage close to that of BOP.

Comparison of the results shows that the endogenous shrinkage of BOP, BSP and vibrated concrete (BV) is similar.

On the other hand, the present study showed that a low amount of steel fibre (50 Kg/m³) reduces the drying shrinkage of BSP by approximately 16%. While, in the case of BOP, the influence is not significant.

The aim of this study is to bring some answers to the questions about the delayed deformation of the shooting sand-concrete [BSP], which is made of aggregates up to 5 mm.

Drying shrinkage results revealed that drying shrinkage of BSP is higher than that of BV in the short term. In the long term, it becomes lower than that of BV. However, the BSP loses more water during the period of shrinkage measurements than BV. Furthermore, pore size distribution shows that the mesoporous structure of BSP lost more water than the bimodal structure of BV, which includes macropores and mesopores. These particular porometric structures of BSP and BV are the main factor behind the difference of the drying shrinkage behaviour of the two mixtures.

This is an interesting and unexpected result, which is not in accordance with the commonly accepted relationship between shrinkage and weight change of samples, and between moisture

loss and porometric structure. This work provides an explanation for this phenomenon by taking into account the kinetics of drying and the porometry of the concrete.

The carbonation of sand concrete is not significantly different from the other two concretes, and therefore is in line with the results reported in the literature.

Chloride ions resistance of the BSP seems to be lower than that of the two other concretes. Compared to the BOP, the difference is due to the lower dosage of cement and higher water to cement ratio in BSP. When compared to vibrated concrete, the BSP is characterized by lower compressive strength. In fact, it is well known that compressive strength improves the chloride ions resistance, particularly when the W/C (water/cement) ratio of the concrete is high. The other unfavorable factor impacting the BSP over the chloride ions resistance is probably the more continuous percolation paths that promote the intrusion of chloride ions. Gammamétrie tests conducted on the formulation of concretes (ordinary and sand) sprayed with and without steel fibers, have shown that the steel fibers have no effect on the resistance to the penetration of chloride ions in the sand concrete; while in the case of BOP , their influence is sensitive enough.

Moreover, the laws that govern the magnitude and kinetics of these chemical attacks in the case of sand concrete applied by shooting process are the same as those that govern the behavior of ordinary vibrated concrete.

Key words: sand-concrete, ordinary concrete, vibrated-concrete, rebound, fibre, endogenous shrinkage, drying shrinkage, porosimetry, mesopore, macropores, desiccation, carbonation, chloride ions.

ملخص

الهدف من البحوث التي أجريت في إيطار هذه الأطروحة هو تبيان أنه في تقنية رش الخرسانة بإمكاننا استبدال الخرسانة العادية بالخرسانة الرملية المقواة بالألياف.

تستعمل تقنية رش الخرسانة خصوصا في أشغال دعامة الجدران و الأنفاق، تحقيق استقرار المنحدرات كما تستعمل أيضا في تصميم اللوحات ثلاثية الأبعاد (3D).

الخرسانة المستعملة إلى يومنا هذا في تقنية الرش في تصميم اللوحات ثلاثية الأبعاد مكونة أساسا من حصى 8/3 مم. إلا أن النقطة السلبية بالنسبة لهذا المزيج هي الخسائر الكبيرة الناتجة عن المواد المرتدة للخليط و الألياف (تصل إلى 50%) مما ينتج عنه تأثير سلبي من الناحية الاقتصادية و كذا على الخواص الميكانيكية للخرسانة الموضوع على اللوحات 3D. استعمال خرسانة رملية مكونة من كمية منخفضة من الاسمنت و الرمل و كمية كبيرة من المواد الناعمة الكلسية يبدو مناسباً لمعالجة هذا الاشكال نظرا للايجابيات الناتجة عن النعومة، التماسك، السيولة و التجانس.

من خلال الأبحاث التي أجريناها، قمنا بمقارنة خواص الخرسانة الرملية المرشحة (BSP) بخواص الخرسانة العادية المرشحة (BOP) كما قمنا بمقارنة تقلص BSP بالخرسانة المرجة (BV). تمت المقارنة في الحالة الطازجة للخرسانة (قبل، أثناء و بعد الرش) و في الحالة الصلبة. كما ركزنا كذلك على المواد المرتدة للمزيج، المقومات الميكانيكية و التقلصات (التقلص الداخلي و التقلص التجفيفي).

النتائج التي حصلنا عليها أظهرت العديد من النقاط الايجابية بالنسبة لـ BSP مقارنة بـ BOP، نذكر من بينها، انخفاض نسبة الخسائر الناتجة عن المواد المرتدة (الخرسانة و الألياف) بـ 50% مع سمك يقدر بـ 9 سم بالنسبة لطبقات BSP و 6 سم بالنسبة لطبقات BOP، نقطة إيجابية أخرى هي جودة نوعية المساحة السطحية للخرسانة. بالنسبة للمقاومة للضغط، فإن BSP يمثل مدى تشوه أكبر في سن مبكر لكن يصبح مماثل على المدى البعيد.

التقلص الداخلي لـ BSP هو مماثل للتقلص الداخلي لـ BOP و BV سواءا بالنسبة لمدى التشوه أو سرعة تطوره. أما في ما يخص التقلص التجفيفي فإن BSP يظهر تشوه أكبر بحوالي 10% مما هو عليه بالنسبة لـ BOP لكن أصغر من BV، و هذا إضافة إلى ضياع نسبة كبيرة من الماء عن طريق التبخر.

بالتالي، و على عكس معظم النتائج المحصل عليها من طرف بعض الباحثين، فإن خسارة أكبر للوزن عن طريق التجفيف لا تعني اجباريا تقلص أكبر. نتيجة أخرى غير متوقعة هي أن الهيكل أحادي المسامية ذات

نوع « meso » لـ BSP لها سرعة تجفيف أكبر من تلك التي للهيكل ثنائي المسامية ذات نوع

« meso » و « macro » لـ BV.

علاوة على ذلك، فإن إضافة 50 كغ/م³ من الألياف الحديدية للخرسانة الرملية المرشحة تنقص التقلص

التجفيفي بنسبة 16% في حين أنه لا يبدو لها تأثير على مدى التشوه و سرعته للخرسانة العادية المرشثة. نسبة المسامية ذات نوع « meso » تبدو عاملا حاسما في سلوك التقلص التجفيفي للخرسانات. في هذا السياق هناك تفسير مقدم من أجل تسليط الضوء على أسباب التقلص المنخفض للخرسانة الرملية المرشثة مقارنة بالخرسانة المرجة، رغم خسارة نسبة كبيرة للماء بالتجفيف و حجم أكبر للعجينة. من حيث مقاومة توغل أيونات الكلوريد، فإن الخرسانة الرملية المرشوشة (BSP) تبدو منخفضة مقارنة بالخرسانة العادية المرشوشة (BOP) و هذا راجع لكون أن الـ BSP يحتوي كمية قليلة من الاسمنت و نسبة مرتفعة لـ E/C.

مقارنة بالخرسانة المرجة (BV)، فإن مقاومتها الميكانيكية المنخفضة للضغط تؤدي إلى انخفاض مقاومتها لأيونات الكلوريد حيث أنه من المعروف أن مقاومة أيونات الكلوريد ترتفع بارتفاع مقاومة الضغط خاصة بالنسبة للخرسانات ذات نسبة مرتفعة لـ E/C، هناك عامل آخر يؤثر سلبيا على الخرسانة الرملية المرشوشة و الذي هو قنوات ارتباط المسامات (chemin de percolation) من نوع "مستمر" مما يسهل عملية توغل أيونات الكلوريد، لكن، العدد القليل للنتائج المتواجدة يمنع استخلاص استنتاجات عامة فيما يخص ديمومة الخرسانة.

وعلاوة على ذلك ، فإن القوانين التي تحكم حجم و حركية هذه الهجمات الكيميائية في حالة الخرسانة الرملية المرشوشة هي نفس تلك التي تحكم سلوك الخرسانة المرجة.

كلمات مفتاحية: خرسانة رملية، خرسانة عادية، خرسانة مرجة، مواد مرتدة، ألياف، تقلص داخلي، تقلص تجفيفي، مسامية، مسامية meso، مسامية macro، كربونات ، أيونات الكلوريد.

**INTRODUCTION
GENERALE**

INTRODUCTION GENERALE

Problématique

La technique de projection joue un rôle significatif dans la technologie moderne des bétons en offrant de nombreux avantages. Elle est utilisée dans les constructions souterraines, la stabilisation des pentes et talus ; ainsi que dans les travaux de réparation et de renforcement des structures. Depuis une trentaine d'années, l'usage du béton projeté est aussi utilisé dans la conception des panneaux tridimensionnels servant à la réalisation d'ossatures de bâtiments.

Cependant, l'inconvénient avec ce matériau c'est que les tests ne peuvent être tous réalisés dans des conditions de laboratoire. Par conséquent, l'essentiel des résultats reportés par la littérature sont réalisés sur chantier, ce qui rend leur exploitation plus difficile. La plupart des investigations sur ce matériau sont orientées sur le choix de la technique de projection (voie sèche ou humide), les formulations et l'influence des différentes composantes [Austin et al. 1997 ; Austin et Robins, 1995 ; Bindiganavile et Banthia, 2001 ; Jolin et al., 1999 ; Leung et al., 2005]. D'autres travaux ont porté sur les équipements utilisés pour la projection et l'adhésion du matériau sur le substrat [Malmgren et al. 2005 ; Leung et al., 2005 ; Pfeuffer et Kusterle, 2001].

En outre, les opérateurs s'interrogent sur les déformations différées de ce matériau, en raison de leurs effets sur le comportement des structures. Le peu de résultats disponibles [Ansell, 2010 ; Malmberg, 1977] apporte quelques réponses, mais assez éparpillées pour conduire à des conclusions générales sur ce phénomène. Les travaux effectués concernent des mélanges à base d'agrégats de dimensions 3/10 mm. Les retraits enregistrés étaient 10 à 15% plus élevés que dans le cas du béton vibré de même classe de résistance, comme rapporté par Wolsiefer et Morgan (1993). Cet état de fait rend les opérateurs très réticents quant à l'usage de ce matériau dans le génie civil.

Une nouvelle formulation de béton à projeter par voie humide a été proposée par Benaïssa et al. (2008) pour la réalisation des panneaux 3D. Ce mélange était composé de ciment, sable (0/5 mm), filler (0/80 μm), eau et superplastifiant. Pour éviter toute confusion, notons que le béton de sable diffère notablement du mortier par les dosages en ciment et eau. Par ailleurs, les résistances mécaniques sont dans la plage de ce que l'on obtient habituellement dans la gamme des bétons ordinaires. Il en est de même pour les déformations différées.

Les tests effectués par l'auteur ont montré que ce nouveau mélange offrait beaucoup d'avantages : un meilleur fini de surface des couches du béton projeté, des couches plus épaisses, des pertes par rebond réduites et donc un impact environnemental et écologique

favorable, grâce à l'utilisation éventuelle de dépôts importants de sable et de la rareté des gros granulats dans certaines régions, comme dans le grand Sahara algérien (2 millions de km²).

A l'instar du béton ordinaire projeté, les opérateurs activant dans le secteur du génie civil s'interrogent sur les retrait et fluage de ce matériau, appelé béton de sable, ainsi que sur ses performances à l'état frais et durci. En effet, le manque de retour sur chantiers en matière de résultats dont on dispose et le peu d'expérimentations effectuées sur ces grandeurs sont à l'origine de cette réticence. Il en est de même du comportement vis-à-vis de la carbonatation et de la résistance à la pénétration des ions chlore.

Dans ce contexte, un large programme expérimental a été développé dans notre étude pour mettre au point une formulation de béton de sable adaptée à la projection avec la technique de mise en place la plus appropriée (voie humide ou sèche). Des investigations ont été conduites pour suivre son comportement à l'état frais (avant, pendant et après projection) et durci, y compris le retrait. La durabilité vis-à-vis des phénomènes précédemment soulignés et qui sont derrière la corrosion des aciers d'armature a aussi fait l'objet de suivi.

L'étude a été comparative avec une formulation habituellement utilisée par voie sèche dans la conception des panneaux 3D. Cette composition est constituée des mêmes ingrédients que ceux utilisés dans les bétons ordinaires avec cependant, des agrégats limités en diamètre à 8 mm voire exceptionnellement 10 mm.

Pour une meilleure approche de la compréhension de l'évolution du retrait, la cinétique de dessiccation a été analysée ; ainsi que l'étude de l'influence de la porométrie sur les amplitudes de déformation.

Enfin, le comportement de la formulation choisie du béton de sable projeté vis-à-vis de la carbonatation et des attaques des ions chlore a fait l'objet d'une analyse. Le choix de ces facteurs de durabilité se justifie par le fait que les dégradations les plus importantes que subissent les constructions en Algérie, et notamment dans le pourtour méditerranéen, sont liées à la corrosion des aciers. Or, les phénomènes derrière ce mécanisme d'endommagement sont justement la carbonatation et l'attaque des ions chlore, d'où un souci majeur des bâtisseurs et ingénieurs vis-à-vis de ces paramètres de durabilité.

Piste de réflexion

La mise en place du programme de recherche en collaboration avec le laboratoire L2MGC de l'université de Cergy Pontoise/France et la pleine collaboration de l'entreprise « BEGHEZA CONTRACTOR » a permis une étude approfondie du béton de sable fibré projeté par voie humide.

L'objectif visé à travers cette recherche est d'aboutir à une caractérisation non exhaustive mais assez complète du béton de sable projeté par voie humide pour :

- Présenter une formulation adaptée à la projection.
- Caractériser la pompabilité et la projectabilité du mélange.
- Évaluer les qualités des couches projetées (fini de surface et épaisseur).
- Évaluer les rebonds des différents ingrédients.
- Évaluer les performances mécaniques à l'état frais et durci.
- Évaluer les retraits endogène et de dessiccation.
- Évaluer la résistance à la carbonatation et à la pénétration des ions chlore.

Structure du mémoire de thèse

Le mémoire est composé, après la présentation d'un résumé des résultats obtenus et une introduction, des chapitres suivants :

- Synthèse bibliographique des connaissances sur le béton projeté, le béton de sable et le panneau 3D.

Dans ce chapitre, nous avons présenté une synthèse des connaissances acquises sur le béton ordinaire (à base de gravillon 3/08 mm) projeté par voie sèche, le béton de sable vibré, le béton de sable projeté et la conception des panneaux 3D (tridimensionnels). Il a été mis en évidence, dans cette partie, le peu d'étude et la rareté des publications scientifiques traitant du sujet abordé, c'est-à-dire le béton de sable projeté par voie humide, d'où une pénalisation vis-à-vis de la confrontation des résultats obtenus dans cette thèse.

- Matériaux, méthodes et formulation des bétons étudiés.

Dans cette phase, les principales caractéristiques des matériaux et les protocoles d'essais suivis ont été présentés ; ainsi que les compositions des bétons d'essais dont la formulation du béton de sable projeté par voie humide.

- Caractérisation du béton de sable projeté à l'état frais.

Ce chapitre a concerné la présentation des spécificités du béton de sable projeté avant, pendant et après projection. Par ailleurs, faute d'appareils disponibles, certaines

grandeurs relevant de la rhéologie du béton ont été estimées qualitativement. Cependant, les caractéristiques les plus significatives ont été mesurées telles que l'évaluation des différentes pertes par rebonds, aussi bien celles du béton, des fibres que celles des gravillons. Les épaisseurs des couches de béton projeté ont aussi fait l'objet de mesure.

- Caractérisation du béton de sable projeté à l'état durci.

A l'état durci, les résistances mécaniques (compression, traction par fendage, flexion, module d'élasticité) des compositions avec et sans fibres ont été évaluées. Le retrait de dessiccation a été abordé de façon beaucoup plus approfondie étant donné le grand rapport de la surface exposée à la dessiccation, par rapport au volume du béton, dans le cas des panneaux 3D.

- Durabilité

Le comportement aux attaques chimiques liées à la carbonatation accélérée et à la pénétration des ions chlore des bétons d'essais a été évalué. Dans ce cadre des essais de gammadensimétrie ont servi à mieux comprendre l'impact des fibres métalliques sur le processus d'attaque des ions chlore.

Enfin une conclusion générale synthétise les principaux résultats obtenus ; avec les perspectives d'études qui s'ouvrent.

CHAPITRE 1

BIBLIOGRAPHIE

CHAPITRE 1

BIBLIOGRAPHIE

Introduction

Le panneau 3D au béton de sable fibré projeté combine des techniques de construction relativement récentes et/ou peu utilisés. En effet, le panneau 3D a été introduit en Algérie depuis une vingtaine d'années dans le bâtiment, avec, cependant, peu de vulgarisation. Si tel qu'il est conçu, le panneau 3D utilise du béton à base de gravillons 3/8 mm, l'usage du béton de sable fait l'objet de peu d'enthousiasme de la part des promoteurs. Pour toutes ces raisons, la bibliographie s'intéressera au développement du béton projeté avec et sans fibres, du béton de sable projeté et du panneau 3D.

A noter que très peu d'études abordant le panneau 3D et le béton de sable fibré projeté ont été menées et publiées. C'est la raison pour laquelle, l'essentiel de la bibliographie portera sur le béton, à base de gravillons 3/8 mm, projeté avec ou sans fibres. Ceci nous permettra de situer certains de nos résultats, à défaut de pouvoir les situer par rapport à du béton projeté de même nature.

Ce chapitre synthétise les principales données que reporte la littérature aussi bien en ce qui concerne les caractéristiques à l'état frais que durci des bétons ordinaires à base de gravillons 3/10 projetés. De même les résultats relatifs au béton de sable projeté ont été présentés, quoique très peu nombreux. Nous avons également présenté les facteurs impactant les risques d'altération par corrosion des aciers d'armature liés à la carbonatation et à la pénétration des ions chlore.

1.1 Le béton projeté

1.1.1 Historique

L'idée de projeter du mortier revient au naturaliste américain Carl Akeley qui, en 1907, a créé une machine à projeter afin de construire des rochers artificiels dans un zoo. Et c'est dès 1911 que son utilité s'est avérée dans le domaine du génie civil, notamment pour la stabilisation des berges de la tranchée « Culebra cut » du canal de Panama.

Le principe consistait à faire passer un mélange de matériaux sec (ciment, sable et gravillons) dans deux chambres pressurisées alternativement avant de le transporter jusqu'à la lance où il était mouillé, puis de le projeter sur un support; c'est la projection par voie sèche. Puis, en 1940, un nouveau procédé par voie mouillée vit le jour. Cette technique s'appuie sur le

principe de la vis d'Archimède et autorisant un chargement en continu des matériaux et permettant un débit de projection plus élevé.

C'est finalement avec l'apparition en 1947 de la machine à rotor en remplacement de la vis que naît vraiment le béton projeté moderne. Tout en gardant l'intérêt du chargement continu et des débits élevés, cette nouvelle technique autorise des distances machine-projection plus longues.

Le béton projeté est très certainement le matériau qui suscite le plus d'intérêt dans le monde des tunnels. Dès son apparition, il est apparu comme une solution pratique au renforcement des voûtes des mines par sa facilité, et sa flexibilité d'emploi.

1.1.2 Définition

Le béton projeté est un béton mis en œuvre à l'aide d'une lance par projection sur un support au moyen d'un jet d'air comprimé. Le compactage est réalisé par la projection du béton. Le béton projeté permet de réaliser les formes les plus complexes sans l'utilisation de coffrages, telles que dômes, coques, etc. Il est le plus souvent utilisé dans les travaux souterrains ou en technique de réparation ou de soutènement, ainsi que dans la conception des panneaux 3D.

Le mélange à projeter peut être préparé sur chantier, en usine où dans une centrale à béton.

L'avantage de la méthode est de pouvoir utiliser les matériaux locaux, et les matériaux que constituent les déchets naturels et industriels (fines, pouzzolane, cendre volante, laitiers, etc.) limitant ainsi les frais de transport. Son utilisation représente donc généralement un avantage économique.

1.1.3 Domaines d'application

L'utilisation du béton projeté est justifiée dans plusieurs cas par sa méthode de mise en place unique, qui élimine les coffrages complexes et permet des formes variées. Le béton projeté peut être utilisé :

- Pour le recouvrement de murs ou d'éléments de structures, en extérieur comme en intérieur.
- Dans la stabilisation des pentes, les revêtements de parois de tunnels, piscines et toutes autres constructions en béton.
- Pour l'exécution d'un revêtement définitif, il est utilisé lorsqu'une solution par coffrage est délicate à mettre en place.
- En travaux souterrains, en réparation provisoire en tant que membrane de protection ou de soutènement ou en revêtement définitif dans un rôle structurel.
- Dans les travaux de réparations des éclatements du béton d'enrobage.

- Ouvrages sur talus et blindages de fouilles.
- Pour le renforcement de murs en béton armé.
- En réfection de parois de béton endommagé par des incendies.
- Pour la construction d'ouvrages en béton de forme libre.

1.1.4 Avantages et inconvénients des bétons projetés

1.1.4.1 Avantages

Par rapport au béton coffré, le béton projeté présente plusieurs avantages, tels que :

- Flexibilité d'emploi.
- Rapidité d'exécution.
- Exécution de voile mince de grande surface.
- Protection très rapide des talus récemment terrassés.
- Excellente adhésion et cohésion à l'état plastique.
- Capacité de projeter une épaisse couche dès le premier passage sur paroi verticale ou en surplomb.
- Excellente résistance au lessivage.
- Faible retrait : inférieur à 0,030 mm/m selon Gérôme (2003), ASQUAPRO (2005) et ASA (2003).
- Faible perméabilité à l'eau : pour le béton projeté formulé avec de la fumée de silice étant donné son apport dans la redistribution des pores et la réduction des diamètres des pores capillaires par densification de la matrice.

Les différentes valeurs des vides perméables exprimées en [%] déterminées sur différentes compositions de bétons projetés par Morgan et Coll cités par Lemay (2013), mesurées selon l'ASTM C642 sont consignées dans le tableau 1.1.

A ces valeurs, l'auteur fait correspondre une classification établie selon les pertes par rebond et l'épaisseur des couches de béton projeté, ainsi que le taux d'absorption d'eau.

Tableau 1.1 Qualité du béton projeté en fonction de la perméabilité et du taux d'absorption d'eau.

Qualité du béton projeté	Valeur des vides perméables [%]	Absorption d'eau [%]
Excellente	<14	<6
Bonne	14-17	6-8
Acceptable	17-19	8-9
Marginale	>19	>9

- Résistance élevée aux attaques sulfatiques : Wang et al. (2015) ont montré que la résistance aux sulfates du béton projeté est plus élevée que celle du béton vibré de même classe de résistance. Les auteurs expliquent ceci par une porométrie plus fine et donc une perméabilité plus faible. Cependant, ces résultats sont à relativiser car d'autres auteurs comme Leung et al. (2005) trouvent des résultats contraires. Néanmoins, ces auteurs mettent en exergue une possible réduction de la perméabilité avec l'usage de fibres. En effet, ces dernières en réduisant la microfissuration limitent les risques d'intrusion de produits nocifs.

1.1.4.2 Inconvénients

- Résistance assez faible pour servir de revêtement porteur définitif.
- Une perte par rebond des matériaux importante.
- L'absence de méthode de formulation précise.
- Essais de caractérisation à l'état frais très coûteux du fait qu'ils doivent s'effectuer sur site avec une logistique lourde.
- La qualité du béton projeté dépend d'une multitude de facteurs, tels que la qualification du projeteur (porteur de lance), le type de support (souple ou rigide), la distance entre la lance et le support, la vitesse de projection, les conditions climatiques. A ce propos, l'essentiel des travaux de l'ASQUAPRO (2005) et de l'ASA (2003) s'intéressent à ces paramètres.

1.1.5 Techniques de projection

Il existe principalement deux techniques distinctes de projection du béton ; projection par voie sèche et projection par voie mouillée.

1.1.5.1 Voie sèche

Cette technique est envisageable le plus souvent pour les travaux de réparations. Le mélange sec (granulats, ciment et éventuellement adjuvants) est fabriqué dans un malaxeur sans eau. Il est propulsé par air comprimé le long d'une tuyauterie vers la lance de projection. L'eau arrive séparément à la lance en quantité nécessaire et réglable pour assurer l'humidification du mélange au moment de la projection sur le support (Figure 1.1).

Cette méthode permet d'atteindre de grandes distances de projection par rapport à la voie humide.

Avantages et inconvénients de la projection par voie sèche

Comme avantages, citons la facilité et flexibilité d'application, la possibilité d'arrêter le

procédé et le reprendre à tout moment durant les travaux, un faible rapport Eau/Liant et par conséquent, obtention facile de résistances élevées. Quant aux inconvénients, il y a lieu de former particulièrement les portes-lance. Par ailleurs, le contrôle de la qualité est assez complexe.

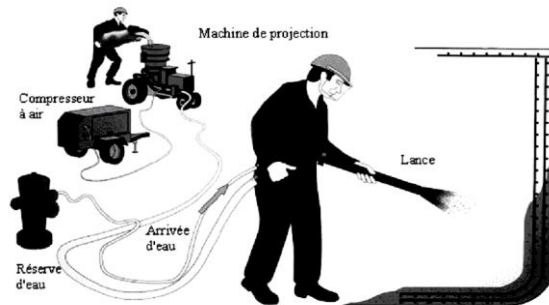


Figure 1.1 Procédé de projection par voie sèche.

1.1.5.2 Voie mouillée

Contrairement à la voie sèche, la voie mouillée consiste à introduire l'eau dans le mélange avant son déversement dans la machine, c'est-à-dire au moment de son malaxage. Il est ensuite pompé dans un boyau et projeté à haute vitesse. La projection est assurée par de l'air comprimé éventuellement associé à des adjuvants liquides (Figure 1.2).

Cette technique est utilisée en particulier pour la réalisation de travaux souterrains ou de travaux d'assainissement, aussi bien en travaux neufs qu'en réparation d'ouvrages anciens.

Avantages et inconvénients de la projection par voie mouillée

L'augmentation de la capacité de production et la faible quantité de poussières constituent des atouts certains. Par contre, la grande quantité de ciment induit des retraits importants, les distances de pompages sont limitées et le coût des équipements est élevé.

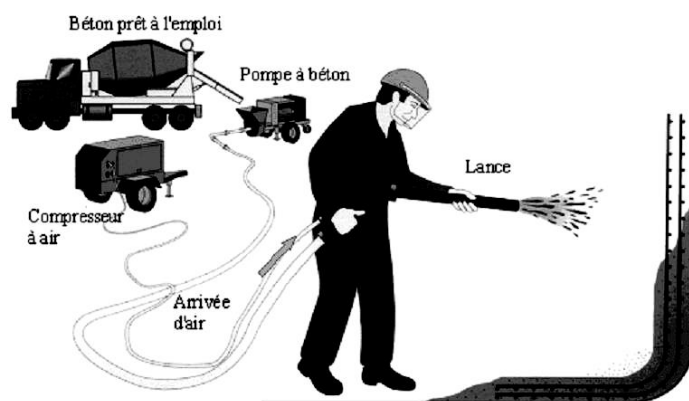


Figure 1.2 Procédé de projection par voie mouillée.

1.1.6 Composants du béton projeté

1.1.6.1 Ciment

Les deux types de ciment les plus souvent utilisés en béton projeté sont le ciment Portland ordinaire et le ciment Portland à haute résistance initiale. La différence entre ces deux types de ciment est la finesse des grains de ciment qui est plus faible dans le cas du ciment Portland ordinaire. Le CPA est utilisé en raison du fait qu'il ne contient pas de fines d'ajouts qui risquent d'interférer avec les fines des formulations. Par ailleurs, ils offrent des résistances acceptables. Quant au ciment à haute résistance initiale, il autorise un durcissement rapide, ce qui facilite la réalisation de plusieurs couches successives en peu de temps sans recourir aux accélérateurs de prise.

1.1.6.2 Granulats

La granulométrie désirée est déterminée selon la surface spécifique du granulat, le volume relatif occupé par le granulat, la maniabilité du mélange et la tendance à la ségrégation. En béton projeté par voie sèche, la distribution granulométrique du béton a surtout un effet sur le rebond. La composition du béton avant la lance et la composition en place du béton doivent également être prises en compte. Évidemment, les différentes tailles de particules ne rebondissent pas de la surface à des taux équivalents. Une bonne distribution granulométrique avant projection permet d'obtenir un béton projeté en place durable et bien compacte. Jolin et al. (1999) ont confirmé que la granulométrie recommandée par l'ACI (1995) est la granulométrie optimale, pour le béton projeté par voie sèche. Cette granulométrie optimale est la plus continue possible dont l'étendue est 3/10 mm. L'optimisation granulaire du mélange permet de réduire considérablement les rebonds et donc de mieux contrôler la composition du béton en place dont la composition est proche du mélange initial, elle est aussi valable pour le béton projeté par voie humide [ACI, 1995].

1.1.6.3 Sable

Compte tenu de l'importance de la propreté des sables, la valeur exigée pour l'équivalent de sable visuel doit être supérieure ou égale à 85. Cette valeur conditionne les critères de qualité du béton projeté ainsi qu'un bon passage en machine. Elle est indispensable pour les résistances supérieures ou égales à 40 MPa.

- Granulométrie du sable

Les propriétés du béton ne sont pas impactées par la granulométrie du sable. Cependant,

l'utilisation d'un sable dont le module de finesse est plus élevé, peut améliorer la résistance au gel-dégel en présence de sels fondants. Il est difficile d'expliquer les phénomènes en cause, mais il est probable qu'il s'agit de phénomènes reliés à la projection qui modifient la structure interne du béton durci.

1.1.6.4 Adjuvants

Les différents produits utilisés doivent être compatibles avec les autres composants du béton. Parmi les adjuvants et ajouts les plus utilisés en béton projeté, on peut citer :

- Les fluidifiants

Souvent des super-plastifiants, permettent d'augmenter la plasticité des mélanges à projeter par voie mouillée sans accroître la teneur en eau.

- Les accélérateurs de prise ou raidisseurs

Ils engendrent des prises très rapides (souvent moins d'une minute). Ils sont utilisés afin d'assurer la tenue du béton sur le support (voie mouillée) ou pour augmenter les épaisseurs de projection (voie sèche).

Cependant, Ils peuvent avoir certains inconvénients sur la durabilité du béton projeté, comme le démontre Jolin (1996). En outre, ils affectent la microstructure de la pâte de béton ce qui modifie les propriétés mécanique et la porosité du béton. Ces produits génèrent des pertes de résistances à long terme (1an) selon Gérôme (2003). Ils modifient le processus d'hydratation. A titre d'exemple, les chlorures de calcium contenus dans ces produits vont former du monochloroaluminate de calcium qui a la particularité de corroder les aciers. Dans le cas de certains composants d'accélérateurs tels que les bases alcalines et leurs sels [KOH, NaOH] et les silicates et aluminates de sodium, la cinétique de durcissement est sujette à des modifications et les résistances à 28 jours peuvent être plus faibles que les bétons témoins sans accélérateurs. ASQUAPRO (2010) et Jolin (1996) constatent une réduction de 19 à 37% de la résistance à la compression d'un béton formulé avec un accélérateur à base d'aluminate de potassium ou d'aluminate de sodium, au bout de 28 jours par rapport à un béton témoin. Ces inconvénients peuvent être résolus par l'utilisation de fumée de silice qui permet généralement de produire des bétons de bonne qualité malgré l'utilisation d'accélérateurs.

- La fumée de silice

L'utilisation de la fumée de silice dans le béton projeté diminue le taux des pertes par rebond et permet d'avoir des couches de béton projeté plus épaisses et donc d'augmenter la

productivité et de réduire les coûts de production. La fumée de silice dans le béton projeté permet également d'améliorer les propriétés physiques du béton (résistance en compression, résistance au gel-dégel, résistance à la pénétration des ions chlore, etc.).

Grâce à sa grande finesse (taille des particules qui la constituent est 100 fois plus petite que celle des ciments) et à son caractère amorphe, elle a un comportement hautement pouzzolanique. En effet, elle réagit avec la portlandite pour former de nouveaux C-S-H. Ceci conduit à des structures de béton plus compact ; en raison d'une densification de la matrice par l'apport que procurent les nouveaux hydrates.

La fumée de silice a également un effet de raffinement des pores par la diminution de leur taille grâce à l'effet filler, d'où une diminution de la perméabilité qui entraîne une augmentation de la résistance aux attaques chimiques.

L'autre apport de la fumée de silice est qu'elle réduit de façon substantielle la porosité de la zone interfaciale (matrice-inclusions) [Persson, 1998]. L'auteur montre que la porosité de la pâte de ciment témoin est deux fois plus élevée que celle enrichie de 10% en fumée de silice. Cet effet positif est dû aux réactions pouzzolaniques et à l'effet filler de la fumée de silice. Les autres avantages que procure la fumée de silice est la réduction de la perméabilité aux chlorures et de l'absorption d'eau, comme le met en évidence Vezina (2001).

Par contre, des essais effectués par Gérôme (2003) ont montré qu'un dosage en fumée de silice de l'ordre de 15kg/m^3 de béton projeté par voie humide n'a eu aucune incidence sur les pertes par rebond. Selon le même auteur, un mélange adjuvanté en fumée de silice a généré plus de pertes de fibres par rapport à un mélange sans fumée de silice (13% contre 8%). D'autre part, un dosage de 3,8% du poids de ciment n'a augmenté la résistance que de 8% à 28 jours. L'augmentation de la résistance dans la technique de projection au-delà du seuil nécessaire ne peut être que source de fragilité du matériau en raison d'une moindre déformabilité

1.1.6.5 Fibres

La composition d'un mélange avec introduction de fibres doit tenir compte des pertes en fibres lors de la projection ce qui conduit à un surdosage qui est fonction du type de fibres.

Les fibres les plus employées dans les bétons projetés sont les fibres métalliques et les fibres polypropylènes. Elles sont utilisées pour répondre à différentes attentes.

- Fibres métalliques

L'ajout de fibres métalliques dans les bétons projetés contribue à l'amélioration de la ductilité

de ceux-ci ainsi qu'au renforcement de la structure, il permet également de diminuer la fissuration causée par le retrait plastique et d'augmenter les propriétés mécaniques en post-fissuration. De plus, les fibres métalliques permettent de réaliser des surfaces minces de grandes dimensions et d'offrir au concepteur une grande liberté architecturale. L'utilisation de fibres aide donc le béton à supporter des charges importantes même après la formation de fissures. Pour optimiser le contrôle de la fissuration, les fibres doivent être distribuées de manière homogène dans le béton.

Pour le béton durci, le retrait de séchage reste présent, mais les fissures sont mieux contrôlées. Les fissures sont donc plus minces, moins longues et mieux distribuées sur la surface totale de l'ouvrage. Elles peuvent même s'avérer invisibles à l'œil nu. Le choix du type de fibres est fonction du domaine d'application et des performances souhaitées.

L'efficacité des fibres est directement reliée à leur capacité à intercepter les fissures. L'orientation des fibres est donc importante, car les fissures structurales apparaissent à des endroits et orientations bien précises selon le type de sollicitation. Ainsi, sur une poutre en béton armé sollicitée en flexion positive, les fissures apparaîtront à la face inférieure de la poutre, perpendiculaire au champ de contrainte. L'orientation des fibres peut être contrôlée, dans une certaine mesure, par les techniques de mise en place.

Lors de la projection, les fibres s'alignent parallèlement au substrat dans un plan en deux dimensions.

- Fibres en polypropylènes

Dans le béton, les fibres de polypropylène sont utilisées afin de diminuer la fissuration due au retrait plastique mais elles influencent faiblement la fissuration due au retrait de séchage [Mindess, 1991].

Quelques résultats obtenus montrent que l'ajout de fibres polypropylène dans le béton projeté par voie sèche qui contient un ciment Portland ordinaire avec fumée de silice ne modifiait pas de beaucoup ses propriétés. Les quelques modifications enregistrées étaient probablement dues à des variations lors de la projection.

Leung et al. (2005) constatent que les rebonds des fibres polypropylène sont très légèrement inférieurs à ceux des fibres métalliques (8% contre 9%). Ces mêmes études conduisent aux conclusions selon lesquelles, avec un dosage de 0,5% en fibres polypropylène, la résistance à la compression à 28 jours n'est pas du tout affectée.

Les fibres polypropylène ne jouent en général pas de rôle structurel mais elles contribuent à assurer au béton un meilleur comportement au feu. En effet, sous haute température, l'effet de

la pression de vapeur d'eau est atténué par les microcavités induites par la mise en fusion de ces fibres. Les dosages habituellement recommandés par l'ASQUAPRO (2003) sont de 1 à 1,5 kg/m³ de béton.

De plus, l'allongement à la rupture de ces fibres qui est de 15 à 20% favorise la ductilité du béton projeté. Par ailleurs, ils permettent de contrôler le retrait plastique à l'état frais mais n'améliorent pas son comportement post-fissuration.

1.1.6.6 Eau

L'eau étant rajoutée à la lance de projection, elle n'est prise en compte qu'en fonction du mode de fabrication du mélange.

L'eau ajoutée à la lance, doit avoir les mêmes qualités que l'eau de gâchage d'un béton coulé. Elle doit être conforme à la norme NF EN 1008 « eau de gâchage pour béton ».

1.1.7 Principe de formulation des bétons projetés

Une première méthode de formulation des bétons projetés, présentée par Gérôme (2003) se base sur quatre étapes :

- Préparation du mélange : cette étape peut être réalisée sur chantier, en centrale ou en usine, comme indiqué précédemment.
- Malaxage et homogénéisation en machine des matériaux à l'état sec ou humide.
- Transfert du mélange depuis la machine jusqu'à la lance.
- Projection du mélange sur le support à revêtir par air comprimé.

La projection peut être réalisée soit par voie sèche soit par voie humide, selon la nature des matériaux utilisés et la nature des travaux à effectuer.

Cependant, les résultats vont présenter quelques différences. En voie sèche, on obtiendra une résistance plus élevée qu'en voie humide, du fait du faible rapport E/C mais on aura une capacité de production plus limitée, un dégagement de poussière plus important, mais surtout un risque de détérioration d'un support fragile.

La composition des bétons projetés ne répond pas à une méthode précise. Diverses recommandations, telles que celles de l'ASA (2003) et l'ASQUAPRO (2003) limitent les plages de dosage à respecter pour les différents ingrédients.

La qualité de la projection et les répercussions sur les caractéristiques du produit durci sont largement tributaire de la qualification du porte-lance (ouvrier de projection).

La spécificité de ce matériau fait que le dosage des différents matériaux qui le composent doit répondre non seulement à des exigences liées au matériel et donc à la technique de projection

mais aussi aux performances mécaniques auxquelles doit satisfaire le mélange durci.

Les exigences de projectabilité vont dépendre aussi de la technique de projection préconisée : voie humide ou voie sèche.

Les critères essentiels de formulation sont :

- * la consistance : la norme NF P95-102 préconise une valeur d'affaissement de 12 cm.
- * la teneur en éléments fins doit assurer une bonne lubrification des conduits, afin d'atténuer les risques de frottement et donc d'obturation des tuyaux.
- * l'usage d'un fluidifiant ou plastifiant est très fortement recommandé pour augmenter la cohésion du mélange.
- * le diamètre du plus gros granulats doit être en rapport avec le diamètre de la lance.

Les différentes recommandations de formulation de l'ASQUAPRO (2003), ASA (2003) et AFTES (1994) concernent la granulométrie du mélange, le dosage en ciment, filler et fines.

Dans les bétons projetés, le rapport sable/gravillons est souvent limité à 1, avec un diamètre maximal de 10 mm. Les rapports E/C pour la technique de projection par voie humide se situent dans la plage 0,4 à 0,5.

Pour atteindre une formulation adéquate, il faut trouver un compromis sur chaque composant. Par rapport au béton coulé, le béton projeté est fortement dosé en ciment (400 - 450 kg/m³), en fines et nécessite souvent des fluidifiants pour augmenter la cohésion.

L'ajout de fibres peut être une solution pour limiter les microfissurations et améliorer certaines caractéristiques mécaniques.

De la formulation préconisée, dépendra aussi l'écoulement du produit dans les tuyaux de la machine de projection et donc la qualité de la projectabilité qui impacte à son tour la qualité du produit. Le passage du mélange dans la machine est directement lié à son écoulement dans le corps de l'engin. Pour qu'il soit correct, cela nécessite :

- Pour un mélange à projeter par voie sèche

Une granulométrie continue et adéquate du mélange sec, une faible teneur en éléments fins (< 80 µm) limitant les risques de colmatage (notamment au niveau de l'injection d'air comprimé) et une faible cohésion (teneur en eau de pré-humidification limitée).

- Pour un mélange à projeter par voie mouillée

Une consistance du mélange mouillé adaptée, suffisamment fluide (teneur en eau et emploi d'un adjuvant fluidifiant) pour se mouvoir facilement dans les pistons mais avec un minimum de cohésion interne pour limiter les risques de ségrégation (éléments fins et granulométrie du

mélange).

A noter que la projection par voie sèche génère des poussières à la lance et à la machine. Ces poussières peuvent être réduites avec la préhumidification du mélange, le prémouillage ne permettant de réduire les poussières qu'à la lance et non à la machine. Des solutions techniques permettent aussi de réduire les poussières ambiantes (système d'aspiration à la machine) par récupération des poussières émises.

L'arrangement du béton sur le support est conditionné par la technique employée (voie sèche ou humide).

- Voie sèche

Les éléments arrivent de manière indépendante sur le support (dispersions des éléments dans le flux d'air dans la tuyauterie puis ségrégation dans le cône de projection).

En début de projection le support, nu et rigide, génère un choc élastique (choc de deux particules solides avec transfert total de l'énergie). Les éléments de grande inertie rebondissent seuls, la pâte de ciment, les fines et l'eau adhèrent sur le support. Ces éléments fins hydratés s'incruster dans les pores (adhérence mécanique), puis recouvrent le support en formant un matelas de pâte de ciment. Lorsque ce matelas d'accueil est suffisamment épais, des granulats peuvent s'y incruster comme le montrent Resse et Vénaut (1981). L'incrustation des granulats dépend de la taille et de la vitesse des granulats, de la consistance du matelas récepteur fonction de la plasticité, de la viscosité et des granulats déjà en place [Jolin et al., 2001]. Ainsi en début de projection, seuls les sables peuvent s'incruster dans le matelas déjà en place puis ce sont tous les granulats.

Les éléments qui ne peuvent s'incruster dans le matelas de béton rebondissent en compactant le béton (transmission d'une partie de leur énergie cinétique). Ils participent ainsi à la constitution de la couche de béton.

Avec un mélange de répartition granulaire homogène, on augmente la probabilité que le grain qui arrive sur le support trouve l'espace suffisant pour s'incruster, d'où l'intérêt d'une granulométrie continue.

Les pertes par rebond sont généralement constituées de graviers (et de fibres dans le cas des bétons fibrés). Une partie des éléments n'atteint pas le support (perte de vitesse importante) et tombe au sol : ce sont les retombées, elles sont comptabilisées dans les pertes.

Les pertes sont inévitables lors de la projection mais peuvent être limitées grâce à :

- Une teneur en éléments fins suffisante pour permettre la formation rapide de la couche d'accueil.

- Une granulométrie continue qui favorise l'arrangement des grains sur le support.
- Des granulats de diamètre maximal limité.
- Une parfaite maîtrise de la tenue de la lance.

Il est dangereux en termes de qualité du béton en place de s'attacher à limiter absolument les pertes.

- Voie mouillée

L'aspect du mélange en sortie de lance est un ensemble de petites masselottes de béton (constituées d'une mince couche de pâte de ciment entourant un granulats) de consistance plastique véhiculées par un flux d'air comprimé [Resse et Vénuat, 1981]. Ces éléments s'empilent sur le support pour former la couche de béton.

La force de projection n'est pas aussi importante qu'en voie sèche mais suffit à compacter et à assurer la tenue au support de l'ensemble de la couche.

L'ajout de raidisseur à la lance permet de figer quasi-instantanément le béton sur le support. Cette rigidité artificielle n'est que superficielle mais permet d'éviter l'affaissement du béton. Ces produits ne modifient pas le temps de prise. L'emploi d'un raidisseur n'est pas forcément nécessaire [Beaupré, 1994].

Cette technique génère moins de pertes que la projection par voie sèche et la courbe granulométrique des bétons en place sur le support est proche de celle des mélanges avant projection.

En voie mouillée, les pertes ne peuvent être limitées que par la maîtrise de l'art de la projection.

Les granulats de grande taille, supérieure à 20 mm, ont une trop grande inertie et peuvent rebondir quasi systématiquement [Resse et Vénuat, 1981].

1.1.8 Propriétés des bétons projetés

Il est connu que les bétons projetés et vibrés ont plusieurs spécificités communes ; néanmoins, les bétons projetés ont d'autres spécificités propres à eux.

1.1.8.1 A l'état frais

- Pertes par rebond

Le rebond est la fraction des matériaux projetés qui ricochent sur le support. Puisqu'il représente une perte économique importante (notamment en voie sèche), de nombreuses études portent sur le sujet. La plupart des chercheurs effectuent leurs recherches en utilisant le procédé de projection par voie sèche car le procédé de projection par voie humide donne des

perdes faibles par rebond. Certains chercheurs rapportent des valeurs de rebond variant entre 15% et 50% en voie sèche. Resse (1998) rapporte des valeurs de pertes par rebond en voie sèche de 25% dans les travaux du tunnel sous la manche. Benaïssa et al. (2008) trouvent pour un béton de classe 25 MPa projeté par voie sèche, une perte de rebond de 30%. Jolin et al. (1999) enregistre des ricochets de béton projeté par voie sèche pouvant atteindre 35%. Les pertes de béton par rebond enregistrées par Austin et al. (1997) sont de l'ordre de 30% pour un rapport E/C de 0,50, Pfeuffer et Kusterle (2001) trouvent des pertes de 35% pour un béton projeté caractérisé par un rapport E/C de 0,45 ; et 28% pour un béton projeté formulé avec un rapport E/C de 0,50. Tandis qu'en voie mouillée, les valeurs de rebonds varient entre 5% et 10%. Dans une étude récente sur le béton projeté par voie humide, Burns (2008) rapporte des valeurs de rebond supérieures ou près de 15%. Il explique ce taux plus élevé par la différence d'échelle entre son étude et les valeurs avancées par l'industrie. Il démontre que les pertes par rebond sont plus importantes lors de la projection des 25 premiers millimètres sur le support puis elles diminuent considérablement. Le pourcentage de rebond total obtenu sera donc influencé par l'épaisseur de la couche projetée.

- Pertes en matériaux

Les valeurs des pertes courantes et acceptables, pour une épaisseur projetée d'environ 10 cm, sont au maximum limitées à 30% pour la voie sèche ; et 5 à 15% pour la voie humide

- Granulométrie des pertes et des bétons

Les analyses de la granulométrie confirment que la projection par voie sèche modifie la composition après projection (Figure 1.3) mais elle reste la même dans la projection par voie mouillée (Figure 1.4).

Dans la projection par voie sèche, les bétons après projection sont fortement plus dosés en éléments fins et les pertes sont plus fortement dosées en gravillons qu'en éléments fins.

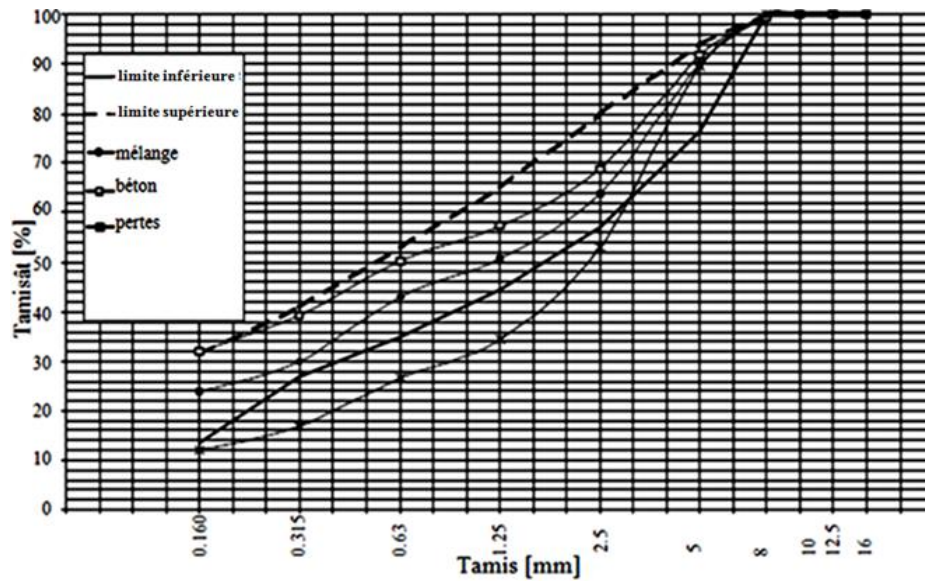


Figure 1.3 Courbes granulométriques d'un mélange réel projeté par voie sèche, du béton correspondant et des Pertes (Gérôme, 2003).

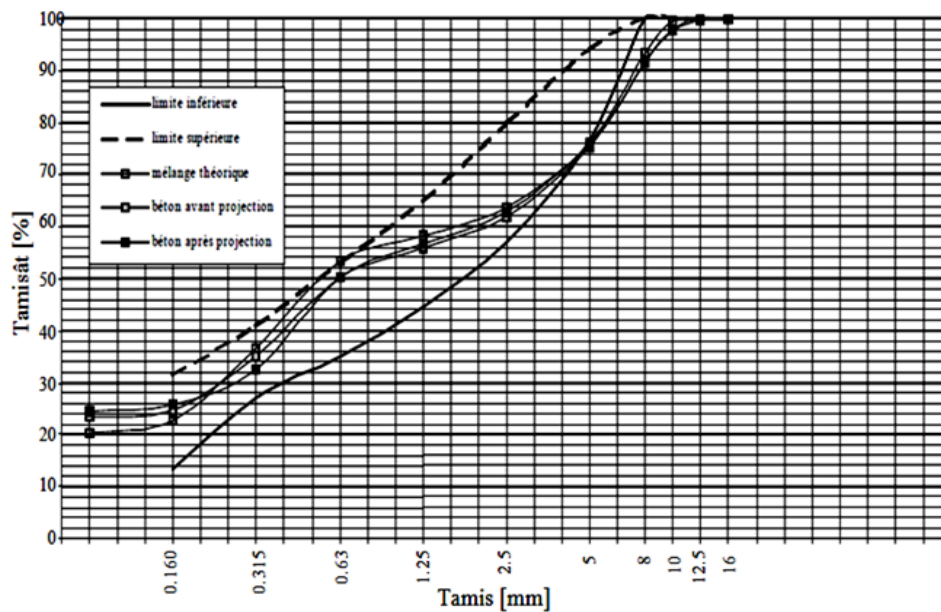


Figure 1.4 Courbes granulométriques d'un mélange réel projeté par voie mouillée et du béton correspondant (Gérôme, 2003).

- Pertes en fibres

* Voie sèche

Les essais expérimentaux effectués par Gérôme (2003) ont donné des valeurs de l'ordre de 50 à 80%, ce qui correspond à 10 et 24 kg/m³ de fibres. Les pertes de fibres dépendent de leurs dimensions, de la distance de projection entre la lance et le substrat, de la vitesse de projection et de la qualification du porte-lance. Dans la voie sèche, il se pourrait que les pertes importantes par rebond soient dues à une mauvaise répartition des fibres dans le mélange. Un

autre facteur de risque est la percolation avec les gros gravillons qui entraîne plus de pertes par ricochet.

Ces valeurs sont très élevées par rapport à ce qui est habituellement admis et estimé sur chantier : 50% est un maximum, mais la méthode de mesure peut être différente et minimiser les pertes en fibres. En général, on exige au moins 15 à 20 kg/m³.

* Voie mouillée

Les pertes en fibres mesurées par Gérôme (2003) lors de projection de béton par voie mouillée varient de 5 à 49%, ce qui correspond à une teneur en fibres in situ variant de 15,2 à 28,7 kg/m³ selon la dimension des fibres pour un dosage initial de 30 kg/m³. Le dosage en place traditionnellement recommandé est de 15 kg/m³ au minimum.

- *Teneur en eau des bétons projetés par voie sèche*

La teneur en eau en place des bétons projetés par voie sèche est de l'ordre de 8,7% du poids de béton sec, soit 190 litres d'eau par m³ de béton (poids du béton sec pris en compte : 2,2 t/m³ comme le stipule Gérôme (2003).

- *Poussières (cas de projection par voie sèche)*

Comme indiqué précédemment, lors de la projection par voie sèche, le mélange initial est constitué seulement de ciment et de granulats puis le contact entre ce mélange et l'eau se fera à la lance, ce qui provoque des quantités importantes de poussières.

Afin de réduire l'impact négatif de ces poussières, une préhumidification du mélange est recommandée.

- *Épaisseur projetable maximale (voie mouillée)*

Les tests réalisés par Gérôme (2003) montrent que l'on peut projeter des couches de béton de plus de 10 cm d'épaisseur en plafond avec du Sika 40 AF dosé à 10%. L'emploi de Sika 53 AF dosé à 6% élève cette valeur à 14 cm. Une valeur de 20 cm a été atteinte avec un mélange contenant des fibres dosées à 60 kg/m³.

1.1.8.2 A l'état durci

- *Résistance en compression*

L'essai le plus courant est la mesure de la résistance en compression (NF P 18-406) du béton à l'âge de 28 jours. La valeur est généralement plus élevée dans la projection par voie sèche

que par voie humide en raison du martellement du produit déjà en place sur le support par les gravillons.

* Voie sèche

Les résultats obtenus par Gérôme (2003) ont donné des valeurs de l'ordre de 53 à 82,40 MPa avec une moyenne de 67,30 MPa. Les moyennes ont été calculées sur la base de 3 à 12 essais et les dispersions sur les valeurs peuvent être importantes jusqu'à 20%.

* Voie mouillée

12 bétons projetés par voie mouillée ont été testés à l'âge de 28 jours par Gérôme (2003). Les résultats de ses tests ont donné des valeurs variant de 35,6 à 46,9 MPa, soit une moyenne de 41,30 MPa. Cette valeur est supérieure aux exigences courantes. Les dispersions sur les résultats sont faibles (inférieures à 10%). L'évolution des résistances sur 360 jours mesurées par l'auteur, sur 5 formulations, est caractérisée par une certaine régularité. Au jeune âge, la cinétique est accélérée et les différences d'amplitudes observées s'atténuent progressivement pour s'estomper au bout de 365 jours (Figure 1.5).

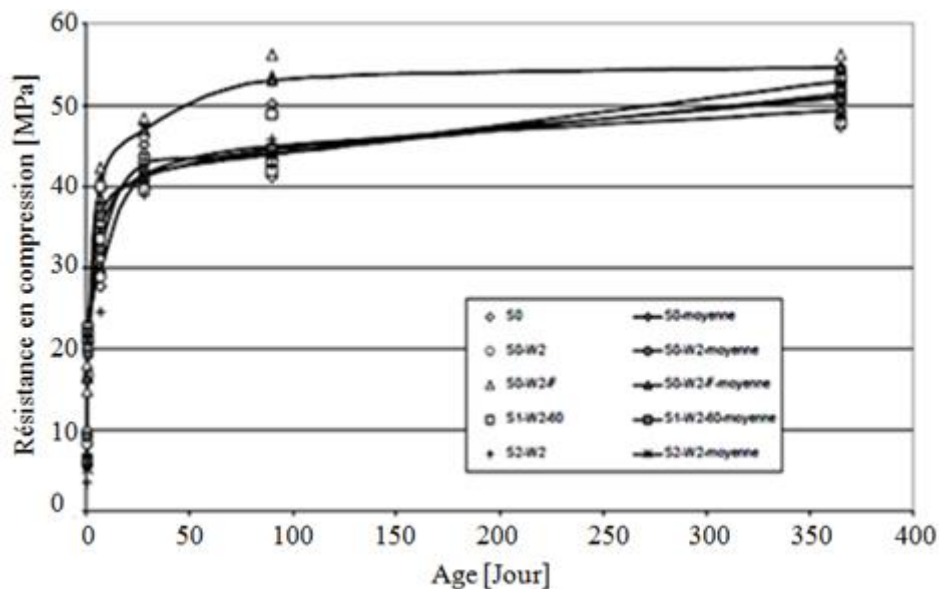


Figure 1.5 Evolution de la résistance en compression de 5 bétons projetés par voie mouillée.

- Retrait

Le retrait et le fluage sont réalisés sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 110 mm et de longueur 240 mm.

Les travaux réalisés par Gérôme (2003) montrent que les déformations mesurées au bout d'un an restent faibles :

- Pour la voie sèche, ces valeurs sont de l'ordre de 0,009 à 0,013 mm/m (Figure 1.6).

Ces valeurs sont faibles mais correspondent aux valeurs traditionnellement mentionnées pour les bétons courants [Féron, 2002 ; Chanvillard, 1999].

Pour la voie mouillée, ces valeurs sont dans la plage de 0,030 à 0,033 mm/m (Figure 1.7).

La valeur du retrait endogène est pratiquement 3 fois plus faible pour la voie sèche. L'explication la plus plausible est le rapport E/C plus faible dans la voie sèche que dans la voie humide (0,40 contre 0,48). L'autre explication peut être en rapport avec une compacité du béton projeté plus importante obtenue par voie sèche en raison du phénomène de martellement du mélange en place sur le support par les gros gravillons.

Benaissa et al. (2008) trouve un retrait de dessiccation de 700 $\mu\text{m}/\text{m}$ pour un béton projeté par voie sèche avec un rapport E/C de 0,5.

Hormis ces résultats, seuls l'ASQUAPRO (2010), l'ASA (2003) et SABLOCRETE (1994) rapportent quelques résultats épars sur le retrait total. Globalement, il se dégage de ces travaux, que la voie sèche conduit à des déformations de retrait plus faibles que la voie humide, pour un béton de même gamme de résistance est de même rapport E/C. l'autre résultat sur lequel s'accordent ces travaux, c'est le retrait plus faible du béton projeté par rapport au béton coulé de même gamme.

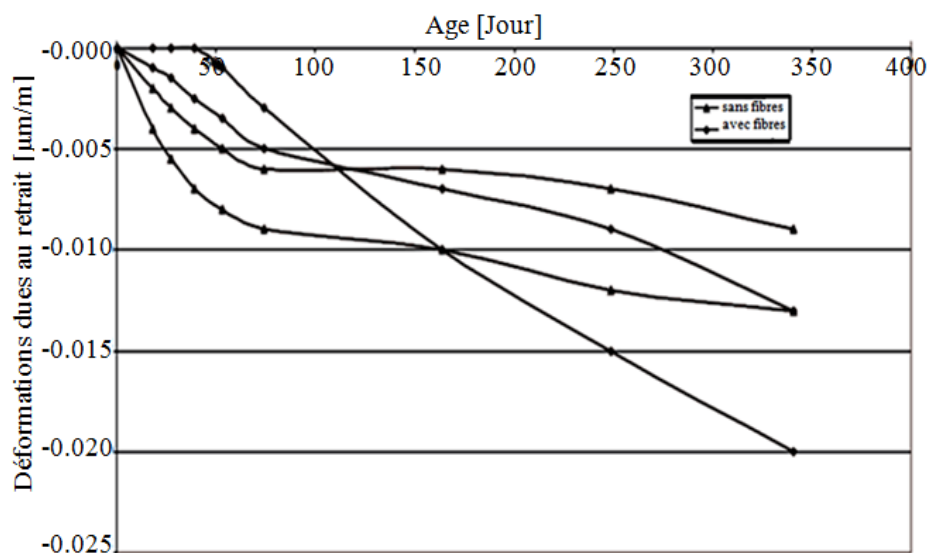


Figure 1.6 Evolution du retrait endogène dans le temps des bétons projetés par voie sèche [Gérôme, 2003].

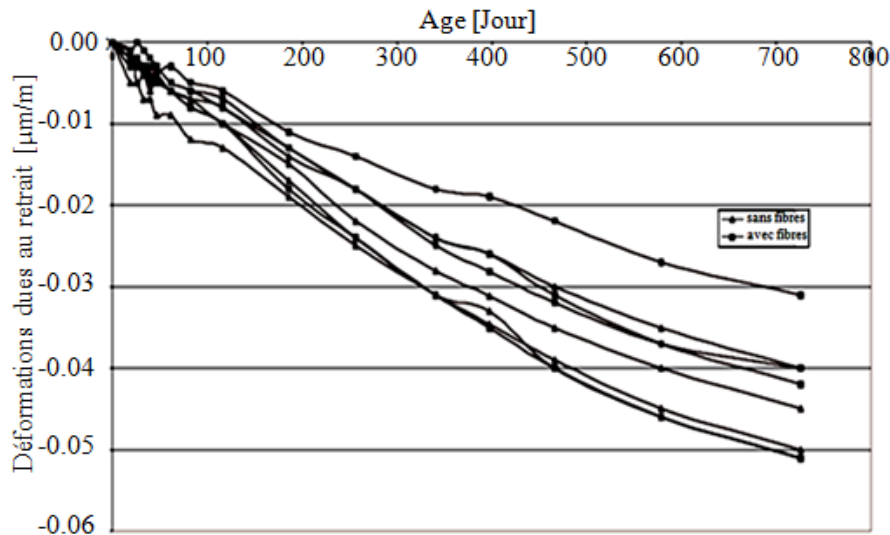


Figure 1.7 Evolution du retrait endogène dans le temps des bétons projetés par voie mouillée [Gérôme, 2003].

- Fluage

Les études sur le fluage des bétons projetés sont encore plus rares que celles sur le retrait. Les essais réalisés dans le cadre de la thèse de Gérôme (2003) en collaboration avec le laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Trappes (France), ont été effectués sur des éprouvettes en condition d'équilibre hygrométrique comme précédemment souligné. Ils ont montré des déformations plus faibles que celles des bétons coulés et peu de différence entre la voie sèche et la voie humide, comme l'illustrent les figures 1.8 et 1.9.

La différence de comportement vis-à-vis du fluage du béton projeté et coulé s'explique, au moins partiellement par la quantité de fines importante dans le béton projeté qui entraîne, sous l'effet du chargement, une contraction des pores plus faible. Or, la déformation de fluage est due en grande partie à la contraction des vides sous la contrainte de chargement.

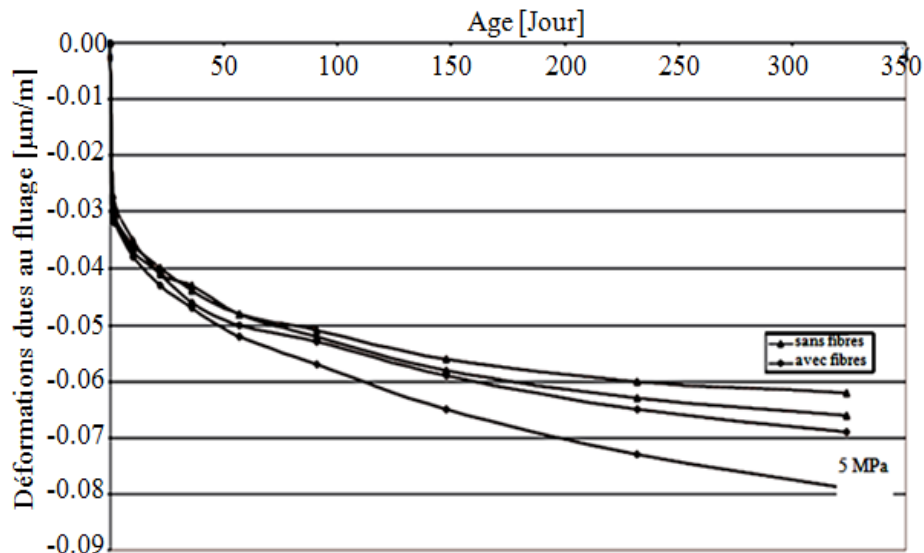


Figure 1.8 Evolution du fluage dans le temps des bétons projetés par voie sèche [Gérôme, 2003].

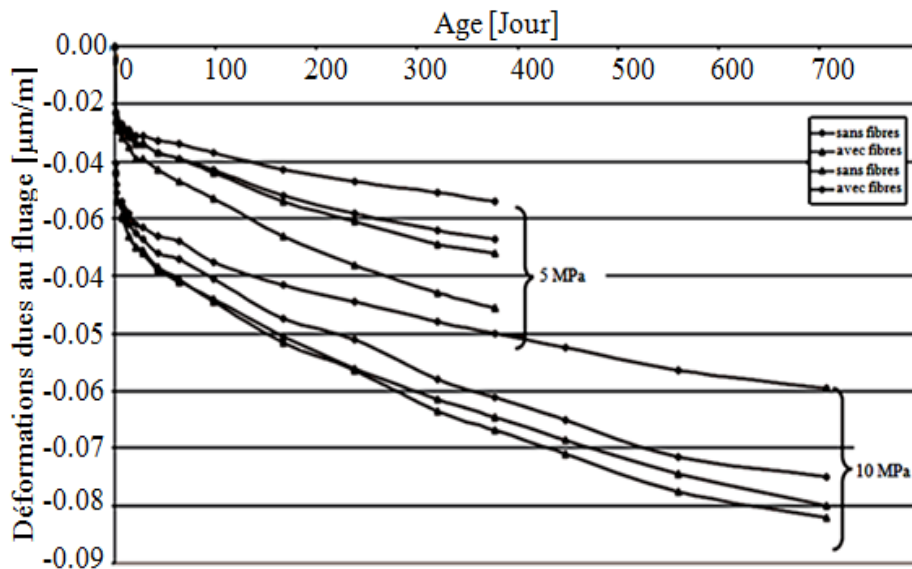


Figure 1.9 Evolution du fluage dans le temps des bétons projetés par voie mouillée [Gérôme, 2003].

1.1.9 Durabilité des bétons

Introduction

La durabilité des bétons projetés n'a été que très peu abordée comme en témoigne le peu de travaux scientifiques publiés. Les facteurs de durabilité ayant fait l'objet d'un souci majeur, notamment dans les pays nordiques, sont le comportement vis-à-vis du gel-dégel et de l'effet des hautes températures.

En Algérie, les dégradations des structures en béton les plus manifestes sont l'écaillage du béton, l'éclatement du béton d'enrobage et la corrosion des aciers. La plupart des constructions

affectées par ces processus de dégradation sont édifiées sur le pourtour méditerranéen dont le degré de salinité est très élevé, soit 3,7%. Or, ces endommagements sont liés aux phénomènes de carbonatation et de pénétration des ions chlore.

Aujourd'hui, la durabilité est appréhendée en intégrant non seulement les résistances mécaniques mais aussi en prenant en compte l'adéquation entre les propriétés physiques et chimiques du béton et les contraintes d'exploitation. La notion de durabilité se traduit par un ensemble de prescriptions techniques liées aux méthodes d'essais mais aussi à la mise en œuvre, la formulation et l'entretien. Ces spécifications concernent le dosage en liant et fines, le rapport E/C et E/Liant, la teneur en chlorure du béton, etc. Par ailleurs, la connaissance des ciments est devenue un atout certain dans la conception des bétons à haute résistance vis-à-vis des facteurs de durabilité.

En matière d'étude de durabilité du béton projeté, les travaux réalisés restent très insignifiants comme le note à juste titre Wang et al. (2015).

En Algérie, le béton projeté est surtout utilisé dans la conception des panneaux 3D, la réparation des bétons endommagés et dans les travaux de reprise en sous-œuvre pour consolider les fondations.

- Mécanisme de corrosion des armatures par carbonatation et attaques des ions chlore

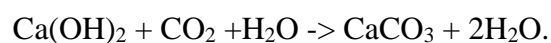
Dans les conditions d'exploitation normales, les aciers de ferrailage du béton sont protégés des risques de corrosion par un phénomène de passivation qui découle de la formation d'une pellicule protectrice appelée pellicule de passivation : Fe_2CaO . Cette pellicule est due à l'action de la chaux libérée par les silicates de calcium sur l'oxyde de fer. Le caractère basique du milieu est dû à la présence de cette chaux.

Cette couche protectrice peut être altérée soit par la carbonatation du béton d'enrobage soit par l'intrusion des ions chlore. La nocivité et la rapidité de cette action sont à relier au taux d'humidité de l'air ambiant, à la porosité et à la fissuration du béton.

1.1.9.1 Carbonatation

- Mécanisme de corrosion

Le CO_2 de l'air a tendance à réagir avec les produits hydrates du béton et préférentiellement avec les bases alcalines dont notamment le $Ca(OH)_2$ selon la réaction :



Cette réaction est appelée carbonatation. Ceci conduit parfois à un milieu de pH de l'ordre de 9 n'assurant plus la protection des aciers et entraînant le phénomène d'oxydation. A noter

que le Ph du béton au jeune âge est de 12 à 13.

Le CO₂ se dilue dans l'eau des pores du béton, ceci permet au Ca(OH)₂ de se diluer ensuite dans l'eau interstitielle et de réagir avec le CO₂ et de précipiter sous forme de carbonate de calcium ; entraînant ainsi une baisse du pH.

-État des connaissances

Il apparaît selon les résultats bibliographiques que les facteurs qui gouvernent la profondeur ainsi que la cinétique de carbonatation du béton projeté sont les mêmes que ceux des autres gammes de béton de même classe de résistance.

Selon les travaux de Wang et al. (2015), la profondeur de carbonatation augmente avec la réduction du dosage en ciment. Cependant, à notre avis, il serait plus judicieux de raisonner en termes de quantité de liant et non de ciment uniquement. Cependant, les travaux effectués au sein du CSTC (2007) laissent penser que pour les fortes teneurs en ciment, l'influence est insignifiante. Selon Wang et al. (2015), le béton projeté semble mieux se comporter que le béton vibré de même classe de résistance ; l'auteur explique que la diffusion du CO₂ dans les bétons projetés est plus ralentie que dans les bétons vibrés en raison d'une densité des matériaux plus faible.

Ces mêmes travaux ont montré aussi que la présence de fibres métalliques augmente la résistance à la carbonatation en raison de la réduction de la densité de fissuration ainsi que celle due au retrait de carbonatation.

Des études menées par Shimizu et Ichigi (2002) et Hamada et al. (2002) ont mis en évidence des valeurs de profondeurs de béton carbonaté dans le cas des bétons projetés, de l'ordre de 0 à 2,3 mm dans des conditions sensiblement les mêmes. Par contre, Kawahigashi et al. (2002) trouvent pour un béton projeté conservé dans des eaux d'égouts des profondeurs de béton carbonaté atteignant les 10 mm.

Dans le cadre du projet français des bétons de sable (SABLOCRETE), les coefficients de carbonatation mesurés, pour un BS30 vibré, un BS35 projeté et une gamme de bétons ordinaires, étaient de 3; 1,8 et 2,4 mm x jour^{-1/2}, respectivement.

1.1.9.2 Pénétration des ions chlore

- Mécanisme de corrosion

Des ions chlore véhiculés par l'eau peuvent être présents dans le béton. La provenance des ces ions est le plus souvent externe au béton (eau de mer, sel de déverglaçage, environnement marin, etc.). Par contre, des ions chlore issus des ingrédients du mélange restent peu probables

étant donné les connaissances acquises concernant les matériaux et les normes très restrictives les concernant.

En présence d'eau et d'oxygène, ces ions peuvent entraîner la destruction de la couche protectrice des aciers, appelée pellicule de passivation, ce phénomène est connu sous le nom de « dépassivation », entraînant la corrosion de ces armatures.

Avec l'augmentation de la concentration des ions chlore dans l'environnement, il se crée un gradient de concentration entre ce milieu et le béton, et les chlorures pénètrent par diffusion selon deux modes : absorption ou réactions chimiques des chlorures avec les composés du béton.

Le produit de cette réaction est la formation de monochloroaluminate de calcium hydraté, connu sous le nom de sels de Friedel ($C_3ACl_2 \cdot 10H_2O$). L'aluminate tricalcique C_3A est donc l'élément le plus influent dans cette réaction.

Lorsque le béton est soumis à des cycles d'humidification-séchage, les chlorures peuvent pénétrer par absorption capillaire suivant le processus de migration avec la phase liquide.

Seuls les chlorures présents à l'état libre dans la solution interstitielle sont en mesure de corroder les aciers d'armature.

- Etat des connaissances

A l'instar de la carbonatation, le volet de durabilité en ce qui concerne les bétons projetés n'a été que peu abordé comme en témoigne le peu de résultats présents dans la littérature scientifique.

Oliveira (2005) confirma un résultat très connu selon lequel la pénétration des ions chlore augmente avec la réduction du dosage en ciment, obtenu en comparant deux formulations projetées dosées à 350 et 450 kg/m³. Par ailleurs, l'auteur met en évidence que le béton projeté horizontalement (plafond) présente une moindre résistance que lorsqu'il est projeté verticalement (murs porteurs). Les résultats sont résumés dans la figure 1.10.

Par ailleurs, Park et al. (2010) ont montré que le béton projeté formulé avec de la fumée de silice et de la cendre volante se caractérise par une perméabilité plus faible que celle d'un béton ordinaire de même classe de résistance.

Selon Wang et al. (2015), les profondeurs habituellement atteintes par l'attaque des ions chlore du béton projeté sont de l'ordre de 5 à 15 mm.

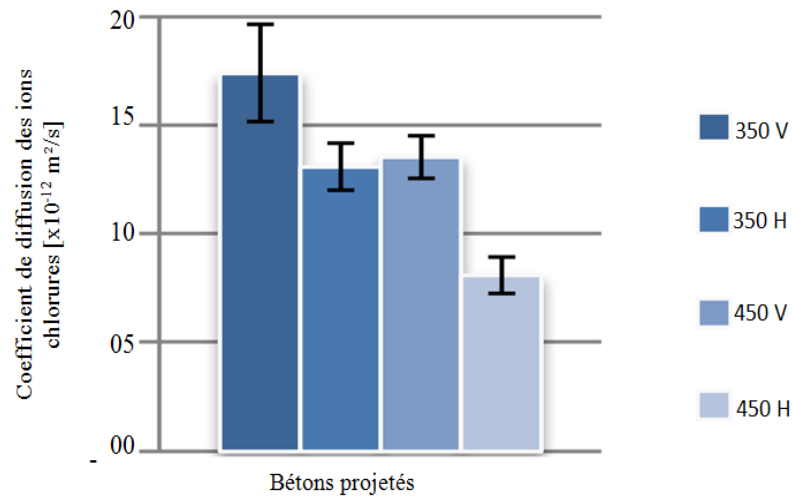


Figure 1.10 Coefficient de diffusion des ions chlore.

Les seuls résultats de pénétration des ions chlore dans le béton de sable vibré que relate la bibliographie sont ceux du projet SABLOCRETE (1994). Ils mettent en évidence des effets similaires à ceux d'un béton témoin de même classe de résistance. Cependant, les résultats mis en exergue n'autorisent pas le matériau à être utilisé dans le cas d'un béton de sable armé.

1.2 Bétons de sable

1.2.1 Définition

Le béton de sable est un matériau composé de ciment, sable, fillers, eau et adjuvant réducteur d'eau. Des gravillons peuvent être ajoutés à raison de G/S (Gravillon/Sable) $\leq 0,7$. L'amélioration du comportement du matériau peut nécessiter parfois l'ajout de fines et de fibres.

Les dosages en ciment et eau ainsi que leurs performances mécaniques et leurs déformations différées permettent de le distinguer des mortiers.

1.2.2 Historique

Le matériau trouve son origine dans le « béton aggloméré » mis au point par F. Coignet vers la fin du 19^{ème} siècle. Ce mélange était constitué de ciment, chaux, sable et eau. On retrouve cette technique dans l'édification de la tour de Port Saïd en Egypte [52 mètres]. Cependant, le pays où il a été le plus utilisé est incontestablement l'ex URSS. On le retrouve, sous sa formulation moderne, dans la construction du Port de Kaliningrad et du port CHERNAVSKIF à Voroney [Chauvin, 1992].

Après la fin du second conflit mondial, le professeur Rebinder [SABLOCRETE, 1994] reprit les travaux scientifiques, ce qui a rendu possible la construction de nombreux aérodromes. Le

développement de ce béton a autorisé son utilisation à grande échelle jusqu'à des volumes de 1 million de m³ par an.

La pénurie de gros granulats et la disponibilité de grands gisements de sable, notamment dans le sud-ouest Français, autorisèrent l'usage de ce matériau. A cet effet, l'association SABLOCRETE a vu le jour en 1988 en France pour coordonner les travaux de recherche sur ce matériau.

1.2.3 Domaines d'utilisation

Les bétons de sable peuvent être utilisés dans divers domaines tels que le bâtiment, les routes, les bétons vibrés et la projection. La technique de projection est préconisée notamment dans les travaux de renforcement des structures. Ce matériau se prête également aux travaux en immersion et dans les techniques de reprise en sous-œuvre.

1.2.4 Formulation d'un béton de sable

La formulation d'un béton consiste à choisir des constituants et à les proportionner en vue d'obtenir des propriétés spécifiques répondant à des critères techniques et économiques puis à combler la porosité de cet empilement avec la pâte de ciment. Cette pâte elle-même étant caractérisée par le rapport E/C pour viser une maniabilité à court terme et une résistance et durabilité à long terme. Le problème de la formulation d'un béton se pose principalement en termes d'optimisation de la compacité du squelette granulaire. Cette compacité définie comme le rapport du volume solide sur le volume total, correspond au complément à l'unité de la porosité. Les méthodes classiquement utilisées sont celles des bétons ordinaires avec des adaptations compte tenu de la grande quantité de fines utilisée.

1.2.5 Caractéristiques des bétons de sable

1.2.5.1 Granulométrie/maniabilité

Les bétons de sable nécessitent un volume de mouillage important par rapport aux bétons ordinaires et donc, un rapport E/C plus élevé (supérieur à 0,5) que l'on peut réduire en ajoutant des additions en fines, des fluidifiants et des superplastifiants.

A noter que la quantité d'eau dépend aussi de la granulométrie du sable : plus ce dernier contient beaucoup d'éléments grossiers, plus la maniabilité augmente. Ceci se traduit par une relation entre module de finesse et maniabilité [Casanova, 1996]. Les rapports élevés de E/C s'expliquent par une surface spécifique plus importante du mélange; d'ailleurs dans ce béton, on ne raisonne plus par rapport à E/C (eau/ciment) mais à E/L (eau/liant), liant étant l'ensemble des particules fines y compris le ciment.

1.2.5.2 Retrait et fluage

Il n'existe que peu d'informations concernant les déformations différées du béton de sable. Les quelques résultats disponibles doivent être abordés prudemment, car leur conclusions se basent sur un nombre réduit de tests. Parmi ces essais, citons ceux menés dans le cadre du projet français sur le béton de sable (SABLOCRETE) et de la thèse de Benaissa (1992).

- Retrait

Les essais effectués par Benaissa (1992) sur le béton de sable en comparaison avec le béton ordinaire ont mené aux résultats représentés sur les figures 1.11 et 1.12 ; et obtenus en isolant le matériau de l'extérieur (milieu étanche), et ceux de la figure 1.12, en laissant le matériau sécher (milieu non étanche), respectivement.

D'après les courbes des deux figures, on constate que lorsqu'on isole le matériau, le retrait d'auto-dessiccation du béton de sable est proche de celui du béton ordinaire tandis que dans le 2^{ème} cas, le retrait de dessiccation du béton de sable est deux fois plus important que celui du béton ordinaire.

La cinétique de séchage très rapide du béton de sable mise en évidence explique le développement rapide du retrait de dessiccation. Au vu de l'allure des courbes, il n'est pas exclu de voir les différences d'amplitudes s'atténuer. Quant au peu de différences entre les retraits endogènes des deux bétons, il est à mettre sur le compte de rapports E/C peu différents ; et donc des hydrates formés peu différents en volume, d'où une contraction due à l'auto consommation d'eau dans le processus d'hydratation peu différente.

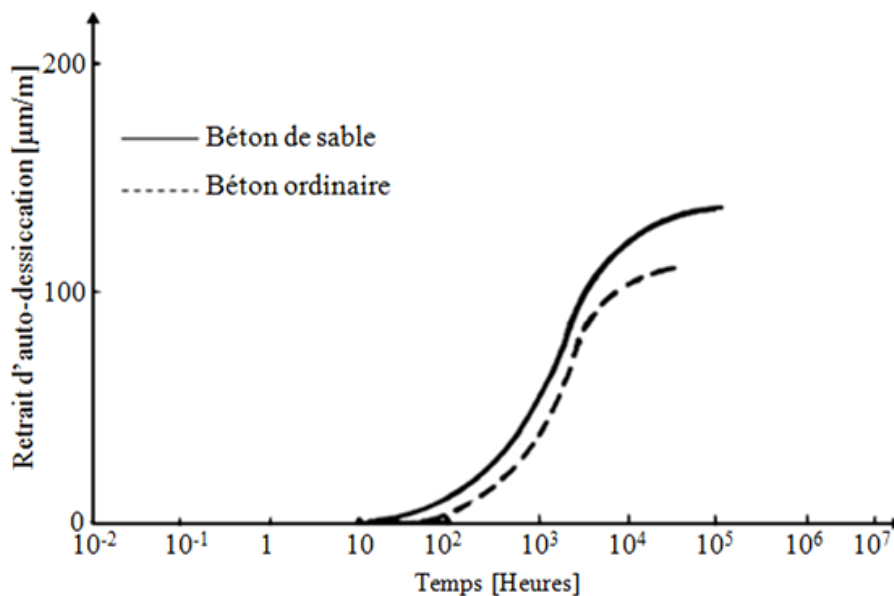


Figure 1.11 Retrait d'auto-dessiccation.

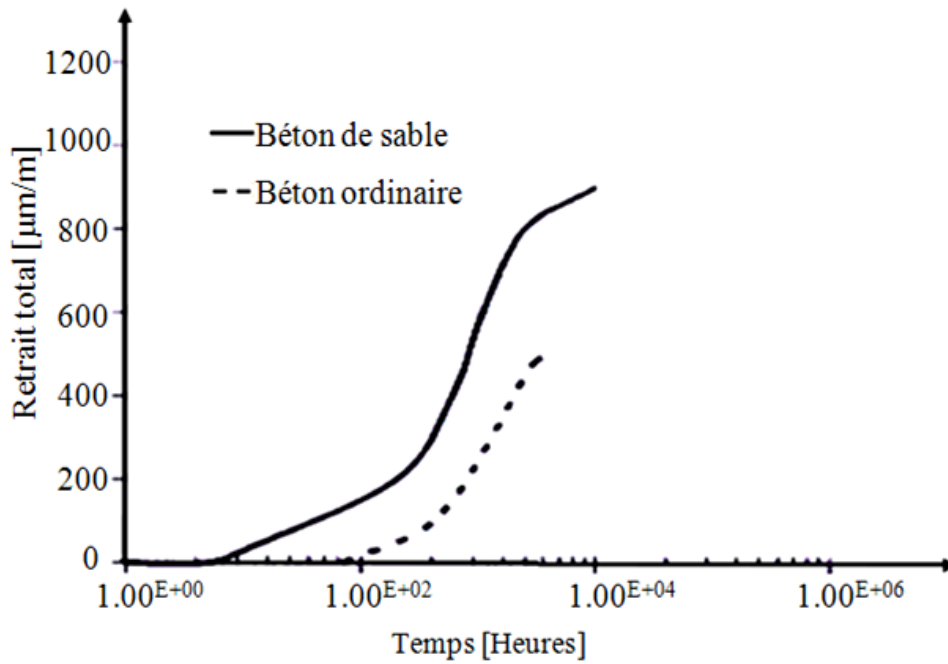


Figure 1.12 Retrait total.

- Fluage

Le fluage est une déformation qui résulte de l'effet d'une contrainte constante appliquée au béton.

Afin d'atténuer ce phénomène, il est conseillé de réduire le dosage en ciment en ajoutant des granulats [Akchiche, 2007].

Les essais de fluage effectués ont concerné les bétons de sable et les bétons ordinaires afin de les comparer. La figure 1.13 montre que la valeur du fluage du béton de sable est plus importante que celle du béton classique. Ceci est lié aux paramètres rentrant dans la composition des deux matériaux et qui influent systématiquement sur les déformations et donc sur les résistances [Benaissa, 1992].

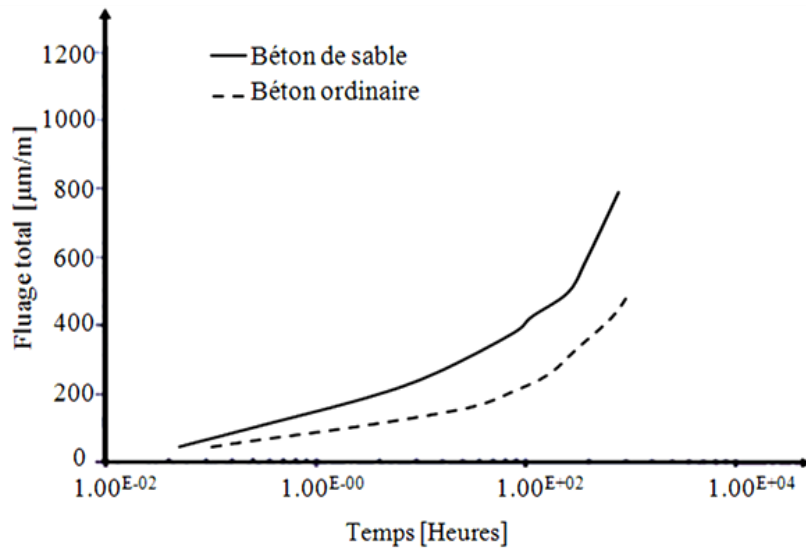


Figure 1.13 Fluage total.

1.2.6 Durabilité des bétons de sable

La tenue d'un béton vis-à-vis des phénomènes d'échange dépend évidemment de l'environnement de celui-ci. L'estimation de la durabilité se fera par conséquent à l'aide d'essais de perméabilité à l'eau et à l'air, de mesure de la carbonatation et de la pénétration des ions chlore. Les conclusions suivantes ont été faites vis-à-vis des attaques physico chimiques [SABLOCRETE, 1994].

- La perméabilité à l'eau du béton de sable est plus faible que celle d'un béton ordinaire ($2,5 \cdot 10^{-12}$ contre 10^{-10} m/s), quant à la perméabilité à l'air, elle conduit à des résultats inférieurs ou comparables pour des bétons de sable optimisés.
- La profondeur de carbonatation en ambiance naturelle pourrait être importante du fait de la faible dimension des pores ($< 10\mu\text{m}$) et de l'absorption initiale.

Des résultats expérimentaux montrent une quasi proportionnalité entre profondeur carbonatée et absorption initiale [Balayssac, 1993].

- Le comportement à la pénétration des ions chlore est comparable à celui des bétons traditionnels.

Des formulations de laboratoire de béton de sable vibré et non projeté soumises à des cycles d'immersion-séchage en milieu tempéré testées dans le cadre du projet SABLOCRETE (1994), ont révélé des temps de dépassivation peu différents de ceux des bétons ordinaires de compacité comparable. Après cinq ans d'exposition en milieu marin, les résultats de pénétration des ions chlore obtenus sont résumés dans la figure 1.14.

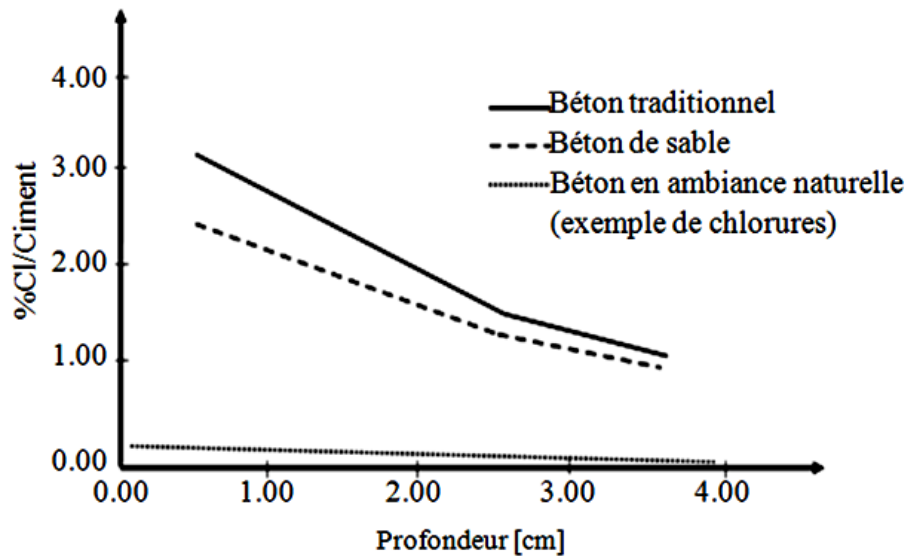


Figure 1.14 Pénétration des ions chlore.

A noter que les taux de Cl^- obtenus ne conviendraient pas pour un béton de sable armé. Les auteurs concluent que le mode de mise en œuvre peut se montrer à l'avantage de la projection par rapport au béton de sable vibré. Néanmoins, ces conclusions ne sont pas étayées par des expérimentations.

Observons qu'en dehors de quelques tests réalisés vis-à-vis des attaques chimiques concernant le béton de sable vibré menés dans le cadre du projet SABLOCRETE, il n'y a aucune publication scientifique traitant du sujet. Il en est de même pour le béton de sable projeté.

1.3 Panneau 3D

1.3.1 Historique

L'origine du panneau 3D remonte au début des années 60 où un nouveau système de construction utilisant des éléments modulaires tridimensionnels fabriqués avec du fil a été proposé aux USA. Ces éléments en fils doivent être remplis en matière synthétique après leur fabrication. Cependant, un tel système était compliqué et lent à mettre en œuvre. De là est né le panneau 3D réalisé par la société EVG-Graz (1998).

En Algérie, cette technique remonte à environ un quart de siècle et fut en premier utilisée par la société d'état BATIRAPID. Cependant, l'usage de cette technique reste tout à fait marginal.

1.3.2 Description du système

Le système se compose de deux treillis soudés reliés par des fils d'acier de liaison inclinés et soudés en diagonales. Entre les deux treillis soudés, est intercalée une feuille de polystyrène

d'épaisseur variable. Il en résulte un panneau tridimensionnel (3D) léger, isolant et de haute rigidité (Figure 1.15).



Figure 1.15a Vue en plan du panneau 3D.



Figure 1.15b Vue transversale du panneau 3D.

Figure 1.15 Panneau 3D.

Il est possible de remplacer la feuille de polystyrène par un noyau de polyuréthane, laine de roche ou tout autre matériau léger et isolant pouvant se justifier par des considérations économiques ou de performances thermiques.

Sur les deux faces, est projeté du béton d'épaisseur variable en fonction de la rigidité désirée.

Les deux couches de béton projeté agissent comme une section de béton armé composée.

Par ailleurs, les dimensions des mailles du treillis soudé ainsi que le diamètre des fils peuvent aussi être variés en fonction des sollicitations. La mise en place du béton se fait généralement

par voie sèche. Cette structure autoportante et rigide permet des montages de structures légères et rapides. Les dimensions des panneaux fabriqués et utilisés en Algérie sont de 3,00 m de long et 1 m de large. Les fils du treillis soudé ont un diamètre de 3 mm, et le poids est de 20 kg.

1.3.3 Avantages du procédé EVG-GRAZ

Les panneaux sont produits de façon industrialisée ; c'est-à-dire qu'à la sortie de l'usine, les panneaux sont prêts à l'emploi et il ne reste que la pose, le montage de la structure et la projection du béton sur les deux faces.

Le choix, en Algérie, s'est porté sur l'usage de polystyrène comme noyau isolant, en raison du rapport qualité/prix ou plus spécifiquement du rapport performance d'isolation thermique/prix. Cependant, il est tout à fait possible d'envisager d'autres matériaux au lieu et place du polystyrène à l'instar de polyuréthane.

L'autre avantage du polystyrène, c'est son comportement élastique aux chocs dus à la projection, ce qui réduit considérablement les pertes par rebond.

L'autre intérêt du panneau 3D est qu'en positionnant des cales, on peut projeter des couches de béton d'épaisseur équivalente et par conséquent, on assure un comportement statique à cet élément de structure.

Ces avantages viennent s'ajouter à la rapidité d'exécution des structures, un impact environnemental certain dû à l'isolation thermique que procure le panneau 3D ; et enfin une facilité de manipulation entraînant une réduction du nombre d'ouvriers et l'économie de l'usage de grues.

1.3.4 Domaines d'utilisation

Au vu des avantages précédemment décrits qu'offre le panneau 3D, ce système est tout à fait recommandé dans le montage de structures en RDC et RDC + 1 envisagées dans le cadre des programmes d'habitations individuelles, rurales, écoles et bases de vie des ensembles industriels.

1.3.5 Panneau 3D en Algérie

La société TPL créée en 1983 est spécialisée dans les produits longs et est issue de l'ex SNS (Société Nationale de Sidérurgie). TPL a par la suite créé la filiale SOTREFIT (Société de Tréfilage de Tiaret) spécialisée dans la production de panneau 3D, afin de répondre au besoin pressant en matière de logements. La capacité de production de SOTREFIT est de 200 000 panneaux/an, soit l'équivalent de 2000 logements. Elle a fourni les quantités nécessaires pour

la réalisation des chalets de Boumerdes, après le séisme de 2013 ; les bases de vie de SONATRACH à Hassi R'mel et Kenanda (W: Relizane), le marché couvert de Blida, des villas à Saïda, Blida et Laghouat et des logements à Bir Touta. Ce n'est là que quelques exemples, nonobstant d'autres réalisations de moindre importance notamment dans le domaine de l'habitat individuel et semi collectif. Les produits sont certifiés ISO9001 et ISO 14001.

Par ailleurs, des institutions publiques telles que CTC (Contrôle Technique de Constructions) et le CNERIB (Centre National d'Etudes et de Recherche Intégrées du Bâtiment) ont aussi certifié le produit.

Cependant, son développement reste assez timide et demeure tributaire d'un changement de mentalité dans le domaine du bâtiment.

Conclusion

A la lecture du contenu de ce chapitre, il apparait effectivement que des travaux sur bétons de sable vibré sont rares ; et encore plus rares en matière de bétons de sable projetés.

Par ailleurs, l'usage de ce matériau dans la conception de panneaux 3D a été peu appréhendé. Des publications à caractère scientifique traitant du sujet abordé dans cette thèse restent peu nombreuses. Pour toutes ces raisons, nous avons jugé bon de présenter les bétons projetés par voies sèche et humide et le panneau 3D. Le peu d'études sur ce matériau, comme précédemment souligné, a pénalisé quelque part les conclusions présentées en raison du manque de résultats pouvant servir de référence.

La littérature montre que mener des essais expérimentaux sur le béton projeté revient extrêmement cher. En effet, dans cette technique, l'essentiel des tests expérimentaux se mènent en chantier avec des équipements lourds, telles que les machines de projection (pompes, gunitieuses). Le problème en matière de projection, c'est aussi le nombre élevé de facteurs affectant la qualité du matériau qui rend plus complexe toute étude qui se veut exemplaire. La même formulation d'un mélange à projeter peut changer de comportement selon les données climatiques, à l'instar de la température, l'humidité et la vitesse du vent. La qualité du matériau projeté en place sur le support est aussi subordonnée à l'interaction entre le béton et la nature du support (rigide ou souple). Nonobstant ces facteurs, il y a lieu de signaler l'impact de la tenue de la lance (horizontale ou inclinée), de la distance de celle-ci par rapport au substrat et de la vitesse de projection. Cependant la rhéologie reste déterminante sur la qualité du béton car elle conditionne la pompabilité, la projectabilité et le taux de matériaux perdu par rebond, et par conséquent le coût du mélange.

Le comportement à long terme du matériau nécessite aussi d'aborder l'étude de différents facteurs de durabilité tels que la résistance aux acides et sulfate, le délavage, le gel-dégel, le comportement au feu, etc.

Comme on le voit, les paramètres d'étude qui restent à explorer sont très nombreux mais aussi complexes, au vu des interactions existant entre eux. La réponse à ces questions est cruciale dans les recherches futures pour avoir une meilleure approche des performances à l'état frais et durci du béton projeté dont le béton de sable.

Au vu du peu de résultats sur le béton de sable projeté qu'offre la littérature, on ne peut arriver à des conclusions générales et encore moins à dégager des tendances quant aux lois régissant le comportement de ce matériau à l'état frais et durci ; ainsi que les normes et règles qui gouvernent le processus de carbonatation et de pénétration des ions chlore.

CHAPITRE 2

MATERIAUX, METHODES ET FORMULATION DES BETONS ETUDIES

CHAPITRE 2

MATERIAUX, METHODES ET FORMULATION DES BETONS ETUDIES

Introduction

Le béton projeté n'est pas un matériau qui peut faire l'objet d'étude uniquement en laboratoire. L'approche des caractéristiques de ce matériau à l'état frais ne peut se faire, pour l'essentiel, qu'à la base d'essais menés en chantier. La logistique est très lourde et donc très coûteuse.

Les expérimentations menées en laboratoire et sur site ont permis de caractériser le matériau en projection par voies sèche et humide sur des panneaux tridimensionnels, à l'état frais et durci.

Des essais de caractérisation à l'état frais ; avant, pendant et après projection ont été donc menés ; et l'étude a été complétée par la détermination des caractéristiques à l'état durci d'une part et l'évolution du comportement différé d'autre part. Les structures en béton étant surtout confrontées en Algérie aux phénomènes d'écaillage, d'éclatement du béton d'enrobage et de corrosion des aciers d'armature, et notamment dans le pourtour méditerranéen; il nous a semblé utile d'analyser le comportement du béton projeté vis-à-vis des processus de carbonatation et d'attaque par les ions chlore, responsables de ces phénomènes.

L'étude du béton de sable fibré et projeté, objet de la présente thèse, a fait l'objet d'une analyse comparative avec le béton habituellement utilisé dans la conception des panneaux 3D et projeté par voie sèche.

Dans ce contexte, nous proposons une méthodologie de formulation du béton de sable projeté basée sur la méthode de Caquot, elle-même basée sur le principe de l'optimisation de la compacité du mélange granulaire tout en intégrant l'aptitude du mélange au pompage et à la projection par ajout d'addition minérale en volume important afin d'augmenter le volume de pâte, condition nécessaire pour tout mélange destiné au pompage et à la projection. A noter que dans la technique du béton projeté, il n'y a pas de méthodes de formulation théoriques ou expérimentales convenues, à l'instar des autres gammes de béton. Cependant, la composition recherchée doit tenir compte des exigences requises pour la qualité du matériau pour ce processus de mise en place, notamment l'adhérence, l'épaisseur des couches projetées, la résistance et le taux de rebond.

L'analyse comparative de cette formulation avec le béton ordinaire projeté par voie sèche a concerné l'état frais (avant, pendant et après projection) et l'état durci. En outre, le suivi du comportement du retrait du béton de sable projeté a fait l'objet d'une comparaison non

seulement avec le béton ordinaire à base de gravillon 3/8 projeté par voie sèche ; mais aussi avec un béton vibré de même classe de résistance (25/35 MPa).

Les matériaux utilisés dans la composition des bétons d'étude sont ceux servant à la formulation des autres gammes de béton. Cependant, les dosages de ces ingrédients sont adaptés à la technique de mise en place.

2.1 Matériaux

Afin d'éliminer les possibles interactions entre les matériaux utilisés et les caractéristiques des bétons d'essais qui seront étudiés, il a été décidé d'utiliser les mêmes ingrédients dans toutes les formulations de cette étude. Par ailleurs, s'agissant de comparer une composition de béton projeté existante, les mêmes matériaux qui la composent sont, aussi, ceux utilisés dans les deux autres bétons d'essais.

2.1.1 Ciment

Le ciment est de type CEM II 42.5, sa surface Blaine est de 3950 cm²/g et sa densité est de 3,1 g/cm³. Les caractéristiques chimiques sont représentées par le tableau 2.1. Quant à la granulométrie, elle est illustrée par la figure 2.1. Le choix s'est porté sur ce ciment en raison des performances appréciables qu'il a données dans un chantier de 44 villas en RDC+2 réalisées avec du béton projeté, en plus des raisons précédemment soulignées.

2.1.2 Fillers calcaires

Les fillers calcaires, obtenus par broyage de gravillons de la carrière de Kristel (Oran), ont une surface Blaine de 3200 cm²/g et une densité de 2.66 g/cm³.

Les caractéristiques chimiques et la répartition granulométrique sont représentées par, respectivement, le tableau 2.1 et la figure 2.2.

Tableau 2.1 Caractéristiques chimiques du ciment et des fillers calcaires.

	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	K ₂ O	SO ₃	Perte au feu
Ciment [%]	63,8	21,90	6,60	3,90	0,02	0,85	1,5	-
Fillers calcaires [%]	45,4	1,5	7,19	0,5	0,4	1,37	3,25	36,80

2.1.3 Sable

Le sable de classe 0/5 mm provient de la région de Terga (Temouchent) ; ses propriétés physiques sont représentées dans le tableau 2.2.

La distribution granulométrique est illustrée par la figure 2.2. Elle a été réalisée par tamisage

selon la norme NFP 18-560. La diffractométrie aux rayons x met en relief la nature calcaire du sable (Figure 2.1).

Tableau 2.2 Propriétés physiques du sable.

Nature	Masse volumique apparente [t/m ³]	Masse volumique absolue [t/m ³]	Densité spécifique [g/cm ³]	Pourcentage de fines [%]	Equivalent de sable	Module de finesse	Coefficient d'absorption [%]
Calcaire	1,4	2,61	2,6	1,4	95,5	2,2	2,5

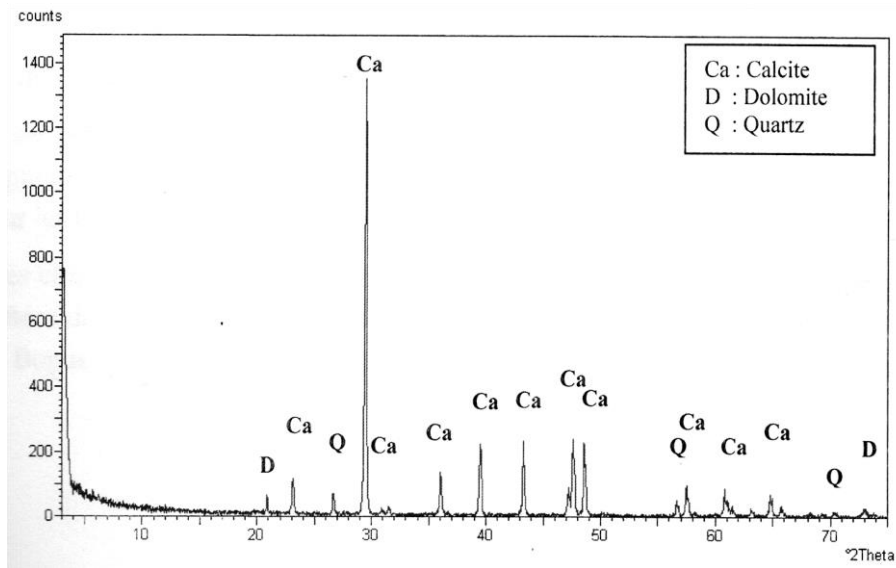


Figure 2.1 Diffractométrie aux rayons x du sable calcaire.

2.1.4 Gravillons

Les gravillons provenant de la carrière de Kristel, sont de type anguleux, de nature calcaire et d'étendue granulométrique 3/8 mm et 8/15 mm. Les courbes granulométriques sont représentées par la figure 2.2.

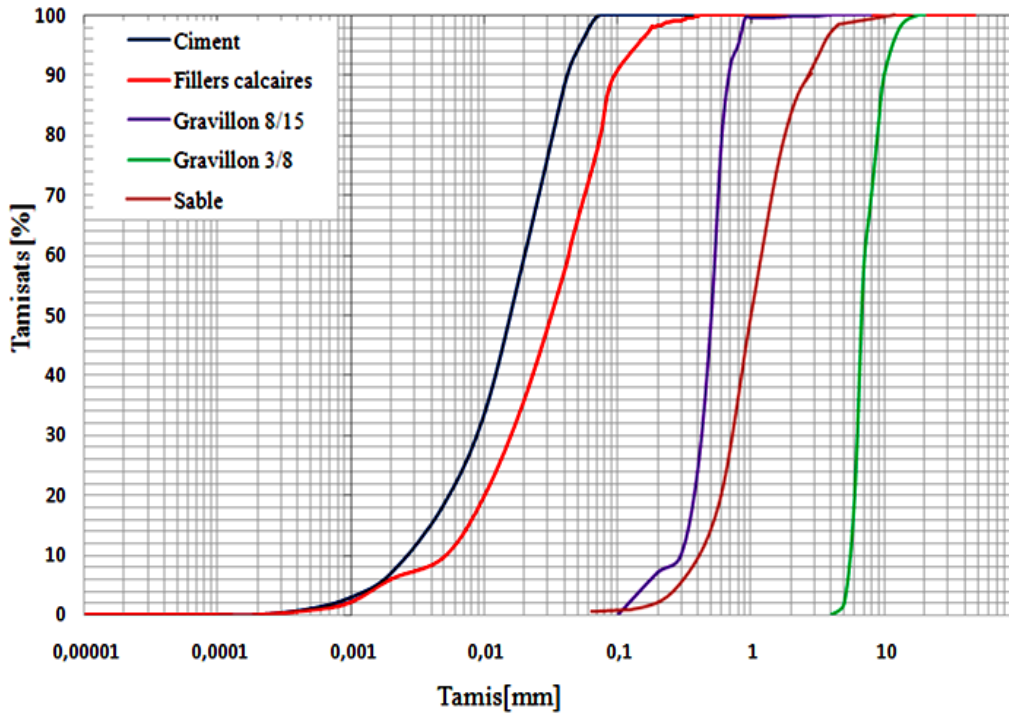


Figure 2.2 Courbe granulométrique des agrégats.

2.1.5 Adjuvants

L'adjuvant est un superplastifiant réducteur d'eau de type Medafluid 40. Sa densité est de 1.13, sa teneur en ions chlore est inférieure à 1g/l et son PH est de 6.7 ± 1 .

2.1.6 Fibres métalliques

Les fibres métalliques utilisées sont de type DRAMIX (société : BEKAERT-France). Ce sont des fibres à haute teneur en carbone, fabriquées à partir de fil d'acier tréfilé et dotées de crochets aux extrémités.

Un amas de ces fibres, ainsi que leurs caractéristiques géométriques sont représentés par la figure 2.3 et le tableau 2.3, respectivement.

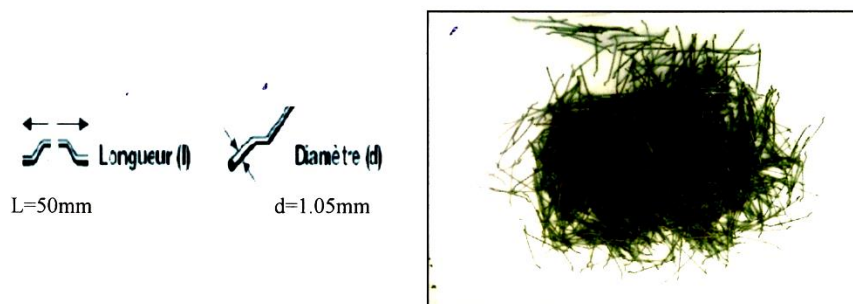


Figure 2.3 Fibres métalliques de type DRAMIX BEKAERT.

Tableau 2.3 Caractéristiques des fibres DRAMIX.

Longueur [mm]	50
Diamètre [mm]	1,05
Elancement ($\lambda = l/\sqrt{d}$)	48
Type de Matériau	Fil d'acier tréfilé
Module d'élasticité [MPa]	210000
Résistance à la traction [N/mm ²]	1000
Quantité de fibre/kg	2800

2.2 Procédures expérimentales

2.2.1 Essai d'étalement

Le béton, après avoir été placé dans un moule tronconique et démoulé, reçoit 15 secousses en 15 secondes (table à secousses), on mesure alors le diamètre de la galette ainsi obtenue (moyenne de deux diamètres mesurés le long de deux axes perpendiculaires). L'étalement en (%) est obtenu par la relation:

$$\varepsilon [\%] = 100 \times (D_f - D_i) / D_i \dots \dots (1)$$

Avec D_f : diamètre final de la galette, D_i : diamètre initial de la galette, c'est-à-dire celui de la base du cône.

Le béton ayant servi à remplir le cône est récupéré par projection dans des caisses de dimensions 50 cm x 50 cm x 15 cm selon la norme NF P 95-102 qui se base sur les recommandations normalisées publiées par l'AFTES (1993). Ces caisses sont en contreplaqué et ajourées pour simuler les pertes par rebond et la souplesse du polystyrène utilisé comme noyau dans le panneau 3D.

2.2.2 Essai de compression

Les essais de compression sont réalisés sur des éprouvettes cylindriques 16 x 32 cm² selon la norme NF P18-406. Les éprouvettes ont été obtenues par projection du béton dans les moules. Une fois arasées, les éprouvettes sont conservées à une température de 22°C ± 2°C et une humidité relative de 50% ± 5%. Le démoulage est effectué au bout de 24 heures et la conservation a été maintenue en conditions sèches. Les mesures ont été effectuées à 1, 2, 3, 7, 14, 21 et 28 jours avec une presse de capacité maximale de 3000 KN et une vitesse de chargement de 0,5 MPa/s (Figure 2.4).



Figure 2.4 Presse de capacité 3000 KN.

2.2.3 Essai de traction par fendage

L'essai de traction par fendage (Figure 2.5) a été réalisé sur éprouvette 16 x 32 cm² (essai Brésilien) conformément à la norme française NF P18-408. Les éprouvettes ont été obtenues par projection du béton dans les moules. La conservation s'est faite en salle sèche comme pour la compression. Le démoulage a été effectué au bout de 24 heures, et les mesures ont été relevées à 1, 7, 28, 90 et 180 jours.

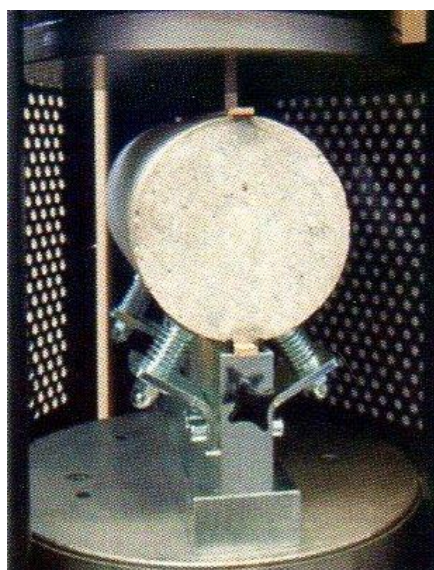


Figure 2.5 Essai de traction par fendage.

2.2.4 Modules d'élasticité

Le module d'élasticité est mesuré sur éprouvettes 16 x 32 cm². L'appareil de mesure est constitué par deux couronnes métalliques distantes de 16,66 cm et fixées sur le corps de l'éprouvette au moyen de vis pointeau. Le raccourcissement est mesuré grâce à trois capteurs précis situés entre les couronnes (Figure 2.6). La mesure s'est faite à 28 jours d'âge.

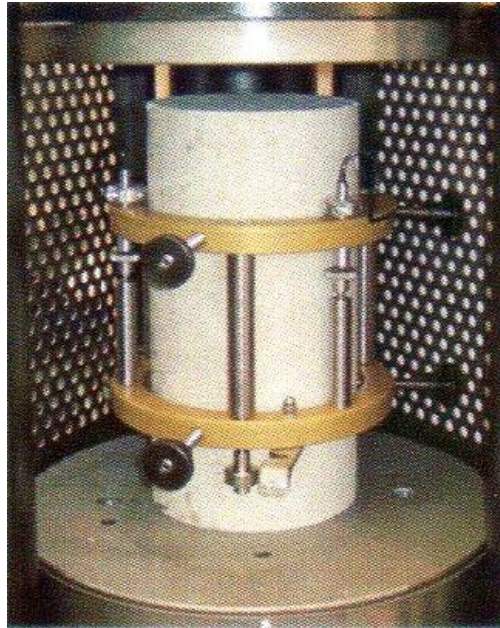


Figure 2.6 Système de mesure du module d'élasticité.

2.2.5 Flexion

Les essais ont concerné des éprouvettes 7 x 7 x 28 cm³ obtenues par sciage dans les caisses normalisées comme définies dans le paragraphe 2.2.1. Les échéances de mesure étaient de 1, 7, 28 et 60 jours. Chaque mesure représente la moyenne de trois tests menés conformément à la norme NF P18-407.

2.2.6 Essai de retrait

Le retrait a été mesuré sur six prismes (7 x 7 x 28 cm³) obtenus sous effet de projection, et ce pour chaque type de béton. Les déformations sont relevées à l'aide d'un rétractomètre (Figure 2.7), une heure après le démoulage effectué au bout de 24 heures. Les conditions de conservation sont les mêmes que celles décrites pour l'essai de compression.

Par ailleurs, les éprouvettes ont fait l'objet d'une pesée à chaque échéance de mesure du retrait. Trois de ces six éprouvettes ont été maintenues en équilibre hygrométrique à l'aide d'une double couche de papier aluminium autocollant, afin de mesurer le retrait endogène.

Les échéances de mesure étaient de 1, 3, 7, 14, 21, 28, 40, 60, 120 et 180 jours.



Figure 2.7 Appareil de mesure du retrait.

2.2.7 Porosité accessible à l'eau

La porosité totale accessible à l'eau P [%] est mesurée sur trois disques de 14 cm de diamètre et 7 cm d'épaisseur, carottés dans les bétons projetés dans des caisses normalisées similaires à celles décrites dans la section 2.2.1. Ces disques sont saturés et pesés à l'eau (M_{air}). Les disques sont ensuite séchés sous 105°C dans une étuve jusqu'à masse constante (M_{sec}). Il faut s'assurer que deux pesées prises en l'espace de 24h ne présentent pas de différence de plus de 0.005g.

Cette valeur P [%] représente le rapport du volume des pores pénétrés par l'eau au volume apparent de l'échantillon et est donnée par la relation :

$$P = [(M_{air} - M_{sec}) / (M_{air} - M_{eau})] \times 100 \dots \dots (2)$$

2.2.8 Porosimétrie au mercure

La technique consiste à injecter dans un échantillon de béton du mercure à des pressions croissantes et à enregistrer simultanément le volume de mercure qui pénètre dans les pores de l'échantillon. Nous obtenons alors la relation : $P = f(V)$ (figure 2.8).

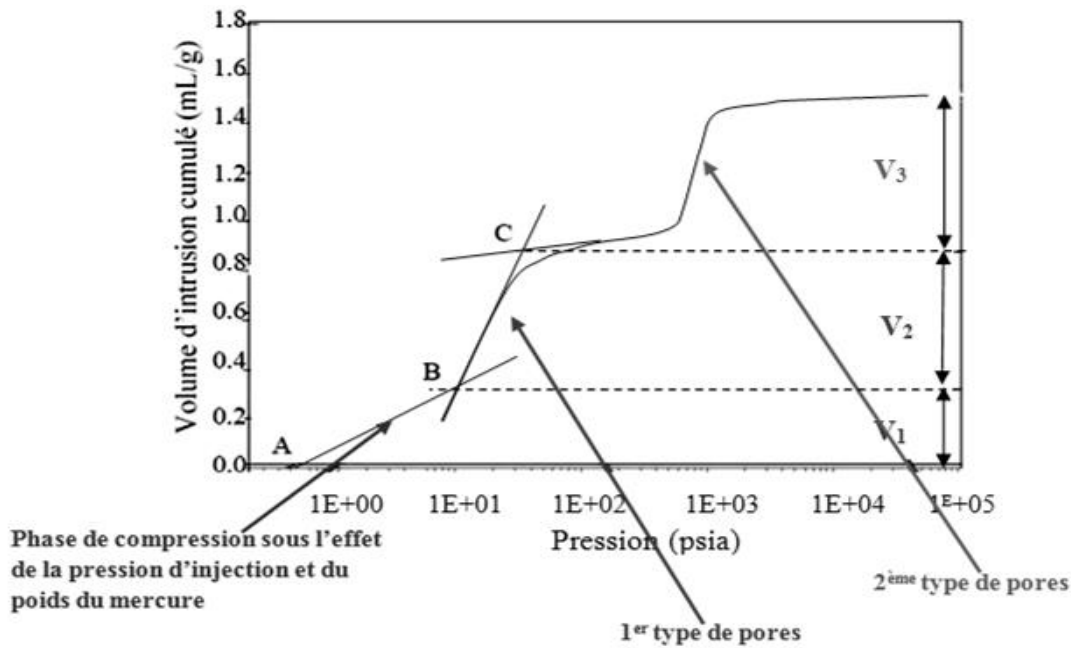


Figure 2.8 Relation $P = f(V)$.

La loi de Laplace donne la relation entre la pression de mercure et le rayon minimum des pores pénétrés par le mercure, et assimilés à des cylindres.

$$P = 2 \frac{\gamma \cdot \cos\theta}{r} \dots (3)$$

- * P : Pression de mercure.
- * γ : Tension superficielle de mercure.
- * θ : Angle de contact mercure-paroi de pore.
- * r : Rayon de pores pénétrés par le mercure.

En assimilant donc la forme cylindrique pour les pores et en considérant l'équation précédente, l'augmentation du volume de mercure injecté pour un incrément de pression donné correspond à un volume total des pores associé à la pression d'injection. On peut ainsi déterminer la distribution volumique des pores en fonction de leur diamètre.

Les échantillons analysés sont obtenus par carottage de cylindres de 2,5 cm de diamètre et une hauteur de 2,5 cm dans les caisses normalisées précédemment décrites. Les éprouvettes ont été séchées sous une température de 75°C conformément à la norme NF EN 1936.

L'injection s'est faite suivant deux phases : sous basse pression puis sous haute pression. Le pénétromètre utilisé est de 18,360 ml.

Les valeurs de γ et θ prises en compte sont égales à 141,3° et 0,474 N/m, respectivement. L'appareil utilisé est un porosimètre Autopore IV 9 500 (Figure 2.9) composé de deux

compartiments : l'un de basse pression (0 à 345 KPa) et l'autre de haute pression (345 à 414 MPa).

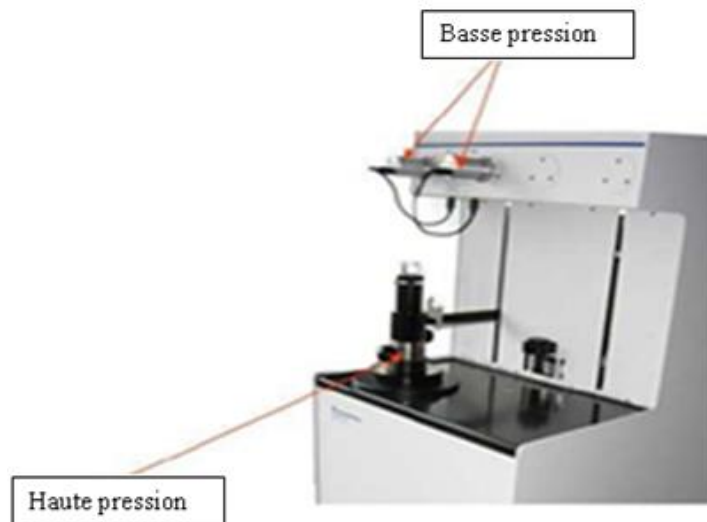


Figure 2.9 Porosimètre à mercure (Machine AutoPore IV 9510).

2.2.9 Perméabilité à l'eau

L'échantillon âgé de 28 jours, se présente sous la forme d'une éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et 5 cm de hauteur. L'éprouvette a été placée dans le casque inférieur d'un perméamètre pour éprouvette (figure 2.10). L'étanchéité latérale était assurée par collage à l'aide d'un système époxydique, puis l'ensemble a été pesé (avant et après essai). Le perméamètre a été mis en pression et la quantité d'eau qui traverse le béton a été mesurée pour différents paliers de pression et de durées.

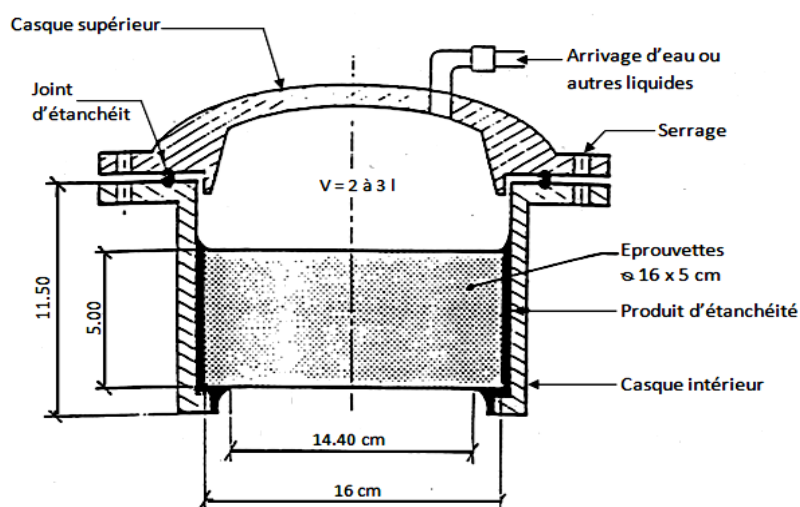


Figure 2.10 Perméamètre pour éprouvette $\varnothing 16 \text{ cm}$.

2.2.10 Gammadensimétrie

La méthode est basée sur l'absorption des rayons gamma qui permet de dresser les profils de l'évolution de la perte de densité en fonction de l'âge du béton et de la profondeur de la couronne concernée par la mesure. Certains photons émis par la source rayonnante ne sont ni diffusés ni absorbés, leur flux d'intensité « I » est lié à la masse du matériau, avec :

Masse : $\gamma \cdot x$.

Où : γ : représente la masse volumique du matériau et x : l'épaisseur du matériau.

La figure 2.11 représente le schéma de principe de fonctionnement du banc gamma.

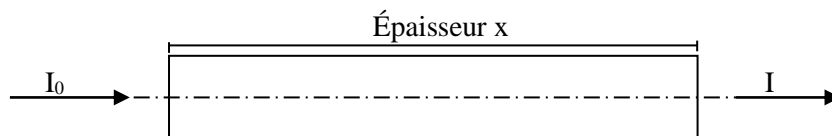


Figure 2.11 schéma de principe de fonctionnement du banc Gamma.

$$I = I_0 \cdot \exp[-\mu'(\gamma \cdot x)]$$

I_0 : intensité de rayonnement de la source.

μ' : coefficient d'absorption massique.

Des disques en plomb munis de diaphragmes servant à la focalisation du faisceau sont placés de part et d'autre du matériau. Les blocs émetteur et détecteur peuvent se déplacer indépendamment l'un de l'autre grâce à un système de guidage sur rails.

L'échantillon est positionné entre la source émettrice et le capteur et repose sur un plateau permettant la rotation et la translation de l'éprouvette. La rotation permet un balayage de chaque couronne ; et la translation du plateau permet de focaliser le faisceau sur chaque anneau concentrique ; d'où possibilité d'obtention des valeurs le long du rayon : les mesures sont réalisées sur les équipotentielles telles que représentées sur la figure 2.12.

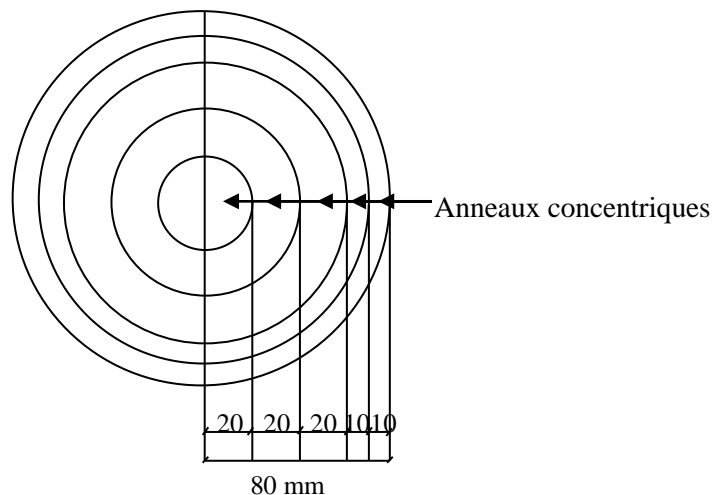


Figure 2.12 Couronnes concentriques focalisées par le flux des rayons Gamma.

L'éprouvette d'essai est un disque de diamètre 16 cm et d'épaisseur 10 cm obtenue par sciage sur une éprouvette 16x32 cm, conçue par projection du béton directement dans le moule maintenu incliné à 135° par rapport au plan horizontal. L'éprouvette est conservée dans son moule et sous film plastique dans une salle maintenue à $T = 20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ et $\text{HR} = 55 \pm 5\%$. Au bout de 48 heures, elle est décoffrée, sciée et étanchée au niveau des surfaces planes de manière à avoir un séchage radial. Le confinement s'est fait avec une double feuille d'aluminium autocollante ; aussitôt après on débute les essais.

2.2.11 Carbonatation

Les éprouvettes sont des prismes de dimensions $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$. L'enceinte de carbonatation (Figure 2.13) est réglée à une humidité relative de $65\% \pm 5\%$ et une température de $20^{\circ} \pm 2^{\circ}\text{C}$. La concentration en CO_2 dans l'enceinte de carbonatation était de 50% et 50% d'air. A noter que la teneur en dioxyde de carbone de l'air est de 0,03 à 1%.

Le conditionnement des éprouvettes a été conforme aux recommandations de l'AFPC-AFREM (1997). Pour chacun des trois types de béton: BSP, BOP et BV, 1 éprouvette a été soumise au test de carbonatation.

Les éprouvettes ont été décoffrées à 24 heures, puis conservées pendant 28 jours dans l'eau afin de favoriser les réactions d'hydratation. Les éprouvettes sont ensuite étuvées dans une étuve ventilée réglée à une température de $40 \pm 2^{\circ}\text{C}$ pendant 2 jours, afin de favoriser le processus de carbonatation. Les échantillons sont ensuite pesés puis disposés dans l'enceinte de carbonatation avec comme précaution de respecter une distance minimale de 2 cm entre eux pour ne pas gêner le processus de carbonatation.

Les mesures de profondeur de carbonatation et de masses sont relevées aux échéances de 7, 12, 14, 28, et plus si possible. Les épaisseurs des corps d'épreuve carbonatés sont mesurées après humidification et pulvérisation d'une solution de phénolphtaléine dosée à 1/100 dans l'alcool qui permet de situer le front de la zone affectée par la carbonatation. La valeur de l'épaisseur représente la moyenne des mesures relevées sur les quatre faces de l'échantillon. Cinq distances sont déterminées pour chaque face. La valeur caractérisant chaque face représente la moyenne de la valeur la plus petite, la plus grande et la moyenne des trois distances intermédiaires, soit la moyenne de cinq mesures par face d'échantillon.

A chaque échéance, les échantillons sont retirés de la chambre de carbonatation et les épaisseurs de béton carbonaté ainsi que les variations de masse sont mesurées.

Un morceau de béton (épaisseur 6 ± 1 cm) est prélevé sur chaque éprouvette par fracturation par fendage pour effectuer les tests, les corps d'épreuve résiduels sont ensuite replacés immédiatement dans l'enceinte.

Observation : des tests de détermination des profondeurs de carbonatation ont été aussi réalisés par la méthode dite de forage proposée par le CSTC (2007). Cette méthode consiste à récupérer la poudre de béton issue de forages dans les éprouvettes de béton carbonaté, et à l'étaler sur une feuille de papier imprégnée de phénolphtaléine pour déterminer la profondeur de carbonatation.

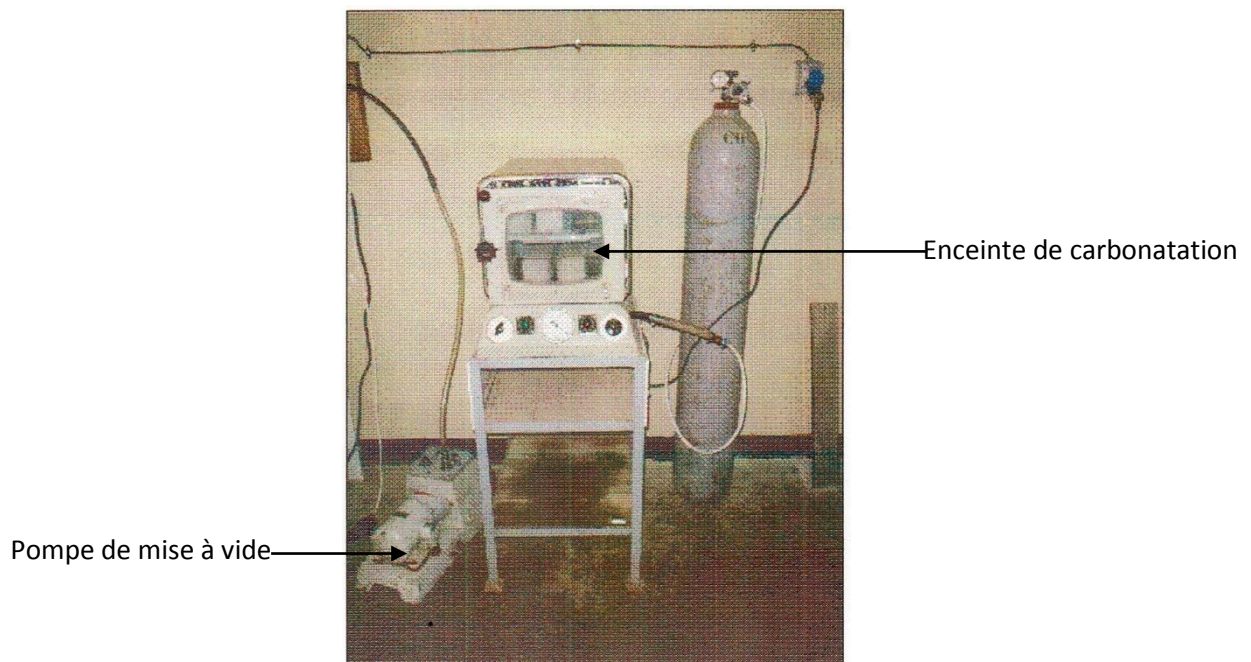


Figure 2.13 Enceinte de carbonatation accélérée.

2.2.12 Diffusion des ions chlore

Le coefficient de diffusion des ions chlore a été déterminé par la migration des ions sous champ électrique. Cette méthode requiert des échantillons sous forme de disque de 100 mm de diamètre et 50 mm d'épaisseur. L'essai a été mené selon la norme NT BUILD 492 (1999). Le schéma de principe est illustré par la figure 2.14.

Une différence de potentiel est appliquée entre les deux faces de l'échantillon pour assurer la migration des ions chlore. L'essai est mené en milieu saturé en régime non stationnaire. Le compartiment amont contient une solution enrichie en chlorure, et à l'aval sans chlorure.

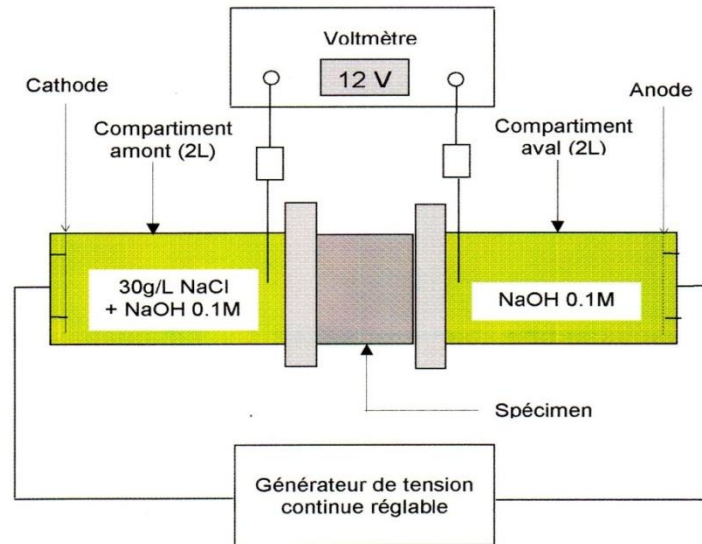


Figure 2.14 Test de pénétration des ions chlore.

Le protocole d'essai consiste à déterminer le coefficient de migration des ions chlore en régime non stationnaire sur échantillons durcis, à l'âge de 28 jours, obtenus par sciage à partir d'une éprouvette cylindrique de 100 mm de diamètre et de 220 mm de longueur.

Les éprouvettes ont été conservées à l'eau pendant 28 jours sous une température de $(20 \pm 2^\circ\text{C})$. Ces spécimens subissent une mise sous vide sous une pression de 1 à 5 kPa pendant quelques minutes. Les échantillons sont par la suite conservés dans une solution saturée en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ pendant 24 heures, période à l'issue de laquelle, les essais sont entamés.

Cette méthode appelée méthode CTH (Chalmers University of Technology, ou essai Tang Luping) [Tang et Nilsson, 1992], est un compromis entre la représentativité de l'essai et la vitesse de son déroulement.

Le mouvement de migration des ions est opéré sous champ électrique extérieur (25 V) pendant 24 heures. La diffusion des ions est effectuée sous gradient de concentration, ou plus précisément avec un potentiel chimique, d'une zone à haute concentration en ions chlore vers une zone de faible concentration (béton).

Le potentiel électrique est exécuté axialement à travers la surface circulaire du spécimen, lequel potentiel, force les ions chlore à migrer à l'intérieur de l'échantillon. A l'issue de l'essai, le spécimen est fendu et on détermine la profondeur de pénétration des ions chlore au moyen d'un indicateur calorimétrique à base de nitrate d'argent. A partir de cette profondeur, on détermine le coefficient de diffusion apparent.

Le profil des profondeurs de pénétration des ions chlore est illustré par la figure 2.15

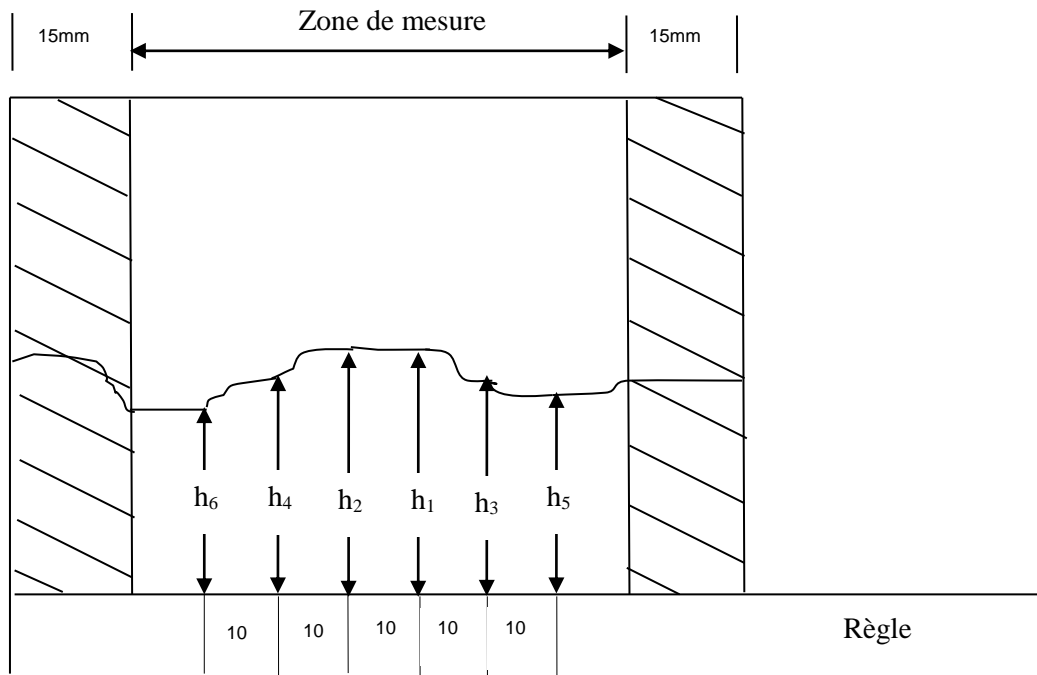


Figure 2.15 Illustration des profondeurs de pénétration des ions chlorure.

2.3 Formulation des bétons étudiés

2.3.1 Principe de formulation du béton de sable projeté [BSP]

Les constituants du béton de sable projeté [BSP] sont les mêmes que ceux des bétons vibrés avec, cependant, des tailles de granulats inférieures ou égales à 5 mm et une grande quantité de fines. Toutefois, pour augmenter les performances, divers additifs (polymères, fibres) peuvent être incorporés. En raison de sa finesse, ce mélange nécessite une forte demande en eau et une grande quantité de ciment, afin de parvenir à une fluidité désirée. Cependant, un fort dosage en eau conduit à des effets négatifs dont l'augmentation de la porosité, le ressuage et la ségrégation.

Par ailleurs, une haute teneur en ciment peut provoquer des déformations différées (retrait et fluage) importantes. Par conséquent, un superplastifiant réducteur d'eau et une grande quantité de fines sont ajoutés afin d'augmenter la fluidité, la viscosité et l'aptitude au pompage.

La méthode choisie est basée sur le principe de l'optimisation de la compacité du squelette granulaire tout en intégrant l'aptitude au pompage, à travers des valeurs d'étalement imposées proches de 100%. La pompabilité conduit à choisir un mélange d'apparence gras et ne doit ni ressuier ni avoir de ségrégation, raison pour laquelle, on a incorporé un plastifiant.

Pour cela, nous avons adapté la relation mathématique de Caquot reliant le volume des vides (V) du mélange granulaire à son étendue granulaire (d/D).

$$V = V_0 (d/D)^{1/5} \dots\dots(4)$$

Avec V_0 : constante expérimentale variant de 0,7 à 0,8.

L'étendue granulaire de sable étant de 80 μm à 5 mm, nous admettons donc que le mélange présente une porosité :

$$P = 0,75 (0,08/D)^{1/5} (\% \text{ volumique}) \dots\dots(5)$$

Le dosage volumique optimal en fines correspond à la quantité de fines nécessaire pour combler cette porosité et donc optimiser la compacité.

En désignant par [F] le volume de fines et [V] le volume de vide correspondant, Caquot a obtenu le résultat suivant :

$$F = 1/2 V \dots\dots(6)$$

L'hypothèse est que le volume de fines nécessaire correspond à la moitié de la porosité, c'est-à-dire $1/2 P$.

Par conséquent, le dosage volumique optimal en fines s'écrit en combinant (2) et (3) :

$$F = 0,38 (0,08/D)^{1/5} \dots\dots(7)$$

$D = 5 \text{ mm} \Rightarrow F = 166 \text{ l/m}^3$.

Porosité et dosage en eau

Au dosage en eau, sont subordonnées nombre de performances, et notamment le rebond du matériau. Un manque d'eau découle sur une hydratation insuffisante et donc des pertes par rebond importantes ainsi qu'une mauvaise qualité de parement. A l'inverse, un excès d'eau affecte la consistance et contribue à l'apparition de coulées. Ce dosage en eau joue aussi un rôle primordial dans la pompabilité (écoulement) du mélange dans les conduites ; d'où la difficulté à trouver un compromis acceptable.

La relation mathématique de Caquot reliant le dosage en eau [e], le volume de l'air piégé [V] d'une part et l'étendue granulaire de l'autre, s'écrit :

$$(e + v)_{min} = 0,08 (d/D)^{0,2} \dots\dots(8)$$

En raison de l'usage d'un superplastifiant, le BSP est considéré comme mélange défloculé et donc, la valeur de « d » peut être définie comme la moyenne harmonique de la taille des grains (assimilés à un volume sphérique) du constituant le plus fin. De ce fait, le diamètre moyen des grains est donné par la formule suivante :

$$d [\text{mm}] = 60/f.p \dots\dots(9)$$

où f : finesse Blaine et ρ : densité.

avec $f = 3950 \text{ cm}^2/\text{g}$ et $\rho = 3,1 \text{ g/cm}^3$

$\Rightarrow d = 0,0049$.

Pour estimer la teneur en eau, le volume d'air piégé doit être déterminé. Un ordre de grandeur peut être obtenu comme suit :

$V_{\text{vides}} = K \cdot \text{eau} \text{ (l/m}^3\text{)}$, afin de s'assurer que la fluidité découle sur un bon écoulement dans la conduite et donc des conditions de projectabilité adéquates.

$K = 0,2 \div 0,25$, on prendra $K = 0,2$

$V = 0,2 \times 166 \text{ l/m}^3 = 33 \text{ l/m}^3 \text{ (3,3\%)}$

$E = 167 \text{ l/m}^3$

Evaluation du dosage en sable

$$\text{Sable [S]} = 1000 - \text{ fines [F]} - \text{ eau [E]} - \text{ air [A]} - \text{ superplastifiant [Sp]} \dots\dots(11)$$

avec $1,5 \text{ l/m}^3$ de dosage en superplastifiant, $S = 632,5 \text{ l/m}^3$, et une densité du sable de $2,7$; $S = 1707 \text{ kg/m}^3$.

En prenant en considération les 15% des fines calcaires contenues dans le ciment, la quantité totale en fines dans le mélange est de $F + 15\%C$

Le facteur d'activité des fines étant de $F/C = 0,8$, on a :

$$F + 15\%C = 0,8 \times 85\% \Rightarrow C = 0,53C$$

$$F/C = 0,53 \text{ (3,1/2,7)} = 0,61$$

$$F + C = 166 \text{ l/m}^3$$

$$C = (166/1,61) \times 3,1 = 320 \text{ kg/m}^3.$$

$$F = 0,61C \Rightarrow F = 0,61 \times (166/1,61) \times 2,7 = 170 \text{ kg/m}^3.$$

2.3.2 Formulation du béton ordinaire projeté [BOP]

Nous avons pris en considération la composition traditionnelle utilisée dans la projection du béton dans les ossatures en panneaux 3D servant à la réalisation des structures en RDC et RDC + 1 étage. Le maintien de cette composition se justifie par le fait que l'objectif premier de cette thèse était de trouver une formulation de BSP pouvant se substituer, justement, à cette formulation qui est habituellement utilisée. A noter que le fort dosage en ciment de cette formulation la pénalise économiquement, avec des risques de retrait important. Ceci nonobstant les pertes par rebond considérables et des couches de béton projeté peu épaisses.

2.3.3 Formulation du béton vibré [BV]

La formulation prise en compte est celle généralement conduisant à des classes de béton de résistance de 25/35 MPa. Son obtention est basée sur la méthode Baron-Lesage mise au point au LCPC. Les trois hypothèses sur lesquelles se basent cette méthode sont :

- 1) une compacité maximale avec un E/C donnant une maniabilité optimale.
- 2) un rapport G/S correspondant à cette compacité maximale et une quantité de fibres n'impliquant pas de modifier les précédentes hypothèses.

Le tableau 2.4 résume la composition du béton vibré (BV).

Tableau 2.4 Composition des BSP, BOP et BV [kg/m³].

	BSP	BOP	BV
Ciment	320	400	320
Fillers calcaires	170	-	-
Sable	1707	1250	680
Eau	167	180	170
Gravillons 3/8 mm	-	500	450
Gravillons 8/15 mm	-	-	770
Superplastifiant réducteur d'eau	1,5	1,5	-

2.3.4 Caractéristiques mécaniques et physiques des bétons étudiés

Elles sont résumées dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5 Caractéristiques mécaniques et physiques des bétons d'essais.

	BSP	BOP	BV
R _{c28} [MPa]	27	29,7	32
E [MPa]	24000	29000	31000
Porosité accessible à l'eau [%]	17	20	16
C _p : Compacité [%]	78	73	84
E/C	0,522	0,45	0,531
E/Fines	0,341	0,45	-
V _p : Volume de pâte [%]	37	34	28

Par ailleurs, les courbes granulométriques des bétons projetés (BSP et BOP) sont représentées par la figure 2.16.

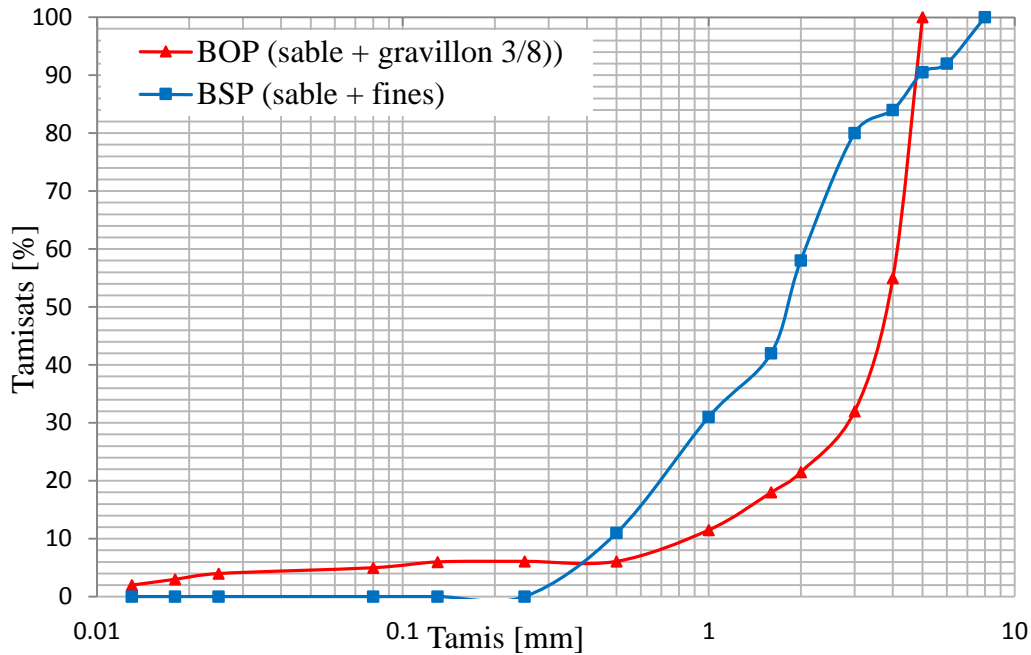


Figure 2.16 Courbes granulométriques des bétons projetés (BSP et BOP).

2.3.5 Analyse de la formulation du BSP

Du moment qu'un dosage élevé en ciment impacte négativement le coût du béton d'une part, et affecte les performances mécaniques (retrait et fluage) de l'autre, notre formulation semble d'un intérêt certain étant donné son faible dosage en ciment (320 kg/m^3), comparé à celui du béton ordinaire projeté où le dosage peut atteindre 400 kg/m^3 .

La réduction de la quantité de ciment se répercute aussi favorablement sur les émissions de gaz, étant donné la grande énergie que nécessite la fabrication du ciment, d'où un impact favorable du point de vue économique et environnemental.

L'autre intérêt que présente cette formulation du BSP est qu'elle est dépourvue de gros granulats, d'où des coûts réduits du béton dans les zones pauvres en gros gravillons et riches en sable, à l'instar du grand sud Algérien.

L'expérience de la projection, a montré que ce sont les particules fines qui adhèrent plus aisément au substrat et que les particules grossières (gravillons) sont, elles, sujettes au rebond. De ce fait, le BSP, de par sa finesse, peut offrir un meilleur comportement vis-à-vis de l'adhérence au support et l'aptitude à la projection. L'autre désavantage dont souffre le BOP, à savoir une non homogénéité du matériau en place sur le support en raison de la différence de composition entre le matériau en place et le rebond, semble ne pas être d'actualité dans le cas du BSP, où la composition du béton sur le support et celle du rebond ne diffère certainement que très peu.

Ceci est conforté par l'absence de ségrégation et de ressuage dans le cas du BSP comme l'a montré l'essai d'étalement.

Conclusion

L'usage d'outils complémentaires tels que la diffractométrie aux rayons x et les observations au microscope à balayage auraient pu contribuer à appréhender la microstructure du béton de sable projeté, mais faute de temps, cela n'a pu être possible.

Il aurait été aussi bénéfique d'aborder la rhéologie du béton de sable projeté car elle conditionne de façon décisive le comportement du béton à l'état frais et notamment durant la projection. Par conséquent, la quantité de matériaux (béton, fibre, etc.) perdus par rebond reste tributaire de la rhéologie. Ceci est d'une importance capitale quand on sait les répercussions du rebond sur la qualité du béton projeté ainsi que sur les coûts de production. Néanmoins, nous estimons que le corpus expérimental de cette recherche a été concluant et conséquent dans l'approche du comportement du béton de sable projeté à l'état frais et durci ; ainsi que son comportement vis-à-vis du retrait, de la carbonatation et de la résistance à la pénétration des ions chlore.

Toutefois, les résultats sont sujets à amélioration et à confirmation en procédant à un nombre plus élevé d'essais. Des essais de projection sur panneaux disposés horizontalement pour simuler les panneaux-dalles doivent impérativement compléter les connaissances acquises sur la projection.

CHAPITRE 3

COMPORTEMENT DU BETON DE SABLE PROJETE [BSP] A L'ETAT FRAIS

CHAPITRE 3

COMPORTEMENT DU BETON DE SABLE PROJETE [BSP] A L'ETAT FRAIS

Introduction

La qualité du béton projeté sur un support dépend du comportement de celui-ci, non seulement à l'état durci mais aussi, et surtout, à l'état frais. Par conséquent, la rhéologie du mélange joue un rôle déterminant du point de vue pompabilité et projectibilité du matériau. Il est utile donc d'analyser les caractéristiques du mélange avant, pendant et après projection.

Après avoir déterminé les voies (sèche ou humide) les plus appropriées pour la projection des bétons d'essais, nous avons comparé leur évolution à l'état frais, à la sortie de la lance et leur comportement mécanique lorsqu'ils ricochent sur le support. Par ailleurs, les taux de pertes par rebond des différents composants (béton, fibres, agrégats), ainsi que la qualité de surface et les épaisseurs des couches de béton projeté ont fait l'objet d'une analyse approfondies.

L'étude a été complétée par l'analyse des compositions des rebonds et de l'impact des fibres métalliques sur la projectibilité. Les essais de projection se sont déroulés sous une température variant de 22 à 26°C.

3.1 Choix de la méthode de projection des bétons projetés [BSP et BOP]

3.1.1 Béton ordinaire projeté [BOP]

Il est prouvé que la technique de projection la plus appropriée pour le BOP est la voie sèche [ASQUAPRO, 2005 ; AFTES, 1994] car donnant de meilleures performances mécaniques avec, cependant, des pertes par rebond plus importantes. Par ailleurs, comme la voie sèche est celle utilisée actuellement en Algérie dans la conception des panneaux 3D, et que l'objectif est de comparer cette formulation avec celle que nous proposons, nous avons conservé cette composition du mélange avec la technique de projection habituelle. Ceci est fait dans un souci de comparer chaque composition dans son contexte optimisé.

La machine utilisée dans la projection du BOP par voie sèche fonctionne sur le principe du rotor avec un débit d'air comprimé de 10 000 litres/mn, une pression d'eau de 8 bars et une pression de transfert de 40 bars.

3.1.2 Béton de sable projeté [BSP]

Pour le choix de la technique de projection la plus adaptée pour le BSP, nous avons procédé à la projection du mélange sur six panneaux de 300 cm x 100 cm, trois par voie sèche [VS] et

trois par voie humide [VH]. Les paramètres de comparaison sont listés dans le tableau 3.1. La machine de projection par voie humide fonctionne sur le principe de la pompe à béton, avec un débit de 12 M³. Le compresseur dispose d'une pression de 1.2 bars.

Tableau 3.1 Paramètres de comparaison du BSP projeté par V.S et V.H.

	Voie sèche	Voie humide
R _{c7j} [MPa]	12,5	11,3
Qualité du béton projeté (visuelle)	Médiocre	Très bonne
Perte par rebond [%]	27	13
Qualité du rebond (visuelle)	Médiocre	Bonne
Effet de martèlement	Oui	Non
Dégagement de poussière	Oui	Non
Epaisseur des couches projetées [cm]	06	09

L'évaluation des rebonds a été faite par simple pesée des matériaux récupérés lors des essais de projection. En effet, le taux de pertes par rebond, la qualité du parement et l'épaisseur des couches de béton projeté se montrent nettement à l'avantage de la voie humide par rapport à la voie sèche, en dépit d'une résistance à la compression inférieure de 10%, à 7 jours d'âge. A noter aussi que la vitesse de projection par VH est moins importante que celle de la VS (120 m/s contre 50 m/s). Ceci va dans le sens des conclusions du projet SABLOCRETE (1994) et des travaux de Benaissa (1992). L'évaluation visuelle de la qualité des couches de béton projeté a permis de voir que le parement du béton de sable projeté par voie sèche était rugueux, alors que par voie humide, il était d'aspect fin. Quant au rebond issu de la voie sèche, il se présentait sous forme assez sèche. Alors que par voie humide, il était caractérisé par un aspect collant et de nature thixotropique.

Nous n'avons pas jugé bon, à cette étape, d'estimer quantitativement ces deux facteurs (état de surface et composition du rebond) étant donné les informations tirées de l'observation visuelle combinées avec les valeurs obtenues en matière de rebond et d'épaisseur de couches de béton projeté sans effondrement. En effet, cette analyse comparative suffit pour se rendre compte de l'avantage que procure la voie humide par rapport à la voie sèche, dans le processus de projection du BSP.

Le dosage des différentes composantes du rebond et la caractérisation quantitative du parement a fait l'objet d'une prise en compte dans les paragraphes 3.4.3 et 3.4.5.2.

3.2 Optimisation des formulations BSP et BOP par ajout de fibres

Il est bien connu que l'ajout de fibres métalliques améliore généralement le comportement des bétons vis-à-vis de la tendance à la fissuration d'une part, et influence positivement le comportement vis-à-vis des déformations différées (retrait et fluage) de l'autre. C'est la raison pour laquelle, nous avons décidé d'ajouter une quantité de fibres métalliques aux deux mélanges (BSP et BOP), telle que l'ouvrabilité ne soit pas modifiée afin d'éviter de réajuster les formulations prédéterminées.

L'ouvrabilité a fait l'objet d'un suivi à travers la détermination de l'influence du dosage en fibres sur l'étalement (ϵ). Le dosage en FM choisi est celui correspondant au dosage maximal pour lequel l'étalement n'est pas affecté, comme le stipule Rossi (1998), c'est-à-dire sans besoin de réajuster les formules précédemment établies

3.2.1 Dosage en fibres métalliques du BSP

Les essais d'étalement effectués (figure 3.1) n'ont fait apparaître ni ressuage ni ségrégation. L'absence de ressuage été mise en évidence par la non apparition d'auréole hydrique. Tandis que l'absence de ségrégation est mise en exergue par la non formation d'auréole de laitance et/ou amoncellement de gravillons.

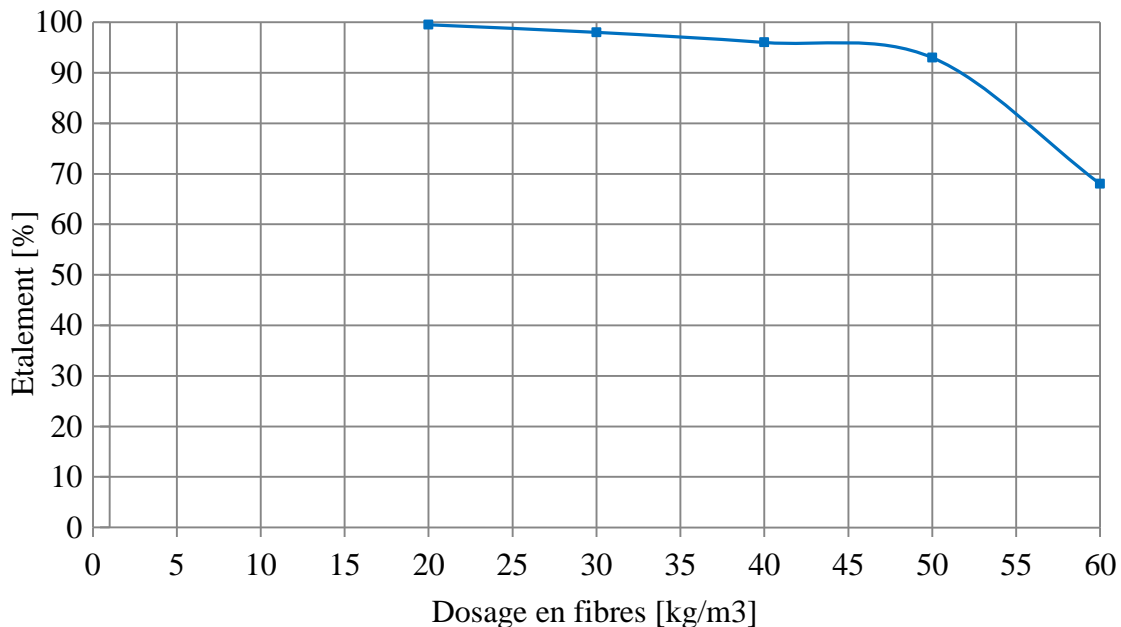


Figure 3.1 Etalement en fonction du dosage en fibres du BSP.

A la lecture de la courbe précédente, il s'avère qu'un dosage de 50 kg/m^3 en fibres métalliques n'affecte point la rhéologie. Au-delà de cette valeur, on assiste à une chute brutale de l'ouvrabilité. Par conséquent, le BSP sera dosé en FM à raison de 50 kg/m^3 .

3.2.2 Dosage en fibres métalliques du BOP

Même constatation que pour le BSP (Figure 3.2), avec cependant un dosage de 55 kg/m^3 . On prendra un dosage de 50 kg/m^3 pour le BOP par simple souci de simplification.

L'ajout de cette quantité de fibres métalliques n'affecte point les dosages des autres ingrédients précédemment déterminés.

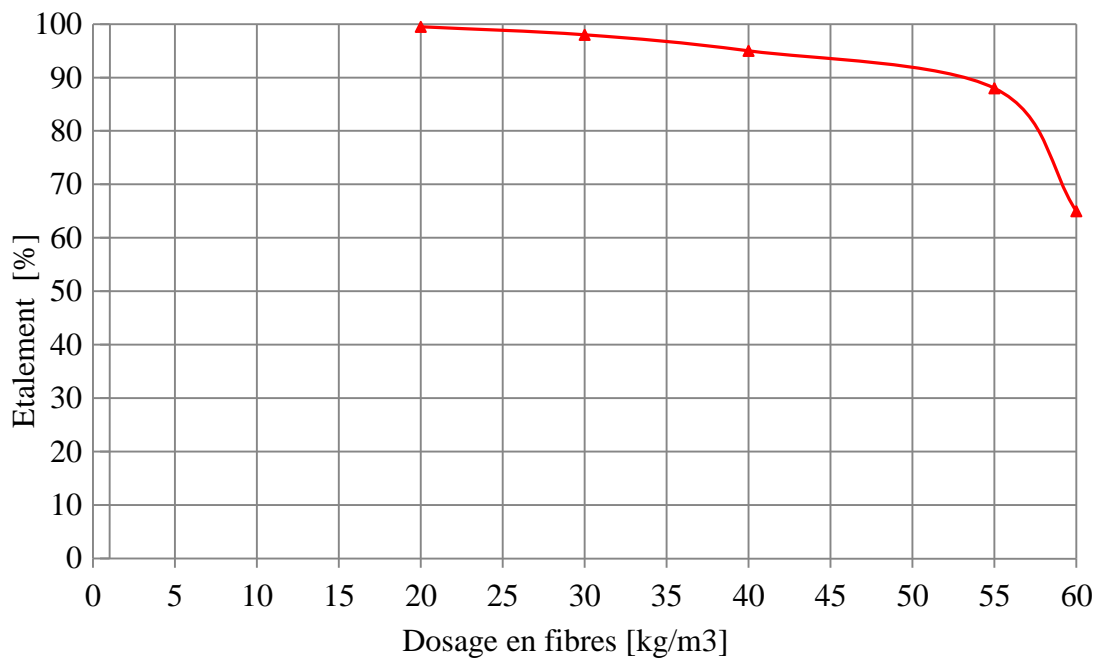


Figure 3.2 Etalement en fonction du dosage en fibres du BOP.

Les formulations des BSP et BOP sont présentées dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2 Composition des BSP et BOP [kg/m^3].

	BSP	BOP
Ciment	320	400
Sable	1707	1250
Gravillons ($\leq 8 \text{ mm}$)	-	500
Fillers calcaires	170	-
Fibres métalliques	50	50
Superplastifiant réducteur d'eau [%]	1,5	1,5
Eau	167	180

Il est clair qu'il ne s'agit là que d'un enrichissement des mélanges en fibres métalliques, et non d'une optimisation absolue des mélanges en fibres. Autrement, cela aurait nécessité d'aborder la rhéologie des bétons d'essais fibrés sans se mettre la contrainte du maintien des dosages des autres ingrédients.

Une étude approfondie de l'effet des fibres métalliques aurait aussi nécessité d'aborder l'impact de la nature des fibres utilisées (synthétique ou métallique) ainsi que leurs caractéristiques géométriques (longueur et diamètre) sur les performances du béton et notamment sur sa rhéologie. Cependant, ceci ne constituait pas en soi, un des objectifs de cette recherche.

3.3 Effet des fibres métalliques sur la projection

Des essais de projection du BSP, similaires aux précédents, ont été menés afin d'apprécier visuellement l'impact des fibres métalliques sur la qualité de la pompabilité et de la projection. La pompabilité et la projection se sont déroulées sans contrainte notable, et la qualité de surface des couches projetées ne différaient pratiquement pas de celles des résultats d'essais de projection avec la formule sans fibres. Ceci confirme qu'effectivement un faible dosage en FM n'affecte pas la rhéologie et donc n'a aucune incidence sur le comportement des mélanges vis-à-vis de la projection. Nous n'avons pas constaté d'agglomération de fibres dans le conduit de la lance ni d'obturation des conduites lors de la projection.

3.4 Caractérisation des bétons d'essais à l'état frais (avant projection)

Les caractéristiques rhéologiques du mélange dans le procédé de projection par VH sont d'une importance capitale et ce, de la phase où le mélange est préparé jusqu'à sa mise en place sur le support, comme le souligne Austin et al. (2005).

Les principales questions relatives au béton à l'état frais qui se posent souvent peuvent se résumer dans ce qui suit : quel est le volume du rebond du matériau et quelle est l'épaisseur de la couche projetable dans de bonnes conditions, et avec un bon fini de surface. Par conséquent, nous allons caractériser les mélanges avant, pendant et après le processus de projection.

3.4.1 Caractérisation avant la projection

3.4.1.1 Béton de sable projeté

L'étalement mesuré est de 90% (figure 3.3). Il est intéressant de noter que les deux diamètres perpendiculaires mesurés et ayant servi au calcul du diamètre final moyen (D_f)

nécessaire pour l'évaluation de l'étalement ne présentaient pratiquement aucune différence. Ceci confirme qu'effectivement le mélange est homogène. Par ailleurs, nous n'avons pas noté d'auréole hydrique ou d'efflorescence ; d'où une absence de ressuage. Visuellement, le mélange était pâteux et offrait une bonne cohésion. Nous avons observé aussi une légère thixotropie. Il est connu que pour une bonne adhérence au substrat, des étalements proches de 100% sont souvent nécessaires. Les valeurs recommandées par Raoux (1994) pour les bétons de sable projetés sont de l'ordre de 80 à 120%.



Figure 3.3 Essai d'étalement (BSP).

3.4.1.2 Béton ordinaire projeté

L'étalement mesuré est de 85% (figure 3.4). Si cet essai a montré que le mélange ne présentait pas de ressuage, il en va autrement pour la ségrégation. En effet, nous avons enregistré une « galette » qui n'était pas bien circulaire, ceci dénote d'une ségrégation certaine. Quant à la consistance, la fluidité était quelque peu gênée par le freinage de l'écoulement qu'induisaient les gros gravillons, comme en témoigne l'inégalité des deux diamètres relevés.

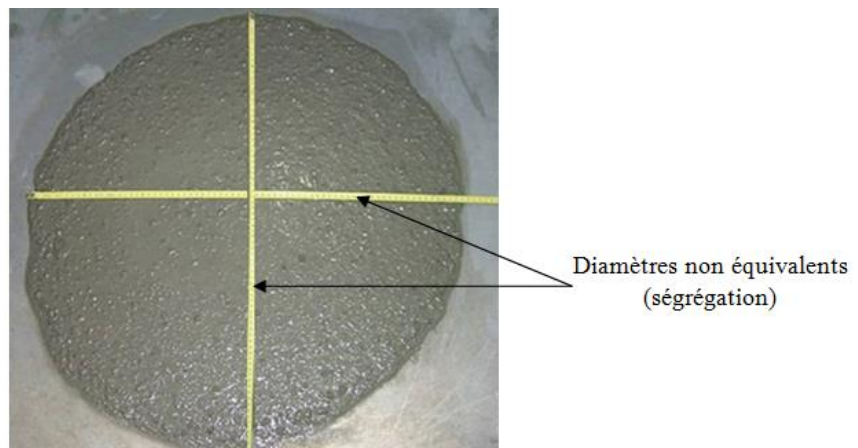


Figure 3.4 Essai d'étalement (BOP).

3.4.1.3 Béton vibré

L'affaissement au cône d'Abrams (figure 3.5) s'échelonnait entre 8 et 10 cm pour cinq tests opérés, et la consistance était plastique.

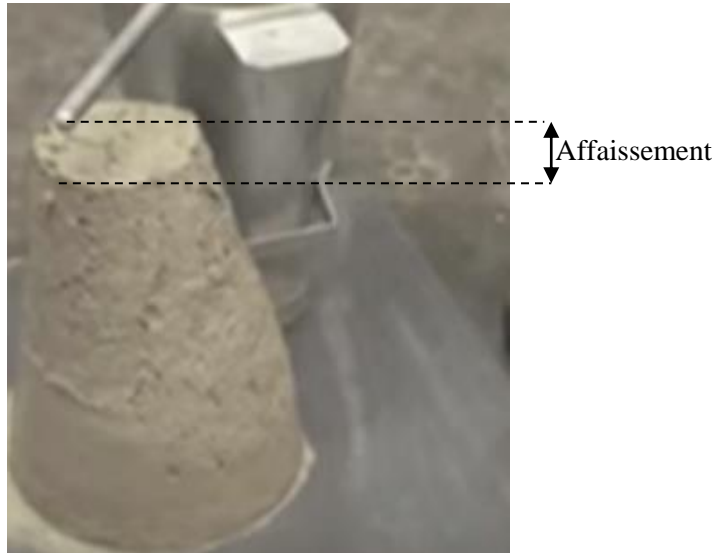


Figure 3.5 Essai d'affaissement au cône d'Abrams (BV).

3.4.2 Caractéristiques à la sortie de la lance des bétons de sable et ordinaire projetés

La compétence du porte lance est nécessaire pour une bonne évaluation des paramètres liés à la technique de projection (réglage des débits d'air et d'eau, distance entre buse de la lance et le substrat, etc.).

A la sortie de la lance, le béton de sable projeté est fluide, et donc facile à pomper. Ceci est dû à la distribution de la taille des particules du filler calcaire et au diamètre limité des granulats ($\varnothing \leq 5$ mm). L'aspect du mélange se présente sous la forme de masselottes de béton de consistance plastique.

Dans le cas du béton ordinaire projeté, la présence de gros granulats (3/8 mm) semble compliquer légèrement le processus de projection. En effet, de temps à autre, on assiste à une obturation partielle et ponctuelle de la buse due à la formation de bouchons constitués, pour l'essentiel, de conglomérats de grosses inclusions (3/8 mm). Les fibres peuvent aussi être source de blocage par le mécanisme de frottement du mélange avec le tuyau de transfert.

Par ailleurs, des essais préliminaires ont montré que la distance optimale entre la buse de la lance et le panneau était de 0,80 m pour le béton de sable projeté et 1,20 m dans le cas du béton ordinaire projeté.

Les données de la littérature [ASQUAPRO, 2005 ; ASQUAPRO, 2002 ; SABLOCRETE, 1994 ; Gérôme, 2003] montrent que par voie humide, la vitesse de projection est de 50 à 100 m/s ; alors que par voie sèche, la vitesse peut atteindre 150 m/s.

La raison à cela est que par voie sèche, la compacité du mélange en place sur le support est optimisée grâce à l'effet de martèlement des grosses inclusions sur la matrice. Pour ce faire donc, une certaine énergie de compactage est nécessaire, et par conséquent une vitesse de projection plus importante.

Dans le cas du béton de sable projeté par voie humide, l'aspect collant du matériau favorise le collage de la pâte sur le support et réduit donc les besoins en énergie nécessaire pour l'adhérence du mélange sur le substrat, d'où une vitesse de projection réduite.

3.4.3 Qualité de surface

Le principe de la méthode (sans contact) de l'exploration de la rugosité de surface est décrit dans ce qui suit.

L'échantillon de béton est éclairé par une source lumineuse blanche filtrée dont 50% du faisceau est projeté sur une surface de référence grâce à une lame séparatrice. L'autre partie du rayon lumineux éclaire la surface de l'échantillon. Les faisceaux ainsi réfléchis se combinent sur la surface séparatrice et interfèrent. Les différences d'amplitudes entre l'échantillon et le plan de référence produisent une figure d'interférence traduisant l'aspect de surface de l'échantillon. Ces écarts d'amplitudes (altitudes) sont enregistrés et traités informatiquement de manière à reconstituer la surface mesurée de l'échantillon dans son intégralité. Ainsi, il est possible de déterminer la rugosité de surface et se faire même une représentation 3D, avec l'obtention automatisée des valeurs des pics.

Les figures 3.6a et 3.6b montrent les textures de surface des deux mélanges, obtenues par traitement informatique de la rugosimétrie tridimensionnelle. Les figures montrent que le béton de sable projeté offre une qualité de surface plus fine que celle du béton ordinaire projeté. En effet, l'amplitude des pics déterminée par cette méthode et caractérisant la texture du BSP est moins prononcée que celle des pics du BOP (90 μm contre 550 μm).

On peut aussi observer, à travers ces figures, que la texture du BSP est plus dense que celle du BOP. Cette texture particulière du béton de sable projeté s'explique, à l'évidence, par la finesse des constituants et la grande quantité de fillers. Cette surface fine peut être attribuée aussi à l'absence de ségrégation et de ressuage, comme constaté lors de l'essai d'étalement. Cette qualité de parement est semblable à celle du béton de sable vibré comme le montre les travaux menés dans le cadre du projet SABLOCRETE (1994).

Dans le cas du béton ordinaire projeté, l'impact des grosses inclusions sur la pâte, durant le processus de projection, conduit à la formation de cavités, ce qui rend la texture de la surface plus rugueuse.

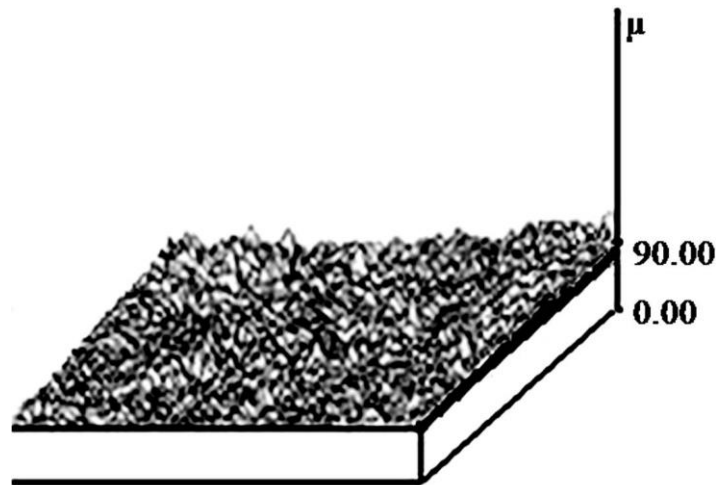


Figure 3.6a BSP.

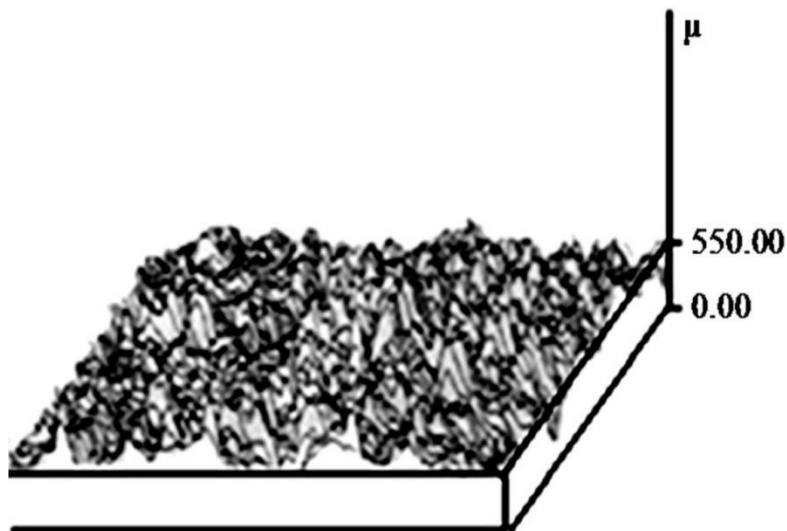


Figure 3.6b BOP.

Figure 3.6 Traitement informatique de la rugosité tridimensionnelle.

Le caractère non fissurant du parement du BSP mis en évidence par l'observation visuelle est un atout certain pour la bonne tenue du matériau vis-à-vis de la durabilité. Ce caractère peu fissurant du BSP par rapport au BOP est à mettre sur le compte de l'absence de ressuage et de ségrégation dans le cas du BSP. Ajouté à cela, une meilleure homogénéité du BSP due à des rebonds de composition similaire au matériau en place. Ce caractère peu fissurant a été mis en relief aussi dans le cas du béton de sable vibré par Benaïssa et al. (1993).

Des techniques plus modernes permettent de prendre en compte, dans les critères de l'évaluation de la rugosité, aussi bien les amplitudes de pics que la distance moyenne entre ces pics. La prise en compte de ces deux paramètres traduit de meilleure façon la rugosité.

Cet avantage que procure le béton de sable projeté par VH par rapport au béton ordinaire projeté par VS peut être attribué à l'aspect visqueux et collant du mélange.

La finesse des composants du béton de sable projeté combinée avec le superplastifiant pourrait avoir joué aussi un rôle non négligeable dans cet aspect de surface, comme le préconise Benaissa (1992).

3.4.4 Epaisseur des couches du béton projeté

L'épaisseur maximale des couches de béton projeté est l'épaisseur admissible d'un mélange projeté sur le panneau sans ricochet ou décollement, avec un bon fini de surface. Elle se mesure grâce à des piges mises en place sur les panneaux.

Les valeurs indiquées correspondent à des épaisseurs de couches de béton projeté facilement atteignables. L'épaisseur atteinte dans le cas du béton de sable projeté est de 90 mm en un seul passage (monocouche). Alors que la valeur atteinte dans le cas du béton ordinaire projeté est de 60 mm, toujours en une seule passe.

Par rapport donc à ce facteur, la projection se montre à l'avantage du béton de sable projeté.

Néanmoins, des tests d'adhérence des mélanges frais sur des couches de béton durci de même nature, ont montré que le béton ordinaire projeté adhère mieux que le béton de sable projeté. Ceci s'explique, certainement, par la rugosité de la surface du béton ordinaire projeté qui favorise l'accrochage de nouvelles couches de béton frais. Alors que dans le cas du béton de sable projeté, la texture fine du béton durci semble être un handicap vis-à-vis de l'adhérence.

L'aspect visuel d'une pastille prise dans les panneaux ayant servi à la projection a montré que la couche de béton située en amont et en aval du treillis soudé [TS] ne présentait pas de différence notable. Autrement dit, le béton s'est mis en place derrière le TS aussi aisément que devant le TS, c'est-à-dire que ce dernier n'a pas constitué en soi un obstacle à la projection. Par conséquent, on peut affirmer que le BSP est tout à fait homogène dans son épaisseur.

Par contre, dans le cas de la pastille prise dans le BOP, la couche de béton souffre d'une ségrégation structurelle, c'est-à-dire que le béton a du mal à se mettre en place correctement derrière le TS. En effet, on a constaté que la couche de béton située derrière le TS est moins compacte en comparaison avec celle située en avant du TS. Ceci peut être attribué au fait que les grosses inclusions sont susceptibles de ricocher sur les fils de treillis soudés et impactent

négalement l'homogénéité du béton, en raison de la réduction de la force de compactage qu'assurent les gravillons. Ce phénomène est reporté dans les travaux de l'ASQUAPRO (2005).

3.4.5 Pertes par rebond

Le rebond est constitué par le matériau qui, ayant passé par la lance, ne se colle pas sur la surface de projection. Ces pertes sont indissociables des processus de projection et de la qualité du matériau projeté. Ces exigences font l'objet d'un compromis dans le choix de la vitesse de projection.

Le rebond du matériau est un facteur important dans l'appréciation de la qualité de la projection et donc de la qualité du produit fini en place sur le support. C'est aussi un indicateur économique du béton projeté. Par conséquent, il est intéressant de comparer les rebonds du matériau des deux mélanges mais aussi la qualité du rebond par rapport au mélange à projeter, à travers la détermination des pertes par ricochet des fibres et des gros granulats (cas du BOP).

L'évaluation des quantités du rebond a été déterminée par simple pesée des matériaux récupérés lors des essais de projection.

Le poids du rebond en (%) [R_m] a été obtenu à l'aide de la relation :

$$R_m = (P_r / P_p) \times 100 \dots (12)$$

Où :

P_r : poids du rebond.

P_p : poids total du matériau projeté

- L'évaluation du rebond des gros granulats dans le cas du béton ordinaire projeté, s'est faite de la même façon que pour le rebond du béton, mais en les lavant sur un tamis de maille 3 mm et en les séchant.

- Les pertes en fibres ont été déterminées suivant la méthode de Bindiganavile et Banthia (2001). Le matériau issu du rebond a été pesé, puis lavé. Les fibres métalliques ont été séparées, lavées, séchées et pesées [P_{FM}].

$$P_{FM} = (V_f \cdot P_p) / (\rho_F \cdot \rho_B) \dots (13)$$

avec :

ρ_F : densité des fibres.

ρ_B : densité du béton.

V_f : volume de fibres.

P_p : poids du matériau projeté.

Les différentes valeurs obtenues sont consignées dans le tableau 3.3.

$$R_f = 100 \times (P_{FR}/P_{FM}) \dots (14)$$

3.4.5.1 Pertes par rebond du béton

Les pertes par ricochet du BSP sont deux fois moins importantes que celles du BOP (13% vs 27%). Le taux de perte caractérisant le BOP, de l'ordre de 24%, est tout à fait comparable à la plage des valeurs caractérisant les essais de Jolin et al. (1999) menés sur des bétons projetés par voie sèche et ayant donné des pertes de 15 à 36%. Gérôme (2003) trouve, pour des bétons projetés par VS, des pertes par rebond de 20 à 50%.

Par ailleurs, le taux de 13% de pertes par rebond du BSP ne diffère que peu de celui mesuré par Benaissa et al. (2008). L'auteur trouve, en effet, un taux de perte de 15% pour un béton de sable projeté par voie humide. L'autre résultat intéressant est que l'aspect visuel de la composition du rebond du BSP semble être sensiblement le même que celui du matériau en place. Tandis que dans le cas du BOP, le rebond est caractérisé par un faible volume de pâte et un surdosage en gros gravillons (3/8 mm). La perte la plus importante en grosses inclusions du BOP, a été enregistrée au début du processus de projection. En effet, à cette étape, les grosses inclusions entrent en contact avec le support et ricochent sur le sol car la couche initiale ne s'est pas complètement constituée pour faciliter l'adhésion des gravillons. La première couche du béton projeté sur le support est enrichie donc en pâte de ciment et appauvrie en gros granulats, d'où une absence d'homogénéité transversale du béton sur le support et donc une ségrégation structurelle.

Dans le cas du BSP, la finesse du matériau et l'aspect visqueux et collant de la pâte entraînent un collage immédiat du mélange sur le support avec de faibles pertes par ricochet.

3.4.5.2 Caractérisation des rebonds

Nous avons procédé à l'analyse comparative de certains facteurs caractérisant la formulation du matériau à projeter, et ceux du rebond issu du même matériau.

Les paramètres pris en compte sont la teneur en eau, les dosages en fibres, sable et gros gravillons.

- La teneur en eau du rebond a été déterminée par simple pesée, avant et après étuvage.
- La teneur en fibres métalliques a été déterminée par simple pesée effectuée après lavage sur un tamis ($\varnothing \leq 80 \mu\text{m}$) et séchage.

- La teneur en sable a été déterminée par simple pesée après lavage sur un tamis de 80 µm et étuvage. Il en est de même pour les gravillons lavés sur un tamis de 3 mm.

Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau 3.3. Chaque valeur représente la moyenne de trois tests effectués sur trois échantillons de 2 kg chacun récupérés dans le rebond.

Tableau 3.3 Caractérisation des rebonds.

		Teneur en eau [l/m ³]	Dosage en sable	Dosage en gros granulats 3/8 mm [kg/m ³]	Dosage en fibres [kg/m ³]
BSP	Avant (formule projetée)	167	1707	-	50
	Rebond	158	1650	-	55
BOP	Avant (formule projetée)	180	1250	500	50
	Rebond	159	1180	780	64

Au vu des valeurs des paramètres de comparaison des caractéristiques des BSP et BOP, nous remarquons qu'effectivement la composition du rebond du BSP ne diffère que peu de la formulation initiale. La conséquence à cela, est que le BSP en place sur le support est homogène et ses performances sont celles attendues du mélange formulé pour être projeté. Alors que le surdosage en grosses inclusions et la chute brutale de la teneur en eau du rebond du BOP, affectent les performances du mélange adhérent sur le substrat.

Comme dans la composition du BSP, on n'a pas utilisé d'accélérateur de prise (raidisseur), il est donc permis de penser pouvoir réincorporer le rebond dans le mélange, comme le stipule Olivares (1992). Cependant, il reste à déterminer dans quelle mesure cela pourrait se faire.

Des essais sur 3 panneaux projetés avec du rebond incorporé à la formule initiale, à raison de 42% en volume, a donné des résistances de 23 MPa à 28 jours. Pour rappel, la résistance à la compression du BSP sans ajout de rebond a donné une valeur de 27MPa au même âge. Olivares (1992) trouve, pour un béton projeté par V.S, où on a introduit 25% de rebond, une résistance à 28 jours supérieure à celle de ce même matériau mais sans ajout de rebond. L'auteur ne précise pas l'écart enregistré.

Par contre, dans le cas du BOP, on ne peut réincorporer le rebond dans le mélange ou le réutiliser en l'état en raison de son hétérogénéité. De ce fait, pour atténuer les pertes de matériaux constitutifs de ce rebond, on procède souvent à la récupération des granulats par opération de lavage. Cependant, ceci mobilise beaucoup d'ouvriers et affecte négativement les coûts de fabrication du béton.

3.4.5.3 Perte par rebond des fibres

Les taux de rebond des fibres des deux mélanges, conduit à des teneurs en fibres du matériau en place de 45 kg/m^3 pour le BSP et 36 kg/m^3 pour le BOP. Cela signifie que le fait d'ajouter une grande quantité de fibres au mélange ne se traduit pas nécessairement par une teneur élevée en fibres du béton en place sur le support. La différence entre les deux teneurs en fibres du BSP (avant et après projection) est intrinsèquement plus faible que pour le BOP (5 kg/m^3 contre 14 kg/m^3). Ceci contribue à la réduction du coût du mélange du BSP lorsqu'on le compare au BOP, étant donné le prix élevé des fibres métalliques.

Le faible rebond des fibres du BSP peut être dû au volume important de pâte, qui favorise l'enrobage des fibres par celle-ci. Les paramètres impactant la quantité du rebond, peuvent être classés en deux catégories principales : les facteurs de projection (voie sèche ou humide) et ceux liés à la conception du mélange, y compris les teneurs en ciment, fibres et autres ajouts. L'inspection visuelle des carottes extraites des panneaux a montré que les fibres sont réparties de meilleure façon dans le cas du BSP que dans le BOP, en accord donc avec les conclusions de Zellers (2004) et SABLOCRETE (1994).

Conclusion et besoins en recherche

Les tests ont montré que la projection par VH se montre à l'avantage du BSP par rapport à la VS. L'autre résultat obtenu est qu'un dosage de 50 kg/m^3 de fibre métallique, n'affecte en rien la rhéologie des deux mélanges et ne modifie, par conséquent, ni la pompabilité ni la projectabilité.

Il s'est avéré que le BSP projeté par VH offre la meilleure qualité de surface projetée avec des épaisseurs de couches réalisées en une seule passe plus importantes que dans le cas du BOP (90 mm vs 60 mm).

Par ailleurs, les pertes par rebond du BSP sont deux fois moins importantes que celles du BOP (13% vs 27%). De plus, la composition du rebond du BSP est très proche de celle de ce même matériau en place sur le support, d'où une homogénéité transversale. Alors que, dans le cas du BOP, il n'en est rien. L'autre facteur favorable est que les pertes par rebond des fibres métalliques sont moins importantes que celles enregistrées dans le cas du BOP. Ceci se traduit par un dosage en fibres du BSP en place sur le substrat plus grand que celui mesuré sur le BOP (45 kg/m^3 vs 36 kg/m^3).

Par contre, l'adhérence du BSP sur une couche de même nature est moins importante que dans le cas du BOP, en raison d'une structure plus fine et une grande qualité du parement.

Ceci pénalise le BSP dans les situations où la projection multiphasique s'impose, c'est-à-dire la projection de plusieurs couches de béton projeté les unes sur les autres.

Les paramètres de projection (distance entre la buse de la lance et le support, les débits d'air et d'eau dans la voie sèche, la vitesse de projection, la gestuelle du porte lance) qui restent l'apanage du porte-lance n'ont pu être étudiés quantitativement dans leur ensemble car cela aurait nécessité des volumes de béton trop importants par rapport à l'enveloppe financière dont on a disposée gracieusement via l'entreprise chargée des essais sur site. Par ailleurs, les délais de finalisation de cette thèse ne l'auraient certainement pas permis, au vu des durées dans le temps que de telles expérimentations auraient exigées.

Dans la technique de projection, les chercheurs [ASQUAPRO, 2005 et ASA, 2003] se sont basés essentiellement sur la mesure de l'affaissement comme mesure de la maniabilité et l'ouvrabilité pour estimer la rhéologie.

Cependant, et depuis l'apparition des rhéomètres, Beaupré (1994) et Kaplan (1999) ont tenté d'exploiter les mesures rhéologiques pour prédire les pressions de pompage. Néanmoins, il est clair que seules ces propriétés rhéologiques ne peuvent servir à établir un modèle prédictif de la pression de pompage. En effet, les caractéristiques de la couche lubrifiante formée à la périphérie semblent être les plus importantes à mesurer et à inclure à un modèle de prédiction de la friction. Le seul modèle récent intégrant ces données et celui de Kaplan (1999), mais qui n'a pas été validé à grande échelle. Comme on peut le voir, l'approche des facteurs rhéologiques du béton projeté est plus complexe que celle des autres types de béton, surtout qu'elle doit aussi intégrer les différentes configurations du tuyau et de la lance (diamètre, matériau de la conduite, etc.) ; ainsi que les matériaux (acier, caoutchouc) de la lance car les frottements en dépendent fortement.

CHAPITRE 4

COMPORTEMENT DU BETON DE SABLE PROJETE A L'ETAT DURCI

CHAPITRE 4

COMPORTEMENT DU BETON DE SABLE PROJETE A L'ETAT DURCI

Introduction

L'étude du BSP a été comparative avec le BOP et a concerné les résistances à la compression, traction, module d'élasticité, flexion et le retrait (endogène et de dessiccation). A noter que l'étude du retrait a fait l'objet aussi d'une analyse comparative avec un béton vibré [BV] de même classe de résistance, en plus de la confrontation des résultats avec ceux du BOP.

L'étude de l'impact des fibres métalliques sur ces grandeurs a complété les données de ce chapitre. Pour une meilleure approche de la compréhension de la cinétique du retrait de dessiccation, le suivi de l'évolution de la perte en poids des éprouvettes et la porosimétrie au mercure ont constitué des outils non négligeables dans la compréhension des mécanismes du retrait.

En effet, le retrait de dessiccation est souvent présenté comme une fonction croissante de la perte de poids due à un transfert d'humidité du corps de l'éprouvette vers l'extérieur ; et donc à une chute de pression sur les parois des pores entraînant une contraction de ceux-ci qui est à l'origine de la déformation de retrait.

De plus, la cinétique de séchage du béton dépend fortement des tailles des pores car l'impact d'une macroporosité sur le retrait de dessiccation n'est pas le même que celui d'une microporosité. Par ailleurs, les pressions exercées par une catégorie de pores sur une autre catégorie plus petite affectent aussi le processus de séchage en le ralentissant, et donc conditionnent les déformations de retrait de dessiccation ; aussi bien en cinétique qu'en amplitude.

4.1 Résistance à la compression

La résistance à la compression est un critère classique d'étude du béton, il est par conséquent intéressant de comparer les résistances du BSP avec celles du BOP. Trois échantillons ont été testés pour chaque béton et à chaque échéance. En plus des mesures relevées sur les BSP et BOP, nous avons mesuré les résistances de ces mélanges sans fibres, afin de mettre en évidence l'impact de celles-ci sur la résistance à la compression. Les résultats obtenus sont illustrés par la figure 4.1.

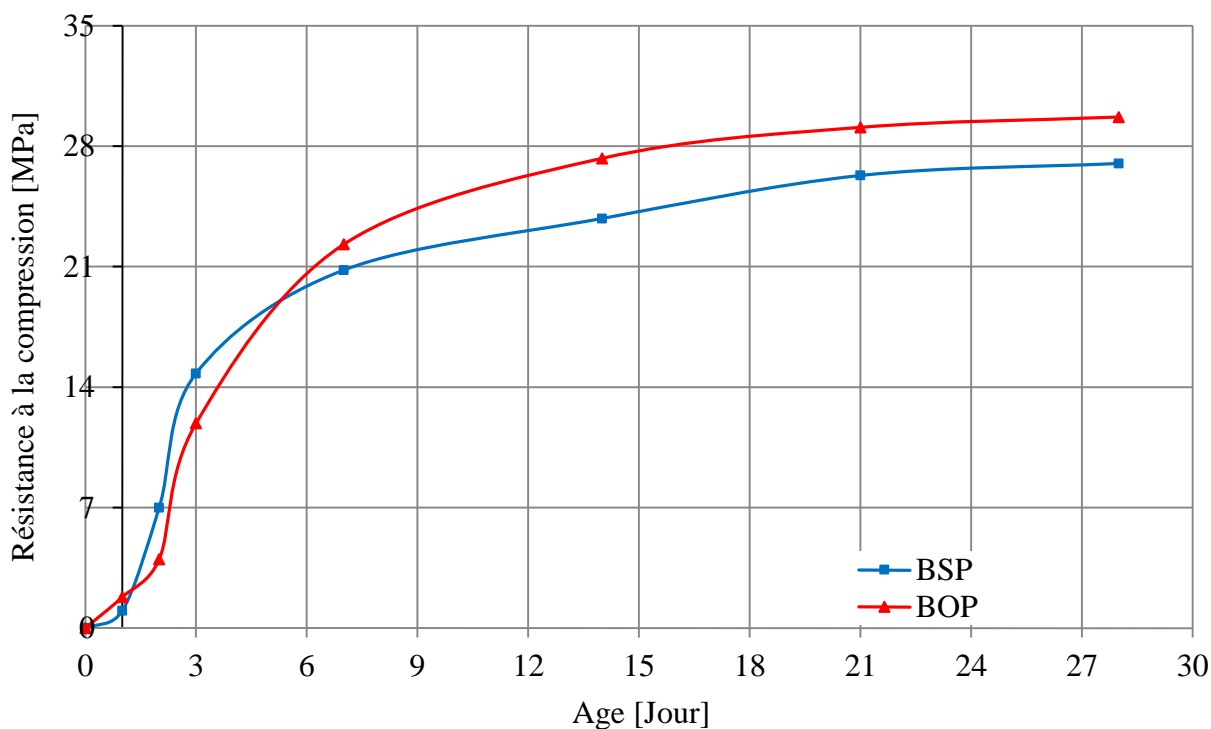


Figure 4.1 Résistance à la compression en fonction de l'âge.

La comparaison des processus de durcissement montre que l'évolution de la résistance à la compression du BSP est légèrement différente de celle du BOP.

En effet, le BSP est caractérisé par une cinétique de montée en résistance, au jeune âge, légèrement plus rapide que celle caractérisant le BOP. Cependant, avec l'avancée du processus de durcissement, les valeurs du BSP tendent à converger vers celles du BOP. A l'âge de 2 jours, la résistance à la compression du BSP atteint 7 MPa, soit 75% plus élevée que celle du BOP au même âge. A l'âge de 3 jours, la résistance du BSP n'est que de 24% plus élevée que celle du BOP. Il est intéressant de noter que les résistances à 7 et 28 jours (20,8 MPa et 27 MPa) sont supérieures aux valeurs minimales (17 MPa à 7 jours et 25 MPa à 28 jours) recommandées par l'AFTES (1996) pour les bétons projetés.

Notons que la résistance du BSP à 3 jours représente 54,8% de celle mesurée à 28 jours, en raison, probablement, d'une cinétique d'hydratation rapide. Alors qu'au même âge, la résistance du BOP ne représente que 39% de la valeur relevée à 28 jours.

Au-delà du 5^{ème} jour, la cinétique de développement de la résistance à la compression du BSP devient progressivement plus faible que celle du BOP.

La différence de résistance à la compression, au jeune âge, entre les deux mélanges, trouve son explication dans un processus de séchage du BSP plus rapide que celui du BOP. Ceci se traduit par une cinétique d'hydratation plus élevée et donc un gain en résistance plus sensible.

A l'instar de Joudi-Bahri et al. (2012) et Makhloufi et al. (2012), nous pensons que les fillers calcaires ont un effet accélérateur sur l'hydratation au jeune âge, conduisant donc à une résistance à la compression plus élevée, dû au fait que les particules fines du filler calcaire réagissent avec le C₃A du ciment, pour former les monocarboaluminates de calcium (3CaO.Al₂O₃.CaCO₃.11H₂O). Cela contribue à densifier la matrice du BSP, conduisant ainsi à une résistance en compression plus élevée. La résistance élevée au jeune âge du BSP est d'un grand intérêt car elle permet un cycle de travail plus court.

Généralement, le procédé de projection par voie humide offre une résistance à la compression inférieure à celle de la projection par voie sèche, en raison de la demande élevée en eau pour un rapport E/C donné, comme stipulé par Gordon (1995). Cependant, la faible différence de résistance à la compression entre le BSP et le BOP mesurée est due, non seulement, à un rapport E /Liant du BSP plus faible que celui du BOP, mais aussi à l'utilisation simultanée du superplastifiant et du filler calcaire dans le BSP.

Les résistances à la compression mesurées à l'âge de 28 jours sur les formulations non fibrées des bétons de sable (BSP*) et ordinaire (BOP*) ont donné des valeurs inférieures à celles des BSP et BOP ; de l'ordre de 9 et 5%, respectivement. Ceci est en accord avec les résultats de nombreux chercheurs, à l'instar de Gordon (1995) et Robins (1995).

4.2 Résistance à la traction par fendage

Dans l'essai de traction indirecte (par fendage), la partie centrale est soumise simultanément à des efforts de compression et de traction. Tenant compte du fait que la résistance du béton en compression est nettement supérieure à celle en traction, la rupture s'opère dès que le béton atteint sa limite en traction. Le schéma de principe de l'essai est représenté par la figure 4.2.

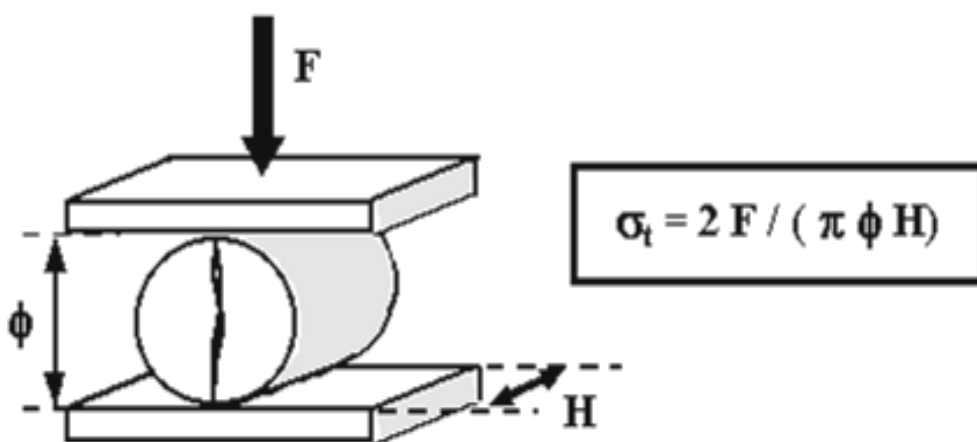


Figure 4.2 Schéma de principe de l'essai de traction par fendage.

Les résultats obtenus sur les BSP, BOP et les formulations sans fibres (BSP* et BOP*) sont représentés par la figure 4.3.

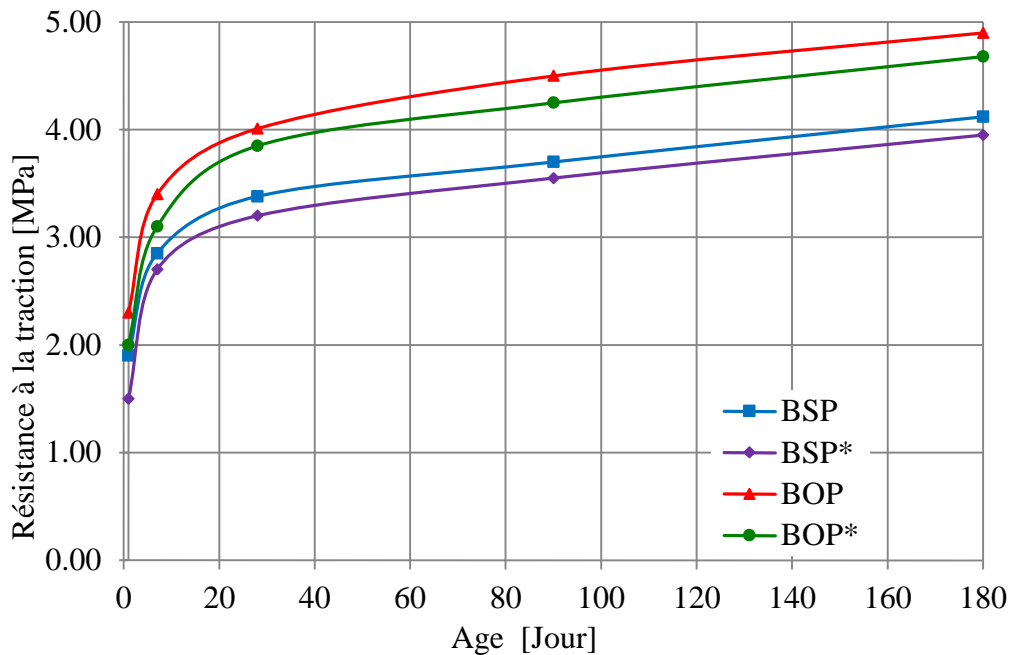


Figure 4.3 Evolution de la résistance en traction du béton projeté.

La résistance en traction par fendage à 28 jours donne les valeurs moyennes suivantes : 3,38 MPa pour le BSP projeté par VH et 4,1 MPa pour le BOP projeté par VS.

Le BOP présente donc une résistance en traction par fendage supérieure à celle du BSP. Nous ne pouvons dire, au vu des essais réalisés, si cette différence est liée aux compositions des mélanges, à la méthode de projection elle-même (VS ou VH) ou à la combinaison des deux. Les quelques études menées dans le cadre des associations de développement des mortiers et bétons projetés [ASQUAPRO, 2005 ; ASA, 2003] concluent que la projection par VS donne systématiquement des résistances en traction plus élevées que la projection par VH.

La figure 4.3 montre que l'évolution des résistances à la traction suit des courbes régulières pour les deux types de béton, avec et sans fibres.

D'autre part, les mesures relevées à 28 jours sur les mêmes mélanges non fibrés, ont donné des valeurs très peu différentes de celles mesurées sur les bétons fibrés, les valeurs enregistrées étaient de 3,2 MPa pour le BSP et 3,9 MPa pour le BOP.

Par conséquent, on peut affirmer que les fibres n'ont que peu d'effet sur la résistance à la traction indirecte, aussi bien pour le BSP que pour le BOP.

Cette étude mérite d'être complétée par des essais de traction directe car l'effet des fibres métalliques dans ce cas pourrait être différent de celui obtenu dans le cas de la traction par fendage.

Par ailleurs, la résistance à la traction peut être améliorée par l'ajout de polymère en poudre comme le stipule Hua et al. (1995). Selon l'auteur, ces polymères ont la faculté de densifier l'auréole de transition, c'est-à-dire le zone de contact entre les grains de sable et la pâte de ciment.

4.3 Module d'élasticité

La mesure du module de Young est un essai peu utilisé, d'où des insuffisances de références sur les valeurs admissibles pour cette grandeur. Par conséquent, Nous nous sommes contentés de relever les mesures sur trois éprouvettes à 28 jours. On obtient des valeurs moyennes de 24 000 MPa pour le BSP et 29 000 MPa pour le BOP. La faible dispersion des valeurs du BSP (8%) enregistrée dénote d'une certaine homogénéité de la qualité du béton. Alors que dans le cas du BOP, la dispersion était de 17%. Cette homogénéité est à relier, comme précédemment souligné, non seulement à la finesse du matériau mais aussi à la voie humide utilisée pour sa projection. Comparée au BOP, le module d'élasticité plus faible du BSP implique une plus grande déformabilité et donc une moindre fissurabilité en raison d'une fragilité atténuée.

4.4 Essai de flexion

Chaque mesure représente la moyenne de 3 essais menés conformément à la norme NF P18-407. Les résultats sont illustrés par la figure 4.4.

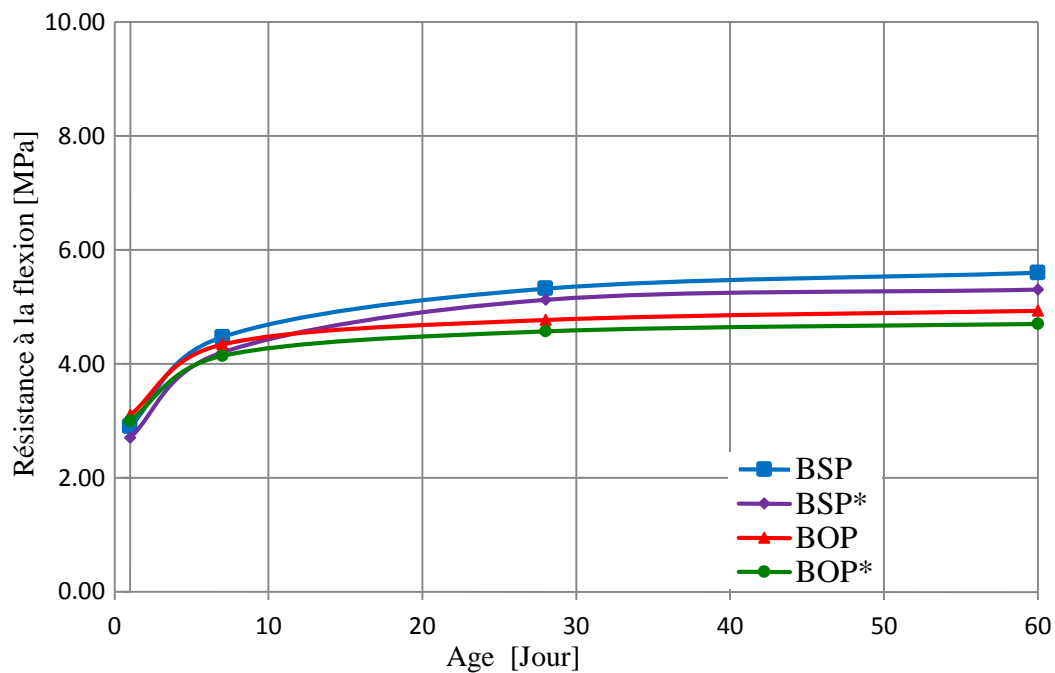


Figure 4.4 Flexion en fonction de l'âge [jours].

Les courbes des 4 mélanges présentent la même allure ; plus ou moins rapide jusqu'à 7 jours environ, puis ralentie avec une tendance à la stabilisation à partir de 28 jours. Les fibres métalliques semblent n'avoir aucun effet notable sur la résistance ; et ce pour les deux mélanges. Les résistances des deux bétons (avec ou sans fibres) sont pratiquement identiques durant les 4 premiers jours. Au-delà, le BSP semble développer des amplitudes légèrement supérieures. Toutefois, les différences ne sont pas significatives ; et les différences enregistrées peuvent se retrouver à l'intérieur d'une même gamme de béton.

4.5 Analyse des résistances mécaniques

Les résistances mécaniques ne diffèrent que très peu, sauf pour le module d'élasticité qui montre que le béton de sable projeté est plus déformable, et constitue donc un facteur positif vis-à-vis de la fissuration. Ce qui corrobore l'analyse visuelle des parements qui a mis en relief le caractère peu fissurant du BSP. Ceci sera mis en lumière dans le chapitre 5.

La résistance à la compression du BSP est légèrement plus élevée que celle du BO durant les 5 premiers jours ; puis les cinétiques tendent à converger à long terme. Ceci constitue un facteur favorable dans la projection de couches épaisses sans raidisseur ou au moins avec des dosages réduits.

Notons aussi que les fibres métalliques n'ont que peu d'effet sur les résistances en traction indirecte et en flexion. En traction, on note une différence de l'ordre de 15% en faveur du BOP. Par contre, en flexion, le BSP développe une amplitude quasi-similaire à celle du BOP.

4.6 Retrait endogène [ϵ_{RE}]

Les retraits endogènes des bétons (BSP, BOP et BV) sont illustrés par la figure 4.5. Chaque valeur constitue la moyenne de trois tests. Pour une meilleure approche de l'évaluation du retrait endogène du BSP, nous avons procédé à une étude comparative avec le béton ordinaire projeté mais aussi avec le béton ordinaire vibré.

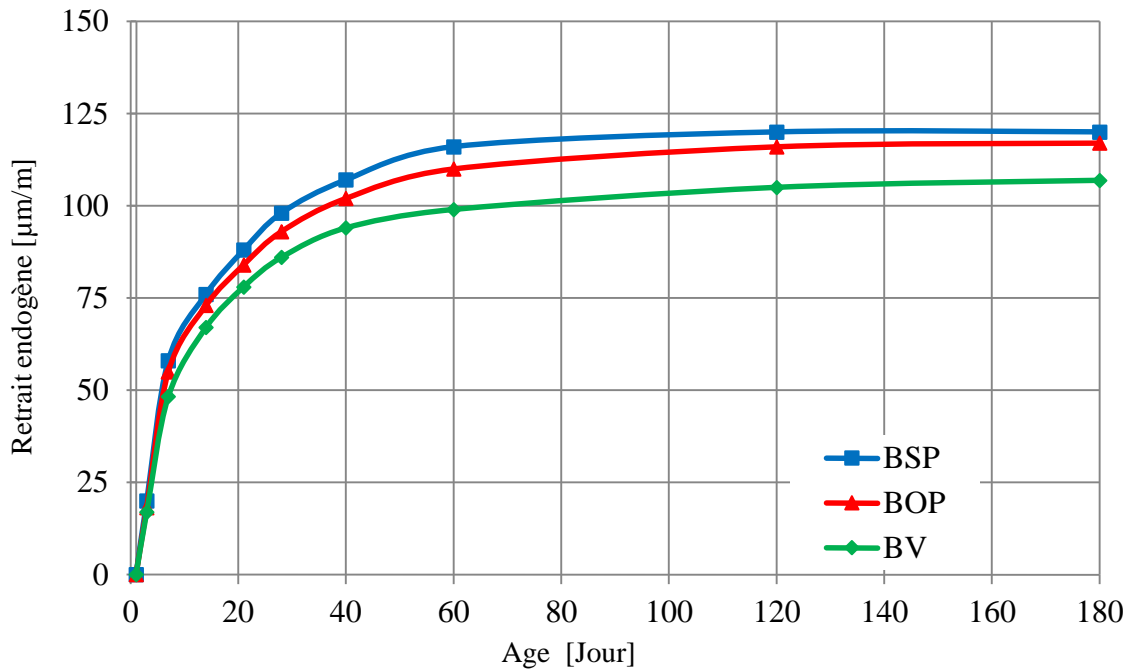


Figure 4.5 Retrait endogène en fonction du temps.

Les courbes de la figure montrent que les cinétiques du retrait endogène des trois mélanges sont similaires. 50% de la déformation obtenue à 180 jours, est atteinte durant les deux premières semaines. Au-delà de cette période, on assiste à une diminution de la cinétique de développement de la déformation, et ce pour les trois bétons.

Le développement rapide de ϵ_{RE} au jeune âge ne peut s'expliquer que par un processus d'hydratation rapide des mélanges. La lecture des courbes montre aussi que pour les trois mélanges, la déformation du retrait endogène s'arrête de se développer pratiquement en deçà de 75 jours, en raison certainement de la stabilisation de l'évolution de l'hydratation.

A long terme, l'amplitude de ϵ_{RE} du BSP est 10% plus élevée que celle du BV, alors que celle du BOP, est quasi similaire à celle du BSP. Ceci indique, qu'en équilibre hydrique, les volumes d'hydrates formés dans les 3 mélanges sont sensiblement les mêmes. L'explication à cela est à mettre sur le faible écart entre les rapports E/C des mélanges. Notons que les travaux menés sur différents types de bétons et que reporte la littérature, mettent en exergue le fait que le rapport E/C joue un rôle déterminant dans le retrait endogène, aussi bien, vis-à-vis de l'amplitude que de la cinétique.

On aurait pu s'attendre à un retrait endogène plus important dans le cas du BSP à cause du volume de pâte plus important, mais il n'en est rien. Ce facteur défavorable semble être compensé par la finesse du filler calcaire et le dosage approprié qui impliquent une réduction de la porosité et donc une déformation moindre.

4.7 Retrait de dessiccation

A l'instar du retrait endogène, le retrait de dessiccation du BSP a été comparé aussi bien à celui du béton vibré (BV) qu'à celui du béton ordinaire projeté (BOP).

Les résultats des tests du retrait de dessiccation [ϵ_{RD}] des trois mélanges (BSP, BOP et BV) sont présentés dans la figure 4.6. Trois échantillons ont été testés pour chaque mélange afin d'obtenir une valeur moyenne. Le retrait de dessiccation a été obtenu en déduisant le retrait endogène du retrait total.

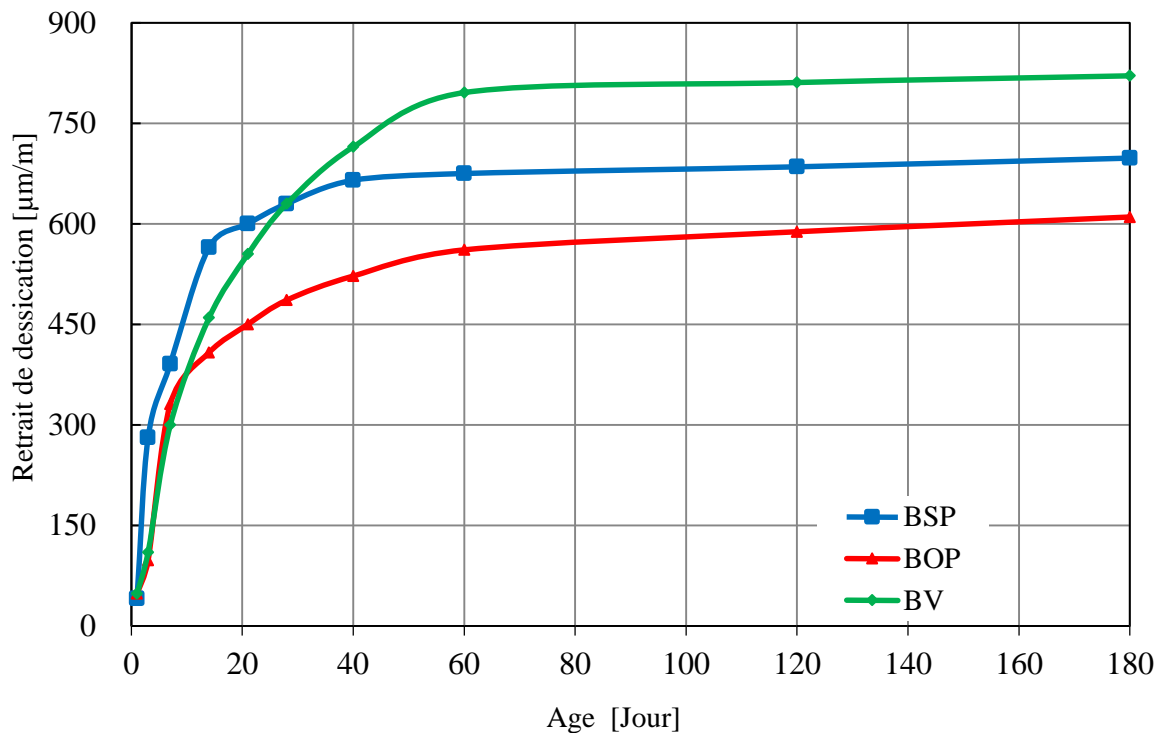


Figure 4.6 Retrait de dessiccation en fonction de l'âge.

4.7.1 Analyse comparative de la cinétique du BSP avec celle du BV

On peut constater que la cinétique du retrait de dessiccation du BSP [$\epsilon_{RD,BSP}$] est très rapide au jeune âge : 50% de la valeur atteinte à 180 jours a été obtenue durant les 5 premiers jours. Toutefois, pour le BV, le même taux de $\epsilon_{RD,BV}$ a été atteint à 11 jours. Par conséquent, la stabilisation de $\epsilon_{RD,BSP}$ se produit plus rapidement que celle de $\epsilon_{RD,BV}$.

$\epsilon_{RD,BSP}$ est 15% plus élevé que $\epsilon_{RD,BV}$ pendant les 4 premières semaines, mais au-delà de cet âge, $\epsilon_{RD,BSP}$ devient inférieur à $\epsilon_{RD,BV}$.

La valeur du retrait obtenue à 180 jours (698 $\mu\text{m/m}$) dans le cas du BSP ne diffère pas significativement de la majorité des résultats d'essais, obtenus sur béton projeté avec des granulats de diamètre maximal de 8 à 10 mm.

Hills (1982) trouve des valeurs de 450 à 1000 $\mu\text{m}/\text{m}$ à 6 mois d'âge pour un béton projeté par V.S. Benaïssa et al. (2008) ont montré que, pour un béton projeté par V.S, le retrait de dessiccation atteint la valeur de 620 $\mu\text{m}/\text{m}$ au bout de 180 jours d'âge. La même étude a également montré que le ϵ_{RD} du béton de sable appliqué par V.H était de 800 $\mu\text{m}/\text{m}$ à l'âge de 6 mois. Cependant, Wolsiefer et Morgan (1993) ont montré que ϵ_{RD} du béton projeté est dans la plage de 1000-1100 $\mu\text{m}/\text{m}$, c'est-à-dire 15% supérieur à celui du béton ordinaire.

La cinétique particulière de $\epsilon_{\text{RD,BSP}}$, qui est très rapide au jeune âge, comme indiqué précédemment, peut être expliquée par la perte en poids rapide des prismes de retrait dû à l'évaporation de l'humidité du corps de l'échantillon.

A noter que les mesures de retrait effectuées sur les éprouvettes de BSP relatent fidèlement les déformations grâce à l'absence de fissures. Par contre, dans le cas du BOP, les mesures de retrait relevées sont sous estimées par l'ouverture des fissures comme cela va être expliqué ultérieurement dans le chapitre 5, paragraphe 5.4.

4.7.2 Évolution de la perte de poids en fonction de l'âge

La figure 4.7 montre la variation du changement de poids des BSP et BV. Les courbes de cette figure montrent que la perte en poids du BSP est très rapide au jeune âge, par rapport au BV. 50% de la valeur finale du BSP obtenue à 180 jours est atteinte au bout de 12 jours seulement. Toutefois, pour le BV, le même taux de séchage n'a été atteint qu'au bout de 28 jours.

Le BSP perd plus d'eau pendant la période de mesure du retrait que le BV avec, néanmoins, une amplitude de déformation plus faible au-delà de 28 jours. Ce résultat inattendu indique que le taux élevé de séchage ne découle pas nécessairement sur une amplitude de retrait plus importante. Ce résultat est en accord avec les conclusions de Collins et Sanjayan (2000); mais en opposition avec la majorité des résultats que reporte la littérature.

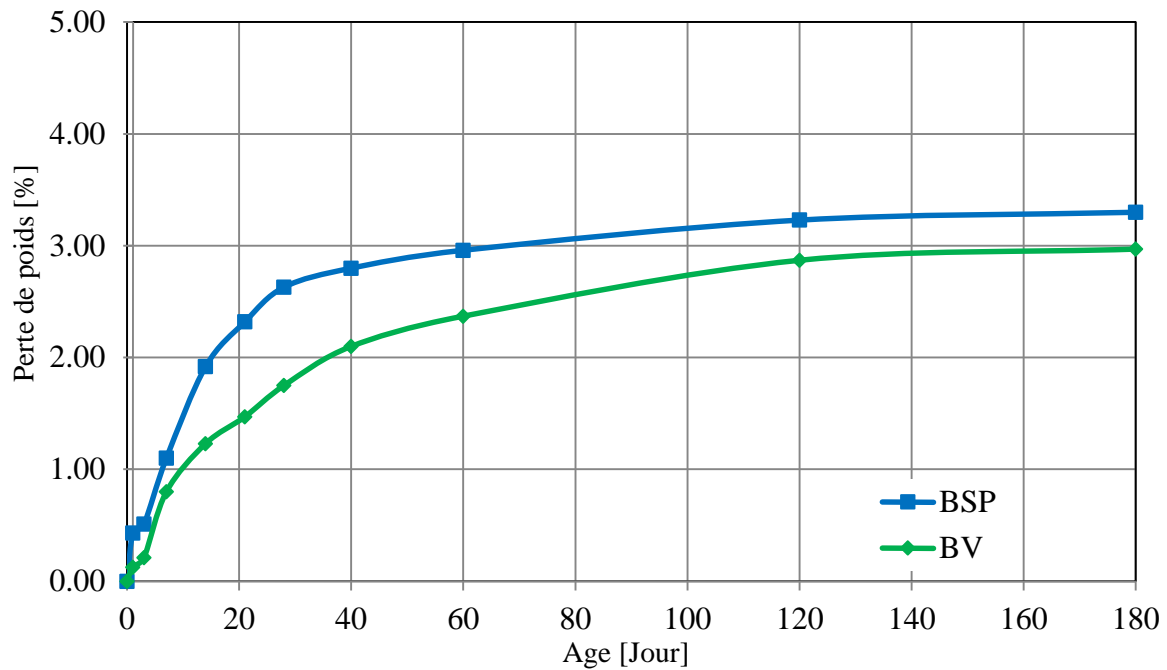


Figure 4.7 Perte de poids en fonction de l'âge.

En outre, bien que le volume de pâte du BSP soit plus important que celui du BV, l'amplitude de déformation du BSP, au-delà de 28 jours, est moins importante que celle du BV. Ce résultat est aussi en contradiction avec ceux de la littérature. Nous pensons que l'effet négatif de la pâte sur ϵ_{RD} dans le BSP est certainement compensé par l'utilisation de fillers calcaires qui, comme rapporté par Bentz et al. (2009), pourraient fournir une réduction substantielle de du retrait de dessiccation.

Cette hausse de cinétique de séchage du BSP trouve son origine dans le degré élevé de connectivité des pores que pourrait confirmer éventuellement une perméabilité plus grande. Baroghel et al. (2004) ont démontré que le degré de connectivité des pores augmente notamment avec la perméabilité.

Wittman (1982), Collins et Sanjayan (2000) montrent que la répartition des tailles des pores a une influence déterminante sur l'ampleur du retrait de dessiccation. Dans ce contexte, la porosimétrie au mercure peut s'avérer utile dans la compréhension de ce phénomène. Afin de vérifier cette hypothèse, nous avons analysé au porosimètre à mercure, un échantillon de chacun des BSP et BV.

4.7.3 Effet de la répartition des tailles des pores sur la cinétique de séchage

Les pores accessibles au mercure ont des diamètres s'échelonnant de 0,003 à 1000 μm . la méthode du porosimètre au mercure reste la plus performante pour déterminer la distribution des tailles des pores. Cependant, cette technique a aussi ses limites :

- Porosité fermée non prise en compte.
- Petits pores surestimés, alors que les gros pores sont sous-estimés.
- Sous estimation du volume poreux en raison de l'eau résiduelle dans les pores malgré le séchage des échantillons avant le démarrage de l'essai [Veronique, 1994].
- Le diamètre des goulots des pores est souvent plus petit que celui des pores eux-mêmes.

Comme on peut le voir à travers les figures 4.8 et 4.9, la structure porométrique du BSP est de type monomodal avec un seul pic correspondant aux mésopores. Le BV, quant à lui, présente une structure bimodale avec 2 pics : l'un correspond aux mésopores et le second aux macropores.

La distribution porométrique met en évidence le taux relativement réduit des micropores, aussi bien dans le BSP que dans le BV. La classification prise en compte dans la catégorisation des pores est celle de l'International Union of Pure and Applied Chemistry « IUPAC System » (1972).

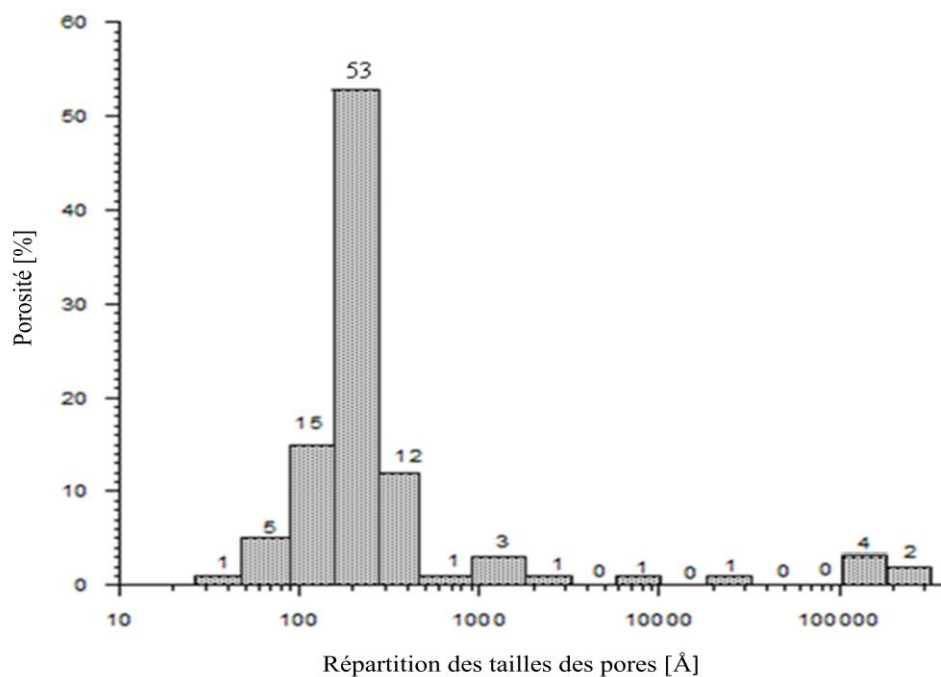


Figure 4.8 Répartition des tailles des pores du BSP.

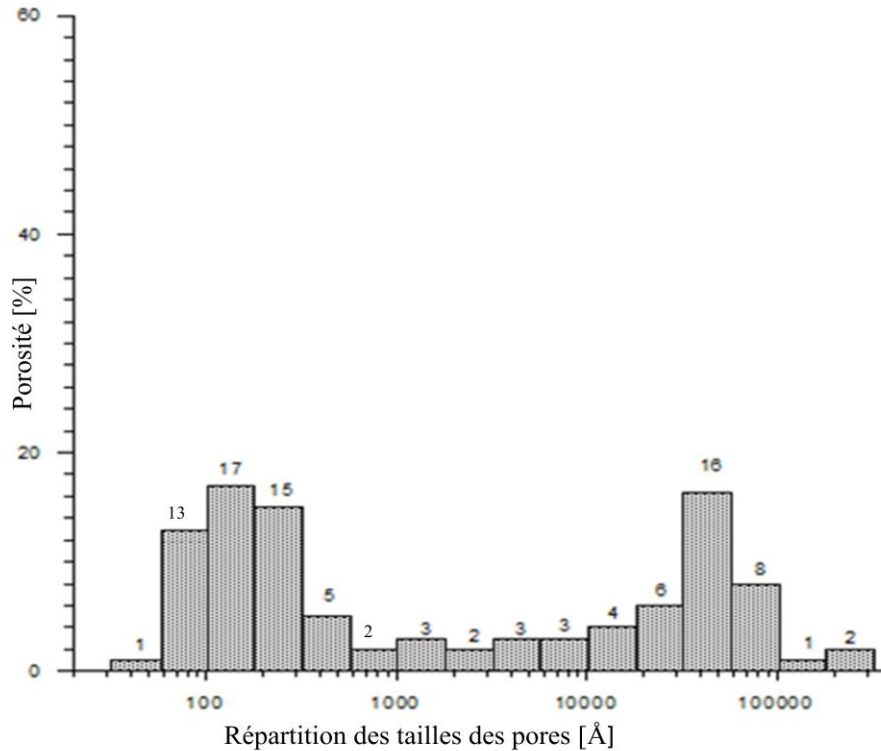


Figure 4.9 Répartition des tailles des pores du BV.

Par ailleurs, le pourcentage de mésopores caractérisant le BSP est plus élevé que celui du BV (80% contre 40%). Le volume élevé de mésopores et la faible proportion de macropores (15%) du BSP indiquent clairement que la structure de celui-ci est fine. Ceci peut trouver son explication dans la grande quantité de filler qui contribue à une réduction de diamètres des pores. De plus, la formation de monocarboaluminate due à la réaction chimique entre les fillers calcaires et l'aluminate tricalcique (C_3A) du ciment a pour conséquence de densifier la matrice, comme précédemment souligné. Cet effet des fillers calcaires sur l'hydratation du ciment est confirmé par Kadri et al. (2009) et Damtoft et al. (1999). Il est indéniable que des observations au microscope électronique à balayage (MEB) auraient pu constituer un atout supplémentaire dans l'analyse de la microstructure du béton de sable. Benaissa (1993) a mis en évidence l'aspect fin de ce béton ainsi que son caractère peu fissurant à travers des observations au MEB.

Par conséquent, il se produit une augmentation de la proportion de mésopores et une réduction des macropores. Ceci peut s'expliquer de la manière suivante: Avec la progression de l'hydratation, les macropores sont progressivement envahis par les nouveaux produits d'hydratation, rendant la structure plus fine. L'autre résultat surprenant et inattendu est que le BSP avec 80% de mésopores perd plus d'eau par évaporation que le BV caractérisé par une structure bimodale avec 40% de macropores et 35% de mésopores. Ce phénomène est dû au

fait que le BSP formulé sans grosses inclusions, présente certainement des pores plus orientés avec un grand degré de connectivité. Alors que dans le BV, les grosses inclusions additionnées aux deux familles de pores, contribuent à réduire le degré de connectivité des pores et donc à augmenter la tortuosité de ceux-ci.

Cette structure particulière du BSP est sans doute à l'origine de la différence du comportement au retrait des deux bétons (BSP et BV).

Au jeune âge, les macropores du BV exercent une pression sur les mésopores, rendant l'évaporation de l'eau de ces derniers difficile. Le processus de dessiccation du BV passe donc par deux phases: une macrodiffusion suivie d'une mésodiffusion. Ceci ne constitue qu'une hypothèse car il n'est pas toujours aisé de raisonner à l'échelle de l'infiniment petit.

La conséquence à cela est que la dessiccation affecte plus rapidement les mésopores du BSP que ceux du BV. En d'autres termes, au jeune âge, les mésopores du BSP et les macropores du BV sont soumis simultanément au séchage. Ce phénomène conduit à une contraction importante des pores du BSP et une contraction plus faible dans le cas du BV. La figure 4.7 montre que la chute en poids du BSP est plus importante que celle du BV ; et est due sans doute à une évaporation hydrique plus prononcée.

Avec la progression de l'hydratation dans le BV, la quantité d'eau dans les macropores devient plus faible, alors que les mésopores conservent l'essentiel de leur eau au jeune âge ; tandis que les mésopores du BSP sont partiellement remplis d'eau, pour les raisons citées précédemment. L'eau exerce alors de grandes pressions sur les parois des mésopores du BSP et de faibles pressions sur celles des mésopores du BV. Ceci découle sur des contractions des mésopores du BV plus importantes en amplitude que celles affectant les mésopores du BSP. Par conséquent, le retrait induit dans le BSP devient plus petit que celui induit dans le BV.

Nous pouvons donc conclure que le retrait de dessiccation du BSP est, au jeune âge, plus important que celui du BV. Dans une seconde phase, l'amplitude du retrait de dessiccation du BSP devient moins prononcée que celle du BV, en dépit du fait que le BSP continue à perdre plus d'eau par évaporation que le BV.

Finalement, la déformation du retrait de dessiccation semble dépendre, non seulement, du taux de séchage, de la porosimétrie du matériau mais aussi de la proportion de mésopores.

A noter que les résultats de la porosimétrie au mercure du BSP traduit fidèlement le réseau poreux de ce matériau étant donné que l'échantillon analysé est celui du béton avec toutes ses composantes, alors que dans le cas du BOP, l'échantillon est celui de la pâte de ciment seule sans gravillons étant donné les restrictions de l'appareillage qui impose des échantillons de quelques cm³ de volume.

4.7.4 Analyse comparative de la cinétique de retrait du BSP avec celle du BOP

Les résultats des mesures du retrait des deux matériaux sont illustrés par la figure 4.6.

Les courbes de la figure mettent en évidence une cinétique particulièrement rapide du BSP. A 3 jours d'âge, on enregistre une déformation représentant 43% de celle relevée à 180 jours, qui est de 675 $\mu\text{m}/\text{m}$. Alors que le BOP n'atteint un taux de déformation de 50% par rapport à la valeur mesurée à 180 jours, qu'à 6 jours seulement. Au bout de 24 heures, le BSP développe une déformation de retrait plus élevée de 63% par rapport à celle du BOP. Ce développement rapide de la cinétique de retrait dû à une cinétique de séchage rapide du BSP nécessite une attention particulière durant cette phase, afin d'éviter la microfissuration. Des méthodes de cures appropriées peuvent pallier ce phénomène.

A long terme, le retrait du BSP n'est que de 10% plus élevé que celui du BOP. Cette différence peut être considérée comme insignifiante étant donné la dispersion des résultats (8%) et la différence des volumes de pâtes (345 l/m^3 pour le BSP vs 363 l/m^3 pour le BOP).

Les valeurs du retrait de dessiccation de l'ordre de 675 $\mu\text{m}/\text{m}$ et 610 $\mu\text{m}/\text{m}$ pour, respectivement, le BSP et le BOP, obtenues à 180 jours ne diffèrent pas de beaucoup de la majorité des résultats de la littérature.

4.7.5 Effet des fibres métalliques [FM] sur le retrait de dessiccation

Les résultats obtenus sur les formulations des bétons projetés avec et sans fibres sont illustrés par la figure 4.10.

Les courbes montrent que les FM n'ont aucun effet sur l'évolution des déformations du BOP, ce qui est en contradiction avec la majorité des résultats de la littérature. L'effet des FM dans la réduction du retrait du BSP est évident du moment que le même mélange mais sans FM, noté BSP*, développe une déformation de 790 $\mu\text{m}/\text{m}$, soit 16% plus élevée que celle du BSP (avec FM). Malmberg (1977) a montré que les FM réduisent systématiquement le retrait de dessiccation.

Par contre, Austin et Robins (1995) n'observent aucun effet des FM sur le béton ordinaire projeté. Il se trouve que, malheureusement, des résultats concernant le béton de sable fibré projeté sont inexistant dans la littérature, d'où des difficultés pour situer convenablement les résultats de nos tests sur le BSP.

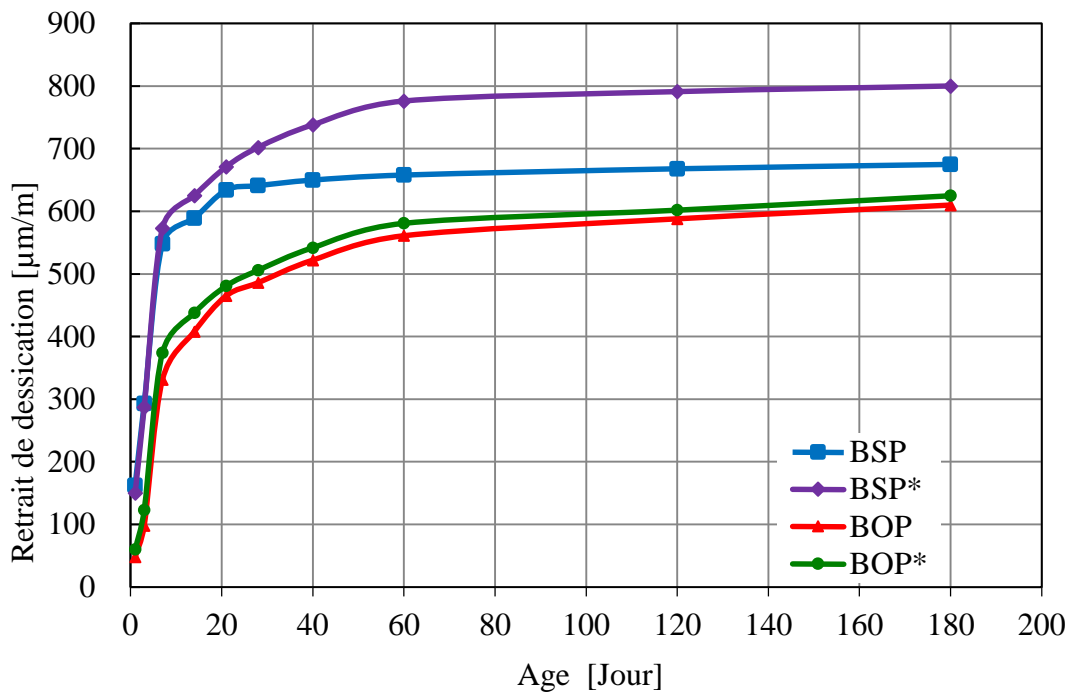


Figure 4.10 Retrait de dessiccation en fonction de l'âge.

Une des raisons de l'effet notable des FM sur le retrait du BSP est le dosage important en FM du béton de sable en place sur le support, soit 45 kg/m^3 , alors que celui du BOP n'est que de 36 kg/m^3 . Par ailleurs, les FM semblent agir comme des inclusions de type agrégats dans le BSP, conduisant ainsi à une atténuation du retrait.

De plus, comme le stipule Zellers (2004), les FM se comportent mieux dans le béton projeté par voie humide que dans le béton projeté par voie sèche. Or, justement, le BSP est mis en place par voie humide. Il est évident que les mécanismes d'action des fibres métalliques ne peuvent être strictement identifiés étant donné les interactions complexes entre les caractéristiques et le volume des FM d'une part et le volume de pâte et la technique de projection d'autre part.

Conclusion sur le retrait

Le retrait endogène du BSP ne diffère pratiquement pas de ceux des deux autres bétons témoins (BOP et BV) et ce, aussi bien en cinétique qu'en amplitude. Les différences enregistrées peuvent se retrouver à l'intérieur d'une même gamme de béton.

Par rapport à un béton vibré de même classe de résistance, le BSP développe un retrait de dessiccation supérieur en amplitude durant les premiers 28 jours, avec une cinétique légèrement plus rapide durant cette période. Au bout de 180 jours, la différence d'amplitude n'est que de 14,60%.

L'autre résultat inattendu et contraire à ceux de la littérature, est qu'au-delà de cette période (28 jours), le BSP perd plus d'eau que le BV, alors que le retrait est moins important. Par conséquent, le retrait de dessiccation n'est pas toujours une fonction croissante de la perte d'eau, comme souvent affirmé dans la littérature.

L'analyse de la porosimétrie au mercure a mis en évidence l'influence plus marquée du mode mésoporeux sur la variation de densité que celles des modes microporeux et notamment macroporeux.

Par rapport au BOP, le BSP développe une cinétique de montée en retrait de dessiccation nettement plus rapide, et notamment au jeune âge. À 24 heures ; le BSP développe une déformation de retrait plus élevée de 63% par rapport au BOP. Alors qu'à long terme, cette différence n'est que de 10%.

D'autre part, les fibres métalliques semblent avoir un impact non négligeable sur le retrait de dessiccation du BSP puisqu'on note une réduction de 16% à 180 jours. Par contre, dans le cas du BOP, cette influence est insignifiante. La raison à cela est le dosage plus élevé en fibres métalliques du BSP en place sur le support par rapport au BOP. En effet, même si le dosage initial des deux mélanges en fibres métalliques était de 50 kg/m^3 , les pertes plus importantes du rebond de ces fibres du BOP engendrent un dosage en fibres du matériau en place sur le substrat plus élevé dans le cas du BSP : 45 kg/m^3 vs 36 kg/m^3 .

L'autre résultat inattendu est que le BSP avec un volume de pâte plus élevé que celui du BOP (37% contre 34%) développe une déformation de retrait moins importante.

CHAPITRE 5

**DURABILITE DU BETON DE SABLE
PROJETE [BSP]**

CHAPITRE 5

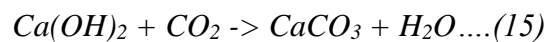
DURABILITE DU BETON DE SABLE PROJETE [BSP]

Introduction

Depuis de nombreuses années, on constate une augmentation des dégâts des structures en béton qui affectent la durabilité des ouvrages. En Algérie, ces dégâts se manifestent le plus souvent par l'écaillage du béton d'enrobage des aciers d'armature et de son éclatement avec corrosion de ces aciers. La cause de ce phénomène est liée à la carbonatation et à l'attaque du matériau par les ions chlore ; et notamment dans le pourtour méditerranéen.

La perméabilité à l'eau et la porosité accessible à l'eau du béton permettent de se faire une idée globale sur le comportement aux diverses agressions chimiques. Cependant, elles ne corroborent pas tout à fait les actions de la carbonatation et des ions chlore ; et ne peuvent donc constituer à elles seules des indicateurs de durabilité.

La carbonatation s'explique par la pénétration du CO_2 dans le béton qui transforme la portlandite en carbonate de calcium selon la réaction :



d'où une baisse du pH (<9) responsable d'une dépassivation des armatures ; et comme conséquence une corrosion des aciers.

Quant à la pénétration des ions Cl^- à la profondeur des armatures, si $Cl^- > Cl^-_{critique}$, elle entraîne une initiation de la corrosion. Si $Cl^-/OH^- > 0,6$, l'acier n'est plus protégé. $Cl^-_{critique}$ devient égal à 0,4% (par rapport à la masse de ciment), d'où corrosion des aciers d'armature.

5.1 Porosité accessible à l'eau [P%]

Ce facteur qualifié généralement d'indicateur de substitution constitue un indicateur de durabilité conséquent mais non discriminant. L'avantage que procure cette donnée est la facilité de son protocole d'essai.

Les essais réalisés à 28 jours d'âge, pour chaque béton, ont donné des valeurs moyennes obtenues sur trois tests de 17, 20 et 16% ; avec des dispersions de 8, 12 et 15% ; pour les BSP, BOP et BV, respectivement. Ces valeurs de dispersions confirment le caractère plus homogène du BSP par rapport aux deux autres bétons.

En raison du caractère fin des bétons projetés (BSP et BOP), on était en droit de s'attendre à une porosité accessible à l'eau de ces mélanges beaucoup moins importante que celle du BV ; mais les différences enregistrées restent peu significatives.

Selon les indicateurs de qualité des bétons projetés proposés par Morgan et al. (1987), les deux formulations projetées (BSP et BOP) restent dans les limites admissibles.

La porosité moins élevée du BSP par rapport au BOP est à mettre sur le compte de la quantité de fines calcaires qui contribuent, comme précédemment souligné, à densifier la matrice par effet « filler » et « chimique », étant donné la production de nouveaux hydrates que sont les monocarboaluminates de chaux ($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{CaCO}_3\cdot 11\text{H}_2\text{O}$). De ce fait, les pores subissent un raffinement, comme illustré par les résultats des essais de porosimétrie au mercure.

Pour un béton de sable coulé, Gérôme (2003) trouve une porosité de 20% ; donc peu différente de celle du béton de sable projeté. Pour des bétons à base de gravillons projetés par voies sèche et humide, l'auteur trouve, respectivement, des valeurs moyennes de 15,6% et 17,2%. Oliveira (2005) trouve des valeurs de porosité de 12 à 13,6% pour différentes compositions de béton projeté dosé en ciment à raison de 350 et 450 kg/m^3 . L'auteur constate que le dosage en ciment semble n'avoir pas d'effet notable sur la porosité. C'est là un résultat surprenant que l'auteur qualifie de non représentatif au vu du nombre réduit des échantillons testés.

5.2 Perméabilité à l'eau

Les résultats des essais effectués à 28 jours sur les trois bétons d'essais (BSP, BOP et BV) figurent dans le tableau 5.1.

Tableau 5.1 Coefficients de perméabilité des bétons d'essais.

Béton	Spécimens	K(10^{-12} m/s)	K _{moy.} (10^{-12} m/s)
BSP	1	6,5	8,59
	2	10,2	
	3	9,08	
BSP*	1	7,1	9,16
	2	11,4	
	3	9	
BOP	1	12,2	11,66
	2	13,1	
	3	9,7	
BOP*	1	12,8	13,53
	2	15,3	
	3	12,5	
BV	1	0,6	0,90
	2	1,6	
	3	0,5	

Les résultats de perméabilité des bétons testés indiquent une grande dispersion des résultats à l'intérieur d'un même béton. Cette dispersion n'est pas spécifique à nos essais ; mais se rencontre très souvent dans les essais de cette nature. Cependant, la différence enregistrée entre les coefficients de perméabilité [K] des trois mélanges est significativement moins élevée que celle relevée entre les spécimens d'un même béton. Les bétons projetés (BSP et BOP) développent des perméabilités plus grandes que celles du béton vibré (BV) ; avec une valeur de K du BSP plus faible que celle du BOP.

L'apport de fibres dans le BOP semble plus conséquent que ce que nous relevons dans la BSP. En effet, on enregistre une réduction du coefficient de perméabilité du BOP de 14% contre seulement 6% pour le BSP. Ceci pourrait s'expliquer par un état fissurant du BOP* que les fibres métalliques réduisent, entraînant ainsi une diminution de la perméabilité.

Par contre, dans le BSP, la faible réduction de la perméabilité révèle un état peu fissurant du matériau mis en lumière par un faible impact des fibres métalliques sur la perméabilité à l'eau. Ce caractère peu fissurant a été précédemment souligné.

Leung et al. (2005) trouvent des résultats allant dans le même sens que ceux que nous avons mis en évidence : pour un béton ordinaire à base de gravillons et dosé à 50 kg/m³ en fibres métalliques, le coefficient de perméabilité K mesuré est inférieur à celui de la même formulation témoin (non fibrée). L'autre résultat auquel aboutissent les auteurs est que l'ajout de fibres, quelque soit le type (métallique, polypropylène, polyvinylalcohol), réduit la perméabilité à l'eau. L'explication que fournissent les auteurs à cela est que la présence de fibres réduit la densité de fissuration et atténue donc la pénétration de l'eau.

5.3 Carbonatation accélérée

Combinée ou pas avec l'attaque par les ions chlore, la carbonatation est un facteur important vis-à-vis de la durabilité des ouvrages. Il est par conséquent utile de prévoir à long terme les effets de ce phénomène afin d'ajuster la formulation du mélange.

Dans ce volet, les profondeurs de carbonatation ainsi que la cinétique de ce processus sont évoquées et enrichies par des données bibliographiques.

Les résultats des essais de carbonatation accélérée relevés aux échéances de 3, 7, 14 et 28 jours, comme stipulés par les recommandations de l'AFPC-AFREM (1997), traduits en profondeur de carbonatation pour les trois bétons d'essais (BSP, BOP et BV) (figure 5.1) montrent que les cinétiques sont tout à fait semblables. L'échéance de 28 jours correspond à la durée minimale qu'imposent les recommandations de l'AFPC-AFREM (1997). Certes,

notre souhait était de prolonger ces essais au-delà mais les contraintes de temps ont constitué un handicap à cela.

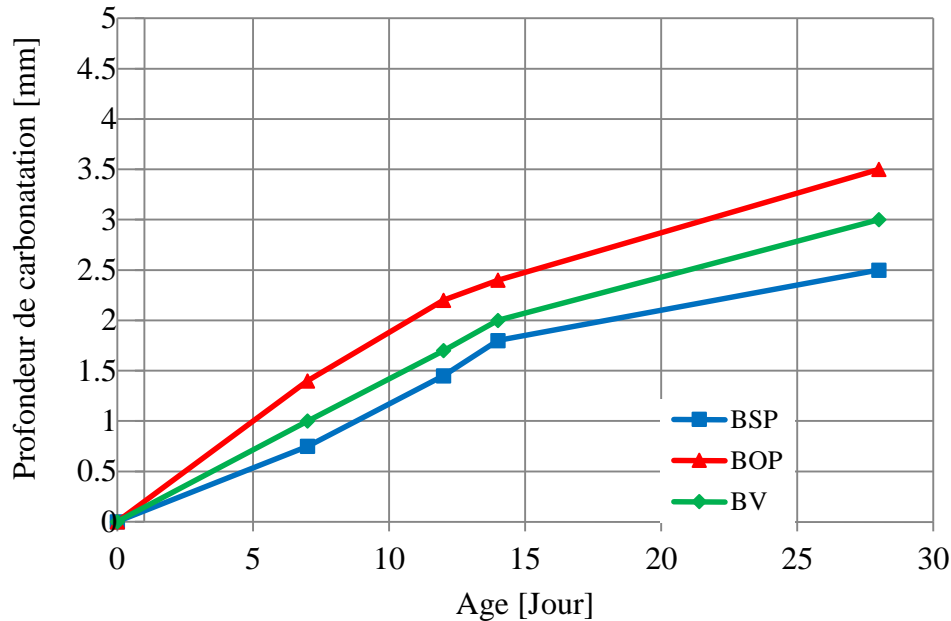


Figure 5.1 Profondeur de carbonatation en fonction du temps.

La lecture des courbes montre qu'à 28 jours, les profondeurs carbonatées sont comprises entre 2,5 mm et 3,5 mm pour les trois bétons d'essai. A 28 jours, le BSP développe des valeurs de profondeurs de carbonatation supérieures de 26 et 12% par rapport aux BOP et BV, respectivement. Toutefois, les valeurs dans leur ensemble restent dans le domaine des amplitudes acceptables (≤ 25 mm).

Les écarts enregistrés ne sont pas significatifs ; et c'est ce que l'on retrouve parfois même à l'intérieur d'une même gamme de béton. Les quelques résultats relatifs à l'attaque des bétons projetés par le CO_2 , comme ceux menés par Wang et al. (2015), montrent que globalement les profondeurs carbonatées sont légèrement moins importantes dans des bétons projetés que dans des bétons vibrés de même classe de résistance. Shimizu et Ichige (2002) trouvent pour différentes formulations projetées, des valeurs de profondeurs de carbonatation accélérée variant de 0,7 à 2,3 mm. Kawahigashi et al. (2002) trouvent pour des bétons projetés conservés dans des eaux d'égouts des profondeurs de carbonatation de 10 mm, ce qui est relativement faible, étant donné les conditions d'exposition extrêmes.

Hamada et al. (2002) trouvent pour un béton projeté, conservé en milieu tempéré ($T = 20^\circ\text{C}$ et $\text{HR} = 65\%$), des profondeurs de béton carbonaté inférieures à 1 mm.

Les conditions des modes opératoires et les matériaux utilisés étant différents d'une formulation à l'autre, on ne peut pas dégager des tendances globales, notamment en ce qui concerne l'effet de la nature des matériaux sur les profondeurs de carbonatation.

La majorité des études menées sur le phénomène de carbonatation mettent en relief l'effet positif de la diminution du rapport E/C et de l'augmentation du dosage en ciment sur la réduction des profondeurs de béton carbonaté. Or, il se trouve que le BSP avec un rapport E/C de 0,52 offre une profondeur de carbonatation supérieure de 26% à celle du BOP caractérisé par un E/C de 0,45. Par ailleurs, le BOP dosé en ciment à raison de 400 kg/m³ est plus affecté par la carbonatation que les deux autres bétons (BSP et BV) qui ne sont dosés en ciment qu'à hauteur de 320 kg/m³.

Par conséquent, si l'on se réfère au postulat globalement admis et concernant l'effet de E/C et du dosage en ciment sur la carbonatation, on est en droit de s'attendre à des résultats contraires ; or, il n'en est rien.

Il serait plus judicieux, à notre avis, d'évaluer le processus de développement de la carbonatation en fonction du dosage en fines et par rapport à E/L (L = ciment + fines) ; et non en fonction du dosage en ciment et du rapport E/C. Tout comme, il serait nécessaire de prendre en compte le mode poreux du matériau dans l'analyse du processus de carbonatation.

En effet, la présence de fines calcaires permet d'amplifier le volume des hydrates en raison des réactions chimiques entre l'aluminate tricalcique C₃A et les fines calcaires qui conduisent, comme précédemment décrit, à la formation du monocarboaluminate de calcium (3CaO.Al₂O₃.CaCO₃.11H₂O). Le résultat se traduit par une densification de la matrice et donc une diminution du volume global des pores. Les petits pores se développent donc au détriment des gros pores qui sont progressivement envahis par les hydrates.

La faible différence entre les porosités accessibles à l'eau et les modes poreux établis au moyen de la Hg porosité laissent penser que les gros pores ne sont pas concernés par la carbonatation, mais que ce sont plutôt les petits pores qui semblent jouer un rôle prépondérant dans ce processus. Ceci constitue aussi une des conclusions des travaux de Perlot (2005). De nombreux chercheurs [Oliveira, 2005 et Perlot, 2005] pensent que les fines calcaires dans les bétons projetés développent des chemins de percolation plus discontinus, c'est-à-dire que la tortuosité est plus marquée. Dans le béton de sable, cela ne semble, néanmoins, pas être le cas en raison du séchage très rapide qui le caractérise ; et qui indique clairement l'existence de bifurcations de pores, assimilés à des cylindres, peu sinueuses.

Il se peut que les fines calcaires dans le BSP développent des chemins de tortuosité à deux échelles ; c'est-à-dire des pores de moindre connectivité, à l'échelle des micropores, quoique très peu nombreux, et une connectivité plus marquée à l'échelle des mésopores et macropores. Ceci reste une hypothèse car il est difficile de raisonner à des échelles aussi petites.

Dans le BSP, les modes mésoporeux et macroporeux constitués, respectivement, de 80% et 20% des pores facilitent le séchage et rendent la progression du CO₂ de l'extérieur vers l'intérieur de l'éprouvette difficile. A l'inverse, les micropores dont la taille dépasse l'épaisseur de la molécule d'eau conservent partiellement l'eau et favorisent la pénétration du CO₂. A noter que cette étendue de pores n'est pas totalement couverte par la porosimétrie au mercure.

Dans les bétons mis en œuvre avec gravillons (BOP et BV), le risque de fissuration est amplifié par la possibilité de voir les gros granulats créer des contraintes sur la matrice entraînant ainsi un développement de fissures ; et facilitant par là même la diffusion du CO₂ dans la pâte.

Par ailleurs, un autre facteur favorable à la réduction de la carbonatation du BSP serait l'effet positif des fibres métalliques sur les fissures éventuelles dues au retrait de carbonatation. Ceci a pour conséquence l'augmentation de la résistance du BSP par rapport au BV formulé sans fibres métalliques. Cet effet positif des fibres métalliques dans les bétons formulés avec gravillons mis en œuvre par projection a été démontré par Wang et al. (2015).

En ce qui concerne la carbonatation des bétons de sable coulés et projetés, il n'existe que quelques résultats obtenus dans le cadre du projet SABLOCRETE (1994) et que nous pouvons résumer dans la conclusion selon laquelle le béton de sable coulé est caractérisé par un coefficient de carbonatation tout à fait semblable à celui des bétons de même classe de résistance. En effet, le coefficient de carbonatation mesuré pour un béton de sable vibré est de 3 mm.jour^{-1/2} contre de 2,4 à 4,8 mm.jour^{-1/2} pour une gamme de bétons ordinaires de classe B20 à B30. Quant au béton de sable projeté, le seul résultat trouvé dans la littérature est celui que reporte le projet SABLOCRETE (1994) et qui se traduit par un coefficient de 1,8 mm.jour^{-1/2}. Les valeurs ainsi obtenues restent en deçà de la valeur limite admissible exigée dans le cas de la haute durabilité et qui est de 25 mm.

Notons enfin que la conservation à l'eau des éprouvettes du BSP pourrait être favorable vis-à-vis de la carbonatation en raison de la présence de fines calcaires.

Deux échantillons des BSP* et BSP carbonatés sont représentés par la figure 5.2

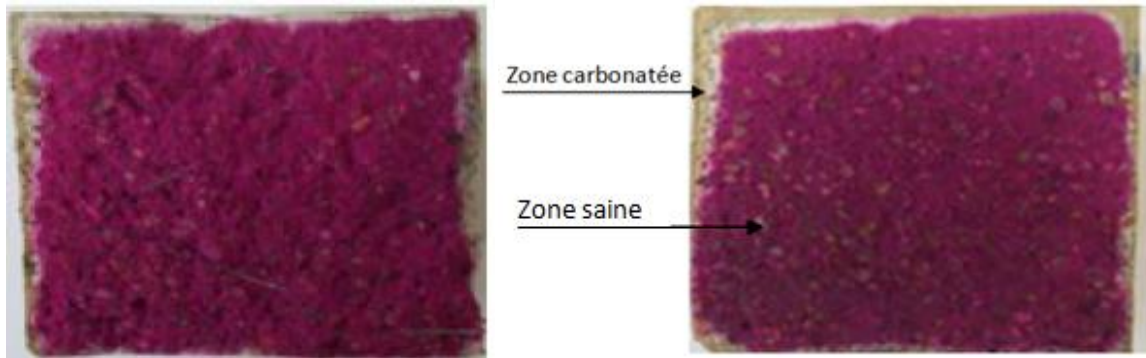


Figure 5.2-a Échantillon de BSP

Figure 5.2-b Échantillon de BSP*

Figure 5.2 Échantillons carbonatés (BSP-BSP*)

Méthode dite de « forage »

Afin de conforter les résultats de carbonatation obtenus, nous avons eu recours à une autre technique dite de forage mise au point par le CSTC (2007). Cet essai consiste à forer dans une éprouvette, ayant été préconditionnée de façon similaire aux précédentes, des trous de 8mm de diamètre et à extraire la poudre du trou puis à l'étaler sur une feuille imprégnée de phénolphaléine. La profondeur des trous doit être progressive afin de délimiter avec précision la profondeur de carbonatation. Nous avons effectué trois forages par zone examinée pour atténuer les risques d'influence des agrégats et des fissures dans le cas des BOP et BV. Par contre, dans le cas du BSP, on s'est contenté de deux forages étant donné l'absence de gravillons et le risque moindre de fissuration. Les mesures ont été faites à 28 jours sur des éprouvettes $7 \times 7 \times 7 \text{cm}^3$ et sont indiquées dans le tableau 5.2.

Tableau 5.2 Profondeurs de carbonatation obtenues par forage.

Bétons	Spécimens	Profondeur de carbonatation [mm] à 28 jours	Valeur moyenne [mm]
BSP	1	3,5	3,3
	2	3,1	
BOP	1	4,1	3,9
	2	3,7	
	3	3,9	
BV	1	3,8	3,4
	2	3,5	
	3	2,9	

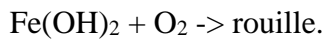
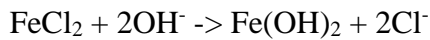
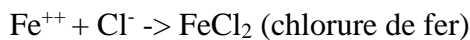
L'analyse comparative de ces résultats avec ceux déterminés par la méthode classique ne montre pas de différence notable dans le cas du BSP. L'absence de gravillons et le caractère peu fissurant du béton de sable laissent penser que les valeurs obtenues sont plus

représentatives que celles obtenues sur les BOP et BV. Par contre, dans le cas des BOP et BV, il y a des différences assez marquées entre les valeurs des deux méthodes. On obtient systématiquement des valeurs plus élevées par la méthode dite de « forage ». On peut penser que la contrainte induite par les gros gravillons dans la matrice des BOP et BV, a pour effet d'entraîner la formation de microfissures comme déjà souligné. De ce fait, les tests sont frappés d'erreurs car les fissures contribuent à augmenter la profondeur des trous nécessaire pour atteindre les fronts carbonatés.

A noter que cette méthode ne nécessite que des éprouvettes de petites dimensions, ce qui permet une économie de béton. L'autre intérêt de cette méthode, c'est le moindre encombrement de l'enceinte de carbonatation et la possibilité donc d'un grand nombre d'essais.

5.4 Pénétration des ions chlore

Dans le processus de corrosion, les ions Cl^- réagissent avec le Fe^{++} pour former du chlorure de fer. Celui-ci consomme les ions hydroxyde, migre et s'oxyde en déposant de la rouille qui apparaît en surface du béton. Les réactions se déroulent comme suit :



La corrosion se manifeste d'abord sous forme de piqûres des barres qui réduisent les sections de celles-ci entraînant, avec la progression de la corrosion, une rupture des barres.

A noter qu'il n'y a pas de seuil critique en ce qui concerne la concentration en ions chlore car de nombreux facteurs interviennent dans le processus : teneur en oxygène, humidité relative, température, taux d'hydratation, porosité, teneur en C_3A , etc. Cependant un $(\text{Cl}^-)_{\text{libre}}/\text{OH}^-$ égal à 0,6 est admis. Comme la corrosion dépend du pH, il y a un rapport avec la carbonatation.

Le coefficient de migration des ions chlore en régime non stationnaire (non- steady- state migration coefficient) D_{nssm} est donné par la relation :

$$D_{nssm} = \frac{0.0239(273+T)L}{(U-2)t} \left[x_d - 0.0238 \sqrt{\frac{(273+T)Lx_d}{U-2}} \right] \quad [10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}] \dots (16)$$

avec :

U : est la différence de potentiel appliqué, en Volt; (25 volts)

T : est la température moyenne de la solution, en °C; (20°C)

L : épaisseur du spécimen, en mm; (100 mm)

t : durée du test, en heure; (24 heures)

X_d : valeur moyenne de la profondeur de pénétration des ions, en mm.

A titre d'illustration, une éprouvette de BOP atteinte par l'attaque des ions chlore est représentée par la figure 5.3.



Figure 5.3 Eprouvette du BOP altérée par les ions chlore.

Les valeurs X_d obtenues pour les bétons d'essais sont consignées dans le tableau 5.3.

Les résultats des essais réalisés sur les bétons projetés avec fibres métalliques (BSP et BOP) et sans fibres (BSP* et BOP*); ainsi que le béton témoin vibré (BV) sont illustrés par l'histogramme de la figure 5.4 qui représente les coefficients de migration du CO_2 dans le béton.

Tableau 5.3 Valeurs de X_d des bétons d'essais.

Bétons	BSP	BSP*	BOP	BOP*	BV
X_d [mm]	21,40	21,63	18,89	21,13	17,32

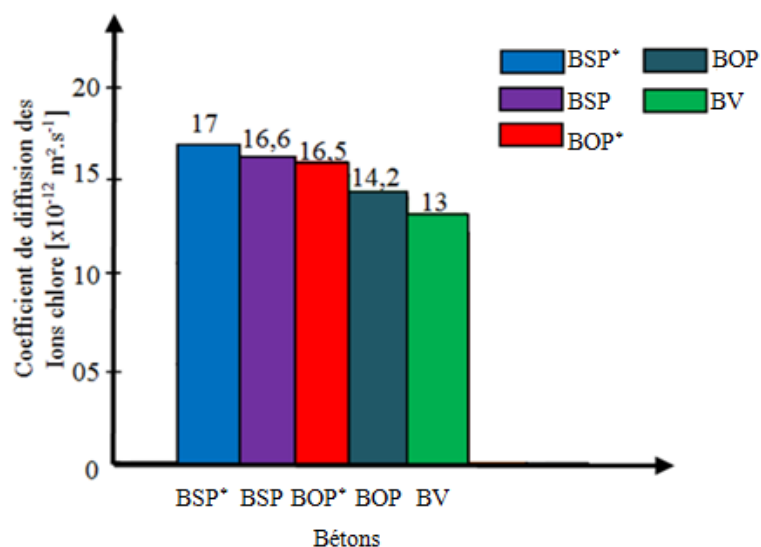


Figure 5.4 Coefficient de diffusion des ions chlore.

5.4.1 Analyse comparative de la résistance à la pénétration des ions chlore du BSP par rapport au BV

L'histogramme fait apparaître un coefficient de diffusion des ions chlore du BSP supérieur de 14% par rapport à celui du BOP. Par rapport au BV, le BSP développe un coefficient plus élevé de 22%. Néanmoins, les profondeurs de pénétration des ions chlore enregistrées à 28 jours d'échéance sur le BSP restent dans les limites du domaine acceptable (< 25 mm).

Les valeurs mesurées sur les bétons projetés (BSP et BOP) ne diffèrent que peu de celles que reporte la littérature. Oliveira (2005) trouve pour un béton projeté dosé en ciment à raison de 350 kg/m^3 , un coefficient de $17 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, et pour une formulation dosée à 450 kg/m^3 de ciment, un coefficient de $8 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$. Wang et al. (2015) trouve pour une formulation projetée et dosée en ciment à 411 kg/m^3 , une valeur de $14,78 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ et $12,66 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, pour la même formulation avec 50 kg/m^3 de fibres métalliques.

L'augmentation du coefficient D_{nssm} du BSP par rapport à celui du BV peut, à priori, sembler se justifier par une résistance plus faible. Cependant, une différence de résistance à la compression, à 28 jours d'âge, de seulement 15%, ne peut, à elle seule, expliquer une différence de 22% entre les coefficients de diffusion (D_{nssm}). Ceci est d'autant plus vrai que les valeurs de résistance ne corroborent pas toujours bien les coefficients de diffusion des ions chlore comme mesurés sur d'autres gammes de béton. Ceci a été vérifié par Assié (2007). Par contre, Bonavetti et al. (2000), trouvent que la résistance aux ions chlore est largement corroborée avec la résistance à la compression. Les autres paramètres de composition (dosage en ciment et rapport E/C) des BSP et BV étant par ailleurs égaux, nous pensons que c'est plutôt la porométrie différente qui est derrière cette différence de comportement des deux bétons vis-à-vis de l'attaque des ions chlore.

La présence de gros gravillons et la structure bimodale du BV mise en évidence par Verbeck et Helmuth (1968), pour différentes valeurs de E/C, et Benaïssa (1992) sont certainement les facteurs prédominants dans cette résistance aux ions chlore, plus élevée que celle du BSP qui est caractérisé par une structure fine et un mode largement mésoporeux.

En effet, la présence de gros gravillons et l'existence de deux familles de pores comparables en volume constituent la source d'une tortuosité plus prononcée dans le BV en comparaison avec le BSP. Ces chemins de percolation plus discontinus constituent, par conséquent, un frein à la diffusion des ions chlore. Nonobstant le rôle des gravillons dans le développement des chemins de bifurcation tortueux dans la structure du BV, ils jouent aussi le rôle de barrière vis-à-vis de la diffusion des ions chlore, laquelle diffusion ne concerne évidemment que la

matrice et la zone interfaciale (ou auréole de transition), et non les granulats. A ce sujet, Persson (1998) a montré que le coefficient de diffusion des ions chlore diminue avec le volume de gravillons. Or, dans le BSP, la présence d'une seule famille de pore dominante de type mesoporeuse et l'absence de gros gravillons, semblent constituer des facteurs de développement de chemins de percolation continus, et donc une moindre tortuosité ; facilitant ainsi la diffusion des ions chlore. Cette faible tortuosité du béton de sable a été confirmée par une cinétique de séchage rapide et uniforme [Benaïssa et al.,1992].

Les effets négatifs liés à l'absence de gros granulats et la structure porométrique peu tortueuse du BSP sont certainement compensés, au moins partiellement, par la faible teneur en aluminat tricalcique (C_3A) susceptible de réagir avec les ions chlore pour donner du chloroaluminat de calcium. Cette réduction est due à la consommation d'une partie du C_3A par les fines calcaires. Comme les dosages initiaux en ciment des BSP et BV sont équivalents, l'impact de la quantité de C_3A restant dans le BV est plus important que dans le BSP. L'effet défavorable du C_3A sur la résistance aux ions chlore a été mis en lumière par Regourd (1981) et Hilsdorf et Kropp (1995). Glass et al cités par Han (2007) ont montré que l'impact du C_3A sur la résistance à la pénétration des ions chlore est plus important que l'effet que peuvent engendrer les composés C_4AF , C_3S , SO_3 , C/S et E/C.

Cette influence de la teneur en C_3A sur la quantité de chlorures piégés sous forme de chloroaluminates de calcium a fait l'objet de travaux menés par Chaussadent et al. (2000) et Chaussadent (2001).

L'autre facteur minorant l'effet des paramètres défavorables sur la résistance à la pénétration des ions chlore du BSP réside dans la structure fine du BSP. En effet, les ajouts permettent d'affiner le réseau poreux et multiplient les petits pores. Cet effet de densification de la matrice peut être parfois masqué par une porosité plus grande, comme le stipule Perlot (2005). Par contre, Ramezani pour et al. (2009) et Hornain et al. (1995) mettent en exergue la réduction de la diffusion des ions chlore par ajout de fines calcaires. Les auteurs expliquent ceci par l'effet « filler » et donc, par l'augmentation de la tortuosité. L'ajout de fines calcaires dans le BSP peut constituer, par conséquent, un facteur favorable dans la réduction de la diffusion des ions chlore dans la matrice.

Par contre, Zhu et al. (2011) ne note aucun effet des fines calcaires sur le processus de diffusion des ions chlore.

5.4.2. Analyse comparative de la résistance à la pénétration des ions chlore du BSP par rapport au BOP

Par rapport au BOP, le BSP développe une résistance à la pénétration des ions chlore plus faible de 14% (mesure prise entre les coefficients de diffusion). La résistance aux ions chlore du BSP plus faible que celle du BOP est à mettre sur le compte d'un rapport E/C plus élevé et un dosage en ciment plus faible

Par contre, les facteurs favorables affectant le BSP vis-à-vis de ce facteur de durabilité et atténuant l'impact des facteurs défavorables sont les mêmes que ceux précédemment signalés, à savoir, l'existence d'une porométrie fine et une faible quantité de C_3A disponible après la consommation d'une partie dans les réactions avec le $CaCO_3$ des fines calcaires.

Il est intéressant de noter que le BOP, avec un dosage en ciment plus élevé et un rapport E/C plus faible que ceux du BV, développe une résistance aux ions chlore moindre. Ceci va à l'encontre des résultats de la littérature qui font l'objet souvent d'une convergence de point de vue par rapport à ce postulat. Par conséquent, il est tout à fait clair que la porométrie, la structure bimodale et la tortuosité sont des paramètres déterminants dans le processus de diffusion des ions chlore, comme précédemment expliqué.

5.4.3. Effet des fibres métalliques sur la résistance à la pénétration des ions chlore

L'histogramme montre que l'apport des fibres sur le comportement du BSP vis-à-vis de l'attaque des ions chlore est négligeable puisque, par rapport à la formulation non fibrée (BSP*), la réduction du coefficient de diffusion n'est que de 3%.

Par contre, dans le BOP, l'impact de la même quantité de fibres métalliques (50 kg/m^3) se traduit par une réduction de 14% du coefficient de diffusion, soit 4,5 fois la valeur relevée dans le BSP.

A 28 jours d'échéance, Wang et al. (2015) enregistrent une réduction du coefficient de diffusion d'environ 30% avec 50 kg/m^3 de fibres métalliques ajoutées à un béton projeté. Le faible impact des fibres métalliques sur le coefficient de diffusion du BSP par rapport au BOP peut s'expliquer comme suit : les fibres métalliques, grâce à leur rôle structurel, participent à la réduction de la densité de fissuration de peau d'une part et à la réduction des ouvertures des lèvres des fissures de l'autre ; d'où une diminution du flux des ions chlore dans le béton. Par conséquent, dans le BOP, la réduction du coefficient de diffusion peut trouver son origine dans ce mécanisme et ce, nonobstant, l'apport des fibres métalliques dans le développement de la tortuosité du réseau poreux comme préconisé par Wang et al. (2015).

Dans le BSP, le très faible apport des fibres métalliques dans l'amélioration du comportement du mélange vis-à-vis de l'attaque des ions chlore comme en témoigne le peu d'effet sur la valeur de D_{nssm} , laisse penser que la densité de fissuration du béton de sable projeté est faible. Si tel est le cas, cela signifie que les gradients hydriques qui sont à l'origine des contraintes de traction de peau et donc d'éventuelles fissures, sont peu significatifs. Autrement dit, la cinétique de séchage caractérisant le cœur de l'éprouvette et sa périphérie est uniforme puisque les gradients hydriques sont dus à une cinétique de séchage très rapide à la périphérie et très ralentie au cœur.

Afin de vérifier cette assertion nous avons soumis une éprouvette de chaque formulation (BSP*, BSP, BOP* et BOP) à un essai gammadensimétrique permettant le tracé des profils de densité du cœur des éprouvettes vers la périphérie.

Les résultats de mesures relevées sur une durée de 45 jours sont illustrés par les figures 5.5, 5.6, 5.7 et 5.8 qui donnent, pour différentes durées de séchage, la répartition de la perte en poids le long d'un rayon de l'éprouvette.

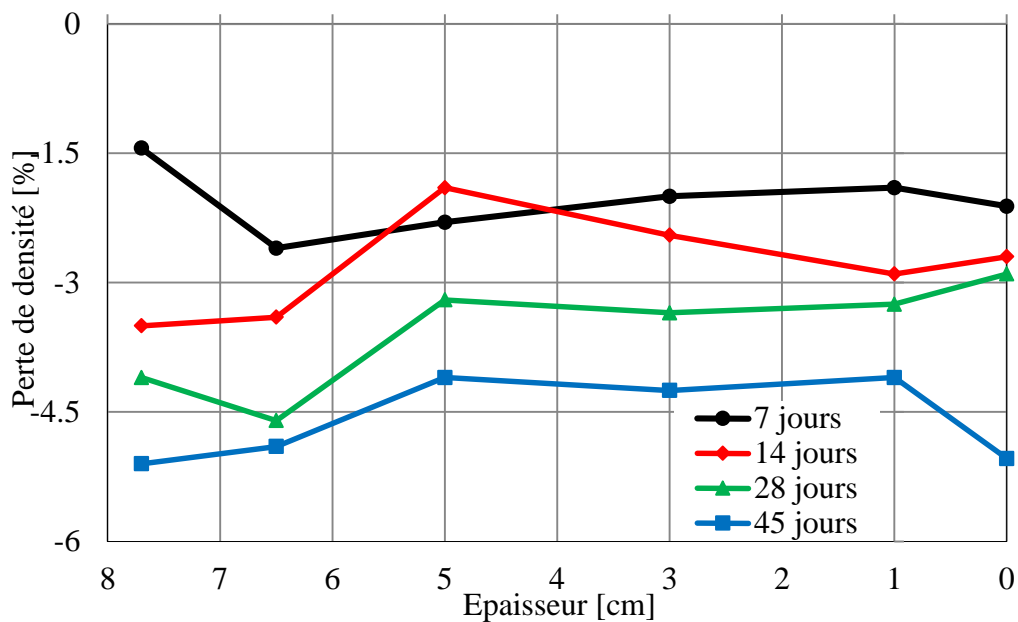


Figure 5.5 Evolution de la densité en fonction de l'épaisseur et de l'âge du BSP.

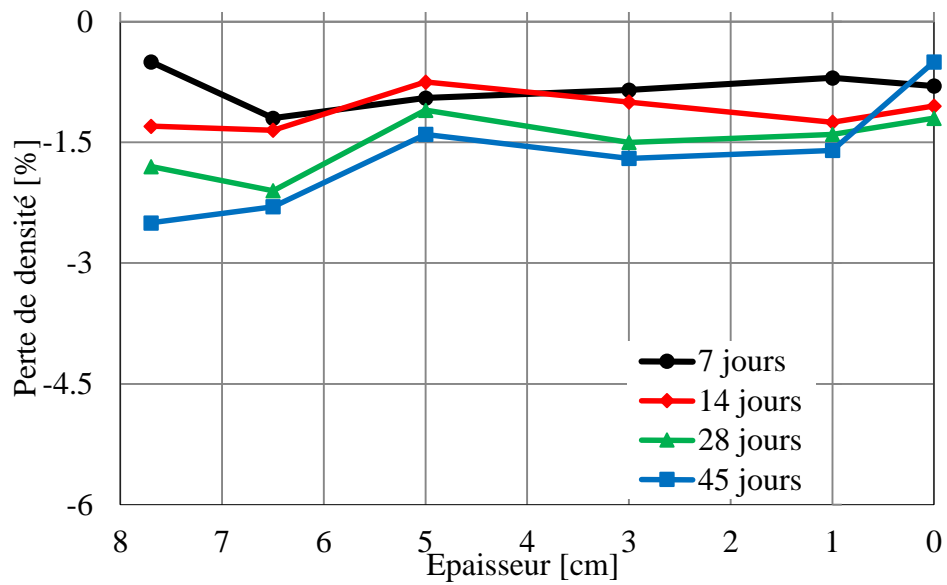


Figure 5.6 Evolution de la densité en fonction de l'épaisseur et de l'âge du BOP.

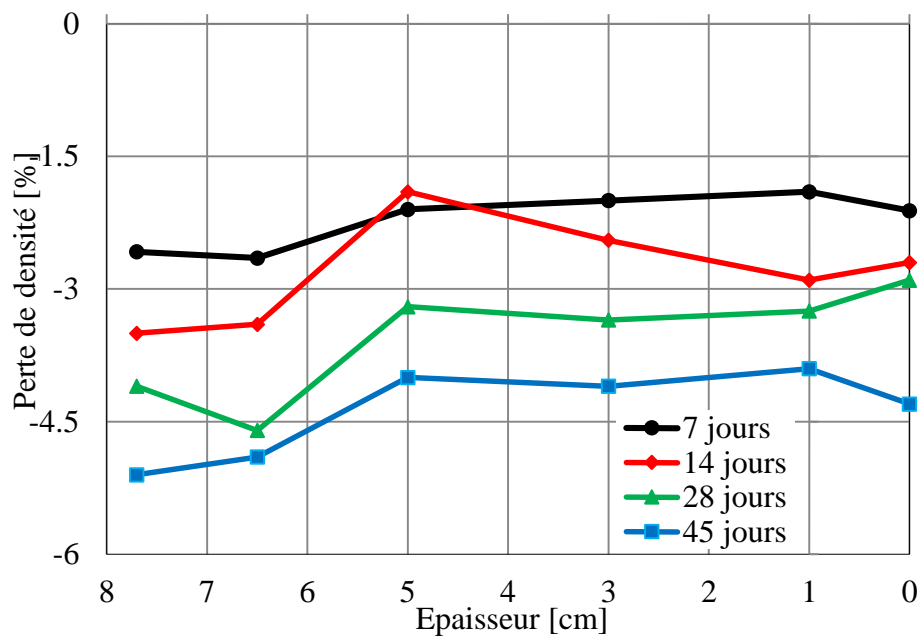


Figure 5.7 Evolution de la densité en fonction de l'épaisseur et de l'âge du BSP*.

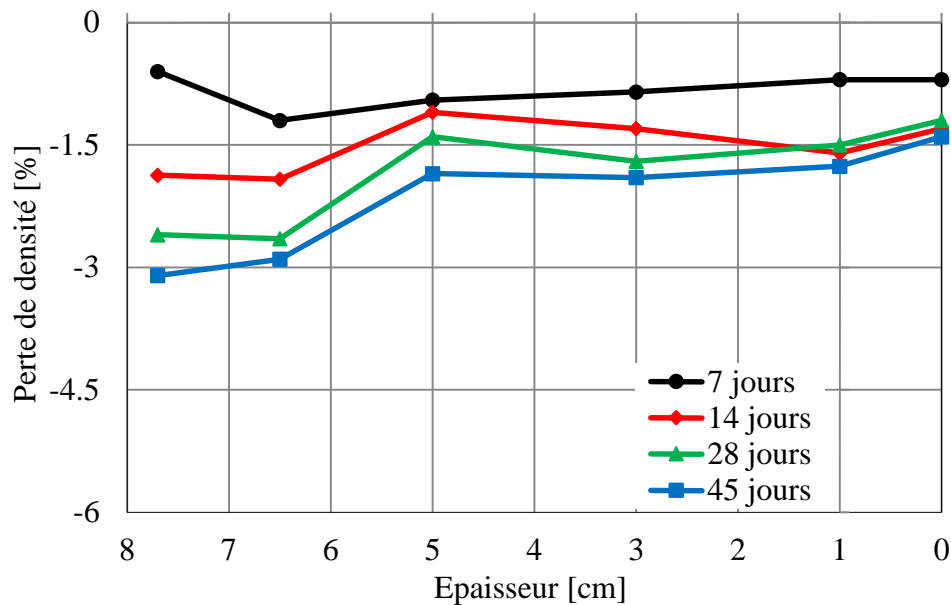


Figure 5.8 Évolution de la densité en fonction de l'épaisseur et de l'âge du BOP*.

Les courbes de la figure 5.5 soutiennent parfaitement l'hypothèse émise précédemment selon laquelle les gradients hydriques entre le cœur et la périphérie de l'éprouvette du BSP seraient faibles. En effet, les courbes traduisent une cinétique de séchage extrêmement rapide et surtout uniforme entre le cœur du corps de l'éprouvette et ses couronnes extérieures. L'amplitude de variation de densité enregistrée au cœur de l'éprouvette au bout de 45 jours représente 80% environ de celle relevée en périphérie. On peut penser par conséquent, que les gradients de contraintes de surface sont peu importants et la densité de fissuration qui en découle faible.

Par contre, les courbes de la figure 5.6 mettent en évidence une cinétique de séchage du BOP très ralentie, avec une non-uniformité entre les zones centrale et périphérique.

En effet, on enregistre une amplitude de variation de densité au cœur de l'éprouvette ne représentant que 15% de celle relevée en périphérie. Au bout de 45 jours, le séchage n'affecte qu'une couronne périphérique de quelques millimètres d'épaisseur. Cette non-uniformité de séchage caractérisant le BOP, est source de gradients hydriques responsables de contraintes de traction de surface, source de fissures de peau comme le stipule aussi Acker(1989)

Les courbes de la figure 5.7 mettent en relief un processus de séchage du béton de sable projeté non fibré (BSP*) similaire à celui du BSP. En effet, l'amplitude de variation au cœur de l'éprouvette représente 85% de celle enregistrée en périphérie du corps de l'éprouvette ; soit un écart de 5% seulement avec celui mesuré dans la formulation fibrée. On peut donc affirmer que le matériau est peu fissurant ; et par conséquent il n'y a aucun impact des fibres

métalliques sur la réduction de la densité de fissuration de peau ; et par ricochet sur la cinétique de pénétration des ions chlore.

A *contrario*, les courbes de l'évolution du béton ordinaire projeté non fibré (BOP*) (figure 5.8) présente une cinétique de séchage plus prononcée que celle du BOP (formule fibrée). Par ailleurs, la non-uniformité de séchage est aussi moins développée dans le BOP* que dans le BOP. L'explication à cela est que le ralentissement du séchage dans le BOP est à mettre sur le compte d'un réseau tortueux plus développé en raison de la présence des fibres métalliques ; ainsi que sur la diminution de la fissuration de peau grâce à l'apport des fibres métalliques. Notons que l'amplitude de variation de densité au cœur de l'éprouvette du BOP* n'est que de 36% de celle enregistrée à la périphérie, contre 15% pour le BOP. De là, on peut affirmer qu'effectivement, dans le béton ordinaire projeté, l'apport de fibres métalliques dans la réduction de la densité de fissuration de peau n'est pas négligeable et cela se répercute favorablement vis-à-vis de la pénétration des ions chlore, ce qui n'est pas le cas du BSP.

En corollaire, on peut affirmer que l'impact des fibres métalliques sur la résistance aux ions chlore est insignifiant dans le cas du BSP, alors que dans le BOP, les fibres métalliques impactent favorablement la résistance aux ions chlore.

Cette faible différence entre les amplitudes de densité relevées entre le cœur et la périphérie des éprouvettes BSP et BSP*, de l'ordre de 5%, se traduit par une faible différence des coefficients de diffusion des ions chlore évalué à 2,3%. Par contre, une différence de 36% entre les amplitudes de densité entre ces mêmes zones (cœur et périphérie) des BOP et BOP*, entraîne un écart de 14% entre leurs coefficients de diffusion des ions chlore. Comme les écarts enregistrés entre les amplitudes de densités sont dues à l'impact des fibres, ceci confirme l'hypothèse selon laquelle les fibres contribuent au développement de la tortuosité dans les BOP mais pas dans les BSP.

Ceci dit, il n'est pas exclu de trouver dans la littérature des résultats contraires, à l'image de ceux de Relling et Sellevold cités par Baroghel-Bouny (2004). Néanmoins, ces résultats concernent généralement les bétons à faible rapport E/C (cas des BHP et BTHP). L'influence de la fissuration sur le processus de pénétration des ions chlore dans les bétons de plus fort E/C est par contre nettement plus importante selon Win et al (2004) et Baroghel-Bouny et al. (2004).

Conclusion

Enfin, malgré le grand nombre de facteurs qui conditionnent les formulations du béton projeté ordinaire ou de sable (rapport E/C, E/L, consistance, dosage et nature des fines, rebond,

technique de projection, etc.), les résultats obtenus vis-à-vis de la carbonatation accélérée et de l'attaque des ions chlore tendent à conforter les résultats de la littérature selon lesquels, le béton projeté, ordinaire ou de sable, suit des lois similaires à celles qui gouvernent le comportement des bétons vibrés. Les résistances à la carbonatation du BSP sont peu différentes de celles des autres bétons vibrés de même gamme de résistance. Par contre, le BSP semble développer une résistance aux ions chlore plus faible.

Par ailleurs, il a été montré que les fibres métalliques n'ont que peu d'effet sur la pénétration des ions chlore dans le BSP, alors que dans le BOP, l'effet est appréciable. L'explication à cela a été fournie par les profils gammamétriques des éprouvettes qui ont mis en exergue l'absence de tout impact des fibres métalliques sur la cinétique et le caractère uniforme du séchage du BSP ; et donc sur la tortuosité. De ce fait, l'apport des fibres dans le comportement du BSP vis-à-vis de la résistance aux ions chlore est quasi-nul. Par contre, dans le BOP, la contribution des fibres métalliques dans la réduction de la résistance aux ions chlore est non négligeable en raison de la refermeture des fissures de peau par les fibres.

Une étude de l'effet des ions chlore sur la corrosion des fibres métalliques serait nécessaire pour compléter ce travail ; afin d'envisager les précautions à prendre dans un milieu agressif comme les environnements marins. Ceci se pose avec d'autant d'acuité que dans le nord Algérien, la méditerranée se caractérise par un fort taux de salinité 0,37‰ avec une température plutôt chaude (entre 10 et 15° en hiver et 21 et entre 21° et 30° en été), c'est-à-dire des conditions idéales pour favoriser le processus de corrosion.

**CONCLUSION
GENERALE**

CONCLUSION GENERALE

Contexte de la thèse

Le béton projeté est utilisé dans le domaine des travaux souterrains et de soutènement (tunnels), la réparation et le renforcement d'ouvrages.

En Algérie, il est aussi utilisé depuis deux décennies dans la conception de panneaux 3D. A ce jour, le béton utilisé dans cette technique est un béton à base de granulats 3/8 mm projeté par voie sèche. Cependant, ce matériau présente l'inconvénient de développer des couches de béton projeté peu épaisses avec une mauvaise qualité de fini de surface. L'autre inconvénient majeur de ce béton réside dans les pertes considérables par rebond pouvant atteindre jusqu'à 40%, rebond qui ne peut être réutilisé, d'où des impacts économique et environnemental défavorables. De plus, le comportement différé de ce matériau n'est pas bien appréhendé. Dans ce contexte, une nouvelle formulation est proposée pour pallier ces inconvénients.

L'objectif de ce travail a été de fournir donc une nouvelle formulation offrant un meilleur comportement aussi bien à l'état frais qu'à l'état durci.

Les informations obtenues dans cette étude ont été fournies grâce à un large corpus expérimental mené in-situ et au laboratoire. L'étude a été comparative avec le béton ordinaire projeté et utilisé dans la conception des panneaux 3D. L'évolution du retrait a été confrontée aussi à celle du béton vibré. Les bétons d'essais projetés (béton de sable et béton ordinaire) ont été pris dans leur contexte optimisé, c'est-à-dire le béton de sable mis en place par voie humide et le béton ordinaire par voie sèche. Un suivi du comportement du BSP vis-à-vis de la carbonatation et de la pénétration des ions chlore a fait l'objet d'une étude comparative avec le BOP et BV. Par ailleurs, l'impact des fibres métalliques sur ces facteurs de durabilité et notamment sur la résistance à la pénétration des ions chlore a aussi été abordé.

Contribution

Nous nous sommes intéressés à la fois à la formulation du béton de sable projeté et à son comportement à l'état frais et durci en se basant, à travers l'étude comparative, sur les paramètres les plus influents. Il en a été de même pour l'étude des facteurs de durabilité qui sont à l'origine de la corrosion des aciers d'armature.

Les résultats obtenus semblent assez percutants pour montrer que le béton de sable fibré projeté par voie humide offre de meilleures performances que le béton ordinaire projeté par voie sèche. Il s'avère, toutefois, que les analyses des résultats obtenus sur le béton de sable

peuvent être incomplètes ou difficiles à mener étant donné le peu de travaux réalisés à ce jour sur ce matériau dans le domaine de la projection.

Les conclusions majeures obtenues peuvent se résumer comme suit :

- Possibilité de formuler un béton de sable fibré apte à être projeté en substitution au béton ordinaire utilisé dans la technique de conception des panneaux 3D.
- La formulation du béton de sable qui a été mise au point présente l'avantage d'être faiblement dosée en ciment avec une quantité appréciable de fines calcaires, d'où un impact économique, environnemental et écologique favorable par rapport au béton ordinaire projeté.

Par rapport au BOP, le BSP présente les avantages suivants

- Un meilleur fini de surface.
- Une meilleure homogénéité.
- Des épaisseurs de couches de béton projeté, de l'ordre de 90 mm, donc supérieures à celles du béton traditionnel projeté qui n'atteignent que 60 mm.
- Des pertes par rebond du béton et des fibres diminuées de moitié.
- Des compositions du rebond du béton plus homogène (c'est-à-dire peu différentes du matériau en place).
- Une résistance à la compression légèrement supérieure au jeune âge.
- A long terme, la résistance à la compression est similaire à celle du béton ordinaire projeté.
- Un retrait endogène peu différent.
- Un retrait de dessiccation équivalent à long terme, avec cependant une cinétique de développement au jeune âge plus importante.
- L'amplitude du retrait de dessiccation du BSP est plus prononcée que celle du BV durant les 4 premières semaines, puis devient plus faible ; et ce en dépit du fait que le BSP continue à perdre plus d'eau que le BV. Par conséquent, la déformation du retrait de dessiccation n'est pas une fonction croissante de la perte en poids, comme souvent affirmé dans la littérature.
- Un faible dosage en fibres métalliques (50 kg/m^3) impacte favorablement le retrait de dessiccation (réduction de 16%).
- Une perte en poids plus importante n'induit pas systématiquement un retrait plus important.
- Une résistance à la carbonatation équivalente à celles des bétons ordinaires projetés et des bétons vibrés.

Par contre, nous avons noté :

- Une adhérence du BSP frais sur BSP durci faible comparativement au BOP.
- Une résistance à la pénétration des ions chlore moins élevée que celles des BOP et BV.
- Un impact insignifiant des fibres sur la pénétration des ions chlore

Perspectives

Si nos travaux autorisent la conclusion sur une multitude de questions, ils ouvrent également de nombreuses perspectives que l'on peut résumer dans ce qui suit :

Nécessité de l'étude de l'influence des paramètres de projection sur le taux de pertes par rebond, comme par exemple la position de la lance, la distance de celle-ci par rapport au substrat, la vitesse de projection, etc.

A ce titre, un large programme sur l'incidence de la distance de la lance par rapport au plan de projection, la vitesse de projection du béton, la technique de projection (en zigzague, cercle, colonne), a été mené par l'ASQUAPRO (2005) et l'ASA (2003). Les conclusions mettent en relief l'impact certain de ces facteurs sur, non seulement, les taux de perte par ricochet mais aussi, la qualité de parement obtenu.

Un autre paramètre important lié au type de substrat a été étudié par les deux associations précédemment citées. En effet, il a été mis en évidence que les substrats durs (roches par exemple) entraînent inévitablement des pertes de béton par ricochet plus importantes que les supports élastiques, d'où l'importance de l'envisager dans le domaine du comportement des bétons de sable projetés.

Gérôme (2003) a abordé dans son étude l'influence des raidisseurs utilisés dans le renforcement des bétons projetés. Les raidisseurs structuraux les plus utilisés semblent être le treillis soudé mais aussi les fibres métalliques. Néanmoins des études sur l'impact des fibres végétales, en bois et en polypropylène doivent faire l'objet d'une étude approfondie.

Il serait aussi judicieux d'envisager une étude sur l'influence des caractéristiques géométriques et mécaniques des fibres de différentes natures sur la résistance à la compression, la traction, la flexion et le retrait.

Une autre perspective qui s'ouvre en matière d'étude, c'est l'évolution de la porosimétrie en fonction de la progression de l'hydratation et son influence sur l'évolution du retrait.

Pour compléter les connaissances sur le béton ordinaire et le béton de sable projetés, il est nécessaire d'aborder le fluage dont la littérature ne reporte que peu de résultats. Une approche de la projection dans le cas des panneaux dalles (projection verticale) est nécessaire pour se faire une idée assez complète sur la technique de projection du béton de sable. Enfin, l'étude des facteurs de durabilité du béton de sable projeté doit nécessairement compléter cette étude, d'autant plus que, mis à part le comportement au feu et au gel-dégel, les autres facteurs n'ont fait l'objet que de peu d'études. La prise en compte des deux facteurs de durabilité précités s'expliquent par le fait que le béton ordinaire projeté est surtout utilisé dans les pays froids

dans les reprises en sous œuvre et dans le renforcement des tunnels ; et donc des risques d'exposition au gel-dégel et au feu. En Algérie, il serait utile d'envisager aussi des études sur les facteurs de durabilité liés aux attaques chimiques (acide, sulfate, alcali réaction) ; et d'étoffer celles abordées dans cette thèse et liées aux facteurs derrière les risques de corrosion des armatures.

Références bibliographiques

ACI (American Concrete Institute) 506.2-95: Introduction of Revised Specification for Shotcrete and Other Shotcrete Development. ACI Spring 2012 Convention, March 18-21, Dallas, TX.

AFPC-AFREM (Modes opératoires recommandés par l'AFPC-AFREM) : Compte rendu des journées techniques sur la durabilité des bétons, 11\12/déc.1997, Toulouse, France (LMDC, Toulouse, 1998), 283 pp.

AFTES : Textes des recommandations relatives à la technologie et la mise en œuvre du béton projeté, Tunnels et ouvrages souterrains, 1993, n°117, mai / juin, pp 84-105.

AFTES : La technologie et la mise en œuvre du béton projeté renforcé de fibres. Tunnels et Ouvrages Souterrains, n°126, nov / déc 1994, pp 307-328.

AFTES: Recommendations on Fibre-Reinforced Sprayed Concrete Technology and Practice. Tunneling and Underground Space Technology, 1996, 11 (2), pp 205-214.

Akchiche, H. : Contribution à la modélisation du retrait et du fluage des bétons et mortiers renforcés des fibres de palmier dattier en régions désertiques. Mémoire de Magister, Université Kasdi Merbah de Ouargla, 16/05/2007, pp13.

Ansell, A.: Investigation of shrinkage cracking in shotcrete on tunnel drains. Tunneling and Underground Space Technology, 25, 607-613 (2010).

ASA(American Shotcrete Association) . Website: [www. Shotcrete.org](http://www.Shotcrete.org), 2003.

ASQUAPRO : Fascicule «Formulation des bétons projetés». Commission technique, 2003. Website: [www. asquapro.asso.fr](http://www.asquapro.asso.fr).

ASQUAPRO: Fascicule « mise en œuvre des bétons projetés ». Commission technique, 2005 . Website: [www. asquapro.asso.fr](http://www.asquapro.asso.fr).

ASQUAPRO : Fascicule «Formulation des bétons projetés». Commission technique. Version 2010. Website: [www. asquapro.asso.fr](http://www.asquapro.asso.fr).

Assié, S., Escadeillas, G., Waller, V. : Estimates of self-compacting concrete 'potential' durability. Construction and Building Materials, 21 (2007), 1909-1917.

Austin, S.; Robins, P.: Sprayed concrete: Properties; design and application. New York: Mc Graw-Hill, pp 44 (1995).

Austin, S.A.; Peaston, C.H.; Robins, P.J.: Material and fibre losses with fibre reinforced sprayed concrete. *Construction and Building Materials*, Vol.11, 291-298 (1997).

Austin, S.A.; Goodier, C.I.; Robins, P.J.: Low-Volume Wet-Process Sprayed Concrete: Pumping and Spraying. *RILEM Materials and Structures*, 38, 229-237 (2005).

Balayssac, J.P. ; Detriche, C.H. ; Grandet, J. : intérêt de l'essai d'absorption d'eau pour la caractérisation du béton d'enrobage. *Materials and Structures*, 26 (158), 226–230, 1993.

Baroghel-Bouny, V.; Ammouche, A.; Hornain, H.; Gawsewitch, J.: Vieillissement des bétons en milieu naturel. Une expérimentation pour le XXI^e siècle. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 228. 4328, 71-86 (2004).

Baroghel-Bouny, V. : Les spécificités des bétons à hautes performances. Caractéristiques microstructurales et propriétés relatives à la durabilité évaluées en conditions de laboratoire ou en conditions naturelles. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Ouvrage d'art OA 44*. ISSN 1161-028X, 2004.

Beaupré, D. (1994) : Rheology of high performance shotcrete, Thèse de doctorat de l'Université de British Columbia, Canada : University of British Columbia, 1994, 250 p.

Benaïssa, A. : Déformation différées d'un béton de sable. Thèse de doctorat, Université de Bordeaux, Nov 1992.

Benaïssa, A. ; Morlier, P.; Viguier, C.; Chauvin, J. : Cinétique de dessiccation et retrait du béton de sable. *Annales de l'ITBTP* No 504 (1992).

Benaïssa, A., Morlier, P., Viguier, C. : Microstructure du béton de sable. *Cement and Concrete Research*. Volume 23, Issue 3, May 1993, Pages 663–674.

Benaïssa, A.; Kamen, A.; Chouicha, K; Malab, S.: Panneau 3D au béton de sable. *Materials and Structures*, 41, 1377-1391 (2008).

Bentz, D.P.; Irassar, E.F.; Bucher, B.; Weis, W.I.: Limestone fillers conserve cement Part 1: An analysis based on Powers model. *Concrete Int.* 1, 41-6 (2009).

Bindiganavile, V.; Banthia, N.: Fiber reinforced dry-mix shotcrete with metakaolin. *Cement and Concrete Composites*. 23, 503-514 (2001).

Bonavetti, V.; Donza, H.; Kahhal, V., Irassar, E.: Influence of initial curing on the properties of concrete containing limestone blended cement. *Cement and Concrete Research*, 30(5): 703-8(2000).

Burns, D.: Characterization of wet-mix Shotcrete for Small Line Pumping, Laval University, Quebec. (2008).

Casanova, P. : Béton renforcés de fibres métalliques du matériau à la structure. Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, Série ouvrages d'art OA20, France, Fev. 1996.

Chanvillard, G. : Le matériau béton : connaissances générales, ENTPE Aléas, 175 p (1999).

Chaussadent, T. : Limitation de pénétration des chlorures par les aluminates du ciment. Journées « Durabilité », 8-9 mars 2000, CETE du Sud-Ouest, Bordeaux, France (sous la direction de V.Baroghel-Bouny), Collection Actes des Journées Scientifiques du LCPC, «31-35 (2001).

Chaussadent, T. ; Baroghel-Bouny, V. ; Caré, S. ; Perrin, B. ; Bonnet, S. ; François, R. ; Francy, O. : Transferts dans les bétons et durabilité des ouvrages. Analyse des interactions physico-chimiques entre les chlorures et le béton, Rapport de synthèse LCPC/LETHEM/LMDC (Thème de Recherche OA9-Sujet n°3-Programme 3.1), janvier 2000, 41 pages.

Chauvin, J.J. : Relation entre les fillers et les bétons de sable dans lesquels ils sont employés. Synthèse sur sept fillers. Rapport Octobre 1992.

Collins, F.; Sanjayan, J.G.: Effect of pore size distribution on drying shrinkage of alkali-activated slag concrete. *Cement and Concrete Research*, 30, 1401-1406 (2000).

CSTC (Centre Scientifique et Technique de la Construction): Corrosion des armatures induite par la carbonatation du béton : comment s'en prémunir ? N°3/2007-cahier n°2-page 1.

Damtoft, J.S.; Herfort, D.; Yde, E.: Concrete binders, mineral additions and chemical admixtures: state of the art and challengers for the 21st century. *Proceeding of International Seminar "Extending Performance of Concrete Structures"*, Dundee, UK, September 1999.

EVG-GRAZ (**E**ntwicklungs-**u**.**V**erwertungs-**G**esellschaft): société Autrichienne détentrice du brevet de ce produit). Manuel du système de construction EVG avec éléments tridimensionnels, volume 1-EVG GRAZ (Austria). Pehiem, Avril 1998.

Féron, C.: Etude des mécanismes de génération de contraintes et de fissuration par retrait gêné dans les structures à base de matériaux cimentaires, thèse de doctorat de l'INSA de Lyon, INSA de LYON, 2002, 344p.

Gérôme S.: Evaluation des paramètres d'obtention de la qualité des bétons projetés utilisés dans des soutènements provisoires, des revêtements définitifs et des renforcements d'ouvrages. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. Thèse de doctorat (2003).

Gordon, K.: *Specialist Pre-Blended materials, Sprayed Concrete: Properties, Design and Application* (Eds. Austin, S. A. and Robins, P. J.). Whittles Publishing, Latheronwheel, UK, 16-30 (1995).

Hamada, T., Kadokura, S., Suzuki, H., Tazawa, Y., Ono, K.: Properties of steel concrete sprayed by airless shotcrete machine, Shotcrete for Underground support IX –17-20 novembre 2002, Japan Tunnelling Association, pp 246-260.

Han, S.H.: Influence of diffusion coefficient on chloride ion penetration of concrete structure. *Construction and Building Materials*, 21, 370-378 (2007).

Hills, D.L.: Site-produced sprayed concrete. *Concrete*. 16, 44-50 (1982).

Hilsdorf, H.; Kropp, J. : Performance Criteria for Concrete Durability (Rilem Report, No 12), London, 1995.

Hornain, H.; Marchand, J.; Duhot, V.; Moranville-Regourd, M.: Diffusion of chloride ions in limestone filler blended cement pastes and mortars. *Cement and Concrete Research*, Vol.25, N°8, 1667-1678 (1995).

Hua, C., Gruz, X., Ehrlacher, A.: Thin sand concrete plate of high resistance in traction. *Materials and Structures*. Volume 28, Issue 9, pp 550-553 (1995).

IUPAC: Manual of symbols and terminology, appendix 2, part 1. Colloid and surface chemistry. *J. Pure Appl. Chem.* 31 (1972) 578.

Jolin, M. : Influence des accélérateurs de prise sur la durabilité des bétons projetés par voie sèche, Université Laval, Québec (1996).

Jolin, M.; Beaupré, D.; Mindess, S.: Tests of characterise properties of fresh dry-mix shotcrete. *Cement and Concrete Research*. 29, 753-760 (1999).

Jolin M.; Beaupre D.; Mindess S.: Rheology of dry-mix shotcrete. *Concrete Science and Engineering*. Vol 3, pp 195-201 (2001).

Joudi-Bahri, I.; Lecomte, A.; Ben Ouezdou, M.; Achour, T.: Use of limestone sands and fillers in concrete without superplasticizer. *Cement and Concrete Composites*. 34,771–780 (2012).

Kadri, E.H.; Duval, R.; Kenai, S.; Aggoun, S.: Silica fume effect on the hydration heat and compressive strength of high performance concrete. *ACI Mater* 106, 107-113 (2009).

Kaplan, D. : Pompage des bétons, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Presse de l'ENPC, 1999, 225 p.

Kawahigashi, T., Suzuki, H., Miyagawa, T.: Deterioration assessment of concrete – a case of corrosion of concrete in a sewage treatment water environment-, Shotcrete for Underground support IX –17-20 novembre 2002, Japan Tunnelling Association, pp 178-194.

Lemay, J.D.: Développement du béton projeté à ultra haute résistance. Thèse de Doctorat, Université Laval 2013.

Leung, C.K.Y.; Lai, R.; Lee, A.Y.F.: Properties of Wet-mixed fibre reinforced shotcrete and fiber reinforced concrete with similar composition. *Cement and Concrete Research*. 35, 788-795 (2005).

Makhloufi, Z.; Kadri, E.H.; Bouhicha, M.; Benaissa, A.: Resistance of limestone mortars with quaternary binders to sulfuric acid solution. *Construction and Building Materials*. 26, 497–504 (2012).

Malmberg, B. : Steel reinforced concrete under free and restrained shrinkage. Fiber betong, Nord forsks projektkommitte för FRC-material, CBI in Swedish 1977.

Malmgren, L.; Nordlund, E.; Rolund, S.: Adhesion strength and shrinkage of shotcrete. *Tunneling and Underground Space Technology*. 20, 33-48 (2005).

Mindess, S.: Why fiber reinforced concrete?. Premier atelier canadien universités-industrie sur le béton renforcé de fibres. CRIB, 1991, Sainte-Foy, Québec.

Morgan, D.R., Askill, M., Neil, I., Duke, N.F. (1987): Evaluation of silica fume shotcrete. International workshop on condensed silica fume in concrete, Montreal, Canada, 34 pages.

NT Build 492, Nordtest, Concrete, mortar and cement based repair materials: chloride migration coefficient from non steady state migration experiments, 1999.

Olivares Santiago, M. : Remarques autour du rebond d'un béton projeté-Ciment, Bétons, Plâtres, Chaux, N° 795-2/1992.

Oliveira dos Santos, M. : Evaluation of the performance of shotcrete in structural rehabilitation AFA, Air Force Academy, Portugal IST, Technical University of Lisbon, Portugal, 2005.

Park, C.W., Lee, H.G., Kang, T.S.: Evaluation of durability characteristics of high performance shotcrete using fly ash, *J. Korea Concr. Inst.* 22 (3) (2010).

Perlot, C. : Influence de la décalcification de matériaux cimentaires sur les propriétés de transfert : Application au stockage profond de déchets radioactifs. Thèse de doctorat, 2005.

Persson, B. : Seven-Year Study on the Effect of Silica Fume in Concrete. *Advanced Cement Based Materials*, Volume 7, Issues 3–4, Pages 139–155 (1998).

Pfeuffer, M.; Kusterle, W.: Rheology of rebound behaviour dry-mix shotcrete. *Cement and Concrete Research*. 31, 1619-1625 (2001).

Ramezani pour, A.A., Ghiasvand, E., Nickseresht, I., Mahdikhani, M., Moodi, F.: Influence of various amounts of limestone powder on performance of Portland limestone cement concretes. *Cement and Concrete Composites*. Volume 31, Issue 10, 715-720 (2009).

Raoux, L. : Méthodologie de formation des bétons de sable. Rapport de recherche N° 91067 CEBTP (1994).

Regourd, M. : 32-RCA. Résistance chimique du béton. Commissions Techniques Commission 32-RCA, Matériaux et Construction. March 1981, Volume 14, Issue 2, pp 130-137.

Resse, C. ; Venuat M. : Projection des mortiers, bétons et plâtres, édité à compte d'auteur, 382 p (1981).

Resse C. : Etude de la projection des bétons, cours de l'ENPC, ABROTEC, 1998 , 25p (1998).

Robins, P.J.R.: *Materials, Sprayed Concrete: Properties, Design and Application* (Eds. Austin, S. A. and Robins, P. J.). Whittles Publishing, Latheronwheel, UK, 7-15 (1995).

Rossi, P. : Les bétons de fibres métalliques. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (1998).

SABLOCRETE : Synthèse du Projet National de Recherche et Développement, Bétons de sable, caractéristiques et pratiques d'utilisation, Presses de l'école Nationale des Ponts et Chaussées LCPC, Paris (1994).

Shimizu, T., Ichige M. : Durability of sprayed concrete using a liquid accelerator, Shotcrete for Underground support IX –17-20 novembre 2002, Japan Tunnelling Association, pp 162-169.

Tang, L.; Nilsson, L.O.: Rapid determination of the chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field. *ACI Materials Journal*, vol. 89, n°1, pp 49-53 (1992).

Wittman, F.H.: Interaction of hardened cement paste and water. *J. Am. Ceram. Soc.* 56, 409-415 (1982).

Verbeck, G.J. ; Helmuth, R.H. : Structure and physical properties of hardened cement. *Proceedings, 5th International Symposium on the Chemistry of cement, Session III-1, Tokyo, 1968.*

Veronique, B.B.: Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons ; méthode analyse et interprétation. Book-ISBN 2-7208-5030-1 (1994).

Vezina, D. : Development of durable Dry-Mix Shotcrete in Quebec, Shotcrete Magazine, Printemps 2001, pp 16-18 (2001).

Wolsiefer, J.; Morgan, D.R. : Silica fume in shotcrete. Concrete International. 15, 9-34 (1993).

Wang, J. ; Niu, D. ; Zhang, Y.: Mechanical properties, permeability and durability of accelerated shotcrete. Construction and Building Materials, 95:312-328 (2015).

Zellers, R.C.: High cost of steel not the only reason for using fibres as shotcrete reinforcement. ASA Shotcrete. 16-18 (2004).

Zhu, W. Quinn, J. Bartos, PJM.: Transport properties and durability of self-compacting concrete. Proceedings of the second international symposium on self-compacting concrete, Tokyo, Japan, 23-25 (2011), 451-8.