

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA

Faculté des Sciences de l'Ingénieur
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

en Génie Civil

Spécialité : CONSTRUCTION

FORMULATION ET ETUDE D'UN BETON DE ROUTE

A BASE DE MATERIAUX LOCAUX

Par

Abdelghafour SAADI

Devant le jury composé de:

M. MENADI B.	Maitre de conférences, USD. Blida	Président
M. GHRICI M.	Maitre de conférences, U. Chlef	Examineur
M. BOUIKNI A.	Maitre assistant, USD. Blida	Examineur
M. KENAI S.	Professeur, USD. Blida	Rapporteur
M. DEBIEB F.	Maitre de conférences, U. Médéa	Co-Rapporteur

BLIDA, Octobre 2010

ملخص

الخرسانة المضغوطة بالاسطوانات (BCR) مادة جديدة متنوعة التطبيق في السدود والطرق و الشوارع و مساحات ركن السيارات.و يمكن اعتبارها اقتصادية مربحة و مادة غير ملوثة.

الهدف الأساسي لهذا العمل هو تكوين و دراسة هذه المادة لاستعمالها في تقنية الطرق باستعمال مواد محلية مع مواصفات مقدار منخفض من الاسمنت, ليحل محله تكلفة و وقت منخفضان.

في دراستنا قمنا بالتعرف على مختلف المكونات التي ستكون الخرسانة. كما قمنا بتحديد النسب الضرورية بين مختلف المكونات باستخدام برنامج "رينيه- LCPC" مع نسبتان من الاسمنت (200 كغ/م³ و 250 كغ/م³) وباستعمال نوعيتان من الرمل و نوعيتان من الحصى.

الخصائص الميكانيكية التي تم دراستها هي مقاومة الضغط في عمر 7 و 28 و 90 يوما, والشد عن طريق الانفلاق في عمر 28 يوما. كما تم دراسة الانكماش و الانتفاخ على عينات حتى عمر 70 يوما و 37 يوما على الترتيب.تم أيضا دراسة المسامية و الامتصاص عن طريق الخاصية الشعرية عن عمر 28 يوما.

تدل النتائج المتحصل عليها في هذه الدراسة على أن هذه المادة ذات المقدار المنخفض من الأسمنت , تطور خصائص فيزيائية و ميكانيكية مقبولة للاستعمال في مجال الطرق.

كلمات رئيسية:

الخرسانة المضغوطة بالاسطوانات, حساب المكونات, مقاومة الضغط, مقاومة الشد بالانفلاق, الانكماش, الانتفاخ, المسامية, امتصاص الماء عن طريق الخاصية الشعرية.

RESUME

Le Béton Compacté au Rouleau (BCR) est un matériau relativement nouveau qui couvre une grande diversité d'applications : Barrages, routes, rues et aires de stationnement. Il peut être considéré comme un matériau économique, rentable et non polluant. L'objectif principal de ce travail est la formulation et étude d'un Béton Compacté au Rouleau en vue d'une utilisation en technique routière, à base de matériaux locaux et moyennement un faible dosage en ciment donnant lieu à un moindre coût et un délai de réalisation réduit. Dans ce travail une identification des différents constituants granulaires qui serviront pour la confection des BCR. Nous avons déterminé aussi les proportions nécessaires des différents constituants en utilisant le Logiciel "René LCPC" et en utilisant deux dosages en ciment (200 et 250 kg/m³) et deux types de sable et deux types de gravier. Les propriétés mécanique étudiées sont la résistance à la compression à 7, 28 et 90 jours d'âge, et la résistance à la traction par fendage à 28 jours d'âge, le retrait jusqu'à 70 jours et le gonflement jusqu'à 37 jours, ainsi que la porosité et l'absorption capillaire ont été étudiés.

Les résultats de cette étude expérimentale ont montré que le BCR, faiblement dosé en ciment, développe des propriétés physiques et mécaniques acceptables pour une utilisation dans une chaussée.

Mots clés :

Béton compacté au rouleau, formulation, compression, traction par fendage, absorption capillaire, porosité, retrait, gonflement.

SUMMARY

Roller Compacted Concrete (RCC) is a relatively new material which covers a large variety of applications: Dams, roads, streets and parking areas. It can be considered as an economic, profitable and non-polluting material.

The principal objective of this work is the formulation and study of a roller compacted concrete for use in pavement construction using local materials with low cement content and have a lower cost and lower construction time.

In this work the various aggregates constituents of the RCC were identified. The mix design was realized by using "René LCPC" Software for two cement contents (200 and 250 kg/m³) and two types of sand and two types of gravel. The mechanical properties studied are compressive strength at 7, 28 and 90 days of age, and splitting tensile strength at 28 days of age, shrinkage test was performed up to the age of 70 days and swelling test was performed up to the age of 37 days, porosity and water absorption by capillary tests were also realized.

The results of this experimental study show that the RCC, with a low dosage in cement, develops acceptable physical and mechanical properties for pavement construction.

Keywords:

Roller compacted Concrete, mix design, compressive strength, splitting tensile strength, shrinkage, swelling, porosity, absorption by capillary.

REMERCIEMENTS

Ce travail a été mené au sein du Laboratoire Géomatériaux et Génie Civil de l'Université de Blida.

Je tiens à remercier tout d'abord mon Dieu qui m'a donné la force et l'énergie pour terminer ce travail.

Je tiens à présenter mes sincères remerciements à mes promoteurs Pr. KENAI Saïd de l'université SAAD DAHLEB de Blida et Dr. DEBIEB Farid de l'université de MEDEA, pour avoir cru à mes capacités, pour leurs disponibilités, pour leurs conseils judicieux et le temps qu'ils m'ont accordé durant ce travail.

Je souhaite ensuite remercier mes examinateurs de mémoire qui m'ont fait honneur d'accepter d'être membres de jury.

J'exprime mes remerciements à l'ensemble des enseignants qui m'ont guidé durant ma carrière de formation.

Enfin et surtout, je tiens à remercier mes parents ainsi que mes frères et sœurs de m'avoir supporté et soutenu tout au long de ma vie, et particulièrement durant ce travail.

Merci à tous.

TABLE DES MATIERES

RESUME	
REMERCIEMENTS	
TABLE DES MATIERES	
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX	
INTRODUCTION	14
1. SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE BETON COMPACTE AU ROULEAU	
1.1. Introduction	16
1.2. Historique	16
1.3. Avantages du BCR	18
1.4. Inconvénients du BCR	19
1.5. Constituants du BCR	20
1.5.1. Le ciment	20
1.5.2. Granulats	21
1.5.3. Eau	23
1.5.4. Adjuvants	23
1.6. Section de test du BCR	24
1.7. Production et mise en place	25
1.8. Méthodes de formulation	29
1.8.1. Introduction	29
1.8.2. Méthode de formulation empirique	29
(i) Formulation empirique par limite de consistance	30
(ii) Formulation empirique par considération économique	32
(iii) Formulation empirique selon le compactage des sols	33
1.8.3. Méthode de formulation semi-empirique	33
1.8.4. Formulation selon le modèle théorique	38
1.8.4.1. Modèle linéaire de compacité des mélanges granulaires	38
1.8.4.2. Modèle de viscosité	41
1.8.4.3. Modèle de suspension solide de De Larrard	41
1.8.4.4. Le modèle d'empilement compressible	43
1.8.4.5. Notion d'indice de compaction	43
1.8.4.6. Données de base du modèle d'empilement compressible	45
1.9. Propriétés du BCR	47
1.9.1 Introduction	47
1.9.2. BCR à l'état frais	47

1.9.2.1. Ouvrabilité	47
1.9.2.2. Ségrégation	48
1.9.3. BCR à l'état durci	49
1.9.3.1. Introduction	49
1.9.3.2. Propriétés mécaniques	50
a) Résistance à la compression	50
b) Résistance à la traction	55
1.9.3.3. Module élastique	60
1.9.3.4. Retrait	61
1.9.3.5. Durabilité	64
1.9.3.6. Résistance aux Cycles de Gel-Dégel	64
1.10. Conclusion	68

2. MATERIAUX ET ESSAIS

2.1. Généralités	69
2.2. Matériaux utilisés	69
2.2.1. Le ciment	69
2.2.2. Les granulats	70
2.2.3. Eau de gâchage	72
2.3. Préparation du béton	72
2.4. Confection des éprouvettes et conditionnement	72
2.5. Essais	73
2.5.1. Proctor modifié	73
2.5.1.1 But de l'essai	73
2.5.1.2 Principe de la méthode	74
2.5.2. Résistance à la compression	76
2.5.3. Résistance à la traction par fendage	77
2.5.4. Absorption d'eau par capillarité	78
2.5.5. Porosité	79
2.5.6. Retrait et Gonflement	80
2.5.7. Variables étudiées	81

3. FORMULATION DU BCR

3.1. Introduction	82
3.2. Domaine d'application du logiciel René-LCPC	83
3.3. Fonctionnement du logiciel René-LCPC	84
3.3.1. Données d'entrée nécessaires au logiciel	84
3.3.2. Données de sortie	88
3.4. Exemple d'application	88

4. ANALYSE ET DISCUSSION DES RESULTATS	
4.1. Introduction	92
4.2. Propriétés du béton frais	92
4.2.1 Ouvrabilité	92
4.3. Propriétés mécaniques des BCR	93
4.3.1 Résistance à la compression	93
4.3.2 Résistance à la traction par fendage	97
4.4. Corrélation entre les résistances à la compression et à la traction par fendage	98
4.5. Porosité	99
4.6. Absorption d'eau par capillarité	100
4.7. Corrélation entre l'absorption et la porosité	102
4.8. Retrait	103
4.9. Gonflement	104
4.10. Conclusion	105
CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	107
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	109
ANNEXES	112

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1	Fuseau granulométrique proposé par Piggot.	21
Figure 1.2	Fuseau granulométrique du BCR 0/16.	22
Figure 1.3	Fuseau granulométrique du BCR 0/20.	23
Figure 1.4	Carottage des éprouvettes de BCR.	24
Figure 1.5	Carottage des éprouvettes cylindriques de BCR.	25
Figure 1.6	Pugmill pour production de BCR.	26
Figure 1.7	Transport des mélanges de BCR.	26
Figure 1.8	Mise en place du BCR.	27
Figure 1.9	Compactage du BCR après la mise en place.	27
Figure 1.10	Rouleau compacteur tandem à cylindres métalliques lisses.	28
Figure 1.11	Mesure de la densité par un Nucléodensimètre.	28
Figure 1.12	Relation densité et rapport sable/ciment.	30
Figure 1.13	Relation entre la densité et le rapport sable/pierre.	31
Figure 1.14	Relation entre la densité et la teneur en eau.	32
Figure 1.15	Paramètres optimum d'un mortier pour BCR.	32
Figure 1.16	Courbes de Fuller-Thompson modifiées pour différentes grosseurs de granulats.	35
Figure 1.17	Relation expérimentale entre la maniabilité et le rapport V_p/V_{vc} pour des BCR sans air entraîné (rapport eau/liant < 0,50).	37
Figure 1.18	Relation entre le rapport E/L et la résistance à la compression à 28 jours de différents mélanges de BCR (sans air entraîné).	38
Figure 1.19	Cas des gros grains dominants (cas 1).	39
Figure 1.20	Cas des petits grains dominants (cas 2).	40
Figure 1.21	Effet d'interaction entre classes granulaires.	40
Figure 1.22	Variation des résistances à la compression des BCR pour un dosage de 250 kg/m^3 de ciment.	51
Figure 1.23	Variation des résistances à la compression des BCR pour un dosage de 150 kg/m^3 de ciment.	51
Figure 1.24	Variation des résistances à la compression des BCR pour un dosage de 200 kg/m^3 de ciment.	52
Figure 1.25	Variation des résistances à la compression des un dosage 250 kg de ciment.	52
Figure 1.26	Variation de la résistance à la flexion en fonction du rapport E/C pour un BCR contenant 14% de ciment.	58
Figure 1.27	Relation entre le dosage en ciment et la résistance à la flexion pour $N=50$ et $CA/FA=1$ (gros agrégats/fine agrégats).	59

Figure 1.28	Relation entre le dosage en ciment et la résistance à la traction par flexion, avec $E/C=0.45$.	59
Figure 1.29	Module d'élasticité de différents mélanges de BCR.	61
Figure 1.30	Retrait de séchage, BCR pour les chaussées avec ciment de type 10 avec la fumé de silice.	62
Figure 1.31	Retrait de séchage, BCR pour les chaussées avec ciment de type 10.	62
Figure 1.32	Gonflement de béton dans l'eau.	63
Figure 1.33	Gonflement de béton dans la solution de sulfates ($Na_2SO_4 - 5\%$).	63
Figure 1.34	Corrélation entre la perte de masse due aux cycles de gel-dégel, et la capillarité.	67
Figure 2.1	Courbes granulométriques des granulats utilisés.	70
Figure 2.2	Malaxeur à béton de capacité 56 Litres.	72
Figure 2.3	Préparation des éprouvettes pour les mesures du retrait et du gonflement.	73
Figure 2.4	Mode de vibration des éprouvettes.	73
Figure 2.5	Opération de compactage.	74
Figure 2.6	Moule CBR arasé puis pesé.	75
Figure 2.7	Evolution de la masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau.	76
Figure 2.8	Éprouvette avant et après le surfacage.	77
Figure 2.9	Essai de compression sur éprouvettes cylindriques.	77
Figure 2.10	Essai de traction par fendage sur éprouvettes cylindriques.	78
Figure 2.11	Schéma de l'essai d'absorption d'eau par capillarité.	78
Figure 2.12	Détermination de la sorptivité.	79
Figure 2.13	Mesure du retrait.	80
Figure 2.14	Mesure du Gonflement.	80
Figure 2.15	Variables étudiées.	81
Figure 3.1	Passage du ciment de l'état de boulettes à l'état de pâte homogène.	86
Figure 3.2	Ajustement de l'eau dans l'essai de demande en eau.	87
Figure 3.3	Variation de la porosité du mélange en fonction du pourcentage du constituant n°1.	90
Figure 4.1	Evolution de la résistance à la compression des BCR dosé à 200 kg/m^3 avec l'âge.	94
Figure 4.2	Evolution de la résistance à la compression des BCR dosé à 250 kg/m^3 avec l'âge.	94
Figure 4.3	Evolution de la résistance à la traction par fendage avec l'âge des BCR dosé à 200 kg/m^3 .	97
Figure 4.4	Evolution de la résistance à la traction par fendage avec l'âge des BCR dosé à 250 kg/m^3 .	97
Figure 4.5	Corrélation entre la résistance à la traction par fendage et la résistance à la compression à 28 jours d'âge.	99

Figure 4.6	Porosité des BCR Dosés à 200kg/m ³ à 28 jours.	99
Figure 4.7	Porosité des BCR dosés à 250 kg/m ³ à 28 jours.	100
Figure 4.8	Absorption d'eau par capillarité par unité de surface des BCR pour un dosage de 200 kg/m ³ en ciment.	101
Figure 4.9	Absorption d'eau par capillarité par unité de surface des BCR pour un dosage de 250 kg/m ³ en ciment.	101
Figure 4.10	Corrélation entre la sorptivité et la porosité des BCR à 28 jours d'âge.	102
Figure 4.11	Retrait des BCR en fonction de l'âge pour un dosage en ciment de 200 kg/m ³ .	103
Figure 4.12	Retrait des BCR en fonction de l'âge pour un dosage en ciment de 250 kg/m ³ .	103
Figure 4.13	Gonflement des BCR en fonction de l'âge pour un dosage en ciment de 200 kg/m ³ .	104
Figure 4.14	Gonflement des BCR en fonction de l'âge pour un dosage en ciment de 250 kg/m ³ .	105
Tableau 1.1	Sous détails de prix de la variante N° I.	19
Tableau 1.2	Sous détails de prix de la variante N° II.	19
Tableau 1.3	Fuseaux granulométriques des BCR 0/16 et 0/20.	22
Tableau 1.4	Indice de compaction pour différents protocoles.	45
Tableau 1.5	Composition pour 1 m ³ de BCR.	48
Tableau 1.6	Résistance à la compression avec 65% HR et 20 °C.	53
Tableau 1.7	Résistance à la compression avec 100% HR et 20 °C.	53
Tableau 1.8	Résistance à la compression sur cube.	53
Tableau 1.9	Variation des résistances à la compression à 7 jours du même mélange en fonction des quantités d'eau.	54
Tableau 1.10	Résistance à la compression.	54
Tableau 1.11	Résultats de l'essai de traction sur les BCR pour un dosage de 150 kg/m ³ .	56
Tableau 1.12	Résultats de l'essai de traction en MPa sur les BCR pour un dosage de 200 kg/m ³ .	56
Tableau 1.13	Résultats de l'essai de traction en MPa sur les BCR pour un dosage de 250 kg/m ³ .	57
Tableau 1.14	Résistance à la traction par flexion (MPa).	57
Tableau 1.15	Résistance à la traction par fendage (MPa).	58
Tableau 1.16	Résistance à la traction par fendage.	60
Tableau 1.17	Calcul du facteur d'espacement des bulles d'airs selon deux approches.	65
Tableau 1.18	Résultats des essais de gel-dégel.	66
Tableau 2.1	Essais physiques sur les ciments.	69
Tableau 2.2	Composition chimique du ciment utilisé.	70
Tableau 2.3	Composition minéralogiques du ciment utilisé.	70

Tableau 2.4	Masses volumiques des graviers et sables.	71
Tableau 2.5	Propreté et finesse du sable.	71
Tableau 2.6	Porosité des graviers.	72
Tableau 2.7	Conditions de l'essai Proctor modifié.	75
Tableau 3.1	Indices de compaction.	87
Tableau 3.2	Mesure de compacité suivant la méthode René-LCPC.	89
Tableau 3.3	Résultats de l'exemple.	89
Tableau 3.4	Les proportions optimales des granulats pour les 8 mélanges utilisés.	90
Tableau 3.5	Formulations des bétons mis à l'essai.	91
Tableau 4.1	Résultats de l'essai Proctor modifié	92
Tableau 4.2	Propriétés à l'état frais des BCR.	93

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

A.C.I: American concrete Institute
a_{ij} : Effet de desserrement
b_{ij} : Effet de parois
B : Sable de Bougezoule
C : Compacité
CaSO₄ : Gypse
Ca : Coefficient d'absorption capillaire
C : Dosage en ciment
d : Grosseur des tamis
d_i : Diamètre des particules
d_j : Diamètre des particules
D : Grosseur maximale nominale des granulats
D : Gravier de la station de Djelfa
E/C : Rapport eau sur ciment
f_t : Résistance à la traction
f_c : Résistance à compression
G/S : Rapport gravier sur sable
H : Gravier de Hammam Melouane
K : Indice de serrage
O : Sable d'Oued
P : Porosité
p : Pourcentage passant (%) des particules selon le tamis de grosseur d
RH : Humidité relative
R_c : Résistance à la compression
S : Sorptivité
S : Sable
V_{éch} : Volume de l'échantillon
V_p : Volume de pâte dans 1 m³ de BCR (l/m³)
V_{vc} : Volume des vides dans 1 m³ de granulats compacté (l/m³)
W : Teneur en eau
ρ_h : Densité humide
ρ_d : Densité sèche
η_r : Viscosité relative
γ_i : Compacité virtuelle du mélange atteinte lorsque la classe i est dominante
β_i : Compacité virtuelle propre de la classe i empilée isolément
y_i : Fraction volumique d'une classe par rapport au volume total du mélange solide

INTRODUCTION

Depuis plusieurs années, le Béton Compacté au Rouleau (BCR) est de plus en plus utilisé puisqu'il permet de construire de manière rapide et économique des ouvrages aussi divers que des barrages-poids et des revêtements routiers. Ce type de béton comparativement au béton ordinaire a des teneurs en liant moindres ce qui permet de diminuer la température lors de l'hydratation du ciment et ainsi d'éviter la fissuration lors du refroidissement des premières couches (gradient thermique).

Plusieurs raisons peuvent être fournies pour expliquer l'emploi croissant du BCR. D'abord, il faut souligner que des matériels spéciaux ne sont pas nécessaires pour sa mise en œuvre, le BCR pouvant être exécuté avec des engins ordinaires et pouvant aussi être employés pour d'autres couches de la chaussée. Ce fait, ainsi qu'une mise en œuvre simple, des exigences réduites en main-d'œuvre et des rendements élevés, permet d'obtenir des économies remarquables par rapport à d'autres techniques. De plus, et si on envisage leur emploi pour des recouvrements, les revêtements en BCR peuvent être ouverts sans délai au trafic, grâce à la stabilité du squelette granulaire après compactage [1].

En Algérie, un programme ambitieux de construction de routes et d'autoroutes (autoroute Est-ouest) est en cours et l'utilisation de ce type béton est fort envisagée. Cependant la performance du BCR est fortement liée aux caractéristiques du squelette granulaire et l'étude des propriétés du BCR à base de matériaux locaux reste à réaliser.

Les études menées dans le cadre de ce projet sont basées sur la formulation et l'étude d'un BCR à base de matériaux locaux. Afin d'atteindre cet objectif, ce travail a été structuré sur la base de quatre chapitres. Dans le premier chapitre, nous présentons une revue bibliographique détaillée sur le BCR ; l'historique, l'utilisation ainsi que les spécifications du BCR. Des données relatives aux propriétés aux états frais et durci du BCR sont exposées et les méthodes de formulations des différents chercheurs abordés. La plupart de ces méthodes de formulations sont de nature empirique et requièrent de réaliser un nombre important de bétons en laboratoire avant d'en arriver à identifier une formulation optimale de béton compacté au rouleau.

Le chapitre deux résumé les matériaux et les essais utilisés. La formulation du BCR à base de matériaux locaux est exposée dans le troisième chapitre. La méthode utilisée est le Modèle d'Empilement Compressible (MEC) de François De Larrard et l'optimisation de la formulation à été faite moyennant le logiciel René-LCPC [2].

Le quatrième chapitre est consacré à l'analyse et discussion des résultats. Dans ce chapitre les propriétés du BCR aux états frais et durci sont analysées, le béton frais a été caractérisé par l'essai Proctor modifié, les propriétés mécaniques analysées sont la résistance à la compression et la résistance à la traction par fendage sur des éprouvettes cylindriques (16x32) cm² à l'âge de 7, 28 et 90 jours, pour la résistance à la compression, et à 28 jours pour la résistance à la traction. La durabilité a été analysée à travers l'étude des variations dimensionnelles à savoir le retrait et le gonflement dans l'eau sur une période de 70 jours pour le retrait, et 37 jours pour le gonflement.

Enfin, des conclusions générales ainsi que des recommandations pour des futurs travaux sont données.

1. SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE BÉTON COMPACTE AU ROULEAU

1.1. Définition

Le BCR est un béton destiné à constituer de gros massifs et mis en place à l'aide des engins de travaux publics généralement utilisés pour réaliser des remblais (barrages, fondation...) [3].

Les BCR se distinguent des bétons ordinaires par leur affaissement nul, leur proportion importante de granulats, leur faible quantité de pâte de ciment et leur consistance très sèche. On remarque souvent la présence de nombreux vides de compactage causés par une densification incomplète du matériau ou encore un volume insuffisant de pâte de ciment autour des granulats. Afin de faciliter l'enrobage des granulats par la faible quantité de pâte de ciment disponible, il devient donc important de maximiser la compacité du squelette granulaire en optimisant les proportions des différentes classes granulaires [2]. Sa densification requiert quelques passages d'un rouleau compacteur de type tandem avec ou sans vibration, selon la consistance du béton.

1.2. Historique

Les revêtements en BCR ne sont pas du tout une nouvelle technique pour la construction des chaussées. Le premier revêtement en béton connu fut construit en 1865, en Ecosse, alors que le développement des bétons pervibré ne s'initia que cinquante ans plus tard. De cette façon, dans beaucoup de pays, on compacta au rouleau les revêtements en béton avant et après la première guerre mondiale. Durant les années trente, la pervibration du béton fut introduite graduellement dans tous les domaines du génie civil, parmi eux la construction des revêtements, ou le compactage au rouleau fut abandonné, puisque les matériels dont on disposait à cette époque n'assuraient pas une qualité comparable à celle obtenue par pervibration [1].

Néanmoins, on continua à employer le compactage au rouleau pour la construction des couches de base traitées au ciment. Les progrès dans ce domaine ont constitué une aide inestimable pour le développement moderne des revêtements en BCR pendant les années soixante-dix, quand le coût croissant des produits pétroliers éveilla un intérêt renouvelé pour d'autres solutions permettant de réduire leur consommation [1].

Le béton compacté au rouleau (BCR) a été pendant de nombreuses années utilisé comme sous couche pour le revêtement des routes et des pistes d'aviation. Cette technique a été mise en œuvre avec succès sur un certain nombre de barrage dans le monde, dont la plupart, à ce jour, sont situés au Japon et au Etats-Unis [4].

La première construction d'un revêtement en BCR en Amérique du Nord a été réalisée en 1942 par l'US Army Corps of Engineers. C'est au Royaume Uni, durant les années quarante que le BCR a été utilisé comme couche de base d'épaisseur n'excédant pas les 20 cm. Le premier barrage construit en béton compacté au rouleau est celui des Alpes Gera en Italie entre 1961-1964 [4].

Les premiers exemples modernes de revêtements en BCR connus furent construits en Espagne vers 1970, sur des voies à faible trafic. Pour leurs applications sous trafics lourds, une aire d'entreposage de billes de bois d'une surface de 52 000 m² a été construite sur l'Île de Vancouver en Colombie-Britannique (Canada). Après 1980, au moins dix autres pays (la France, les Etats-Unis, la Norvège, la Suède, la Finlande, le Danemark, l'Allemagne, l'Australie, l'Argentine et le Japon) ont construit chacun plus de 100 000 m² de revêtements en BCR, alors que sept autres (le Chili, l'Uruguay, le Mexique, la Colombie, l'Equateur, l'Islande et l'Afrique du Sud) ont employé le BCR pour des chaussées expérimentales [1].

A la fin de 1990, leur surface totale excédait 12 millions de mètres carrés. La moitié à peu près ont été construits en Espagne. Environ 1 500 000 m² ont été employés sur autoroutes et routes principales, avec une couche de revêtement en enrobé sur le BCR pour améliorer l'uni. Les 10 500 000 m² restants ont été appliqués sur des routes à faible vitesse, par exemple des routes secondaires ou des zones industrielles et militaires. Dans la plupart de ces derniers cas, le BCR n'était pas revêtu [1].

1.3. Avantages du BCR

Les avantages du BCR sont résumés dans les points suivants :

- La durabilité: L'un des avantages les mieux connus du béton est sa durabilité. Cette durabilité mène à une réduction des travaux de construction et d'entretien qui entravent la circulation [5].
- Moins de travaux d'entretien: Les routes asphaltées exigent en général des travaux d'entretien tous les trois à cinq ans en comparaison à 12 ans pour des travaux d'entretien mineurs aux routes en béton [5].
- Moins de déformation: Vu la souplesse du revêtement en asphalte, les véhicules de fort tonnage peuvent finir par y creuser des ornières. La poussée qu'ils exercent sur le revêtement peut aussi, à long terme, le faire plisser et lui donner l'apparence d'une tôle ondulée. La rigidité du béton empêche toutefois ce genre de déformations de se produire. D'autre part le béton ne se déforme pas sous l'effet de la chaleur [5].
- Une meilleure adhérence: Les études ont démontré que le béton assure, dans l'ensemble, une meilleure adhérence et une distance d'arrêt plus courte que l'asphalte, surtout lorsque le revêtement est mouillé et comporte des ornières [5].
- Des économies de carburant (jusqu'à 20 %): La chaussée souple fléchit davantage que la chaussée rigide sous l'effet des poids lourds. Ce qui mène à supposer qu'il faut plus de carburant, pour rouler sur une chaussée souple. La rigidité de la chaussée en béton réduit la déflexion et diminue ainsi la consommation de carburant [5].
- Une meilleure visibilité la nuit: La chaussée en BCR assure une meilleure visibilité la nuit. Comme le béton est de couleur claire, il réfléchit mieux la lumière des phares et des lampadaires que l'asphalte, qui est foncé. Autrement dit, il y a plus de lumière visible [5].
- Une étude économique avec des sous détails de prix (Tableaux 1.1 et 1.2) a montré la rentabilité de l'utilisation de la technique de BCR dans les travaux routiers en comparaison au béton bitumineux (gain de 20 %) [5].

Tableau 1.1 : Sous détails de prix pour l'utilisation du béton bitumineux [5]

Couche	Matériaux	Prix unitaire /m ³ (en euros)	Quantité/m ²	Sous total (en euros)
Roulement/de surface	Béton bitumineux	120,000	0,05	6
Base	Graves concassé 0/20	17,000	0,20	3,40
Fondation	Graves concassé 0/31,5	15,000	0,30	4,50
				13,9
Coef de règlement K				1,23
Total				17,097

Tableau 1.2 : Sous détails de prix pour l'utilisation du BCR [5]

Couche	Matériaux	Prix unitaire /m ³ (en euros)	Quantité/m ²	Sous total (en euros)
Roulement/de surface	Béton Compacté au Rouleau	55,000	0,15	8,25
Base/Fondation	Graves concassé 0/20	17,000	0,20	3,40
				11,65
Coef de règlement K				1,23
Total				14,33

1.4. Inconvénients du BCR

Comme tout matériau, le BCR présente des inconvénients et sont résumés dans les points suivants :

- La qualité et l'uni de surface des revêtements en BCR peuvent être adaptés selon les différents types d'applications visées, ils représentent le majeur inconvénient de cette technique. La texture de la surface d'un revêtement est mesurée à l'aide de l'essai de tache de sable. Cet essai détermine la profondeur moyenne de la macrotexture de la surface (ASTM E 965). Il existe également d'autres méthodes de mesure de la texture d'un revêtement telles que le laser, le texturomètre et la stéréoscopie [5].
- L'uni d'une chaussée est exprimé par la variation positive ou négative des élévations de la surface d'une chaussée par rapport à une surface plane. On distingue des ondulations longitudinales des ondulations transversales. L'uni (confort au roulement) d'un revêtement en BCR a resté toujours un problème limitant relativement les applications du BCR où la vitesse des véhicules représente une caractéristique importante. L'uni de surface des revêtements en BCR est grandement influencé par les procédures de

construction, par les variations du degré de compactage, par l'uniformité de la mise en place du finisseur et par les opérations de compactage [5].

1.5. Constituants du BCR

Les trois composants de base d'un BCR sont l'eau, le ciment et les granulats. Des additifs peuvent y être rajoutés dans le but de modifier les propriétés telles que la maniabilité et la résistance. Le BCR est donc un matériau hétérogène dont les caractéristiques physicochimiques et mécaniques des divers constituants sont différentes. Chacun de ses composants joue un rôle bien précis dans le mélange.

1.5.1. Le ciment

Le ciment Portland est un mélange composé suivant le cas de clinker, de gypse (CaSO_4) finement broyés et d'ajouts éventuels, Des ajouts, tels que les cendres volantes, les fillers, les laitiers, etc., entrent dans la majorité des compositions du ciment dans le but d'améliorer ses caractéristiques rhéologiques et/ou mécaniques.

D'après Ployaert [6] un ajout de cendres volantes est permis afin d'améliorer l'ouvrabilité et de diminuer le risque de fissuration, cet ajout est limité à un maximum de 5 % de la masse des granulats secs.

Indépendamment des économies réalisées par la diminution de la quantité de ciment dans les mélanges de BCR, les cendres volantes procurent certains bénéfices lors des opérations de mise en œuvre. Ainsi, certaines cendres volantes permettent d'améliorer la consolidation du BCR frais grâce à une augmentation du pourcentage de matériaux fins et ainsi obtenir, lors des opérations de compactage, une surface de revêtement plus fermée. La maniabilité du BCR frais est aussi influencée par l'ajout de cendres volantes au mélange. Les cendres volantes influencent aussi certaines propriétés du BCR à l'état durci [7, 8]. Les résistances mécaniques à court terme sont généralement réduites. Par contre, on observe un effet bénéfique sur les propriétés mécaniques à long terme. Jusqu'à maintenant, peu d'études ont porté sur l'influence des cendres volantes sur la durabilité des BCR [4].

Les laitiers de haut-fourneau sont des sous-produits de l'industrie de l'acier. Les laitiers possèdent une densité généralement comprise entre 2,85 et 2,95. La provenance des laitiers et la finesse du matériau influencent les propriétés du BCR à l'état frais et durci de même que le couplage avec un ciment donné (type et provenance).

1.5.2. Granulats

Les granulats proviennent dans la plupart des cas des roches naturelles. Leur utilisation pour la confection d'un béton est motivée par le faible coût volumique, par une meilleure durabilité et stabilité volumétrique par rapport au mélange ciment-eau.

Le type de granulats et leur granulométrie influencent la qualité et les propriétés du béton compacté au rouleau. Une bonne granulométrie permet de diminuer considérablement les vides de compactage et la ségrégation lors des opérations de mise en place. Le choix des granulats aura une influence directe sur la densité du béton que l'on pourra obtenir en chantier. Les granulats utilisés se divisent en deux catégories: les gros granulats et les granulats fins [9].

Dans le cas des ouvrages de masse, la taille maximale des granulats est d'environ 50 mm. Cette taille augmente le risque de ségrégation, mais, permet de réduire la teneur en liant. Pour éviter les problèmes de ségrégation, on doit optimiser le plus possible la granulométrie de manière à obtenir un mélange de compacité optimale. Par ailleurs, lors des opérations de mise en place, l'épaisseur des couches doit être trois fois plus élevée que la dimension du plus gros granulats [9].

Pour les ouvrages routiers, la grosseur maximale des granulats ne doit pas excéder 20 mm de diamètre [1, 4, 6]. Piggot s'est inspiré de l'expérience des constructions nord américaine pour établir, il y a quelques années, un fuseau granulométrique pour les bétons compactés routiers. Ce fuseau permet de produire des bétons compactés de bonne qualité avec des surfaces relativement imperméables. Cette qualité de surface est attribuable à la grande quantité de sable présente dans le mélange (Figure 1.1).

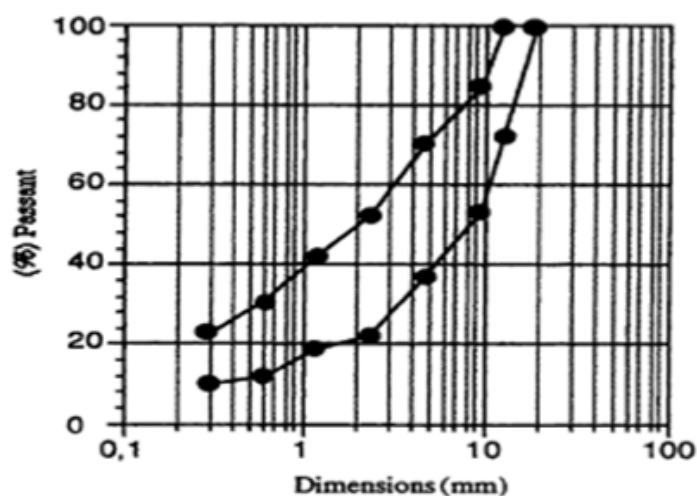


Figure 1.1 : Fuseau granulométrique proposé par Piggot [voir 4, 9].

La forme, la texture de la surface et la concentration en granulats influent d'une manière considérable sur le comportement du BCR à l'état frais [10]. La tendance générale consiste à limiter la dimension maximale des granulats à 20 mm et même parfois moins [6], avec le triple objectif d'éviter la ségrégation, de rendre le malaxage, la mise en œuvre et le compactage plus facile, et d'améliorer l'uni de surface. Le tableau 1.3 et les figures 1.2 et 1.3 reprennent les limites de fuseaux granulométriques recommandés, et ce, pour deux dimensions maximales différentes du squelette inerte : 0/16 mm et 0/20 mm.

Tableau 1.3 : Fuseaux granulométriques des BCR 0/16 et 0/20 [6]

Ouverture des mailles (mm)	Passant (%)	
	BSC 0/16	BSC 0/20
25	–	100
20	100	84 à 100
16	87 à 100	73 à 100
10	67 à 86	56 à 81
5	45 à 67	36 à 59
2	29 à 45	23 à 42
0,400	10 à 23	8 à 20
0,080	1 à 12	0 à 11

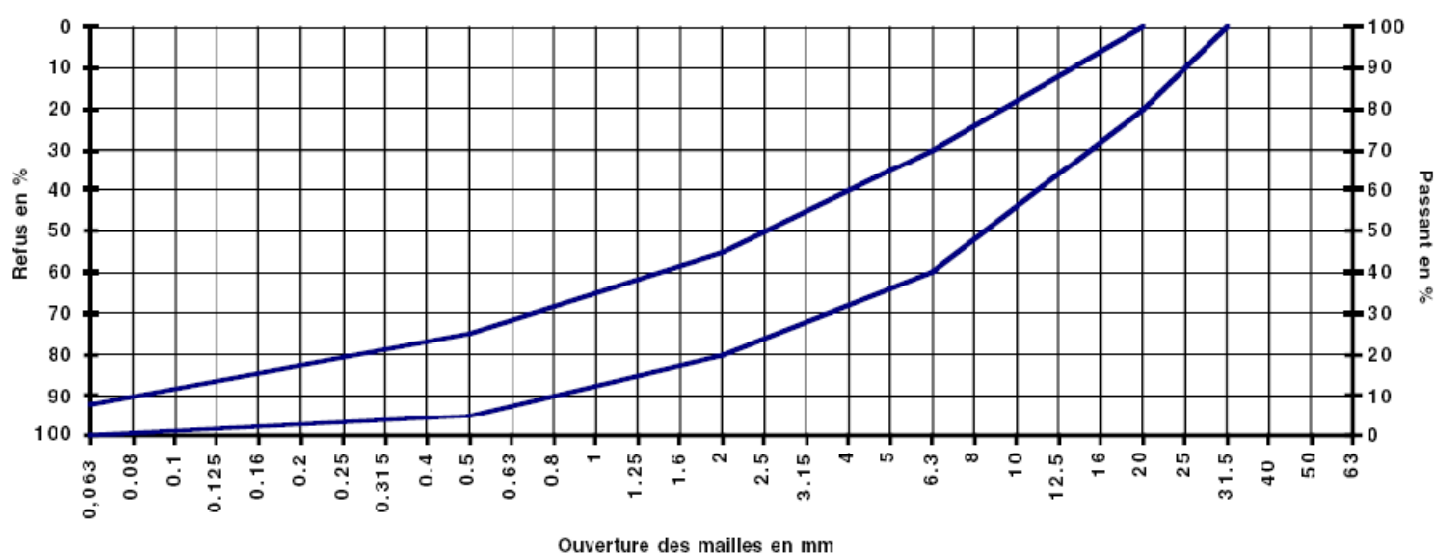


Figure 1.2 : Fuseau granulométrique du BCR 0/16 [6].

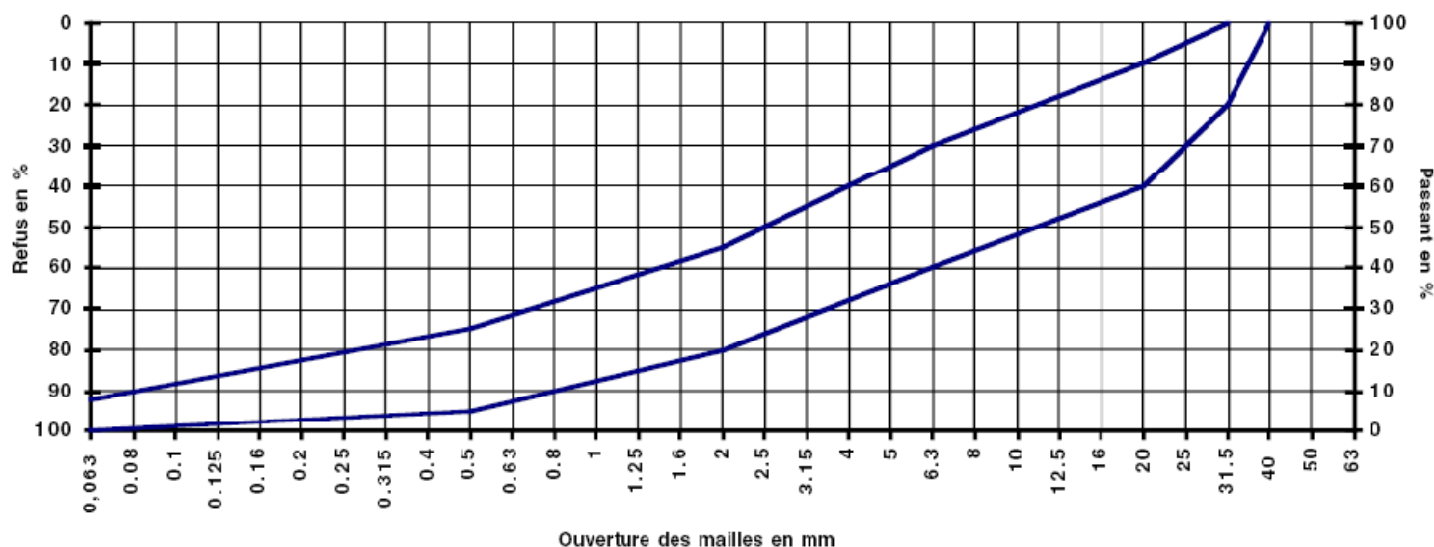


Figure 1.3 : Fuseau granulométrique du BCR 0/20 [6].

1.5.3. Eau

L'eau présente dans le béton joue deux fonctions principales : elle lui confère sa maniabilité à l'état frais (ses propriétés rhéologiques) et assure l'hydratation du ciment.

Pour les mélanges de béton compacté au rouleau, la quantité d'eau requise dépend de l'optimum de compacité. Afin de déterminer la quantité d'eau à ajouter au mélange, on réalise des essais Proctor modifié. Ces essais sont décrits à la section suivante. Un béton ayant une trop faible quantité d'eau nécessite une énergie de compactage élevée afin d'obtenir de bonnes densités. A l'opposé, un mélange ayant une trop grande quantité d'eau sera difficile à compacter car celui-ci sera trop fluide [9].

1.5.4. Adjuvants

Plusieurs types d'adjuvants peuvent être utilisés dans les mélanges de béton compacté au rouleau. L'avantage d'utiliser des adjuvants est qu'ils augmentent la maniabilité et retardent la prise, permettant ainsi de prévenir la formation de joints froids. Les types d'adjuvant utilisés sont les retardateurs de prise, les réducteurs d'eau et les agents entraîneur d'air (AEA). Les réducteurs d'eau permettent d'obtenir un mélange plus homogène et facilitent les opérations de mise en place. Les retardateurs de prise, permettent de prévenir les risques de prise prématurée et la formation de joints froids. Les agents entraîneur d'air permettent la formation de petites bulles d'air dans les bétons réduisant ainsi les problèmes de détérioration par le gel [9].

1.6. Section de test du BCR

Avant que le pavé en BCR soit construit, une section d'essai est souvent une exigence qui garantit la résistance et la durabilité de la mixture de BCR et de la manière utilisée. C'est d'habitude une petite section de 4 m par 9 à 15 m de pavé est construite près du site d'emploi. La connaissance qu'un BCR peut être revêtu, curé et ouvert pour la circulation dans quelques heures, cette section d'essai peut être construite quelques jours avant l'emploi réel, pour garantir que les résistances à la flexion et compression sont gagnées. Les figures 1.4 et 1.5 montrent des éprouvettes extraites d'une section d'essai dans Alabama Vance à l'usine de Mercedes aux Etats Unis [11].



Figure 1.4 : Carottage des éprouvettes de BCR [11].



Figure 1.5 : Carottage des éprouvettes cylindriques de BCR [11].

1.7. Production et mise en place

Le BCR étant de plus en plus utilisé, les producteurs ont développé des techniques de production et de mise en place pour réduire les coûts et le temps de construction [9].

Le BCR est préparé et mélangé dans un Pugmill (Figure 1.6) qui peut produire entre 300 et 550 tons de BCR par heure, il est efficace pour malaxer des mélanges secs. On utilise un malaxeur conventionnel, malaxeur continu et même, dans certains cas, dans un camion malaxeur à tambour. Pour de gros travaux, on utilise le malaxeur continu. Ce type de malaxeur permet de malaxer vigoureusement les matériaux et facilite la dispersion de l'eau à travers le mélange. L'avantage d'utiliser ce malaxeur est qu'il a un taux de production élevé, soit de 70 à 100 m³ de béton par heure [9, 11].

Après le malaxage, le béton est acheminé au site de construction par des camions (Figure 1.7), au préférable à benne basculante. Certaines précautions sont prises lors du transport afin d'empêcher la ségrégation. Pour éviter tout risque de prise, le temps de transport ne doit pas excéder une heure. Les camions doivent être équipés d'une toile de recouvrement afin de protéger le béton des températures extérieures et d'éviter toute perte d'humidité [9, 11].



Figure 1.6 : Pugmill pour production de BCR [11].



Figure 1.7 : Transport des mélanges de BCR [11].

Il est nécessaire de placer le BCR à une couche supérieure à 20 jusqu'à 25 % de l'épaisseur final (Figure I.8). Immédiatement après la mise en place du béton compacté au rouleau, le béton est compacté à l'aide d'un rouleau compacteur (Figures 1.9 et 1.10). Le nombre de passages nécessaires pour avoir la pleine compacité dépend de la maniabilité du mélange. De façon générale, quatre à dix passages sont effectués afin d'obtenir la densité requise [9, 11].



Figure 1.8 : Mise en place du BCR [11].



Figure 1.9 : Compactage du BCR après la mise en place [11].



Figure 1.10 : Rouleau compacteur tandem à cylindres métalliques lisses [4].



Figure 1.11 : Mesure de la densité par un Nucléodensimètre [11].

La dernière étape dans la construction, est la mesure de la densité par un Nucléodensimètre après quelques minutes que le rouleau termine la compaction (Figure 1.11).

Au-delà de vingt-quatre heures, un jet d'air et d'eau est utilisé pour enlever la laitance et pour exposer les granulats [9].

1.8. Méthodes de formulation

1.8.1. Introduction

La formulation des mélanges de béton vise à conférer au matériau certaines propriétés physiques. A l'état frais, les propriétés visées sont généralement la maniabilité et une faible chaleur d'hydratation. A l'état durci, on tentera plutôt d'obtenir une résistance à la compression élevée, une perméabilité réduite et une durabilité élevée aux cycles de gel-dégel. Il est bien évident que les propriétés visées pourront varier d'une application à l'autre. Dans certains cas, les méthodes de formulation permettent également de réduire les coûts de la production du béton [9].

Il existe plusieurs méthodes empiriques de formulation des mélanges de béton compacté au rouleau. Cependant la plupart de ces méthodes demandent beaucoup de travail, c'est-à-dire qu'il faut réaliser plusieurs mélanges de béton avant d'obtenir la formulation qui possède toutes les propriétés recherchées [9]. Par ailleurs, ces dernières années, une méthode de formulation a été développée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en France (LCPC) pour être par la suite adaptée par le Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB) de l'Université Laval à la formulation de mélanges de BCR. Cette méthode repose sur une meilleure compréhension des paramètres affectant les propriétés à l'état frais et durci du BCR. Dans la grande majorité des cas, une seule gâchée d'essai est requise pour déterminer les caractéristiques du mélange optimum [9].

Les méthodes de formulation des BCR peuvent être classées en trois catégories distinctes : méthode empirique, méthode semi-empirique et méthode théorique.

1.8.2. Méthode de formulation empirique

La formulation des BCR est contrôlée par la conception, la localisation, la disponibilité des matériaux et par la procédure de malaxage et de mise en place.

On retrouve trois grandes procédures de formulation de mélange de bétons compacté au rouleau:

- (i) formulation d'un mélange afin d'obtenir une limite de consistance spécifiée;
- (ii) sélection des matériaux afin d'obtenir une combinaison granulats-liant à moindre coût;
- (iii) formulation basée sur la méthode de compactage des sols.

Nous décrivons dans cette section ces trois différentes méthodes établies par l'American Concrete Institute ACI.

(i) Formulation empirique par limite de consistance

Cette méthode de formulation est couramment utilisée pour la conception de mélanges de béton compacté au rouleau destinés à la construction de barrages ou à la mise en place de revêtements routiers. En dépit de sa popularité, cette méthode a le désavantage d'être très difficile puisqu'elle requiert de réaliser beaucoup de gâchés en laboratoire [9].

Dans un premier temps, on doit procéder à une optimisation de la compacité d'un mélange de mortier seul. La méthode consiste à préparer des mélanges en faisant varier le volume de ciment par rapport au volume de sable. Ensuite, pour chaque proportion de sable et de ciment, de l'eau doit être ajoutée progressivement. Pour chacune des teneurs, une mesure de la masse volumique du mortier doit être réalisée. Cette mesure de la masse volumique est effectuée en utilisant la méthode Proctor modifié. On peut observer à la figure 1.14, la relation entre la densité et le rapport sable/ciment obtenue à partir de l'essai Proctor modifié [9].

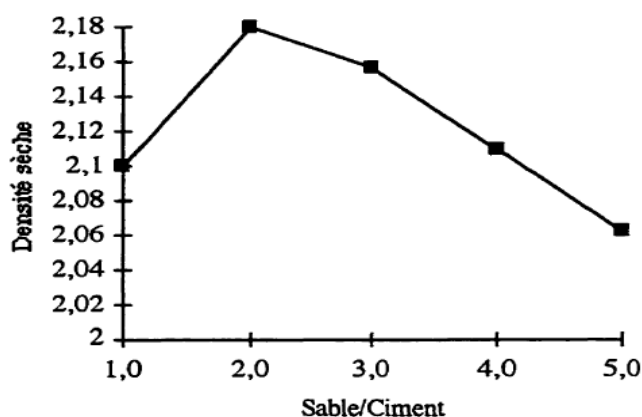


Figure 1.12 : Relation densité et rapport sable/ciment [9].

Cet exercice permet de déterminer les proportions de sable et de liant ainsi que les teneurs en eau assurant des masses volumiques maximales.

Afin d'obtenir un mélange de béton possédant une masse volumique optimale, il est nécessaire de déterminer la proportion des gros granulats à ajouter aux mortiers. Divers bétons doivent être réalisés en conservant le même rapport sable/liant optimal déterminé par l'optimisation du mortier en faisant varier la quantité de gros granulats. Pour chacun des mélanges réalisés, l'eau doit être ajoutée progressivement. Pour chacun des rapports sable/pierre, une mesure de la masse volumique doit être réalisée par la méthode Proctor. La figure 1.15 illustre la relation entre la densité en et le rapport sable/pierre a une teneur en eau constante [9].

Une fois la meilleure proportion de sable/pierre trouvée, la détermination de la teneur en eau permettant d'obtenir la compacité et la maniabilité optimale doit être réalisée. Pour ce faire, on doit reprendre les proportions de sable/pierre et sable/liant optimum et refaire les mélanges pour des teneurs en eau différentes. Pour chacun des mélanges, la masse volumique est déterminée par la méthode Proctor et la mesure de la consistance est obtenue par l'essai VEBE. La figure 1.16 illustre la relation entre la densité et la teneur en eau et la figure 1.17 montre le paramètre optimum d'un mortier pour BCR.

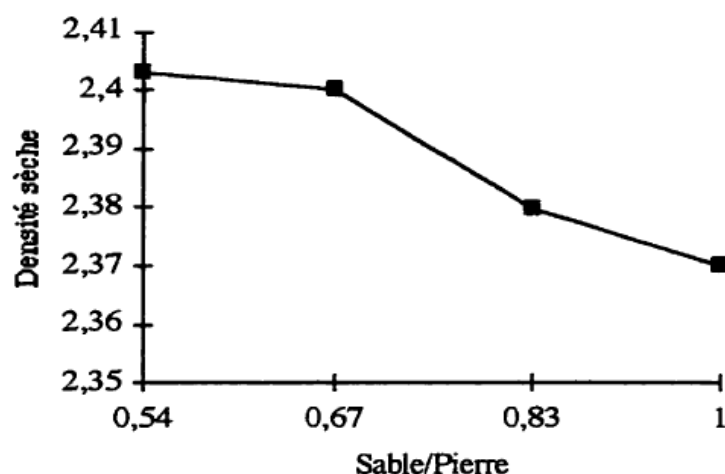


Figure 1.13 : Relation entre la densité et le rapport sable/pierre [9].

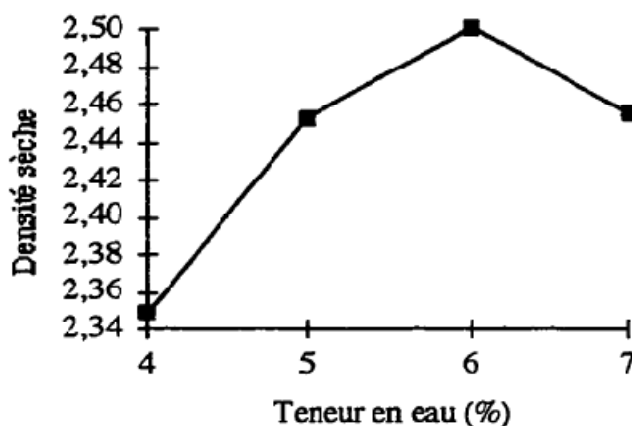


Figure 1.14 : Relation entre la densité et la teneur en eau [9].

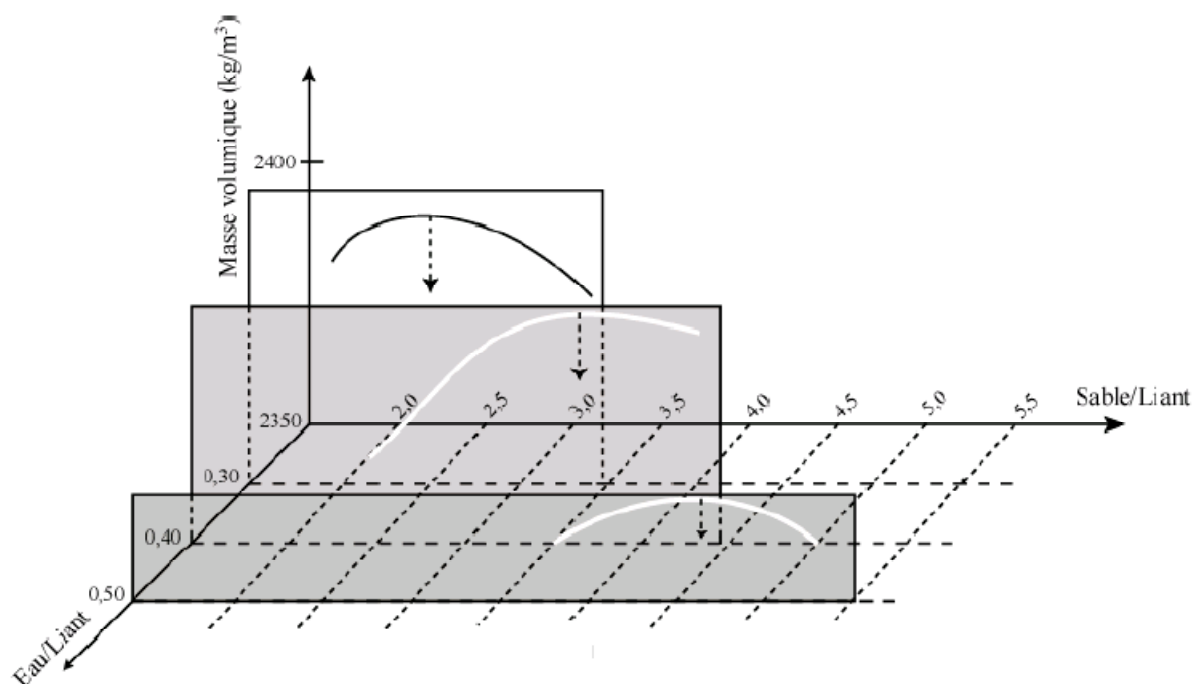


Figure 1.15 : Paramètres optimum d'un mortier pour BCR [4].

(ii) Formulation empirique par considération économique

La deuxième méthode consiste à ajuster le mélange en essayant de limiter son coût. Plusieurs mélanges sont réalisés en faisant varier la quantité de ciment et d'ajouts minéraux. Dans chacun des cas, l'eau est ajoutée progressivement afin d'obtenir la consistance requise. Des mesures de résistance à la compression sont effectuées pour chacun des mélanges et la combinaison la plus économique de matériel cimentaire et de granulats est choisie en fonction de la résistance à la compression souhaitée. Cette procédure est souvent choisie pour la construction des barrages mais rarement pour la construction des infrastructures routières [9].

(iii) Formulation empirique selon le compactage des sols

Cette méthode est beaucoup plus appropriée pour les mélanges de béton compacté au rouleau utilisés pour la construction de routes où de petits granulats et des quantités élevées de liant sont utilisés. Généralement, la proportion de fines et de granulats est déterminée à partir des courbes granulométriques déjà existantes. Par la suite, des mélanges de béton sont préparés en faisant varier la quantité de liants et la quantité d'eau ajoutées au mélange. On mesure la densité de chaque mélange fabriqué à l'aide de l'essai Proctor modifié. Pour chaque teneur en liant, la courbe de la densité en fonction du pourcentage d'eau est tracée (Figure 1.16). Des résistances à la compression sont effectuées à différentes périodes pour les mélanges ayant les densités et les teneurs en eau optimales. Le mélange ayant le contenu en liant minimum avec la résistance à la compression désirée est sélectionné [9].

1.8.3. Méthode de formulation semi-empirique

Par définition, une méthode semi-empirique est basée à la fois sur des données expérimentales et sur quelques formules empiriques. Un exemple de méthodes semi-empiriques est celui du volume de pâte optimal. Les mélanges de BCR sont formulés en se basant sur un calcul de volume de pâte par rapport à un volume de vides. Cette approche requiert la réalisation de quelques gâchées d'essais en laboratoire [4].

Cette méthode est basée sur l'hypothèse que le mélange de BCR optimal devrait avoir juste assez de pâte pour remplir complètement les espaces intergranulaires restants lorsque le squelette granulaire a atteint la densité maximale après compactage. Cette méthode de formulation est également basée selon une approche volumétrique. Si moins de pâte est utilisée, les vides laissés après le compactage vont réduire les propriétés mécaniques et augmenter la perméabilité du béton. Par contre, une teneur en pâte excessive augmentera la chaleur d'hydratation de même que les coûts de fabrication sans une augmentation significative des propriétés physiques ou une diminution de la perméabilité [4].

Cette méthode de formulation de BCR comporte trois étapes [4]:

1. Déterminer les proportions des différentes classes granulaires afin de produire un mélange après compactage possédant un volume de vides minimal et de mesurer le volume des vides des granulats compactés par mètre cube;

2. Ajuster le dosage volumique de la pâte de manière à obtenir une maniabilité donnée;

3. Choisir le rapport entre l'eau et les matériaux cimentaires et les proportions de ciment et de pouzzolanes pour produire une pâte permettant de satisfaire aux exigences mécaniques.

Actuellement, la méthode du volume de pâte optimal permet seulement de formuler des mélanges de BCR sans air entraîné. Avec cette méthode, la formulation de mélanges de BCR avec air entraîné est complexe en raison de la grande influence du réseau de vides d'air sur la maniabilité et les propriétés mécaniques du béton [4].

• **Étape 1 : Sélection d'une granulométrie optimale et calcul du volume des vides :**

Cette étape consiste à choisir les proportions des différentes classes granulaires en vue de créer un squelette granulaire avec le minimum de vides après compactage. La formule modifiée de Fuller-Thompson (couramment utilisée pour la formulation de mélange de béton bitumineux) peut être utilisée pour obtenir une courbe granulométrique produisant un squelette dense (eq.I.2) [4]:

$$p = \left(\frac{d}{D} \right)^{0.45} \times 100 \text{ (eq.I.2)}$$

Avec :

d : grosseur des tamis (mm);

D : grosseur maximale nominale des granulats (mm);

p : pourcentage passant (%) des particules selon le tamis de grosseur d.

La figure 1.18 montre les courbes granulométriques typiques de Fuller-Thompson pour différentes grosseurs nominales maximales de granulats. Ces courbes donnent généralement un squelette granulaire compact lorsque les particules proviennent d'un sable naturel et de granulats cubiques. Les courbes indiquent que le squelette granulaire doit contenir une teneur en particules fines passant le tamis 160 μm entre 10 et 15 %. Ce pourcentage inclut les particules fines provenant des matériaux granulaires et cimentaires [4].

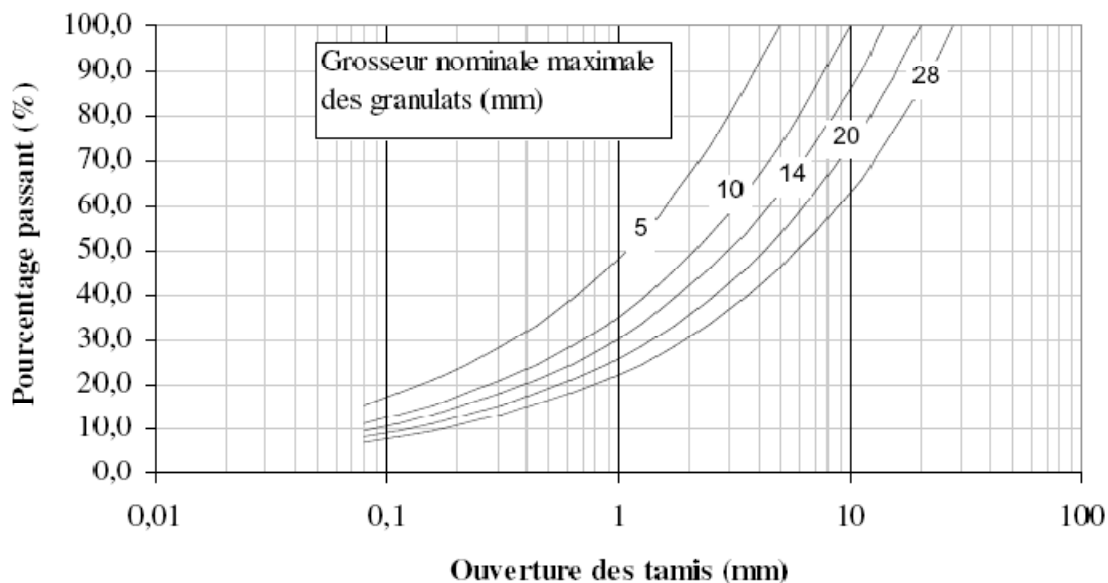


Figure 1.16 : Courbes de Fuller-Thompson modifiées pour différents grosseurs de granulats [4].

Les courbes de Fuller-Thompson représentent uniquement une approximation de la courbe granulométrique idéale, puisque le volume des vides après compactage dépend de la forme, de l'angularité, de la rugosité de surface et de la méthode utilisée pour le compactage. Des granulats naturels arrondis (surface lisse) ou des granulats de forme cubique donnent un squelette plus dense tandis que des granulats très anguleux contenant une large proportion de particules plates et allongées donnent un squelette plus ouvert. Un changement au niveau de la forme et de la rugosité de surface des particules peut influencer grandement le degré de compactage du squelette granulaire (plus de 20 %). Plus particulièrement, la compacité du squelette granulaire est sensible à la forme et à la rugosité de surface des granulats fins (<5 mm) [4].

Après avoir fixé les proportions relatives des différents granulats fins et grossiers de façon à se rapprocher de la distribution granulométrique idéale, la mesure des vides du squelette granulaire compacté doit être réalisée (V_{vc}). Ce volume (exprimé en litre par mètre cube de granulat compacté) est obtenu en compactant, à l'aide d'une surcharge, un échantillon du mélange granulaire dans le récipient cylindrique fixé à une table vibrante (l'appareil Vebe peut être employé). Le volume des vides après compactage est calculé à partir du volume final apparent des granulats compactés, de la proportion et de la masse volumique sèche des grains solides de chaque type de granulat utilisé dans le squelette granulaire. Généralement, selon cette méthode de formulation, un mélange de BCR à haute performance avec un squelette granulaire optimisé possède

un volume de vides après compaction inférieur à 180 l/m^3 . Des granulats grossiers avec une faible proportion de particules plates et allongées et un sable naturel avec des particules arrondies permettent de réduire le volume des vides du squelette granulaire [4].

• **Étape 2 : Sélection du volume de pâte pour une maniabilité désirée :**

Cette deuxième étape consiste à déterminer le volume de pâte requis afin d'obtenir une maniabilité spécifique [4, 11]. Plusieurs études expérimentales ont permis de mettre en évidence la relation entre la maniabilité de mélanges de BCR sans air entraîné et le rapport entre le volume de pâte et le volume des vides après compactage où :

V_p : volume de pâte dans 1 m^3 de BCR (l/m^3);

V_{vc} : volume des vides dans 1 m^3 de granulat compacté (l/m^3).

Pour un mélange de BCR sans air entraîné, le volume de pâte V_p (eq.I.3) est égal à :

$$V_p = V_{\text{eau}} + V_{\text{ciment}} + V_{\text{ajout minéraux}} \quad (\text{eq.I.3})$$

La relation expérimentale entre la maniabilité et le rapport V_p/V_{vc} est montrée dans la figure 1.19. Cette relation demeure approximative dans la mesure où la relation exacte est fonction de la méthode utilisée pour déterminer V_{vc} et des propriétés rhéologiques de la pâte [4,].

À partir de la figure 1.19, on détermine le volume de pâte (l/m^3) requis pour une maniabilité désirée. Généralement, le rapport V_p/V_{vc} compris entre 1,0 et 1,05 permet d'atteindre une maniabilité variant de 40 à 90 secondes mesurée à l'aide de l'appareil VEBE. Une ou deux gâchées de vérification sont par ailleurs requises pour déterminer le dosage précis du volume de pâte nécessaire pour obtenir la maniabilité désirée.

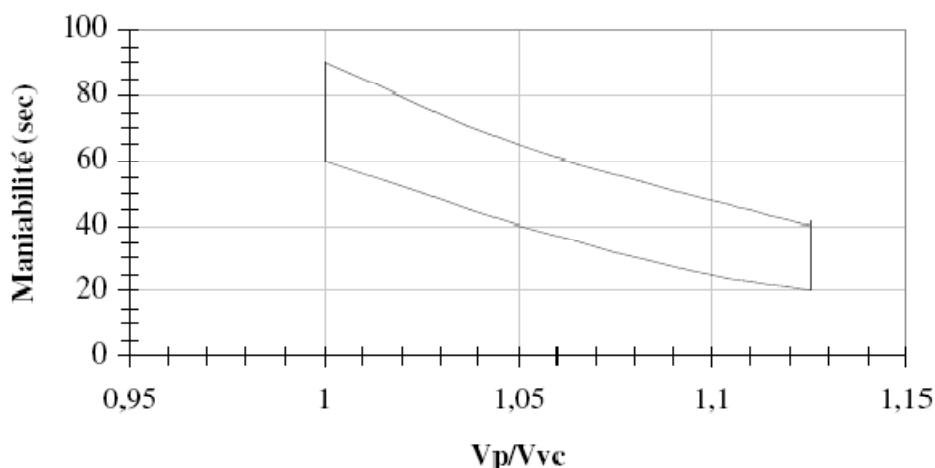


Figure 1.17 : Relation expérimentale entre la maniabilité et le rapport V_p/V_{vc} pour des mélanges de BCR sans air entraîné (rapport eau/liant $< 0,50$) [4].

- **Étape 3 : Sélection du rapport E/L selon la résistance à la compression requise:**

Après avoir déterminé le volume de pâte requis pour obtenir la maniabilité voulue, il s'agit, finalement, de choisir le rapport eau/liant (E/L) et le type de liant afin d'obtenir la résistance mécanique spécifiée. La figure 1.20 présente des relations entre la résistance à la compression à 28 jours et le rapport eau/liant pour des mélanges de BCR avec des ajouts cimentaires (fumée de silice et cendres volantes). Les courbes présentées sur cette figure ont été obtenues à partir de différents résultats expérimentaux provenant de rapports techniques et de diverses publications [4].

Le rapport E/L satisfaisant les propriétés mécaniques désirées dépend à la fois des propriétés physicochimiques du liant et des propriétés du granulat. Des gâchées d'essais (deux ou trois) sont cependant requises pour déterminer le rapport E/L optimal et pour mesurer la résistance à la flexion du béton, cette dernière propriété contrôlant la conception d'un revêtement rigide tel que celui du BCR. Pour certaines applications, le choix du rapport eau/liant est aussi gouverné par des critères de durabilité.

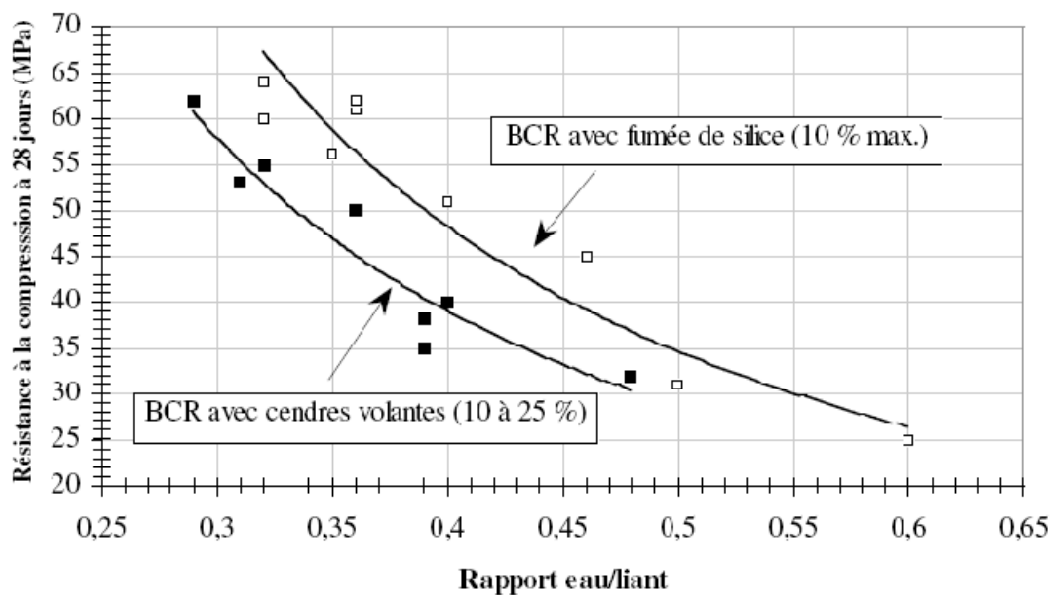


Figure 1.18 : Relation entre le rapport E/L et la résistance à la compression à 28 jours de différents mélanges de BCR (sans air entraîné) [4].

La sélection du rapport eau/liant du mélange de BCR est fonction de la résistance à la compression. Par contre, c'est la résistance à la flexion du BCR qui est utilisée pour calculer l'épaisseur d'un revêtement en BCR. À cet effet, des courbes expérimentales illustrant la relation entre le rapport eau/liant et la résistance à la flexion de différents mélanges de BCR devraient être tracées. On pourrait également estimer, à partir de la résistance à la compression, la résistance à la flexion d'un mélange avec un rapport eau/liant donné [4].

1.8.4. Formulation selon le modèle théorique

Le modèle théorique de DE Larrard [12,13], sert à optimiser la compacité d'un mélange de béton en combinant les matériaux dont on dispose. Ce modèle a été développé sur la base de différents modèles antérieurs. Un résumé de ces modèles est donné avant de décrire le modèle de DE Larrard.

1.8.4.1. Modèle linéaire de compacité des mélanges granulaires

L'objectif de ce modèle est de prédire la compacité d'un mélange de grains secs en tenant compte de deux types de paramètres: les compacités propres α_i (compacité atteinte par la classe i empilée isolément) et les proportions volumiques y_i (par rapport au volume solide total) de chacune des classes granulaires considérées.

Pour le cas d'un mélange binaire et quand le diamètre moyen des grains de la première classe est nettement supérieur à celui des grains de la deuxième classe ($d_1 \gg d_2$) ou les interactions entre les grains seront donc réduites au minimum, on peut observer deux types de comportements. Dans un premier temps, la compacité du mélange sera gouvernée par les gros grains (Figure 1.21). C'est le cas des gros dominants. Pour celui-ci, on peut calculer à partir du modèle que:

$$C = C_{cas1} = \phi_1 + \phi_2 = \alpha_1 + \phi_2 = \frac{\alpha_1}{1 - y_2} \quad (\text{eq.I.4})$$

Où C_{cas1} représente la compacité, α_i les compacités propres et ϕ_i le volume partiel, c'est-à-dire le volume occupé par la classe i dans un mélange de volume unitaire. Dans le modèle, les y_i et ϕ_i sont liés par la relation suivante (eq.I.5) :

$$\phi_i = y_i \times C \quad (\text{eq.I.5})$$

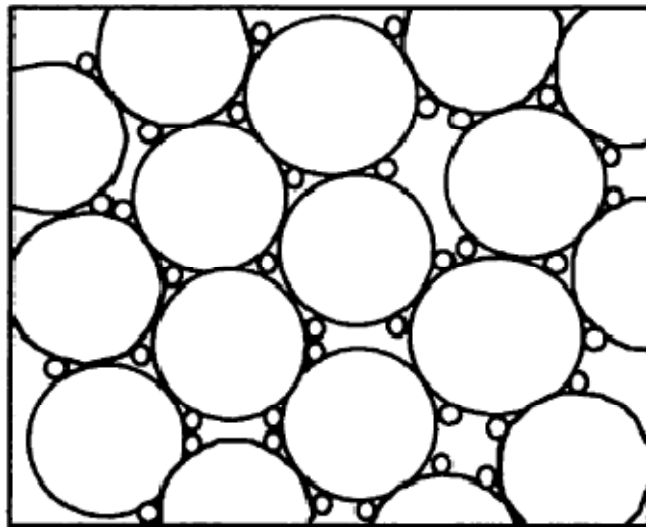


Figure 1.19 : Cas des gros grains dominants (cas 1) [14, 15].

Il se peut également que la compacité du mélange soit plutôt déterminée par l'arrangement des petits grains (Figure 1.22). Le modèle permet alors de calculer que:

$$C = C_{cas2} = \phi_1 + \phi_2 = \phi_1 + \alpha_2 (1 - \phi_1) = \frac{\alpha_2}{1 - (1 - \alpha_2)y_1} \quad (\text{eq.I.6})$$

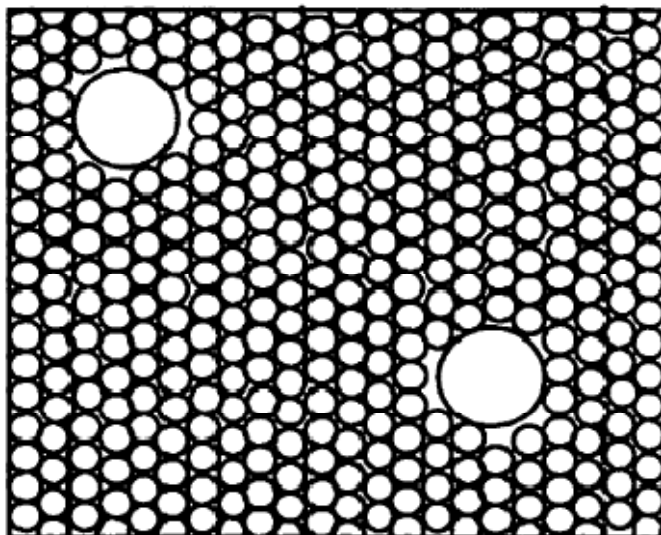
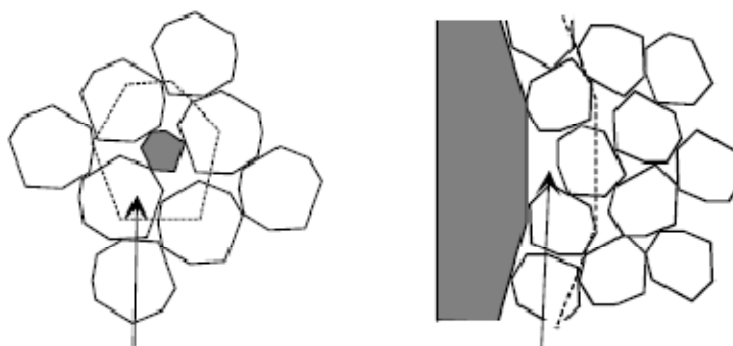


Figure 1.20 : Cas des petits grains dominants (cas 2) [14, 15].

Pour un mélange quelconque, la compacité est donnée par la plus petite des deux valeurs calculées à partir des équations I.4 et I.6, soit :

$$C = \inf (C_1, C_2) \quad (\text{eq.I.7})$$

Dans un mélange granulaire, on peut retrouver deux types d'interaction entre les grains: l'effet de desserrement et l'effet de paroi. L'effet de desserrement peut s'expliquer comme suit : lorsque le grain 2 n'est pas assez petit pour s'insérer à l'intérieur de l'empilement des grains 1, la compacité se trouve diminuée car il y a déstructuration de l'empilement des grains. Et similairement, l'effet de paroi résulte du relâchement de l'empilement des petits grains au voisinage d'un gros grain ou d'une paroi. L'effet de desserrement et paroi sont illustrés à la figure 1.23.



a) Effet de desserrement

b) Effet de paroi

Figure 1.21 : Effet d'interaction entre classes granulaires.

Lorsque l'on veut calculer la compacité réelle d'un mélange, on doit prendre en considération les interactions entre les différents grains. Dans le modèle linéaire, l'effet des interactions est évaluée et la compacité du mélange peut être calculée à partir de l'équation suivante (eq.I.8) :

$$C_i = \frac{\alpha_i}{1 - (1 - \alpha_i) \sum_{j=1}^{i-1} g\left(\frac{d_i}{d_j}\right) y_j - \sum_{j=i+1}^n f\left(\frac{d_j}{d_i}\right) y_j} \quad (\text{eq.I.8})$$

Où d_i et d_j représentent le diamètre des particules alors que f et g sont respectivement des fonctions qui tiennent compte de l'effet de desserrement et de l'effet de paroi.

1.8.4.2. Modèle de viscosité

Le modèle de viscosité a été développé par Mooney [voir 12]. Ce modèle permet d'exprimer la viscosité relative η_r (exprimée par rapport à celle de l'eau) d'un mélange granulaire par la formule suivante:

$$\eta_r = \exp\left(\sum_{i=1}^n \frac{2.5 y_i}{\frac{\Phi}{C_i} - 1}\right) \quad (\text{eq.I.9})$$

Où Φ représente le volume solide total du mélange (concentration solide).

Comme on peut le constater, pour un empilement de grains donné, la viscosité relative diverge lorsqu'il existe une valeur de i pour laquelle $\Phi = C_i$. Le volume de liquide devient alors la porosité du système granulaire sec.

Malheureusement, ce modèle est inutilisable lorsque les suspensions sont très concentrées (par exemple pour les bétons), car les valeurs croissent trop vite par rapport à l'expérience [12].

1.8.4.3. Modèle de suspension solide de De Larrard

Le modèle de suspension solide est une synthèse des deux modèles décrits précédemment. Ce modèle a été développé par De Larrard [12,13] au LCPC de Paris.

Ce modèle permet de formuler de nouvelles fonctions d'interaction qui dépendent, non seulement du diamètre des grains, mais aussi de leur compacité propre. Ce modèle

permet également de traiter le cas des mélanges ayant des grains de même taille, mais de compacité propre différente, ce qui est souvent le cas en pratique.

Le modèle est basé sur une étude de la viscosité des mélanges granulaires. En théorie, un empilement de sphères homométriques peut atteindre une compacité de 0,74 si elles sont empilées grain par grain. Cette compacité se nomme la compacité propre virtuelle (β_i). En pratique, l'empilement des grains est réalisé par des moyens de mise en place énergétique tels que la vibration ou la compression. La compacité pour un tel empilement ne dépasse pas 0,64. La viscosité d'un mélange de grains ayant un empilement aléatoire est grande, mais finie. Cette viscosité sera d'autant plus élevée que le mélange sera compact.

Dans ce contexte, pour un empilement unimodal de taille d_j dont la compacité propre est α_i , et la compacité propre virtuelle est β_i , la viscosité s'exprime par l'équation suivante:

$$\eta_{r,i}^* = \exp\left(\frac{2.5}{\frac{1}{\alpha_i} - \frac{1}{\beta_i}}\right) \text{ (eq.I.10)}$$

Comme nous l'avons déjà souligné, le modèle prend également en considération le cas d'un mélange de grains de même taille, mais de compacité propre différente. Soit deux classes de grains dont $d_1 = d_2$, mais de compacité virtuelle différente $\beta_1 \neq \beta_2$. Dans ce cas, De Larrard a fait l'hypothèse qu'il n'existe aucune synergie de compactage entre les deux populations : tout se passe comme si elles occupaient séparément deux parties du récipient de volume respectif Φ_1/β_1 et Φ_2/β_2 . La compacité moyenne s'écrit alors:

$$\gamma = \frac{\beta_1}{1 - y_2 \left(1 - \frac{\beta_1}{\beta_2}\right)} \text{ (eq.I.11)}$$

$$\gamma = \frac{\beta_2}{1 - y_1 \left(1 - \frac{\beta_2}{\beta_1}\right)} \text{ (eq.I.12)}$$

En prenant en considération les effets d'interactions mentionnés dans le modèle linéaire de compacité granulaire, soit l'effet de desserrement et l'effet de paroi, on obtient l'expression de la compacité virtuelle γ d'un mélange multimodal avec la formule suivante:

$$\gamma_i = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} \left(1 - \beta_i + b_{ij} \beta_i \left(1 - \frac{1}{\beta_j} \right) \right) y_i - \sum_{j=i+1}^n \left(1 - a_{ij} \left(\frac{\beta_i}{\beta_j} \right) \right) y_j} \quad (\text{eq.I.13})$$

Le coefficient b_{ij} illustre l'effet de paroi subi par l'empilement des grains 2 au voisinage des grains 1, tandis que le coefficient a_{ij} exprime l'effet de desserrement exercé par les grains 2 sur l'empilement des grains 1. Ces coefficients ont été déterminés par étalonnage des mélanges granulaires binaires, tel que décrit par De Larrard et al [13]. Le modèle de suspension solide est donc constitué de l'équation (I.13) pour le calcul des termes γ_i et de l'équation (I.10) pour le calcul de la compacité réelle.

1.8.4.4. Le modèle d'empilement compressible

Le Modèle d'Empilement Compressible est la dernière version des différents modèles d'empilement développés au LCPC [15]. Ce chapitre présente ses fondements, sa validation, son utilisation pour les mélanges confinés et son intégration dans un logiciel de calcul.

1.8.4.5. Notion d'indice de compaction

Le modèle d'empilement compressible, tel que décrit par De Larrard [2], repose sur la notion de compacité virtuelle (γ) d'un mélange granulaire. La compacité virtuelle se définit comme étant la compacité maximale que l'on peut atteindre pour un mélange granulaire donné, si l'on considère que les particules sont indéformables et sont placées une par une afin d'occuper le moins d'espace possible. Par exemple, pour un mélange de billes de même grosseur, la compacité maximale γ que l'on peut atteindre en plaçant les billes une par une est de 0.74. Si l'on considère les mêmes billes mais compactées par un processus aléatoire, la compacité sera alors plus faible, variant de 0.60 à 0.64.

Le modèle peut être utilisé pour prédire la compacité virtuelle d'un mélange granulaire à partir de sa distribution granulométrique et de la compacité virtuelle β_i de chaque classe de grains le composant.

L'équation générale du modèle représente la compacité virtuelle d'un mélange granulaire de n classes lorsque la classe i est dominante :

$$\gamma_i = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} \left(1 - \beta_i + b_{ij} \beta_i \left(1 - \frac{1}{\beta_j} \right) \right) y_j - \sum_{j=i+1}^n \left(1 - a_{ij} \left(\frac{\beta_i}{\beta_j} \right) \right) y_j} \quad (\text{eq.I.14})$$

Où :

γ_i : compacité virtuelle du mélange atteinte lorsque la classe i est dominante,

β_i : compacité virtuelle propre de la classe i empilée isolement,

y_i : fraction volumique d'une classe par rapport au volume total du mélange solide.

On a alors :

$$\gamma = \min_i (\gamma_i) \quad (\text{eq.I.15})$$

Les coefficients a_{ij} et b_{ij} , représentent respectivement l'effet de desserrement et l'effet de paroi exercé par les grains. Ces coefficients ont été déterminés par étalonnage des mélanges granulaires binaires, tel que décrit par De Larrard et al [12, 13]. Les équations obtenues sont les suivantes :

$$a_{ij} = \sqrt{1 - \left(1 - \frac{d_j}{d_i} \right)^{1.02}} \quad (\text{eq.I.16})$$

$$b_{ij} = \sqrt{1 - \left(1 - \frac{d_i}{d_j} \right)^{1.50}} \quad (\text{eq.I.17})$$

Où d_i est le diamètre de moyen de la classe i.

Le modèle d'empilement compressible permet de passer de la compacité virtuelle, qu'on ne peut atteindre en pratique, à la compacité réelle du mélange granulaire qui est fonction de l'énergie déployée lors de sa mise en place. Un scalaire, l'indice de serrage K, permet de relier la compacité virtuelle (γ) à la compacité réelle (Φ). Ce scalaire dépend uniquement du protocole de mise en place du mélange granulaire. Si K tend vers l'infini, la compacité tend vers la compacité virtuelle γ [2].

La forme générale de l'équation de l'indice de serrage est la suivante, pour n classes :

$$K = \sum_{i=1}^n K_i = \sum_{i=1}^n \frac{\frac{y_i}{\beta_i}}{\frac{1}{\Phi} - \frac{1}{\gamma_i}} \quad (\text{eq.I.18})$$

Où Φ : compacité réelle d'un mélange granulaire.

Les valeurs de l'indice K sont calées sur des mélanges binaires pour chaque procédé de compactage. Le tableau 1.4 présente quelques valeurs courantes.

Tableau 1.4 : Indice de compaction pour différents protocoles [2, 15, 16].

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

Dans la pratique, on mesure la compacité réelle Φ de chaque constituant du mélange (liant, sable, gravillons, etc.) suivant des procédures décrites par Sedran et De Larrard [15, 16]. On pose l'hypothèse qu'un constituant est un mélange de classes ayant toutes la même compacité virtuelle β . On peut alors déduire, pour chaque constituant, les valeurs $\beta_i = \beta$ correspondantes à partir des équations I.14 et I.18. Connaissant ces valeurs, la compacité virtuelle γ de n'importe quel mélange peut être calculée à l'aide de l'équation I.14. Et enfin, la compacité réelle du mélange est obtenue par l'équation I.18 [2].

1.8.4.6. Données de base du modèle d'empilement compressible [9, 15, 16]

Le modèle théorique de suspension solide exige de connaître certaines propriétés des constituants telles que la compacité, la densité, la granularité et la surface spécifique. La détermination des grandeurs physiques est nécessaire pour utiliser le modèle.

La granularité des constituants tels que, le sable et le gravier est obtenue par tamisage. Celle du ciment est déterminée par granulométrie au laser. Par contre, si le ciment est utilisé en présence de superplastifiant, la mesure est effectuée dans l'alcool et après dispersion aux ultrasons; sinon elle a lieu dans l'eau, ceci afin de prendre en considération le phénomène de floculation. Enfin, pour les particules ultrafines la

détermination de la granularité est effectuée à l'aide d'un sérigraphie après dispersion aux ultrasons.

La compacité du gravier est déterminée de la façon suivante. On place le matériau dans un cylindre métallique d'environ 7,5 kg, ou celui-ci est fixé à une table vibrante. On dépose sur le matériau une surcharge d'environ 10 KPa. Cet échantillon est soumis par la suite à une vibration pendant 1 minute. La compacité est calculée de la façon suivante:

$$C = \frac{m}{M \times V} \text{ (eq.I.19)}$$

Où

C : la compacité,

m : la masse du matériau en kg,

M : la masse volumique en kg/m³,

V : le volume total final en m³.

Pour un matériau d'une grande étendue granulaire, on doit séparer en classes granulaires l'ensemble de la granulométrie. Cette séparation doit être faite de manière à s'assurer que, pour chaque classe, le diamètre du plus petit grain soit inférieur ou égal à 4 fois celui du plus petit grain. La mesure de la compacité s'effectue comme pour la pierre sauf que la masse de l'échantillon doit être d'environ 3 kg.

Enfin, pour les poudres (ciment, cendres volantes, fumée de silice et autres ajouts minéraux), la mesure de la compacité est en fait une mesure de demande en eau. On mélange une certaine quantité de poudre à l'eau dans un malaxeur à mortier. Par essais successifs, on détermine le poids d'eau juste nécessaire pour faire passer le mélange de l'état de terre humide à l'état de pâte lisse. La compacité de la poudre est donnée par:

$$C = \frac{1000}{1000 + M \times \frac{P_e}{P_d}} \text{ (eq.I.20)}$$

Où P_e est le poids de l'eau, P_d le poids de la poudre et M la masse volumique de la poudre en kg/m³.

1.9. Propriétés du BCR

1.9.1. Introduction

De consistance sèche, le BCR possède, à l'état frais, des propriétés distinctes du béton plastique. Un mélange de BCR correctement formulé développe de bonnes résistances mécaniques (module élastique, résistances à la compression et à la flexion) de même qu'une bonne durabilité au gel/dégel en utilisant des teneurs en ciment inférieures au béton plastique. Ses propriétés mécaniques sont généralement supérieures au béton plastique usuel.

1.9.2. BCR à l'état frais

1.9.2.1. Ouvrabilité

La maniabilité est une propriété importante du BCR à l'état frais. Elle détermine la facilité de mise en place et fournit une indication de l'uniformité de la production du BCR.

Un mélange de BCR avec une maniabilité trop élevée (mélange plus humide) indique que le volume de pâte (ou la quantité d'eau) est trop important. Cette maniabilité élevée a de nombreuses incidences sur les propriétés finales du matériau comme sur sa mise en place. Cette augmentation du rapport eau/liant se traduit par une diminution des propriétés mécaniques et de la durabilité. En ce qui concerne la mise en place du BCR au chantier, cette plus grande « fluidité » du mélange favorisera la création de pressions interstitielles dans le matériau compacté et une déformabilité excessive lors du passage des équipements de compactage, menant à la formation d'ondulation à la surface du revêtement. La qualité de la surface peut être réduite en raison de l'adhérence accrue de la pâte avec les rouleaux d'acier des équipements de compactage. En contrepartie, une maniabilité trop faible (mélange plus sec) survient lorsque la teneur en eau du mélange est insuffisante ou inadéquate (le volume de pâte ne suffit pas à combler les vides entre les granulats). Comme pour le cas précédent, cette consistance trop sèche aura comme conséquence d'augmenter le volume de vides de compactage ce qui entraînera une diminution des propriétés mécaniques et de la durabilité. De plus, une faible maniabilité provoque généralement une augmentation de la ségrégation lors de la fabrication, du chargement, du transport et de la mise en place du BCR de même qu'un fini de surface généralement plus ouvert (grossier). Finalement,

ce manque de maniabilité réduit l'adhérence entre les couches et les joints. Concrètement, une variation du dosage en eau d'un à deux litres/m³ peut avoir un effet sensible sur la maniabilité du mélange et sur les opérations de mise en place [4].

La teneur en eau idéale est déterminée à partir d'un essai Proctor modifié; elle est généralement comprise entre 4 et 7 % de la masse des matériaux secs [6]. D'après Atis et al. [7], la quantité d'eau minimale utilisée est de 159 l/m³, et la valeur maximale est de 176 l/m³ (Tableau 1.5) pour un BCR avec et sans cendres volantes. D'autres chercheurs ont utilisé des teneurs en eau entre 120 et 170 l/m³ et la composition finale du béton, correspond, à une valeur d'eau de 150 l/m³, cette quantité est nécessaire pour que le béton soit compactable dans des meilleures conditions, et donc d'obtenir des excellentes propriétés mécaniques à jeune âge [17].

Tableau 1.5 : Composition pour 1 m³ de BCR [7]

Mix no.	NPC, kg/m ³	FA, kg/m ³	Water, l/m ³	Aggregates, kg/m ³	Optimal w/(c + fa) ratio
K1-00	200	0	164	2100	0.82
K1-15	170	30	166	2100	0.83
K1-30	140	60	168	2100	0.84
K1-45	110	90	170	2100	0.85
K2-00	300	0	<u>159</u>	1950	0.53
K2-15	255	45	162	1950	0.54
K2-30	210	90	165	1950	0.55
K2-45	165	135	168	1950	0.56
K3-00	400	0	160	1800	0.40
K3-15	340	60	164	1800	0.41
K3-30	280	120	168	1800	0.42
K3-45	220	180	<u>176</u>	1800	0.44

1.9.2.2. Ségrégation

La ségrégation peut être définie comme la séparation des constituants d'un matériau hétérogène de sorte que leur distribution n'est plus uniforme. Dans le cas du béton, ce sont les différences de grosseurs des granulats ainsi que celles des masses volumiques des constituants du béton qui sont la cause principale de la ségrégation. Ainsi, les risques de ségrégation peuvent être contrôlés par le choix d'une granulométrie appropriée et les soins pris lors de la mise en place du béton [9].

Le BCR est particulièrement sensible à la ségrégation en raison du faible volume de pâte et conséquemment, du faible volume d'eau de gâchage. La ségrégation est fonction de la granulométrie, de la grosseur nominale du granulat grossier et des caractéristiques de la pâte.

La dimension maximale des granulats est limitée à 20/22mm, parfois moins, dans le BCR utilisé dans les routes, afin d'éviter la ségrégation, de rendre le malaxage plus facile et d'améliorer l'uni. Cependant, dans des routes à faible trafic construites en Espagne, des granulats avec une dimension maximale atteignant 38mm ont été employés, mais dans ce cas, un talochage mécanique est réalisé pour remplir les nids de cailloux éventuels en surface [1,6].

Les facteurs affectant la ségrégation sont principalement :

- le pourcentage des gros particules (>25 mm),
- la réduction de la quantité des fines (ciment et sable),
- la Variation de la forme des particules loin de la forme sphérique et lisse,
- le béton très mou ou très sec(BCR) [10].

1.9.3. BCR à l'état durci

1.9.3.1. Introduction

Les méthodes de formulation des BCR développées récemment permettent de produire des mélanges de BCR à compacité optimale. Un mélange de BCR correctement formulé possède des propriétés à l'état durci supérieures à celles d'un mélange de béton plastique pour une même quantité de liant et pour un même rapport eau/liant [4].

Comme pour les mélanges de béton plastique, les propriétés du BCR à l'état durci dépendent de la nature et de la quantité de liant, du rapport eau/liant ainsi que de la qualité des granulats. De plus, les propriétés à l'état durci du BCR sont particulièrement influencées par le degré de compactage. Une étude expérimentale réalisée sur des éprouvettes de béton prélevées sur des sections d'essais consolidées à différents degrés de compactage (90, 95 et 98 % par rapport à la masse volumique humide de référence) a montré qu'une diminution du degré de compactage de 3 % (de 98 % à 95 %) réduit la

résistance à la compression de près de 30 %. Cette diminution de la densité réduit évidemment la durabilité du béton [4,11].

1.9.3.2. Propriétés mécaniques

Le comportement mécanique du BCR est principalement influencé par le faible volume de pâte. Le squelette granulaire compact des mélanges de BCR contribue grandement aux excellentes performances mécaniques par rapport aux bétons plastiques.

a) Résistance à la compression

L'optimisation des proportions des matériaux secs des mélanges de BCR permet d'obtenir d'excellentes résistances à la compression malgré les faibles teneurs en ciment de ces bétons. La diminution de la porosité du squelette granulaire mène à la réduction de la teneur en particules fines, c'est-à-dire, ciment, fumée de silice, cendres volantes, laitiers et autres matériaux fins. Une plus petite quantité de pâte est donc requise pour lier tous les granulats [4].

En effet, le contact intime granulat-granulat gêne la propagation des fissures en raison de leur meilleure disposition. Les propriétés de la matrice cimentaire expliquent aussi les résistances à la compression élevées de ces mélanges. La résistance de la matrice cimentaire est grandement influencée par la porosité du système. Le faible rapport eau/liant de ces mélanges produit une matrice cimentaire peu poreuse favorisant ainsi des résistances à la compression élevées [4].

L'Allemagne recommande une résistance à la compression de 40MPa pour les revêtements en BCR supportant directement le trafic. L'âge ou les essais sont réalisés dépend du type du liant, 28 jours étant le plus usuel [1]. Abdel-Halim et al [18] ont trouvé une valeur minimale de la résistance à la compression sur carotte à 93 jours de 6.7MPa, et 12.4MPa comme maximum, avec une moyenne de 9.4MPa.

D'autre part, ZDIRI et al [19], L'évolution de la résistance du béton compacté au rouleau est liée à la qualité et au dosage en ciment ainsi qu'au taux d'hydratation du ciment (Figures 1.24 à 1.27). Plus la quantité de ciment est importante plus l'évolution est plus rapide, surtout qu'une fois mis en place le BCR doit supporter, dans la majorité des cas, à jeune âge des charges routières très importantes.

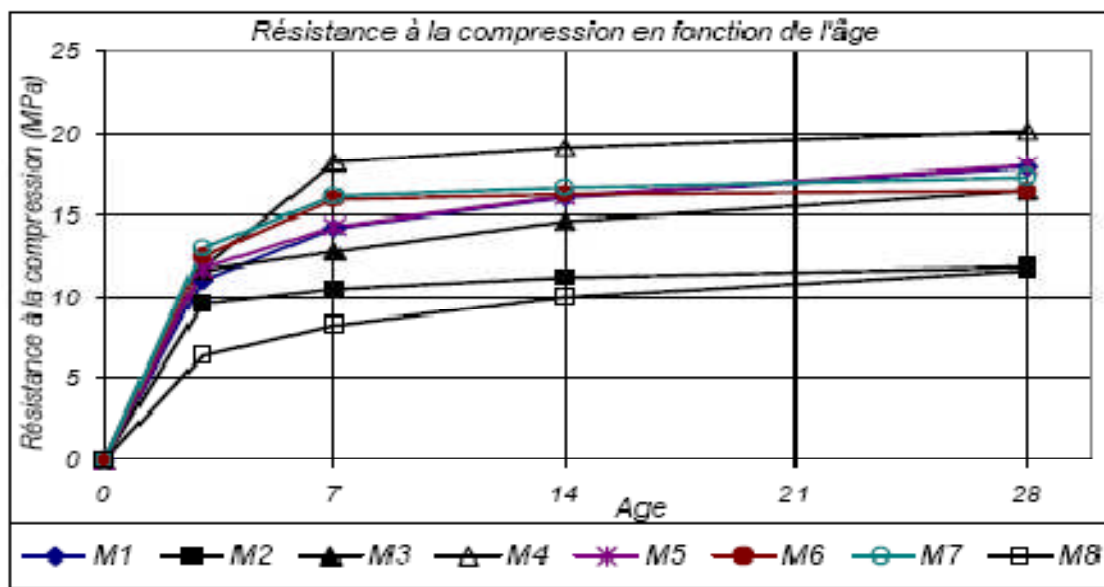


Figure 1.22 : Variation des résistances à la compression des mélanges de BCR pour un dosage de 250 kg/m^3 de ciment [19].

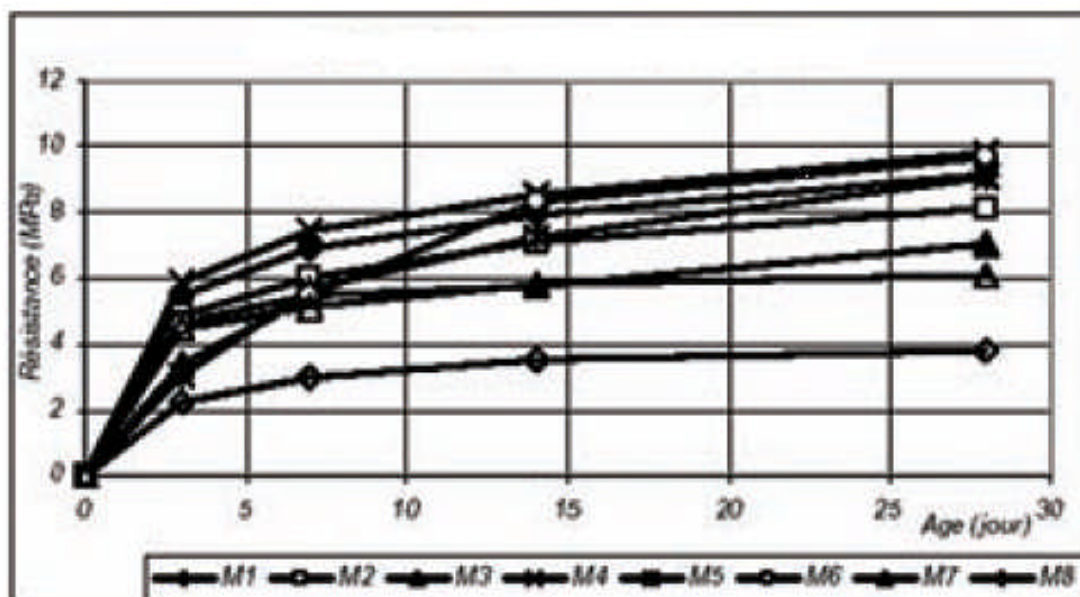


Figure 1.23 : Variation des résistances à la compression des mélanges de BCR pour un dosage de 150 kg/m^3 de ciment [5].

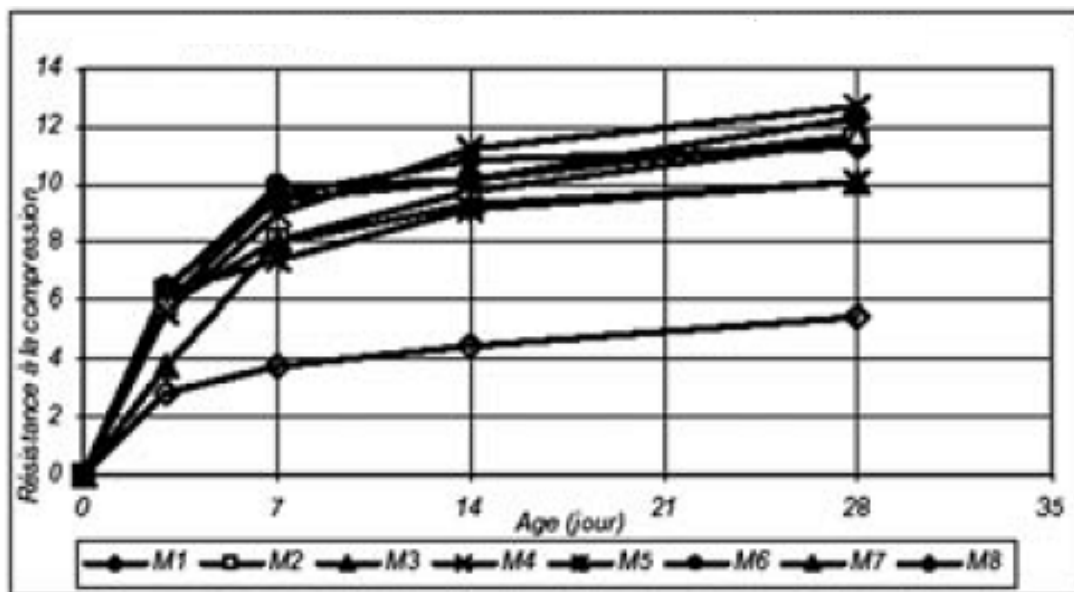


Figure 1.24 : Variation des résistances à la compression des mélanges de BCR pour un dosage de 200 kg/m³ de ciment [5].

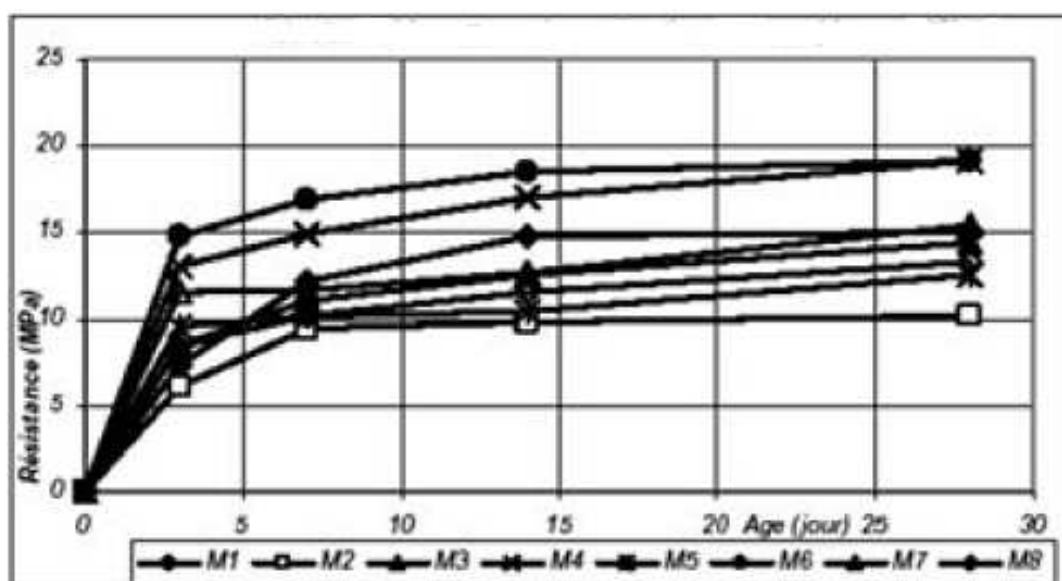


Figure 1.25 : Variation des résistances à la compression des mélanges de BCR pour un dosage 250 kg de ciment [5].

Atis [8] a trouvé qu'un BCR avec un volume élevé de cendres volantes (HVFA) atteint une résistance comparable ou supérieure à celle d'un béton ordinaire (NPC), et l'influence du superplastifiant débutera au 3^{ème} jour. Les résultats de cette étude sont présentés dans les tableaux 1.6 et 1.7, où M0W (workable) et M0Z (zéro slump), M1 à M8 sont des BCR avec volume élevé de cendres volantes, les mélanges M1, M2, M5 et M6 sont composés de 70% de cendres volantes, les mélanges M3, M4, M7 et M8 sont

composés de 50% de cendres volantes, les mélanges M0Z, M2, M4, M6 et M8 sont appelés BCR (zéro slump) et les mélanges M0W, M1, M3, M5 et M7 contiennent un superplastifiant.

Atis et al. [7], ont utilisés trois dosages en ciment différents, 200 (K1), 300 (K2) et 400 kg/m³ (K3), et ont étudiés l'effet de différents pourcentages de cendres volantes (CV), 0%, 15%, 30% et 45 % sur la résistance à la compression (Tableau 1.8).

Tableau 1.6 : Résistance à la compression avec 65% HR et 20 °C [8]

Age	M0W	M0Z	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
1 Day	12.05	33.51	1.76	7.09	5.62	28.25	NA	4.29	3.20	15.73
3 Days	38.41	45.27	16.34	16.64	31.85	35.30	7.98	10.90	20.22	26.14
7 Days	49.27	52.63	24.01	18.60	38.00	48.30	12.29	14.40	25.36	34.30
28 Days	60.75	64.95	33.25	30.55	57.00	66.55	21.10	22.60	36.60	45.85
3 Months	65.03	68.10	40.75	41.10	60.20	79.90	24.21	28.01	42.65	54.55
6 Months	69.13	72.29	42.45	43.00	67.30	81.60	27.50	29.65	49.70	55.65
1 Year	71.00	77.08	45.00	48.05	67.60	83.60	30.7	31.90	53.00	60.20

Tableau 1.7 : Résistance à la compression avec 100% HR et 20 °C [8]

Age	M0W	M0Z	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
1 Day	12.05	33.51	1.76	7.09	5.62	28.25	NA	4.29	3.20	15.73
3 Days	40.72	49.44	17.83	19.80	32.75	36.90	7.07	11.05	19.11	26.55
7 Days	51.54	56.27	24.86	20.09	40.75	49.50	12.05	13.50	24.41	35.10
28 Days	62.66	69.12	43.10	34.10	63.50	70.30	19.34	22.94	41.15	49.60
3 Months	76.85	81.54	63.40	48.75	81.60	83.70	30.15	41.80	59.25	66.40
6 Months	78.53	82.40	70.45	59.90	90.50	84.75	44.15	47.05	64.00	72.65
1 Year	80.21	84.72	75.10	65.50	94.35	87.85	50.25	51.20	72.10	77.40

Tableau 1.8 : Résistance à la compression sur cube [7]

Mix no.	1 day	3 days	28 days	3 months
K1-00	3.92	9.99	22.57	23.64
K1-15	2.55	10.17	25.89	28.91
K1-30	2.63	5.07	18.20	23.28
K1-45	1.88	3.73	11.88	19.58
K2-00	9.51	24.20	46.93	53.50
K2-15	6.91	20.49	49.18	51.34
K2-30	5.10	13.62	39.83	40.35
K2-45	4.35	8.64	18.48	34.58
K3-00	14.81	34.47	60.85	64.33
K3-15	12.06	28.41	62.96	70.81
K3-30	8.34	21.40	44.80	60.83
K3-45	7.83	13.57	27.01	30.10

Ces résultats ont montré qu'un BCR formulé avec CV développent une résistance acceptable à cours terme, et celui qui contient 15 % de CV développent une résistance comparable ou supérieur à celle d'un BCR sans CV à 28 jours, et à 3 mois, le BCR qui contient 30% de CV développent une résistance comparable à celle d'un BCR sans cendre volante.

Les agrégats naturels dans un BCR, donnent une résistance à la compression plus élevée que celle des agrégats recyclés [17, 21]. D'après Courard et al [17], la résistance à la compression après 7 jours est constante pour des quantités d'eau entre 140 et 170 l/m³ (Tableau 1.9).

Debieb et al [20], ont montrés que la résistance à la compression du BCR avec granulats naturels (NRCC) augmente de 13 %, par rapport au béton naturel (NAC), avec le même type de ciment et agrégats, et elle est diminuée de 30% avec les agrégats recyclés (RRCC) contaminés avec le Chlore (Cl), Sulfates(Su), et eau de mer (Sw) (Tableau 1.10).

Tableau 1.9 : Variation des résistances à la compression à 7 jours du même mélange en fonction des quantités d'eau [17]

Mix	Total water (l/m ³)	f _c 7 days (N/mm ²)
1	170	20
2	160	20
3	150	21
4	145	20
5	140	20
6	130	16
7	120	13

Tableau 1.10 : Résistance à la compression [20]

Mix	R _c (MPa)
NAC	40
NRCC	46
RRCC-V	32
RRCC-Cl	31
RRCC-Su	32
RRCC-Sw	33

b) Résistance à la traction

L'un des premiers paramètres à prendre en considération lors de la conception d'un revêtement en BCR, comme pour tout autre revêtement rigide en béton, est la résistance à la traction (module de rupture) du béton. Le critère de fatigue, c'est-à-dire, le contrôle de fissuration dans une dalle soumise à des charges répétitives dues aux passages de véhicules lourds, est déterminé par la résistance à la flexion du béton[4].

La résistance à la traction des mélanges de BCR formulés adéquatement (squelette granulaire optimisé) est généralement plus élevée que celle des bétons usuels. Cette bonne performance est directement attribuable à la compacité du mélange où les granulats sont pratiquement en contact les uns contre les autres. Cette compacité granulaire constitue un obstacle à la propagation des fissures. L'énergie requise pour propager la fissure doit être plus importante [4].

Les travaux de recherche des dernières années ont permis de mettre en évidence la relation empirique suivante entre la résistance à la compression et la résistance à la traction par flexion des BCR à 28 jours (relation (I.21)) [4] :

$$f_r = (f_c')^{0.459} \quad (\text{eq.I.21})$$

Avec :

f_r : Estimation de la résistance à la traction par flexion du BCR à 28 jours de mûrissement (MPa);

f_c' : Résistance moyenne à la compression d'éprouvettes de BCR à 28 jours (MPa).

Dans le même ordre d'idées, on considère généralement que le ratio entre le module de rupture et la résistance à la compression pour le béton plastique est de l'ordre de 0,10. Pour le BCR, ce ratio est plutôt de l'ordre de 0,12 à 0,15 [4, 14].

Trois types d'essai permettent de mesurer la résistance à la traction d'un béton : l'essai de traction directe, l'essai de flexion et l'essai de fendage [10].

La France et l'Espagne spécifient une résistance à la traction par fendage de 3,3MPa, valeur diminuée jusqu'à 2,8 MPa dans le cas des routes à faible trafic, tandis que l'Allemagne recommande une résistance à la traction par fendage de 3,0 MPa pour les revêtements en BCR supportant directement le trafic [1].

Abdel-Halim et al [18] ont trouvé une résistance à la traction par fendage moyenne des éprouvettes carotté et prélevées de différentes couches de 0.89MPa. D'autre part ZDIRI et al [5], ont utilisé trois dosages en ciment, 150, 200 et 250 kg/m³ pour les huit mélanges de BCR, et la résistance à la traction par fendage à 28 jours variant de 0.68 à 1.63 MPa (Tableaux 1.11 à 1.13).

Tableau 1.11 : Résultats de l'essai de traction sur les mélanges de BCR pour un dosage de 150 kg/m³ [5]

Age j	0	3	7	14	28
M1	0,00	0,67	1,09	1,28	1,39
M2	0,00	1,33	1,38	1,42	1,48
M3	0,00	0,34	0,44	0,76	0,94
M4	0,00	0,74	0,89	0,94	1,14
M5	0,00	0,41	0,60	0,65	1,13
M6	0,00	0,69	0,86	1,18	1,41
M7	0,00	0,58	0,65	1,83	0,95
M8	0,00	0,37	0,48	0,49	0,68

Tableau 1.12 : Résultats de l'essai de traction en MPa sur les mélanges de BCR pour un dosage de 200 kg/m³ [5]

Age j	0	3	7	14	28
M1	0,00	0,86	1,47	1,54	1,63
M2	0,00	0,89	1,03	1,09	1,24
M3	0,00	0,75	0,96	1,07	1,09
M4	0,00	0,97	1,03	1,17	1,29
M5	0,00	0,90	1,15	1,16	1,48
M6	0,00	0,80	0,96	1,19	1,28
M7	0,00	1,10	1,27	1,30	1,43
M8	0,00	0,59	0,69	0,72	0,79

Tableau 1.13 : Résultats de l'essai de traction en MPa sur les mélanges de BCR pour un dosage de 250 kg/m³ [5]

Age j	0	3	7	14	28
M1	0,00	0,94	1,17	1,26	1,36
M2	0,00	0,57	0,90	1,06	1,26
M3	0,00	0,51	0,90	0,91	1,12
M4	0,00	1,06	1,39	1,44	1,50
M5	0,00	0,84	0,96	1,31	1,42
M6	0,00	0,94	1,18	1,24	1,36
M7	0,00	0,72	0,98	1,09	1,29
M8	0,00	0,49	0,62	0,67	0,73

Atis [8] a trouvé qu'un BCR avec un volume élevé de cendres volantes (HVFA) atteint une résistance comparable ou supérieure à celle d'un béton ordinaire (NPC), et l'influence du superplastifiant débutera au 3^{ème} jour.

Atis et al [7], ont utilisé trois dosages en ciment différents, 200 (K1), 300 (K2) et 400 kg/m³ (K3), et différents pourcentages de cendres volantes 0%, 15%, 30% et 45 % (Tableaux 1.14 et 1.15). Les résultats de la résistance à la traction par flexion et par fendage, ont montré que le béton qui contient 15% de cendres volantes, développe une résistance comparable ou supérieure à celle d'un BCR sans cendres volantes.

Tableau 1.14 : Résistance à la traction par flexion (MPa) [7]

Mix no.	1 day	3 days	28 days	3 months
K1-00	1.02	1.77	3.31	3.69
K1-15	0.72	1.91	3.2	3.67
K1-30	0.66	1.15	3.02	3.35
K1-45	0.59	0.79	2.14	2.43
K2-00	1.58	2.76	4.72	5.59
K2-15	1.17	3.03	4.46	5.56
K2-30	1.24	2.2	4.42	5.12
K2-45	1.13	1.67	2.76	3.45
K3-00	2.55	4.81	5.59	7.01
K3-15	1.73	3.32	6.29	6.70
K3-30	1.68	2.55	4.8	5.86
K3-45	1.63	2.45	3.73	3.86

Tableau 1.15 : Résistance à la traction par fendage (MPa) [7].

Mix no.	1 day	3 days	28 days	3 months
K1-00	0.58	1.26	2.04	2.32
K1-15	0.40	1.22	2.49	2.58
K1-30	0.49	0.74	1.92	2.01
K1-45	0.30	0.62	1.18	1.92
K2-00	0.98	2.03	3.50	3.96
K2-15	0.87	1.85	3.22	3.38
K2-30	0.74	1.38	2.77	2.88
K2-45	0.62	1.04	1.82	2.54
K3-00	1.39	3.05	3.80	4.62
K3-15	1.36	2.53	4.13	4.39
K3-30	1.07	1.78	3.26	4.33
K3-45	1.01	1.56	2.05	2.51

Qasrawi et al [21], ont utilisé un dosage en ciment entre 250 et 315 kg/m³, et cinq (5) rapports E/C, et deux rapport CA/FA ((gros agrégats/fine agrégats), et trois niveau de compactage, N=50, N=100 et N=150. Les relations entre la résistance à la traction par flexion et le rapport E/C, en fonction du dosage en ciment, sont données dans les figures 1.28 à 1.30.

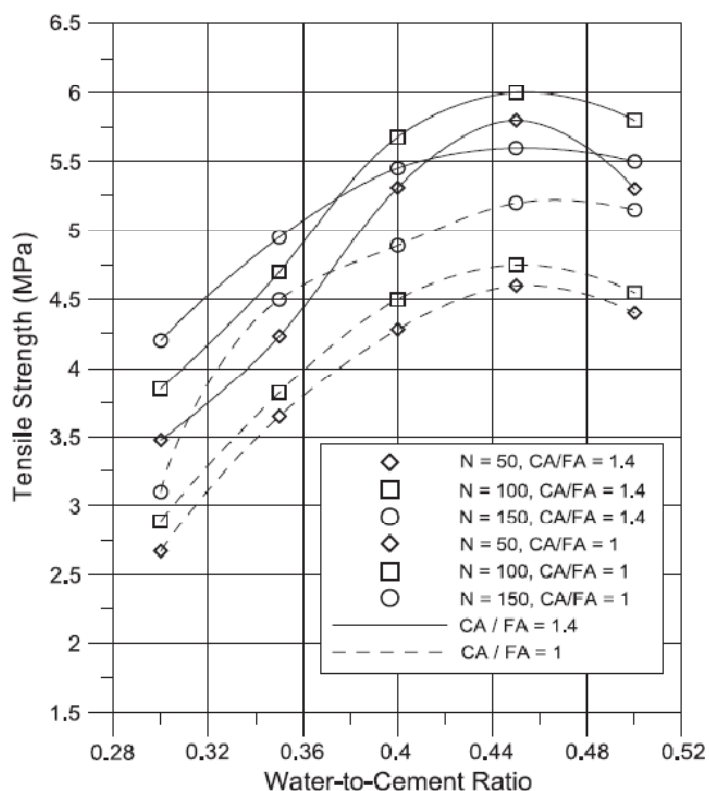


Figure 1.26 : Variation de la résistance à la flexion en fonction du rapport E/C pour un BCR contenant 14% de ciment [21].

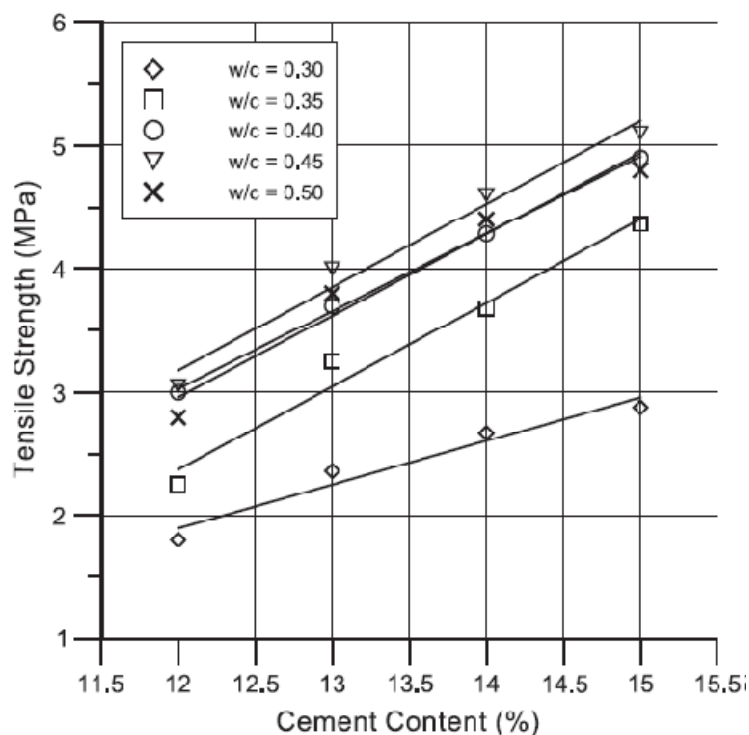


Figure 1.27 : Relation entre le dosage en ciment et la résistance à la flexion pour $N=50$ et $CA/FA=1$ (gros agrégats/fine agrégats) [21].

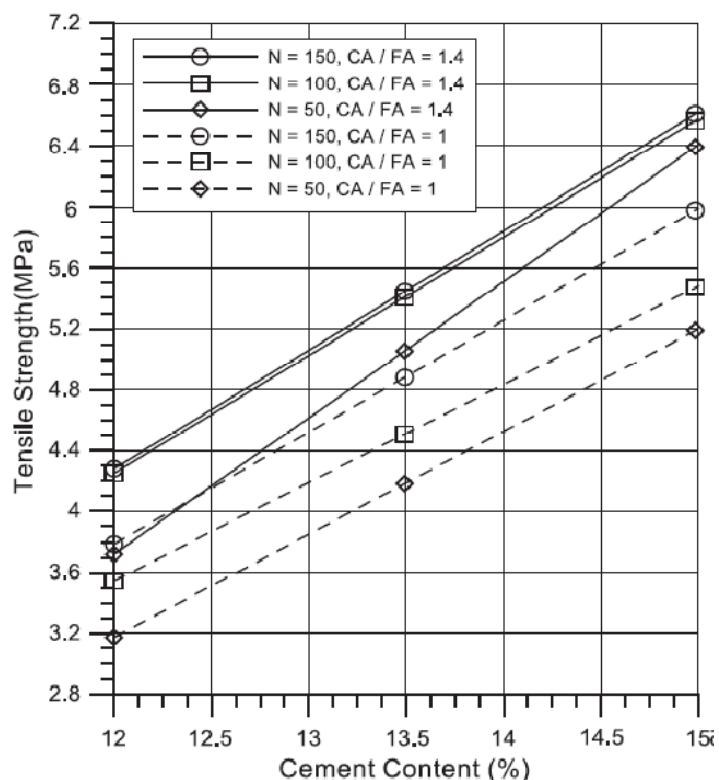


Figure 1.28 : Relation entre le dosage en ciment et la résistance à la traction par flexion, avec $E/C=0,45$ [21].

D'après Ouellet [14], La résistance à la traction n'est pas influencée par la variation du rapport E/C, mais par la nature des granulats utilisés, d'où la propagation des fissures est facile. Les travaux de F. Debieb et al [20], ont montré que la résistance a la traction du BCR est influencé par la nature des granulats (naturels ou recyclés contaminés) mais pas par les contaminants qu'ils portent (Tableau 1.16).

Tableau 1.16 : Résistance à la traction par fendage [20]

Mix	R _t (MPa)
NAC	3.1
NRCC	5.7
RRCC-V	2.6
RRCC-CI	2.4
RRCC-Su	2.5
RRCC-Sw	2.5

1.9.3.3. Module élastique

Le module élastique (E) est une mesure de la rigidité du matériau, c'est-à-dire de la propriété qu'a le matériau de se déformer de façon élastique réversible sous l'action d'une contrainte. Les propriétés des deux phases présentes dans un mélange de béton, soit la pâte de ciment hydraté et le granulat, influencent le module élastique.

Dans un mélange de BCR, les granulats occupent un volume important comparativement au volume de la pâte. Cette présence accrue des granulats a une influence dominante sur les autres paramètres tels que le type de liant et le rapport eau/liant.

La figure 1.31 donne quelques valeurs pour le module d'élasticité selon différentes échéances pour des mélanges de BCR avec un ciment portland de type 10 et un ciment de type 10E-FS (avec la fumé de silice) pour des rapports eau/liant de 0,35, 0,40 et 0,45 [14]. On peut constater que le module d'élasticité moyen de ces différents types de mélanges de BCR est environ de 30 GPa à 28 jours d'âge.

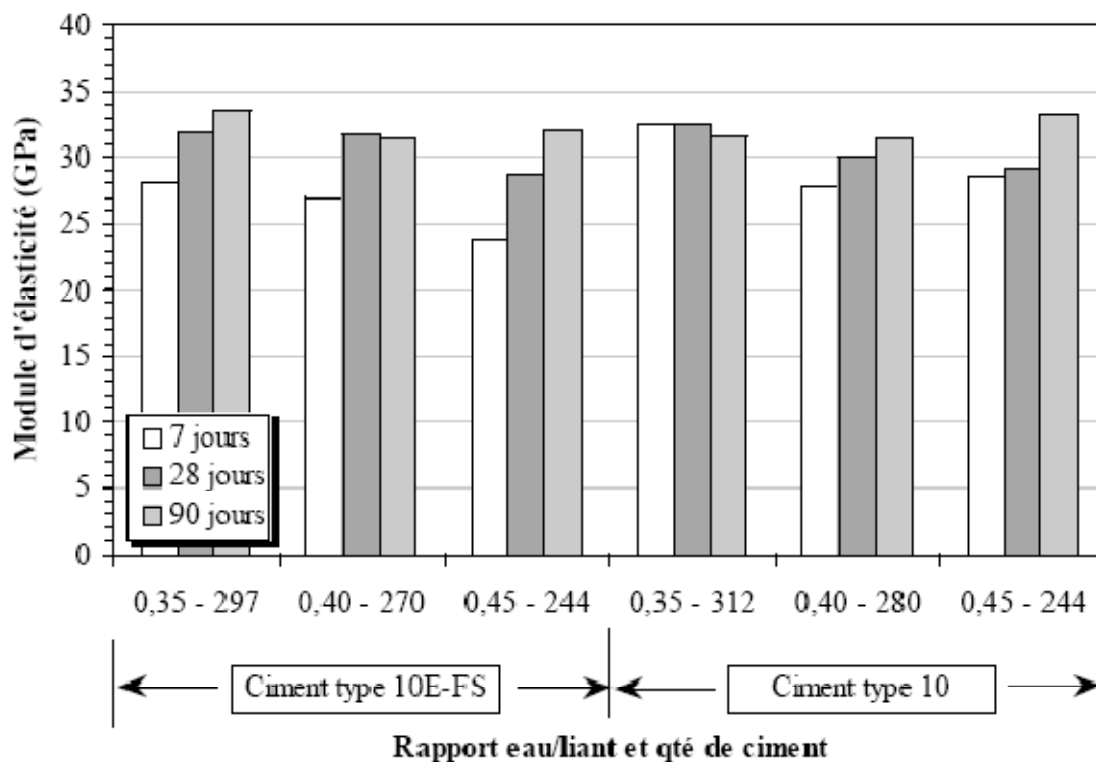


Figure 1.29 : Module d'élasticité de différents mélanges de BCR [14].

1.9.3.4. Retrait

Le retrait de séchage des bétons en général est principalement influencé par le rapport eau/liant et le volume des granulats [10]. Le retrait de séchage s'accroît avec l'augmentation du rapport eau/liant puisqu'il détermine la quantité d'eau évaporable dans la pâte de ciment de même que le taux auquel l'eau remonte vers la surface du béton. Les granulats quant à eux s'opposent au retrait ou à toute déformation de la pâte. Ce degré de résistance à la déformation est déterminé par les propriétés élastiques des granulats. Par ailleurs, dans le cas des BCR, le volume important des granulats (squelette granulaire compact) réduit de façon plus significative le retrait de séchage qu'une diminution du rapport eau/liant du mélange [10]. En fait, plus le pourcentage de volume occupé par les granulats est important, moins le rapport eau/liant a une influence sur le retrait de séchage.

Le retrait de séchage des BCR est habituellement inférieur au béton plastique [14]. Le retrait de séchage ultime d'un mélange de BCR typique (estimé avec l'équation de Bazant [14]) est généralement compris entre 400 et 500 $\mu\text{m/m}$, tandis que pour un mélange de béton plastique, le retrait de séchage ultime peut être de 700 $\mu\text{m/m}$ et plus. La faible teneur en ciment des mélanges de BCR réduit aussi le retrait de séchage.

Les figures 1.32 et 1.33 présentent les résultats des essais de retrait de séchage pour les BCR destinés aux chaussées [14]. A 140 jours, le retrait varie de 350 à 430 $\mu\text{m}/\text{m}$ environ pour les BCR fabriqués avec le ciment de type 10, et de 380 à 460 $\mu\text{m}/\text{m}$ environ pour les BCR contenant de la fumée de silice. Globalement, ces résultats montrent que le retrait des BCR varie très peu d'un béton à l'autre. Ainsi, le fait d'avoir utilisé de la fumée de silice ne semble pas avoir eu d'influence très significative sur le retrait.

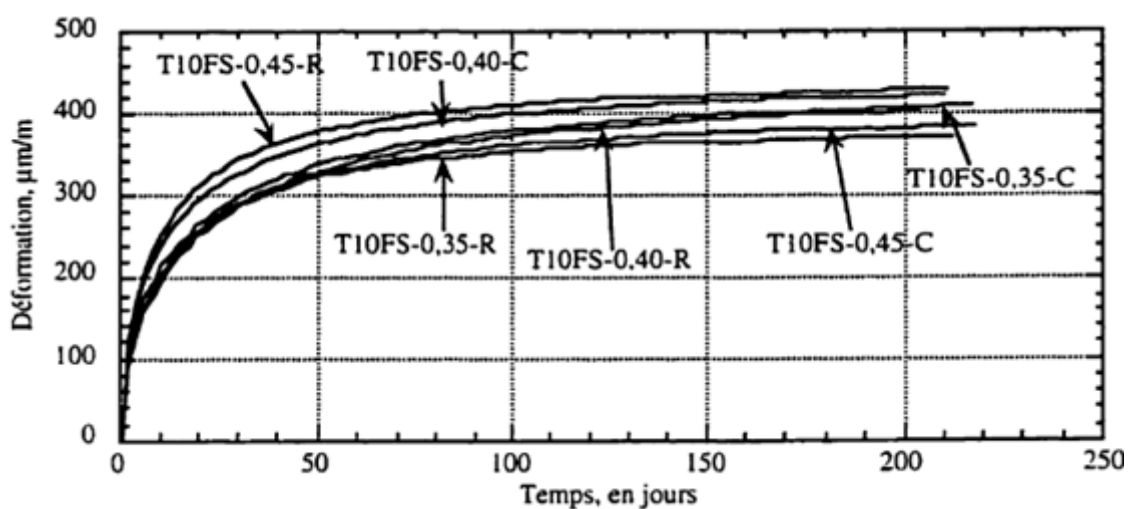


Figure 1.30 : Retrait de séchage, BCR pour les chaussées avec ciment de type 10 avec la fumé de silice [14].

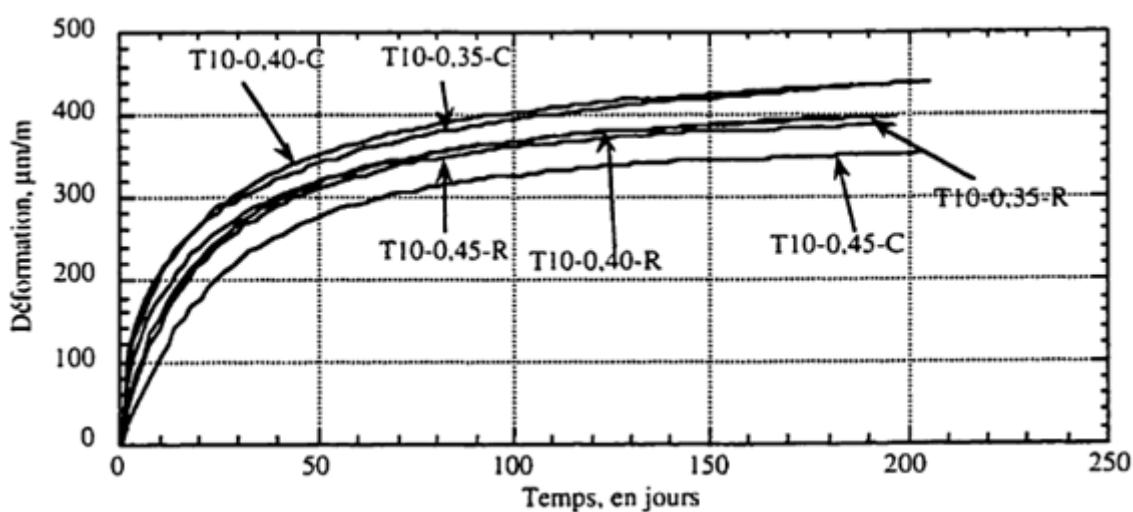


Figure 1.31 : Retrait de séchage, BCR pour les chaussées avec ciment de type 10 [14].

De la même façon que le retrait, le BCR à base de granulats naturels ou recyclés contaminés ne présente pas de gonflement significatif dans l'eau (Figure 1.34), mais dans les sulfates (Figure 1.35) ce type de béton réagit et gonfle. Après une année de conservation dans l'eau, on n'a pas vue une valeur importante de gonflement dans tous les bétons testés. Donc, l'énergie de compactage a une influence importante sur la réduction du gonflement, mais par contre si on met ce même béton dans les sulfates on a une réaction et le compactage du BCR n'empêche pas le gonflement.

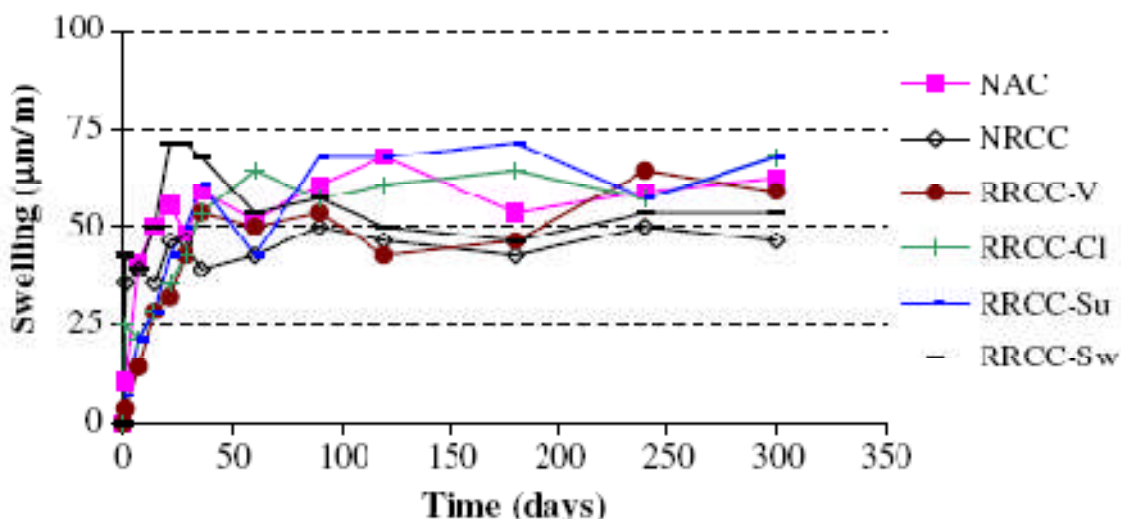


Figure 1.32 : Gonflement de béton dans l'eau [20].

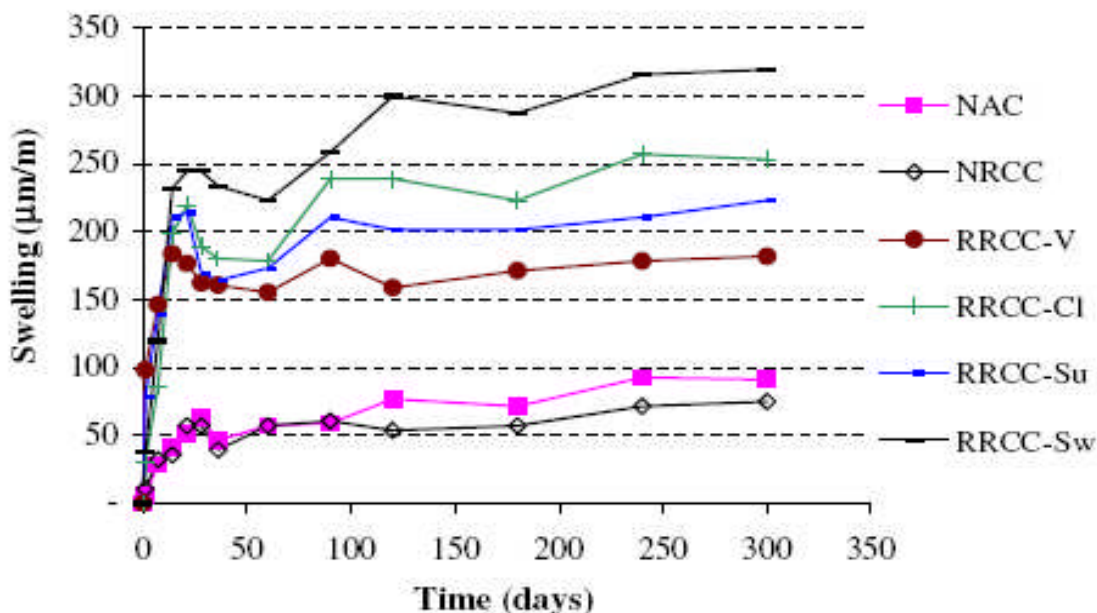


Figure 1.33 : Gonflement de béton dans la solution de sulfates ($\text{Na}_2\text{SO}_4 - 5\%$) [20].

1.9.3.5. Durabilité

Un béton est d'autant plus durable qu'il résiste à la pénétration des agents agressifs dans le réseau poreux. La porosité (ou le volume total des pores) de même que l'organisation géométrique de ces pores dans la matrice déterminent la durabilité du béton [10].

Par rapport au béton plastique, un mélange de BCR contient un plus faible volume de pâte de ciment. Cette faible teneur en pâte a deux conséquences majeures sur la structure interne de ce matériau. Premièrement, la distribution de la pâte est moins homogène que dans un béton plastique en raison de la difficulté à disperser l'eau de gâchage dans un mélange sec. Ensuite, le BCR contient un certain nombre de « vides de compactage » qui peuvent influencer la durabilité au gel du BCR. Ces vides d'air peuvent être facilement distingués des vides d'air sphériques usuels par leur forme irrégulière. Une optimisation du squelette granulaire permet de réduire la quantité de « vides de compactage ». D'ailleurs, un nombre élevé de « vides de compactage » peut éventuellement former un réseau interconnecté nuisant grandement à la durabilité. Par contre, ces « vides de compactage » peuvent jouer le rôle de bulles d'air s'ils sont suffisamment petits et bien distribués [22].

1.9.3.6. Résistance aux Cycles de Gel-Dégel

En hiver, le pavé passe par un certain nombre de cycles de dégel de gel. Comme l'eau entre dans le pavé, il gèle et se développe, qui provoque des tensions de compressions dans le pavé, en élargissant les craquements initiaux existants et en produisant plus de dommage. Additionnant ces tensions provoquées par le retrait, les changements de la température, à l'existence des joints et le chargement lourd, un craquement reflété se propagera dès que la tension excède la limite élastique à traction du pavé [11].

Une protection adéquate contre la fissuration interne du béton soumis à des cycles de gel et de dégel en présence d'eau est assurée par un réseau de vides d'air. Cette protection contre l'action du gel n'est pas influencée par la forme d'un vide d'air. Dans le cas des « vides de compactage » du BCR, seuls l'espacement entre les vides ainsi que leur grosseur sont importants. Si les « vides de compactage » sont bien distribués (l'espacement exact requis est fonction de l'homogénéité, de la porosité et de la perméabilité de la pâte), non connectés et suffisamment petits, le BCR sera durable au

gel. En contrepartie, si les vides de compactage forment un réseau continu, la résistance aux cycles de gel et de dégel sera faible, puisque les vides seront rapidement saturés si l'eau est disponible. La problématique reliée à l'influence de ces vides de compactage sur la durabilité au gel des BCR réside dans l'évaluation précise de leurs espacements et la détermination de l'espacement requis. Pour une bonne protection contre le gel, l'espacement des vides d'air pour assurer une protection contre le gel pour les bétons plastiques n'est pas nécessairement applicable aux BCR. Pour le béton plastique soumis aux gels et dégel, que le facteur d'espacement moyen des bulles d'air, L (demi-distance entre les parois de deux bulles d'air voisines), mesuré par l'essai ASTM C 457, doit être inférieur ou égal à $230 \mu\text{m}$, sans aucune valeur supérieure à $260 \mu\text{m}$ [22].

Actuellement, aucune méthode n'a été acceptée pour mesurer les caractéristiques du réseau de vides d'air du BCR. Par contre, une version modifiée de la norme ASTM C 457 est souvent employée. Une distinction entre les vides sphériques et les vides de compactage doit être réalisée. Les vides sphériques et les vides de compactage sont comptés séparément, et tous les vides plus larges que 1 mm sont répertoriés séparément. Le tableau 1.17 présente quatre exemples. Le facteur d'espacement a été calculé en considérant seulement les vides d'air sphériques et en considérant tous les vides à l'exception des vides plus larges que 1 mm (ces derniers n'ont pas d'influence sur la durabilité au gel). La durabilité au gel des BCR ne doit pas s'appuyer uniquement sur l'une ou l'autre des valeurs du facteur d'espacement, puisque la signification exacte de ces valeurs n'est pas encore toute à fait claire [22].

Tableau 1.17 : Calcul du facteur d'espacement des bulles d'airs selon deux approches [22]

Données							Teneur en air (%)			Facteur d'espacement (μm)	
S_T	S_P	S_B	N_B	S_{VC}	N_{VC}	S_{LV}	A_B	A_{B+VC}	A_T	\bar{L}_B	\bar{L}_{B+VC}
2942	621	30	92	43	68	58	1,0	2,5	4,4	530	510
2967	604	48	320	45	96	33	1,6	3,1	4,2	200	220
2961	585	41	108	48	116	39	1,4	3,0	4,3	530	390
2917	525	65	187	76	138	82	2,3	4,8	7,6	380	300

Notes : S : nombre d'arrêts; B : vides d'air sphériques;

T : total; VC : vides de compactage;

P : pâte; LV : large vide ($>1 \text{ mm}$).

D'après les résultats des essais de gel-dégel montrés dans le tableau 1.18, il est évident que cette quantité d'air entraîné était suffisante pour bien protéger le béton contre les détériorations qui peuvent survenir lors des cycles répétés de gel et de dégel [23]. En effet, tous les mélanges ne contenant pas d'agent entraîneur d'air se sont détériorés en moins de 50 cycles et tous ceux contenant un agent entraîneur d'air (même les trois mélanges dont la consistance était la plus typique de celle des bétons compactés au rouleau usuels) ont passé le cap des 300 cycles sans détérioration significative [23].

Les résultats des essais de gel-dégel n'ont pas permis, par ailleurs, de déterminer l'influence de la teneur en liant sur la résistance au gel des bétons compactés au rouleau. Les éprouvettes ont été soumises à des cycles de gel dans l'air et de dégel dans l'eau. Il n'est pas sûr que ces mêmes éprouvettes se soient aussi bien comportées si les cycles de gel-dégel avaient été effectués dans l'eau. Le manque de données concernant l'interconnection possible des vides de compactage n'a pas permis aux chercheurs de prédire le comportement de ces mélanges de béton compacté au rouleau soumis à des cycles de gel et de dégel dans l'eau [23].

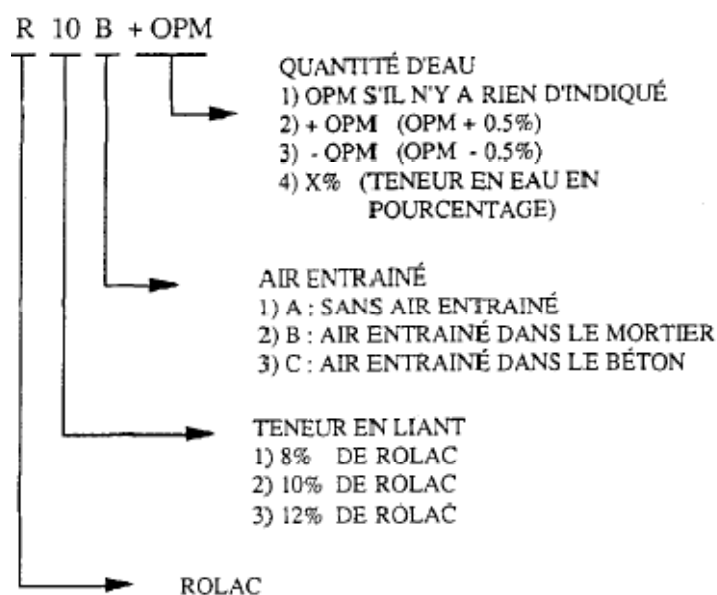
Tableau 1.18 : Résultats des essais de gel-dégel [23]

Nom du mélange	Allongement ($\mu\text{m m}^{-1}$)			
	100 cycles	200 cycles	300 cycles	700 cycles
R8A	a	a	a	a
R10A	a	a	a	a
R12A	a	a	a	a
R10A + OPM	a	a	a	a
R10A - OPM	a	a	a	a
R12A + OPM	a	a	a	a
R12A - OPM	a	a	a	a
R8B	114	93	115	210
R10B	21	101	121	b
R10C	106	131	135	214
R12B	56	61	87	b
R10B + OPM	57	96	95	60
R10B - OPM	82	102	109	187
R12B + OPM	119	129	126	124
R12B - OPM	132	181	249	b
R10B5	360	302	494	b
R10C5	326	308	425	b
R12B5,5	392	301	405	b

a : Les éprouvettes sont complètement détruites.

b : Valeur non mesurée.

Note :



Un BCR avec des granulats naturels (NRCC), résiste bien au climat froid d'hiver, ses performances après les cycles de gel-dégel sont comparables avec un béton ordinaire avec des granulats naturels (NAC) [20]. La figure 1.36 montre la corrélation entre la perte de masse et la capillarité.

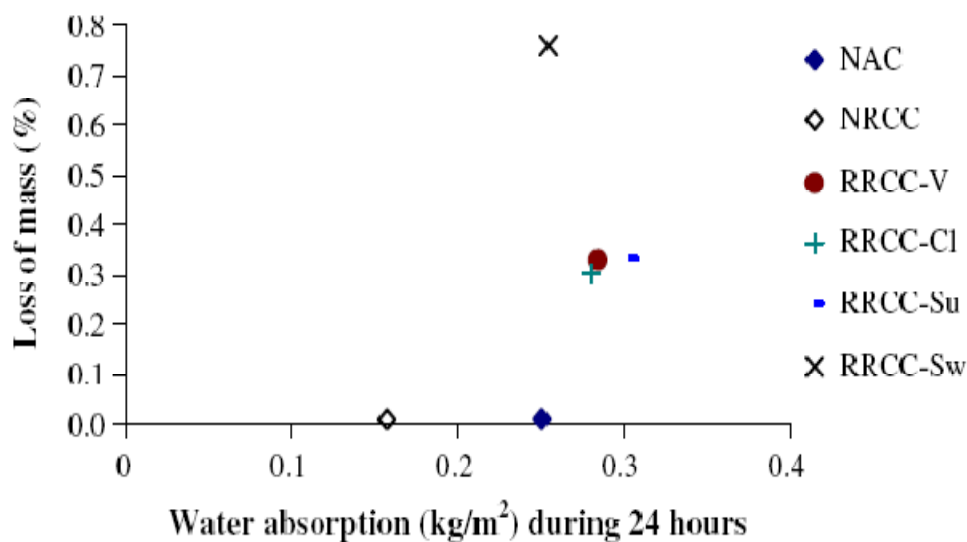


Figure 1.34 : Corrélation entre la perte de masse due aux cycles de gel-dégel, et la capillarité [20].

1.10. Conclusion

L'analyse bibliographique a montré que le BCR est considéré comme un matériau économique, rentable et non polluant, et que la granulométrie et la texture des granulats influencent les propriétés des BCR. On peut utiliser ce type de béton dans les routes comme dans les barrages. Malgré l'emploi croissant du BCR dans le monde, l'Algérie a réalisé deux projets en BCR, le barrage de Béni Haroun (Wilaya de Mila) avec une capacité de 730 mm³ et ses 118 m de hauteur, et celui de Koudiat Acerdoune (Wilaya de Bouira) d'une capacité de 540 mm³ et 116 m de hauteur.

La méthode de formulation théorique développée au LCPC, consiste à maximiser la compacité du squelette granulaire de mélange de BCR en optimisant les proportions des différentes classes granulaires (ciment, sable et graviers).

2. MATERIAUX ET ESSAIS

2.1 Généralités

Dans ce chapitre on présente les matériaux utilisés pour la confection des éprouvettes de béton ainsi que tous les essais réalisés et les variables étudiées.

2.2 Matériaux utilisés

2.2.1 Le ciment

Un seul type de ciment provenant de la cimenterie de M'sila (CEM II/A – 42.5) est utilisé.

L'analyse granulométrique du ciment a été effectuée au laboratoire (LMC) de l'université de Liège en Belgique, à l'aide d'un granulomètre laser CILAS type 715, le résultat est donné dans l'annexe 1.

Les essais physiques ainsi que l'analyse chimique et minéralogique de ce ciment ont été effectués aux laboratoires de contrôle de qualité de la cimenterie, et les résultats trouvés sont résumés sur les tableaux 2.1 à 2.3.

Tableau 2.1: Essais physiques sur les ciments

Finesse SB (cm²/g)		3090	
Masse volumique absolue (kg/m³)		3023	
Masse volumique apparente (kg/m³)		980	
Essai de consistance	E/C	Pénétration de la sonde (mm)	
	0,26	6	
Age (jours)	2j	7j	28j
Résistance en compression (MPa)	15.65	31.75	41.9
Résistance à la traction par flexion(MPa)	4.15	6.87	7.57

Tableau 2.2 : Composition chimique du ciment utilisé

CEM II/A - 42.5	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	CaO libre	MgO	SO ₃	Insoluble	Perte au feu
Composition chimique %	20.32	4.71	3.20	64.34	0.21	0.56	1.26	1.14	4.26

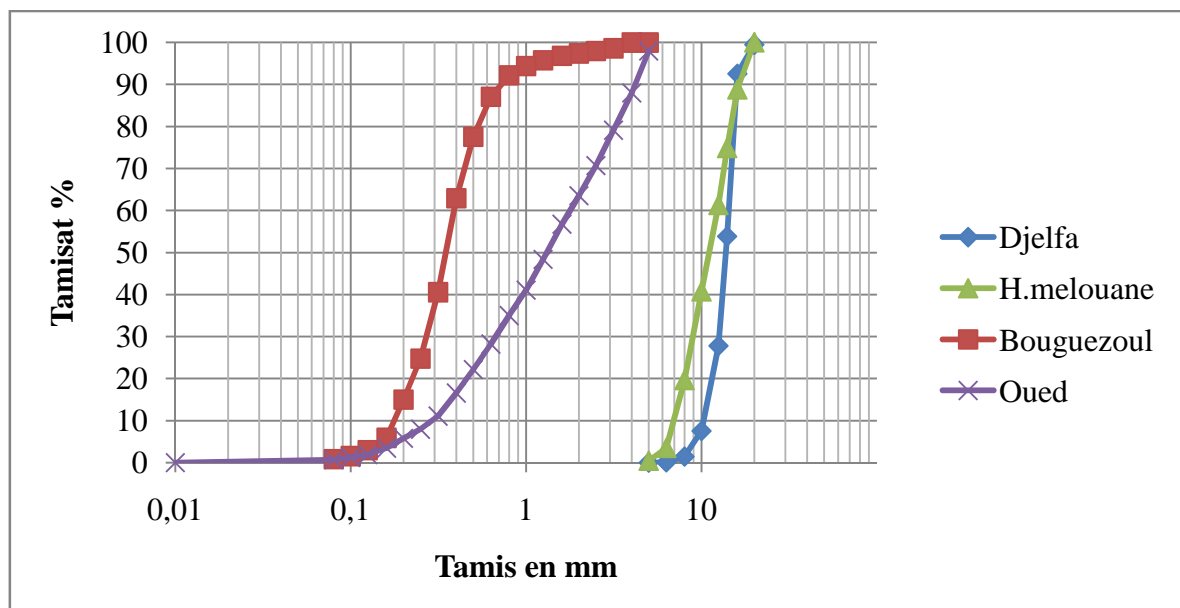
Tableau 2.3: Composition minéralogiques du ciment utilisé

CEM II/A - 42.5	C2S	C3S	C3A	C4AF
composition minéralogique %	20.30	50.59	7.7	9.55

2.2.2 Les granulats

Dans cette étude, on a utilisé deux types de sables (un sable de Bougezoul (0/4) et un sable d'oued (0/5)). Les essais sur ces sables ont été effectués au sein du laboratoire Géomatériaux et Génie Civil de l'université de Blida. De même, deux types de graviers ont été utilisés (un gravier concassé provenant de Hammam Melouane et un autre provenant de la station de Djelfa). Les deux types de graviers ont été lavés plusieurs fois afin d'éliminer les impuretés.

L'analyse granulométrique des granulats a été effectuée conformément à la norme NF P 18-560 [24], par simple tamisage. Les courbes granulométriques des différents granulats utilisés sont représentées dans la figure 2.1.

**Figure 2.1 :** Courbes granulométriques des granulats utilisés.

D'après la figure 2.1, on remarque que le sable d'Oued, a une granularité bien continue par rapport au sable provenant de Bougezoul à l'autre, et elle est continue pour les deux types de graviers.

Les masses volumiques absolues et apparentes des différents granulats utilisés sont mesurés conformément aux normes NF P 18-554 et NF P 18-555 [25,26]. Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau 2.4.

Tableau 2.4 : Masses volumiques des graviers et sables

	Bougezoul	Oued	Djelfa	H.Melouane
Masse volumique absolue (kg/m³)	2747	2778	2609	2609
Masse volumique apparente (kg/m³)	1521	1706	1334	1439

La propreté du sable ainsi que sa finesse, on été mesurées conformément à la norme NF P 18-598 [27]. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5 : Propreté et finesse du sable

		Bougezoul	Oued	Norme NFP18-598
Equivalent de sable (E.S)	E.S a vue	76.18	88.36	≥70
	E.S a piston	74.755	80.769	
module de finesse (M.F)		3.01	1.83	1.8<M.F<3.2

En comparaison aux exigences de la norme NF P 18-598, les deux sables utilisés sont propres et ne présente pas beaucoup d'impuretés, et leurs finesses sont acceptables.

a) Porosité des graviers

Toutes les roches présentent, dans une proportion plus ou moins grande, des fissures ou des petits vides qui renferment souvent de l'eau. Certaines cavités communiquent (directement ou non) avec l'extérieur : elles constituent la « porosité ouverte » ; les autres composent la « porosité fermée ». C'est la porosité ouverte qui est la plus importante en construction, car l'eau peut pénétrer dans ces pores, et geler en faisant éclater la roche. Les porosités des graviers utilisés sont mesurées conformément à la norme NF P 18-554 [25]. Les valeurs trouvées sont regroupées dans le tableau 2.6.

Tableau 2.6 : Porosité des graviers

Gravier	Hammam Melouane	Djelfa
Porosité %	2.09	2.79

2.2.3 Eau de gâchage

L'eau de gâchage utilisée pour la confection des éprouvettes de béton est une eau potable du robinet propre, et exempte d'impuretés.

2.3. Préparation du béton

Après avoir les quantités de matériaux utilisés (gravier, sable, ciment, et eau), tous les mélanges ont été gâchés dans un malaxeur à béton à axe vertical d'une capacité de 56 litres (Figure 2.2). Ces matériaux ont été mélangés dans un premier temps à sec pendant 30 secondes. L'eau a été ensuite introduite pendant une minute petite à petite pour obtenir une matière homogène et ouvrable.



Figure 2.2: Malaxeur à béton de capacité 56 Litres.

2.4. Confection des éprouvettes et conditionnement

Les moules utilisés pour la confection des éprouvettes en bétons sont de forme cylindrique (160 x 320) mm² pour l'essai de résistance à la compression et résistance à la traction par fendage. Des tranches d'éprouvettes cylindrique (160 x 320) mm² d'épaisseur 5 cm sont utilisés pour les essais d'absorption capillaire et de porosité. Pour le retrait et le gonflement, on a utilisé des éprouvettes prismatiques (70x70x280) mm³. Après la préparation des bétons (Figure 2.3), les moules ont été remplis avec les mélanges, et compactés mécaniquement à l'aide d'une table vibrante (Figure. 2.4), conformément à la

norme NF P 18-404 et NF P 18-405 [28, 29]. Les moules contenant des bétons ont été couverts par un film en plastique et stockés dans les conditions ambiantes du laboratoire. Après 24 heures, les échantillons ont été démoulés et conditionnés dans des bacs remplis d'eau saturée en chaux à une température de $20\pm 2^{\circ}\text{C}$, jusqu'à la date des essais.



Figure 2.3 : Préparation des éprouvettes pour les mesures du retrait et du gonflement.



Figure 2.4: Mode de vibration des éprouvettes.

2.5. Essais

2.5.1 Essai Proctor modifié

2.5.1.1. But de l'essai

L'essai Proctor modifié a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un mélange donné, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore à une capacité portante maximale sous des conditions de compactage fixées. L'opération de compactage est illustrée dans la figure 2.5.

- Energie de compactage : $N(\text{J}/\text{m}^3) = (\text{nombre de coups par couche}) \times (\text{Nombre de couches}) \times (\text{Masse de la dame}) \times (\text{g}) \times (\text{hauteur de chute de la dame}) / (\text{Volume utile du moule})$.

- L'optimum Proctor : est la teneur en eau w (w_{opt}) pour laquelle le mélange atteint, pour une énergie de compactage donnée, un γ_d maximal ($\gamma_{d\text{max}}$).

- Diagramme PROCTOR simple : C'est un diagramme qui comporte une courbe Proctor unique, donnant, pour une énergie de compactage donnée, w_{opt} et $\gamma_{d\text{max}}$.

2.5.1.2 Principe de la méthode

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien défini, l'échantillon à étudier. Suite aux opérations de compactage, le moule est arasé puis pesé et la masse volumique humide (ρ_h) du matériau est déterminée (Figure. 2.6).

On peut calculer la masse volumique sèche (ρ_d) du mélange à l'aide de l'équation suivante:

$$\rho_d = \left(\frac{\rho_h}{w + 100} \right) 100 \quad (\text{eq.2.1})$$

Où

- ρ_h et ρ_d sont exprimés en kg/m^3 .

- w représente la teneur en eau totale du béton incluant l'eau absorbée par les granulats, exprimée en pourcentage de la masse de matériaux secs.

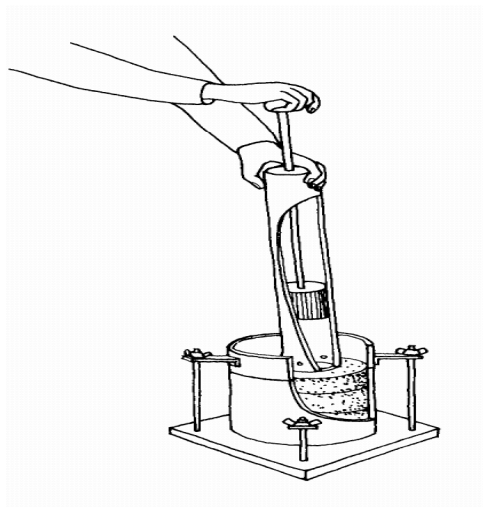


Figure 2.5 : Opération de compactage.

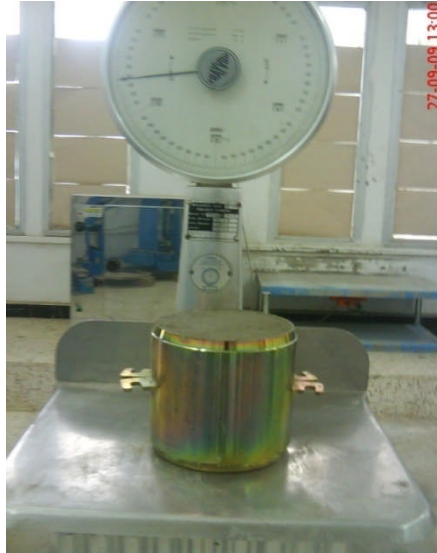


Figure 2.6 : Moule CBR arasé puis pesé.

L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau. On définit ainsi plusieurs points d'une courbe ($\gamma_d;w$) ; on trace cette courbe qui représente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche optimale.

Pour ces essais on a utilisé le moule CBR ($\varnothing_{\text{moule}} = 152 \text{ mm} / H = 152 \text{ mm}$ (sans rehausse)) dont le disque d'espacement est de 25,4 mm d'épaisseur, soit une hauteur $H_{\text{utile}} = 126,6 \text{ mm}$ ce qui donne un volume $V_{\text{moule CBR}} = 2\ 650 \text{ cm}^3$. Ce même moule est utilisé pour effectuer l'essai PROCTOR MODIFIÉ. Le tableau 2.7 ci-dessous résume les conditions de cet essai en accord avec la norme NF P 94-093.

Tableau 2.7 : Conditions de l'essai Proctor modifié

Essai	Masse de la dame	Hauteur de chute (cm)	Nombre de coups par couche	Nombre de couches	Energie de compactage kJ/m^3
Proctor Modifié	4,5	45.7	56	5	2 683

Et la figure 2.7 suivante montre un exemple de la courbe Proctor, qui correspond au mélange formuler avec le sable d'Oued et le gravier de Djelfa pour un dosage de 200 kg/m^3 .

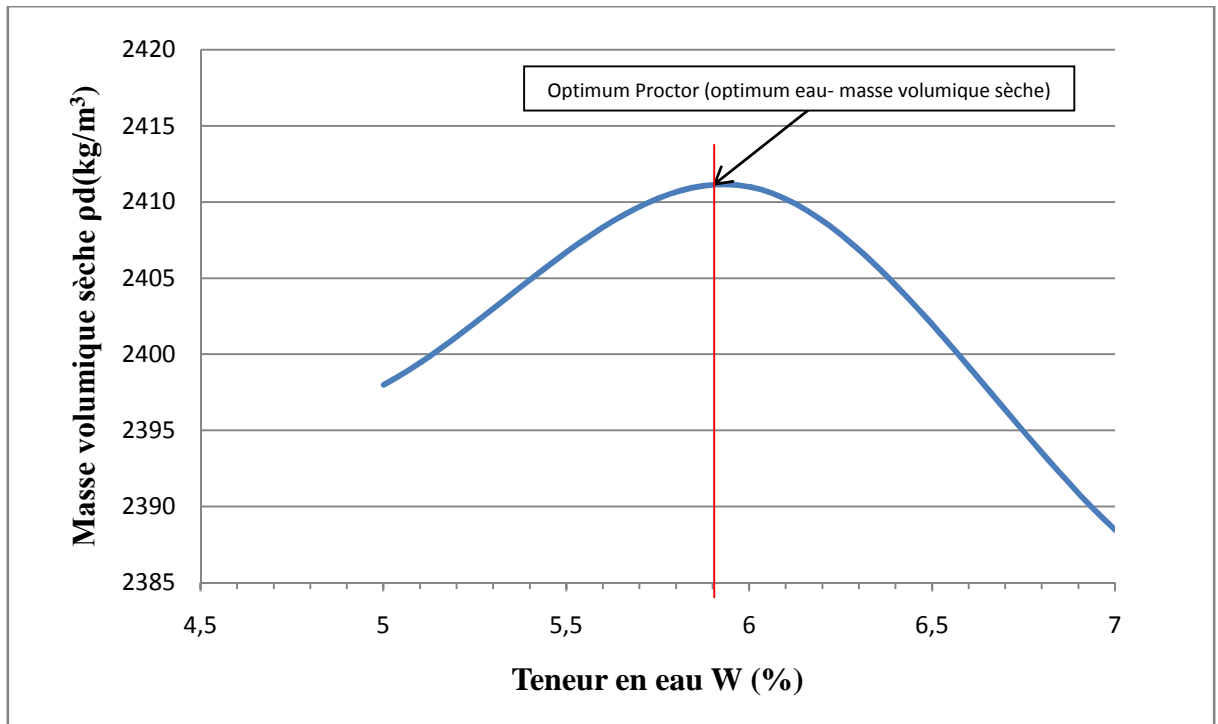


Figure 2.7 : Evolution de la masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau.

On remarque bien que la teneur en eau optimale est celle qui correspond à la masse volumique sèche maximale, et elle est de l'ordre de 5.9 %.

2.5.2. Résistance à la compression

Les éprouvettes cylindriques (160 x 320) mm², ont été surfacées (Figure. 2.8) à l'aide d'une machine de surfacage. Après, l'essai de résistance à la compression a été réalisé à l'aide d'une presse hydraulique (Figure.2.9). Ces dernières ont été centrées entre les deux plateaux sur les faces latérales de moulage, après la mise en marche de l'appareil, la charge augmente automatiquement à une vitesse constante de 0.5 MPa/s, permettant aux plateaux de comprimer l'éprouvette jusqu'à la rupture. L'essai a été réalisé conformément à la norme NFP 18-406 [30].



Figure 2.8 : Éprouvette avant et après le surfacage.



Figure 2.9: Essai de compression sur éprouvettes cylindriques.

2.5.3. Résistance à la traction par fendage

La résistance à la traction a été mesurée conformément à la norme NFP 18-408[31] et avec le même appareillage utilisé pour l'essai de compression (Figure 2.10).



Figure 2.10: Essai de traction par fendage sur éprouvettes cylindriques.

2.5.4. Absorption d'eau par capillarité

Les spécimens de béton sur lesquels on a effectué les essais de l'absorption d'eau sont de forme cubique de 70 mm de côté. Ils sont séchés dans une étuve jusqu'à atteindre la masse constante. Les faces latérales des spécimens ont été couvertes d'une mince couche de silicone pour assurer l'écoulement unidirectionnel, ensuite ils sont positionnés dans un récipient contenant de l'eau. Le niveau d'eau dans ce récipient est environ de 5 mm au dessus de la base des spécimens. La figure 2.11 montre un schéma de l'essai d'absorption d'eau.

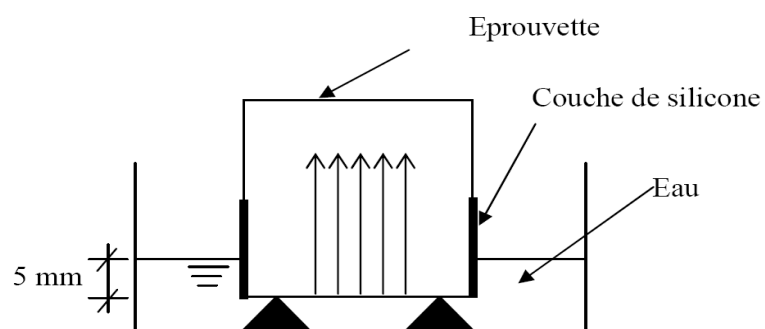


Figure 2.11 : Schéma de l'essai d'absorption d'eau par capillarité.

Pour chaque éprouvette, la quantité d'eau absorbée a été mesurée tous les : 1min, 4min, 9min, 16min, 25min, 36min, 49min, 64min, à l'aide d'une balance de précision de 0.01g. Le coefficient de sorptivité (S), a été obtenu en utilisant l'expression suivante :

$$\frac{Q}{A} = S\sqrt{t} \text{ (eq. 2.3)}$$

Q = la quantité d'eau adsorbé en (cm^3).

A = la surface du spécimen en contact avec l'eau (cm^2).

t = le temps (s).

S = le coefficient de sorptivité du spécimen ($\text{cm/s}^{1/2}$).

Pour déterminer le coefficient de sorptivité, le rapport Q/A à été tracé en fonction de la racine carrée du temps \sqrt{t} puis, le coefficient de sorptivité (S) a été calculé à partir de la pente de la relation linéaire entre Q/A et \sqrt{t} (Figure. 2.12).

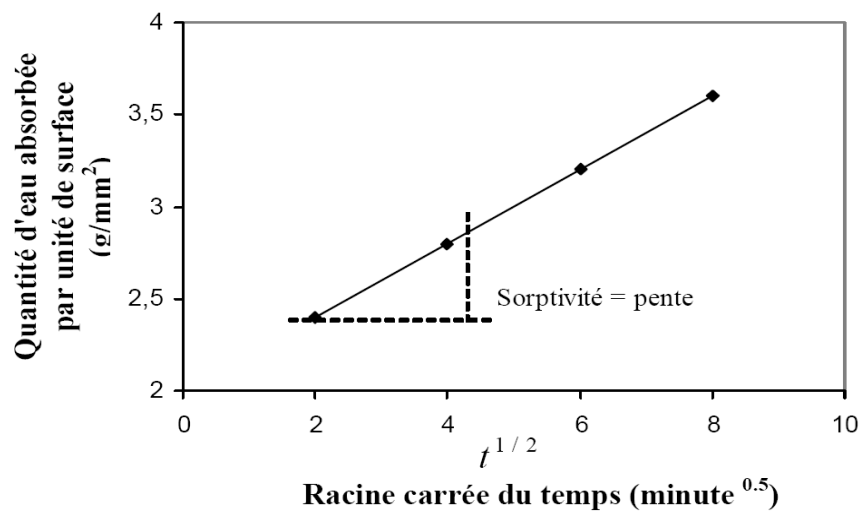


Figure 2.12: Détermination de la sorptivité.

2.5.5. Porosité

L'essai consiste à déterminer la masse de l'échantillon à l'état sec ($M_{\text{échsec}}$) et saturé en eau distillé ($M_{\text{échsat}}$) par immersion pendant 24 heures. La porosité accessible à l'eau de l'échantillon sec $E(\%)$, est déterminée par l'équation (eq.2.4) suivante :

$$P = \frac{M_{\text{éch sat}} - M_{\text{échsec}}}{P_{\text{solu}} \times V_{\text{éch}}} \times 100 \text{ (eq.2.4)}$$

Où $M_{\text{échsec}}$ est la masse de l'éprouvette à l'état sec, $M_{\text{échsat}}$ est masse de l'éprouvette à l'état saturé, $V_{\text{éch}}$ c'est le volume de l'échantillon et P_{solu} est masse volumique de la solution.

2.5.6. Retrait et Gonflement

Les mesures du retrait et de gonflement ont été effectuées conformément à la norme NF P15-437 [32], sur des éprouvettes prismatiques de dimensions (70 x 70 x 280) mm³, munies à leurs extrémités de plots métalliques. Le retrait et gonflement, évalué par mesure des variations dimensionnelles longitudinales, ont été déterminé à l'aide d'un appareil muni d'une tige d'étalonnage Invar et d'un comparateur électronique à affichage digital, capable d'apprécier des variations de l'ordre de 10⁻³ mm. L'ensemble est mis à l'air libre du laboratoire pour le retrait, et pour le gonflement l'ensemble est mis dans un bac d'eau (Figure. 2.13 et 2.14). Les mesures ont été effectuées après 24 heures de coulage.



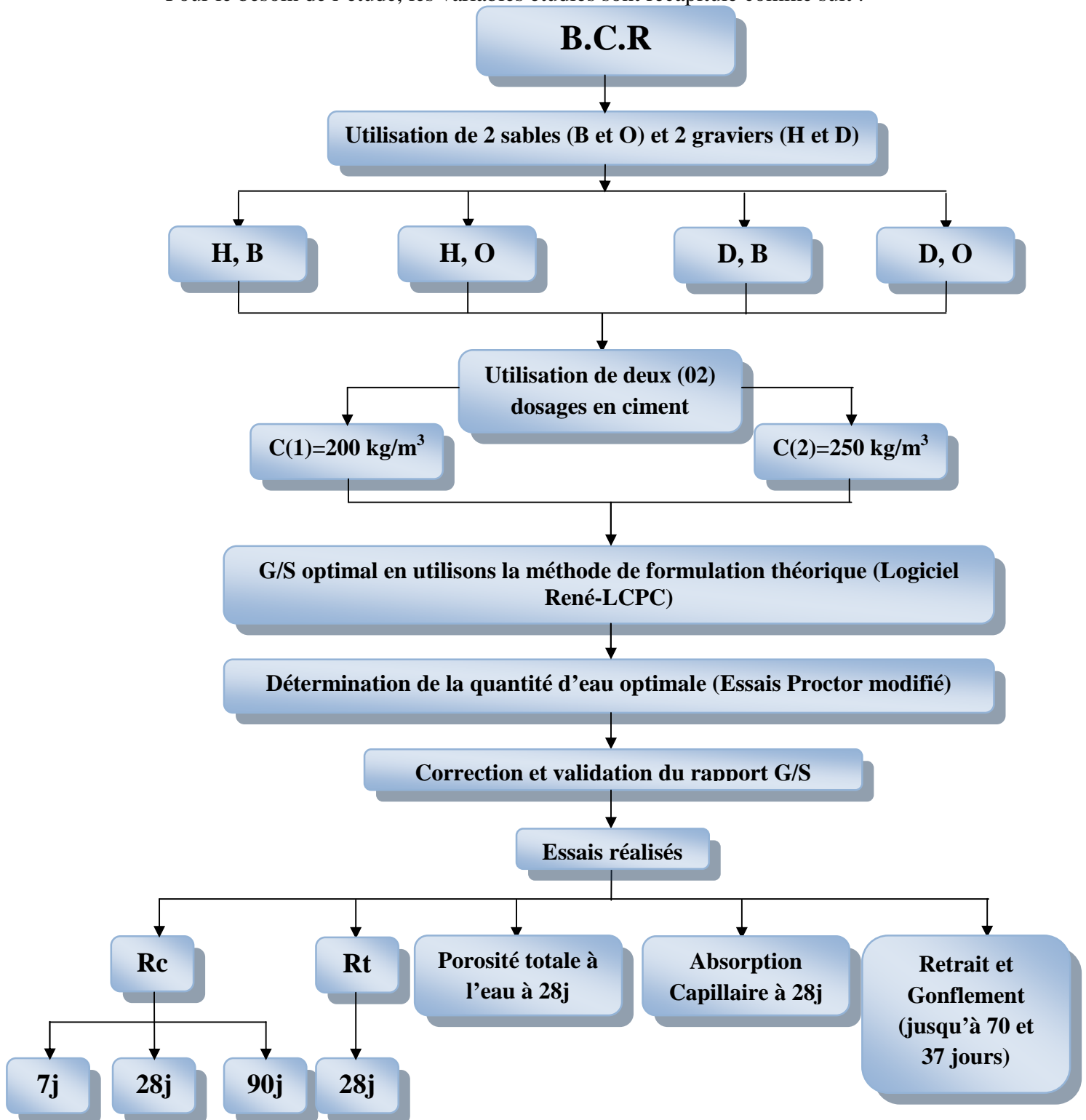
Figure 2.13: Mesure du retrait.



Figure 2.14: Mesure du Gonflement.

2.5.7. Variables étudiées

Pour le besoin de l'étude, les variables étudiées sont récapitulées comme suit :



Avec : H : Gravier de Hammam Melouane ;
 D : Gravier de la station de Djelfa ;
 B : Sable de Bougezoul ;
 O : Sable d'Oued ;
 (1) et (2) : premier et deuxième dosage.

Figure 2.15 : Variables étudiées.

3. FORMULATION DU BCR

3.1. Introduction

Les méthodes de formulation des BCR peuvent être classées en trois catégories distinctes : méthodes empiriques, méthodes semi-empiriques et méthodes théoriques.

• Méthodes Empiriques

Les premières méthodes qui ont été utilisées pour formuler des mélanges de BCR sont des procédures dites empiriques. Elles demandent la réalisation d'un certain nombre de gâchées en laboratoire avant d'obtenir le mélange de BCR ayant les caractéristiques voulues. Dans certains cas, plus de 25 gâchées d'essais sont requises pour obtenir un mélange. De plus, des gâchées sont souvent requises en chantier pour ajuster la maniabilité du mélange. Simples à utiliser et relativement efficaces, ces méthodes ne sont pas très flexibles et demandent beaucoup de temps et d'énergie. Une bonne expérience dans le domaine des BCR est d'ailleurs requise pour utiliser ces méthodes. De plus, si les constituants sont particuliers (plusieurs matériaux granulaires), le temps de formulation sera considérable.

• Méthodes Semi-Empiriques

Par définition, une méthode semi-empirique est basée à la fois sur des données expérimentales et sur quelques formules empiriques. Un exemple de méthodes semi-empiriques est celui du volume de pâte optimal. Les mélanges de BCR sont formulés en se basant sur un calcul de volume de pâte par rapport à un volume de vides. Cette approche requiert la réalisation de quelques gâchées d'essais en laboratoire.

• Méthodes Théoriques

La méthode théorique adoptée dans notre travail consiste à maximiser la compacité du squelette granulaire de mélange de BCR en optimisant les proportions des différentes calasses granulaires (ciment, sable et graviers) [2, 15, 16]. Cette méthode théorique a l'avantage de prendre en considération l'influence de plusieurs paramètres sur le BCR à l'état frais et durci. Nous avons appliqué par conséquent le modèle d'empilement compressible développé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en France (LCPC)

et qui s'applique particulièrement bien à la formulation de mélanges de béton de ciment à compacité granulaire optimale [2]. Ce modèle a été utilisé pour la formulation de mélange de Béton Compacte au Rouleau. Pour réaliser les simulations nous avons utilisé le logiciel de formulation "René LCPC" dont la configuration nous permet l'introduction et la correction rapide des proportions des constituants (ciment, granulats) de chaque mélange [16]. Nous avons déterminé la compacité réelle de chaque classe granulaire par des mesures expérimentales.

Nous avons appliqué le même principe décrit dans la procédure de De Larrard et Sedran pour la détermination des compacités aussi bien pour les matériaux granulaires que pour le ciment [2, 16].

3.2. Domaine d'application du logiciel René-LCPC

Le domaine d'application de René-LCPC est celui des empilements granulaires et des suspensions granulaires. Par calculs successifs, il permet d'accéder, avec une bonne précision, aux proportions optimales des constituants d'un mélange granulaire. A noter qu'optimiser veut dire ici minimiser la porosité du squelette granulaire pour un mode de malaxage et de compactage donnés, ou encore maximiser la maniabilité pour une porosité donnée.

Un des domaines privilégiés (pour lequel il a d'ailleurs, été développé) est celui de l'optimisation des bétons hydrauliques. Toutefois, le cadre du modèle est beaucoup plus général, et le logiciel trouvera sans doute des utilisateurs dans d'autres domaines du génie civil (celui des bétons bitumineux, par exemple).

Le logiciel René-LCPC met en œuvre le Modèle d'Empilement Compressible (MEC) développé au LCPC. Ce modèle permet de calculer:

- La compacité d'un mélange quelconque de constituants granulaires;
- L'indice de compaction de toute suspension à porosité donnée;
- La porosité de toute suspension à indice de compaction donnée.

Ces calculs sont effectués à partir des proportions massiques de chaque constituant et de caractéristiques aisément accessibles à l'expérience:

- La compacité de l'empilement de chaque constituant pris individuellement, et la de référence correspondante;

- La masse volumique de chaque constituant;
- La granularité de chaque constituant.

Le logiciel a fait l'objet d'une validation dans le domaine du calcul de la compacité de mélanges granulaires secs. Elle à été effectuée sur de nombreux échantillons, et l'erreur fournie par le modèle par rapport à l'expérience est en général inférieure à 1% en valeur absolue [2].

La pertinence du logiciel à également été vérifiée dans le domaine des suspensions concentrées, et notamment sur des bétons. Par calculs successifs, le logiciel René-LCPC permet de retrouver, avec une bonne précision, le squelette optimum d'un béton tel qu'obtenu expérimentalement par la méthode Baron-Lesage. Dans le domaine de la formulation des bétons, ce logiciel peut donc d'ores et déjà remplacer les méthodes graphiques usuelles du type Dreux ou Faury.

3.3. Fonctionnement du logiciel René-LCPC

3.3.1. Données d'entrée nécessaires au logiciel

Pour effectuer les calculs, on doit fournir au logiciel René-LCPC les masses volumiques, les granularités et les compacités des empilements individuels des constituants ainsi que l'indice de compaction et l'effet de paroi associés à la mesure de ces compacités.

Ce chapitre précise la nature de ces données et présente, à titre indicatif, les méthodologies utilisées au LCPC pour déterminer chacune des caractéristiques des constituants.

- **Masses volumiques**
- **Granularités**
- **Compacité de l'empilement individuel de chaque constituant**

Le logiciel a besoin de connaître la compacité propre de chaque classe granulaire de chaque constituant. Comme il est très fastidieux d'accéder à toutes ces valeurs, René-LCPC permet de les estimer, à partir de la mesure des compacités de l'empilement de chaque constituant pris individuellement.

La mesure de ces compacités est effectuée suivant des protocoles dépendant de la nature des produits. Les gravillons et les sables sont séparés, si possible, en tranches de rapport diamètre maximum sur diamètre minimum inférieur ou égal à 4.

La compacité de l'empilement des gravillons est mesurée sur un échantillon de 7,5 kg (Si la taille maximale du granulat excède 30 mm, on prendra un cylindre plus large et un échantillon plus grand pour éviter des effets de paroi trop importants). Le matériau est déposé dans un cylindre métallique Ø16x32 cm fixé à une table vibrante, et fermé par un piston exerçant une pression de 10 kPa. Cet échantillon est soumis à une vibration de 150 Hz pendant 1 minute.

La compacité est alors donnée par la moyenne (sur un minimum de deux échantillons) de l'expression :

$$C = \frac{7.5}{d \times V} \quad (\text{eq.3.1})$$

d : est la masse volumique en kg/m^3 et V le volume total et final en m^3 .

La mesure de la compacité des sables s'effectue comme pour les gravillons, mais sur un échantillon de 3 kg (cette quantité peut être réduite en cas de manque de matériau). La compacité est alors donnée par la valeur moyenne de l'expression :

$$C = \frac{3}{d \times V} \quad (\text{eq.3.2})$$

La compacité des poudres ne peut pas être faite à sec comme dans le cas des sables et des gravillons. En effet, il est indispensable de prendre en compte la floculation générée en présence d'eau, et l'effet défloculant des superplastifiant ou plastifiants qui sont utilisés dans le béton. Par conséquent, un essai de demande en eau a été développé. Le principe de cet essai est le suivant :

On malaxe une masse P_p de poudre avec une quantité d'eau croissante. La masse d'eau P_e juste nécessaire pour faire passer le mélange d'un état de terre humide à un état de pâte homogène est considéré comme la quantité remplissant la porosité de l'empilement des grains de la poudre.

Dans ce cas, la compacité (ou demande en eau) de la poudre est déterminée par l'équation suivante :

$$C = \frac{1000}{1000 + d * \frac{P_e}{P_p}} \quad (\text{eq.3.3})$$

Où

d : la masse volumique de la poudre en (kg/m^3).

P_p : la masse de la poudre.

P_e : la masse d'eau.

La difficulté de la méthode réside dans la reconnaissance visuelle du passage à la pâte homogène. Les photos de la figure 3.1 ci après présentent les différents états obtenus lors de l'essai de demande en eau sur un ciment. On passe d'un matériau de type terre humide, à un état de petit boulettes brillantes, puis brusquement, pour une petite quantité d'eau supplémentaire, à une pâte homogène.



Figure 3.1 : Passage du ciment de l'état de boulettes à l'état de pâte homogène.

La méthode d'essai suivante a été adoptée :

- préparer une réserve d'eau de ville ajustée à 20°C .
- une masse de poudre $P_p = 350$ g est malaxée dans un malaxeur à mortier avec une certaine quantité d'eau estimée à priori par l'équation de la demande en eau et, le cas échéant, du superplastifiant ou du plastifiant. L'eau et l'adjuvant sont introduits en premiers. Le malaxage est effectué dans un malaxeur à mortier dont on aura pris la précaution d'humecter la cuve et la pale, à l'aide d'une éponge essorée. Le cycle de malaxage est le suivant: une minute à petite vitesse, quinze secondes d'arrêt pour racler la cuver à l'aide de la pale, puis une minute à grande vitesse;
- tout en maintenant le malaxage à grande vitesse, l'eau est ajustée à l'aide d'une pissette (Figure3.2) dont on a fait la tare. Chaque ajout est séparé d'une minute. Lorsque la pâte homogène est obtenue, le poids de la pissette donne directement la quantité d'eau ajoutée;
- l'essai est reproduit avec une quantité d'eau légèrement inférieure à celle totale obtenue lors du premier essai;

- la compacité de la poudre est calculée à partir de la moyenne d'au moins deux mesures, pour lesquelles la quantité d'eau ajoutée à l'aide de la pissette est inférieure à 5g. A noter que P_e , dans l'équation, représente l'eau totale ajoutée plus l'eau contenue dans l'adjuvant.



Figure 3.2 : Ajustement de l'eau dans l'essai de demande en eau.

• Indice de compaction

L'indice de compaction est une grandeur qui caractérise l'efficacité du malaxage et du compactage du constituant. Plus cet indice de compaction est grand, plus le compactage est efficace. Ainsi, un indice de compaction infini correspond à un empilement virtuel (théorique) inaccessible à l'expérience.

L'analyse de différents modes opératoires a permis de fixer une échelle des indices de compaction comme indiqué dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Indices de compaction [2, 15]

Mise en place	Simple versement	Piquage	Vibration	Demande en eau sur poudre	Vibration+ Compression 10 kPa	Empilement virtuel
Indice de compaction	4,1	4,5	4,75	6,7	9	Infini

• Confinement

Lorsqu'on dépose une famille de grains de diamètre d dans un volume fini, l'empilement de ces grains se trouve décompacté au voisinage des frontières du volume sur une épaisseur de $d/2$. Ainsi la compacité de l'empilement d'un constituant en milieu fini est inférieure à sa compacité en milieu infini [16].

Pour prendre en compte cet effet, il faut rentrer, dans le logiciel, le rapport v/V où V est le volume de l'échantillon et v le volume non perturbé par l'effet de paroi.

Par exemple:

- Pour un cylindre de diamètre D et de hauteur h on a:

$$V = \frac{\pi}{4} h \varphi^2 \quad \text{et} \quad v = \frac{\pi}{4} (h-d)(\varphi-d)^2 \quad \text{donc} \quad \frac{v}{V} = \left(1 - \frac{d}{h}\right) \left(1 - \frac{d}{\varphi}\right)^2 \quad (\text{eq.3.4})$$

- Pour un cube de coté a , on a:

$$V = a^3 \quad \text{et} \quad v = (a-d)^3 \quad \text{donc} \quad \frac{v}{V} = \left(1 - \frac{d}{a}\right)^3 \quad (\text{eq.3.5})$$

3.3.2. Données de sortie

A l'issu d'un calcul pour un squelette granulaire donné, le logiciel René-LCPC fournit les quatre grandeurs suivantes:

- L'indice de compaction du mélange;
- La porosité du mélange;
- La masse volumique à sec du mélange (en kg/m^3): cette valeur correspond au poids de solide contenu dans un volume unité du mélange;
- La masse volumique du mélange à l'état saturé (en kg/m^3): cette valeur correspond au poids d'un volume unité du mélange en supposant que le liquide suspendant est de l'eau.

3.4. Exemple d'application

Les essais ont été faites dans des moules cylindriques $(16 \times 32) \text{ cm}^2$, sous une pression de 10 kPa, et vibrés pendant 1 minute sur une table vibrante de fréquence 50 Hz. Les résultats des mesures expérimentales sont résumés dans le tableau 3.2.


Tableau 3.2 : Mesure de compacité suivant la méthode René-LCPC

	sable de Bougezoul	sable d'Oued	gravier H.Melouane	gravier Djelfa
masse de l'échantillon (kg)	3	3	7.5	7.5
section de l'éprouvette	0.02	0.02	0.02	0.02
volume final V (m ³)	2.10 ⁻³	2.10 ⁻³	5.10 ⁻³	5.10 ⁻³
densité d (kg/m ³)	2747	2778	2609	2609
compacité C	0.63	0.68	0.59	0.59

Considérons maintenant les deux classes granulaires : gravier H.Melouane et sable de bougezoul avec un dosage de ciment égal à 200 kg/m³.

Après avoir sélectionné ces trois constituants, on lance le calcul en appuyant sur



le bouton  et en prenant 9 pour indice de compaction qui correspond à une vibration plus une compression de 10 kPa.

Les résultats de cet exemple sont récapitulés dans le tableau 3.3 suivant :

Tableau 3.3 : Résultats de l'exemple

BCR:\Ciment ACC (%)	BCR:\H.Melouane (%)	BCR:\Sable Bougezoul (%)	Porosité	Indice de compaction
6.615	93.39	0	0.32	9
6.615	84.05	9.34	0.29	9
6.615	74.71	18.68	0.25	9
6.615	65.37	28.02	0.21	9
<u>6.615</u>	<u>56.03</u>	<u>37.36</u>	<u>0.19</u>	<u>9</u>
6.615	46.69	46.69	0.19	9
6.615	37.36	56.03	0.21	9
6.615	28.02	65.37	0.22	9
6.615	18.68	74.71	0.24	9
6.615	9.34	84.05	0.26	9
6.615	0	93.39	0.28	9

On transfère ces valeurs dans un fichier Excel™ et on obtient le graphique de la figure3.3.

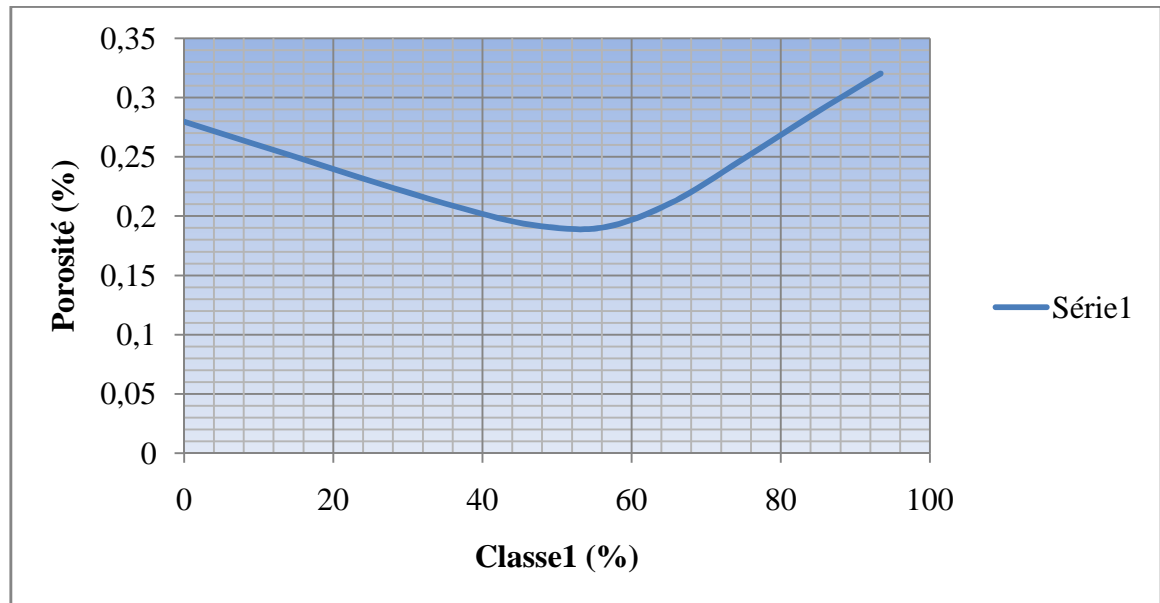


Figure 3.3 : Variation de la porosité du mélange en fonction du pourcentage du constituant n°1.

De cette figure, on remarque que le mélange optimal est obtenu avec environ 56% de Classe 1 et 37% de Classe 2. Enfin, et dans le but de généraliser, les proportions des granulats pour un indice de compaction égal à 9, sont résumées dans le tableau 3.4. Les résultats du logiciel René-LCPC (fichier output) sont récapitulés dans l'annexe 3.

Tableau 3.4 : Les proportions optimales des granulats pour les 8 mélanges utilisés

Dosage en kg/m3 (%)	Type et pourcentage du gravier(%)		Type et pourcentage du sable (%)		Porosité	Notation
200 (6.615)	H.Melouane	56.19	Bougezoul	37.2	0.15	HB1
200 (6.615)	H.Melouane	51.81	Oued	41.58	0.22	HO1
200 (6.615)	Djelfa	48.42	Oued	44.97	0.21	DO1
200 (6.615)	Djelfa	51.81	Bougezoul	41.58	0.16	DB1
250 (8.269)	H.Melouane	54.61	Bougezoul	37.13	0.14	HB2
250 (8.269)	H.Melouane	50.76	Oued	40.97	0.21	HO2
250 (8.269)	Djelfa	47.42	Oued	44.31	0.21	DO2
250 (8.269)	Djelfa	51.72	Bougezoul	40.02	0.15	DB2

Finalement on peut calculer les masses de chaque constituant, et on obtient les valeurs résumées dans le tableau 3.5.

Tableau 3.5 : Formulations des bétons mis à l'essai

Mélange du béton	Ciment(C) (kg/m ³)	Sable (S1) Bouguezoul (kg/m ³)	Sable (S2) Oued (kg/m ³)	Gravier (G1) H.Melouane (kg/m ³)	Gravier (G2) Djelfa (kg/m ³)	Eau (E) Optimum Proctor	G/S
HB1	200	1025	/	1459	/	125	1.42
HB2	250	1007	/	1434	/	136.5	1.42
HO1	200	/	1139	1368	/	141	1.19
HO2	250	/	1119	1337	/	142.5	1.19
DB1	200	1127	/	/	1362	129.35	1.20
DB2	250	1107	/	/	1338	138.6	1.20
DO1	200	/	1243	/	1264	139.7	1.02
DO2	250	/	1221	/	1242	140.75	1.02

Où : H : Gravier de Hammam Melouane ;

D : Gravier de la station de Djelfa ;

B : Sable de Bouguezoul ;

O : Sable d'Oued ;

(1) : C= 200 kg/m³ ;

(2) : C= 250 kg/m³.

4. ANALYSE ET DISCUSSION DES RESULTATS

4.1. Introduction

Ce chapitre présente l'analyse et discussion des résultats obtenus à la suite de la réalisation des essais (décrits dans le chapitre II).

4.2. Propriétés du béton frais

4.2.1 Ouvrabilité

Le tableau 4.1 ci-après, récapitule les résultats de l'essai Proctor modifié pour les 8 mélanges fabriqués. Les valeurs des teneurs en eau optimale sont regroupées dans le tableau 4.2.

Tableau 4.1 : Résultats de l'essai Proctor modifié

HB1	W (%)	3,41	3,84	4,28	5,14
	ρ_d (kg/m³)	2339,89	2397,78	2455,34	2437,94
HB2	W (%)	4,72	5,25	5,784	/
	ρ_d (kg/m³)	2391,79	2398,96	2392,2	/
HO1	W (%)	4,28	4,67	5,06	5,44
	ρ_d (kg/m³)	2415,49	2430,64	2449,99	2449,75
HO2	W (%)	5	5,5	6	/
	ρ_d (kg/m³)	2446,72	2450,5	2448,56	/
DB1	W (%)	5	6	7	/
	ρ_d (kg/m³)	2398	2411	2388,47	/
DB2	W (%)	5	6	7	/
	ρ_d (kg/m³)	2408,81	2418,12	2395,52	/
DO1	W (%)	3,914	4,187	4,608	5,02
	ρ_d (kg/m³)	2362,84	2385,62	2412,1	2406,23
DO2	W (%)	5	6	7	/
	ρ_d (kg/m³)	2419,59	2435,92	2413,5	/

Tableau 4.2 : Propriétés à l'état frais des BCR

Dosage en kg/m³ (%)	Type du gravier	Type du sable	Eau (E) Optimum Proctor kg/m³	Notation
200 (6.615)	H.Melouane	Bougezoul	125	HB1
	H.Melouane	Oued	141	HO1
	Djelfa	Oued	139.7	DO1
	Djelfa	Bougezoul	129.35	DB1
250 (8.269)	H.Melouane	Bougezoul	136.5	HB2
	H.Melouane	Oued	142.5	HO2
	Djelfa	Oued	140.75	DO2
	Djelfa	Bougezoul	138.6	DB2

On remarque de ces résultats, que les mélanges avec le sable d'oued nécessitent une teneur en eau plus élevée que celles des sables de Bougezoul. Aussi une teneur en eau plus élevée est obtenue avec le dosage élevé en ciment (250 kg/m³) en comparaison au dosage de 200 kg/m³.

4.3. Propriétés mécaniques des BCR

4.3.1 Résistance à la compression

Les figures 4.1 et 4.2, illustrent la variation de la résistance à la compression des BCR pour les deux dosages (1 et 2) à 7, 28 et 90 jours.

L'analyse de ces figures, montrent que l'on peut obtenir une très bonne résistance à la compression lorsque l'on optimise le squelette granulaire de ces mélanges. En effet, nous voyons sur ces courbes, que nous sommes en mesure de réaliser un BCR ayant une résistance de plus de 9 MPa à 28 jours avec seulement 200 kg/m³ de ciment ACC 42.5. De plus, il est possible de réaliser un BCR ayant plus de 18 MPa (18.1 MPa) à 28 jours avec seulement 250 kg/m³ de ce ciment. Cela démontre bien l'avantage d'optimiser les proportions de matériaux secs.

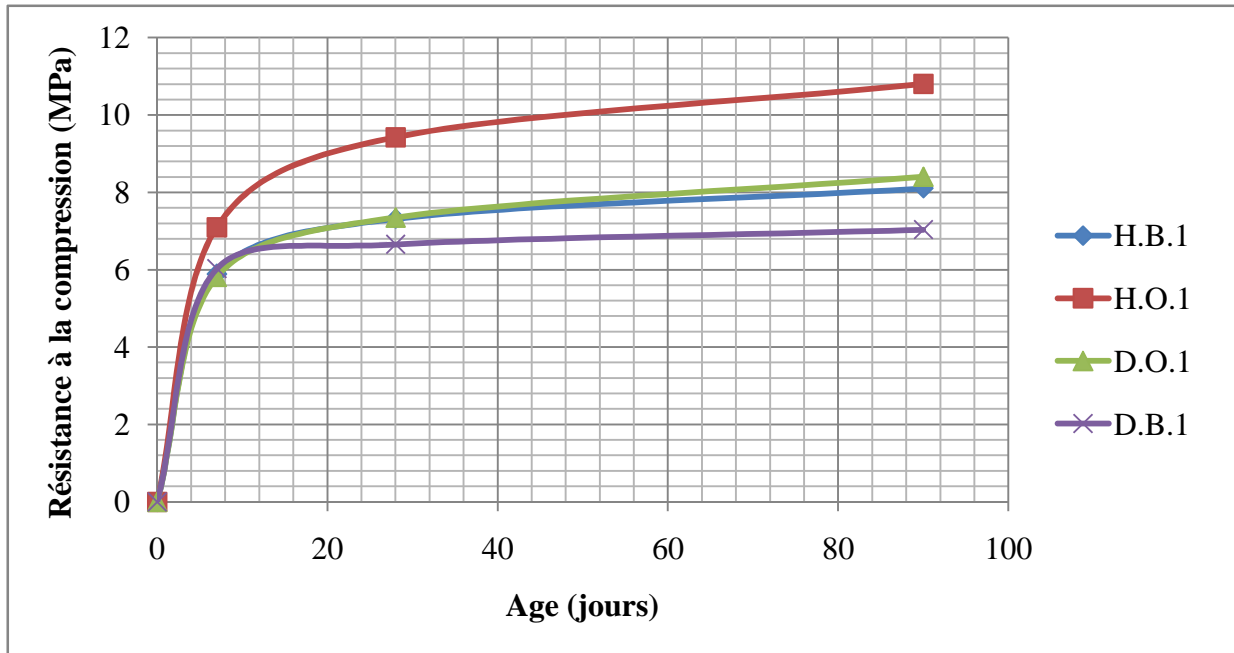


Figure 4.1 : Evolution de la résistance à la compression des BCR dosé à 200kg/m^3 avec l'âge.

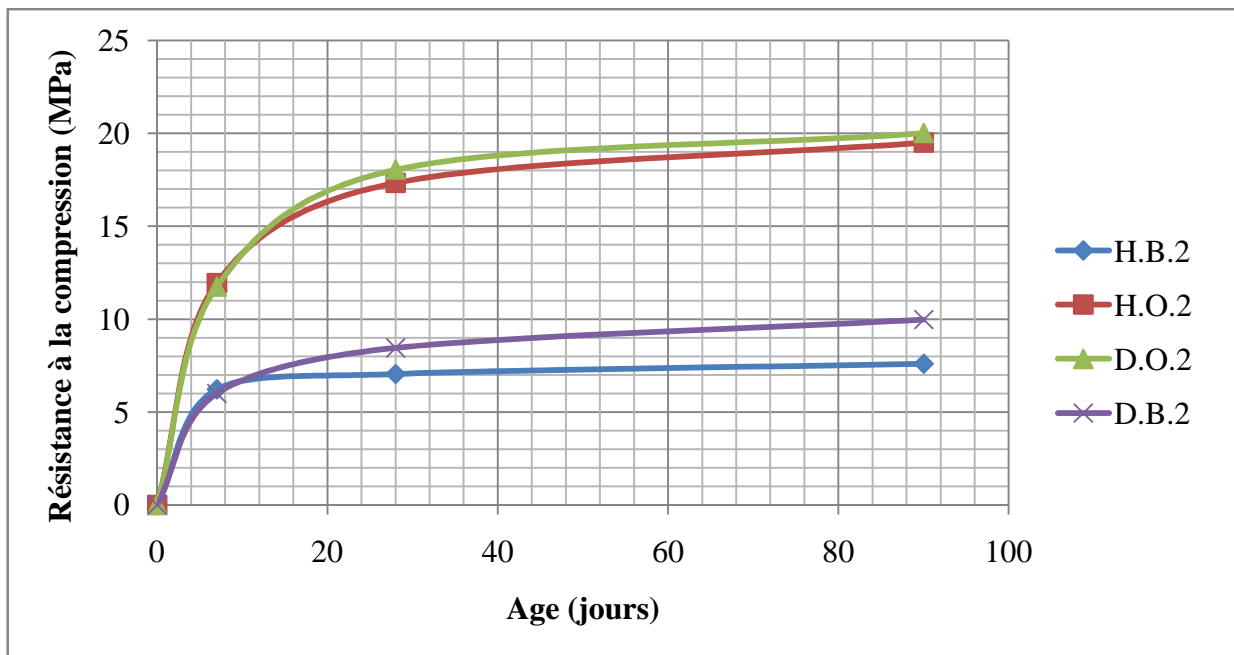


Figure 4.2 : Evolution de la résistance à la compression des BCR dosé à 250kg/m^3 avec l'âge.

Le gain de résistance, de 7 à 28 jours, semble plus important dans les BCR avec le sable d'oued. On remarque un gain moyen de l'ordre de 29.5% lorsque le BCR est dosé à 200kg/m^3 , et contient un sable d'oued tandis que pour le BCR avec le sable de Bougezoul nous avons un gain moyen de l'ordre de 17.4%.Lorsque le BCR est dosé à 250

kg/m^3 , nous avons un gain moyen de l'ordre de 49.4 % pour le sable d'Oued, et un gain de 27.1 % pour le sable de Bouguezoul.

Ces résultats, montrent bien l'effet de la granularité et des éléments fins sur la résistance. Les bétons formulés avec le sable de Bouguezoul sont plus faibles que les autres bétons pour les deux dosages, et l'évolution de la résistance de 7 à 28 jours (et à 90 jours) est normale. Par ailleurs, ces figures montrent que l'influence du dosage du ciment est un peu plus grande.

Ces résultats sont en concordance avec l'étude de Zdiri et al [5,19] qui ont obtenus une résistance maximum d'environ 18 MPa à 28 jours avec 250 kg/m^3 de ciment, et 13 MPa avec 200 kg/m^3 de ciment. Abdel-Halim et al [18], ont trouvé une valeur moyenne de la résistance à la compression sur carotte à 93 jours de 9.4MPa.

Atis et al [7, 8], ont trouvé une résistance de 22.57 MPa à 28 jours avec un dosage de 250 kg/m^3 , 46.93 MPa avec 300 kg/m^3 et 60.85 MPa pour un dosage de 400 kg/m^3 de ciment.

En diminuant la porosité du squelette granulaire, la teneur en particules fines (ciment et autres matériaux fins) diminue, ce qui implique une plus petite quantité de pâte pour lier ensemble tous les granulats. De plus, en diminuant la quantité de ciment, on produit des BCR à un moindre coût et qui dégagent beaucoup moins de chaleur d'hydratation. Cela est très important pour un BCR pour barrages.

Le fait d'optimiser le squelette granulaire augmente le phénomène d'enchevêtrement des granulats puisqu'il y a presque contact granulat-granulat, donc moins de ciment. Le résultat se fait sentir tout de suite sur la résistance à la compression puisque la propagation des fissures est plus gênée en raison d'une meilleure disposition des granulats.

L'optimisation du squelette granulaire permet, aussi, de produire des BCR à faible rapport E/L (ce qui influence directement la résistance à la compression). En effet, l'optimisation des proportions des matériaux fait en sorte d'améliorer la maniabilité du

mélange. En conséquence la quantité d'eau nécessaire pour atteindre l'optimum Proctor et la maniabilité idéale est moindre.

La résistance de la matrice cimentaire influence grandement la résistance à la compression des bétons. En effet, c'est la pâte de ciment qui agit comme une colle dans les bétons. La résistance de la matrice dépend fortement de sa porosité [10], Un rapport Eau/liant élevé produit une matrice plus poreuse réduisant ainsi sa résistance à la compression.

Pour diminuer la porosité de la matrice, on doit, tout d'abord, diminuer le rapport eau/liant, c'est ainsi que les bétons avec un rapport eau/liant plus élevé donnent des résistances à la compression plus faibles que les bétons avec un rapport eau/liant faible.

Dans un béton où la matrice cimentaire est faible, les fissures se propagent dans la matrice cimentaire beaucoup plus facilement et ne traverseront pratiquement pas les granulats. À cause de la grande résistance des granulats et de la faible résistance de la pâte, les fissures se propagent dans la pâte et contournent ainsi les granulats. On se retrouve donc avec des déchaussements de granulat.

Nous avons vu aussi que les résistances à la compression étaient presque les mêmes pour les deux types de graviers. On explique la différence pour le premier dosage (200 kg/m^3) par la différence de surface et de texture entre les différents granulats. En effet, le gravier de Djelfa présente une surface beaucoup plus lisse. Dans ce cas le lien entre la pâte de ciment et le granulat ne peut être que chimique à court terme. De plus, lors de la réalisation des essais sur béton durci, on observait un déchaussement de ces granulats lors de la rupture complète de l'éprouvette et, dans le cas du l'autre gravier, on n'en observait pas. Ce qui prouve que l'adhérence pâte-granulats est moins bonne avec un granulat dont la surface est lisse. De plus, les aspérités que l'on retrouve dans le gravier de H.Melouane procurent un lien physique entre la pâte et le granulat. Le point positif pour le gravier de Djelfa, c'est la présence de granulats anguleux qui permet un meilleur enchevêtrement entre les granulats augmentant la résistance à la compression des bétons à long terme.

4.3.3. Résistance à la traction par fendage

Les figures 4.3 et 4.4, montrent les résultats de la résistance à la traction par fendage des BCR pour les deux dosages en ciment à 28 jours d'âge.

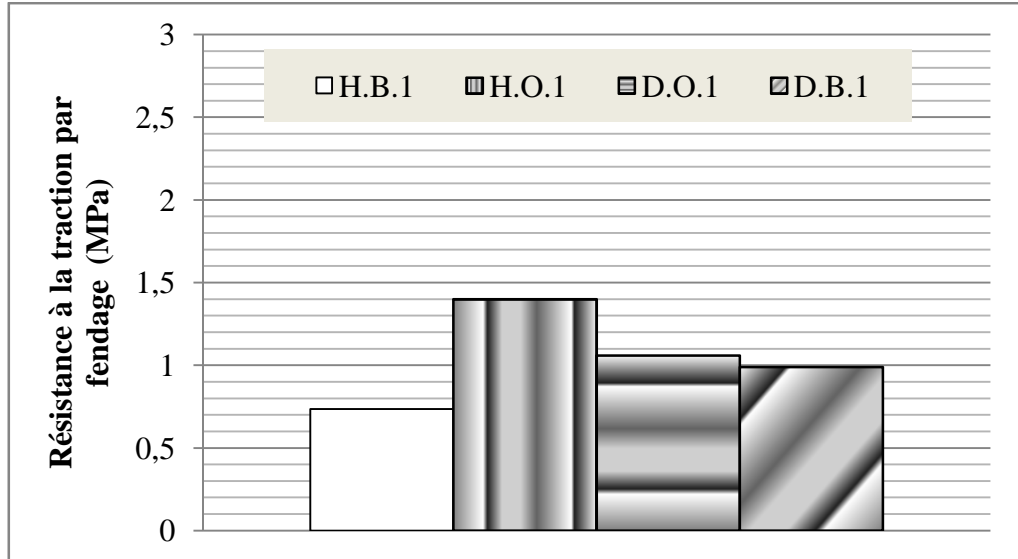


Figure 4.3 : Evolution de la résistance à la traction par fendage à 28 jours ($C= 200 \text{ kg/m}^3$).

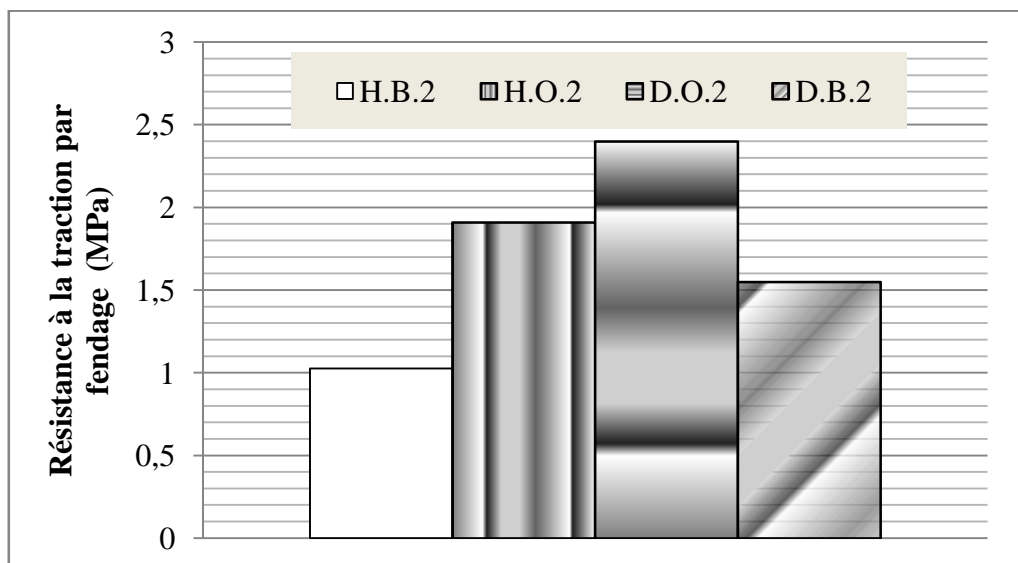


Figure 4.4 : Evolution de la résistance à la traction par fendage à 28 jours ($C= 250 \text{ kg/m}^3$).

Les figures 4.3 et 4.4 montrent que, dans la majorité des cas, les bétons avec sable de Bougezoul ont une résistance à la traction plus faible que ceux avec sable d'oued. Encore une fois, ce phénomène peut être relié à l'adhérence pâte-granulats qui est meilleure pour le deuxième sable. Cependant, la différence est faible, et cela pourrait être relié à la granulométrie qui permettrait une meilleure adhérence pâte-granulats en diminuant la

porosité.

Les résistances à la traction par fendage des BCR réalisés dans cette étude (1 à 2.5 MPa) sont comparées aux résistances des bétons conventionnels. La quantité de granulat explique cette observation. Dans les BCR la propagation des fissures est plus difficile à cause de la présence des granulats. Ceux-ci font obstacles à la propagation des fissures. Cela permet d'atteindre une résistance plus élevée.

Ces résultats sont en concordance avec Zdiri et al [5,19], qui ont trouvés des valeurs un peu plus petites que notre résultats. Abdel-Halim et al [18], ont trouvés une résistance moyenne à la traction par fendage des éprouvettes carotté dans différentes couches de 0.89 MPa. D'autre part, Atis [8], a trouvé une valeur de 3.61 MPa, avec un dosage en ciment de 400 kg/m³. Atis et al. [7], ont rapportés une résistance dans une autre étude de 2.04 MPa, 3.5 MPa et 3.8 MPa pour des dosages en ciment respectivement de 200 kg/m³, 300 kg/m³ et 400 kg/m³.

4.4 Corrélation entre les résistances à la compression et à la traction par fendage

Afin de permettre la prédiction de la résistance à la traction par fendage par la résistance à la compression d'un BCR, une corrélation entre les deux résistances de cette étude expérimentale a été proposée. Il semble que la relation suivante est la mieux adaptée:

$$R_t = 0.306 R_c^{0.683} \quad (\text{eq.4.1})$$

Où R_t est la résistance à la traction par fendage et R_c est la résistance à la compression en MPa.

Selon la figure 4.5, la relation polynomiale 4.1 représente parfaitement les données expérimentales avec un coefficient de corrélation $R^2 = 0.838$.

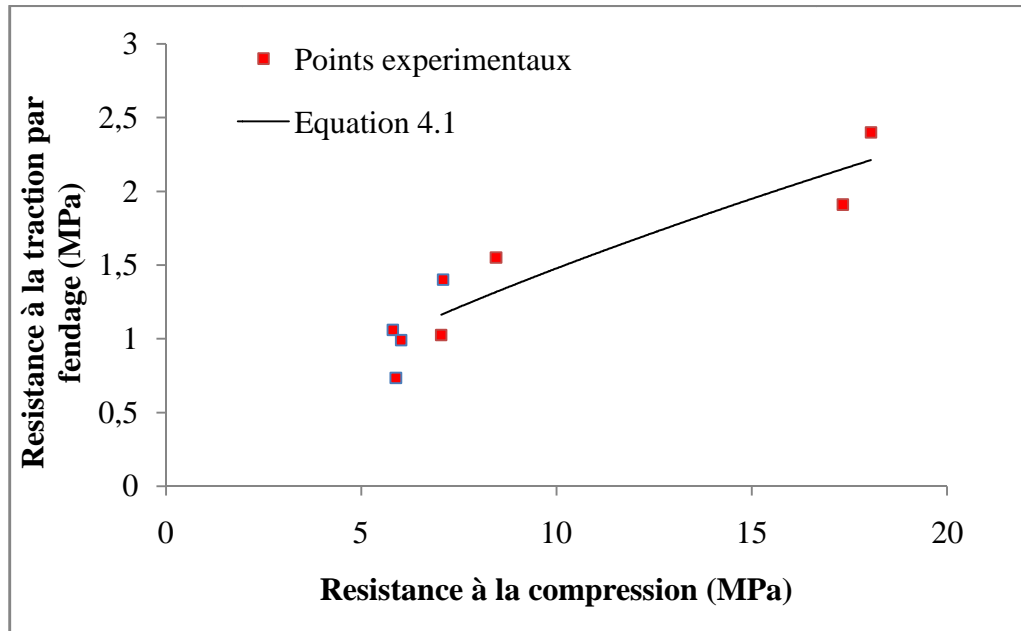


Figure 4.5 : Corrélation entre la résistance à la traction par fendage et la résistance à la compression à 28 jours d'âge.

4.5 Porosité

Les résultats de porosité totale à l'eau pour les différents mélanges des bétons étudiés à jours sont illustrés sur les figures 4.6 et 4.7.

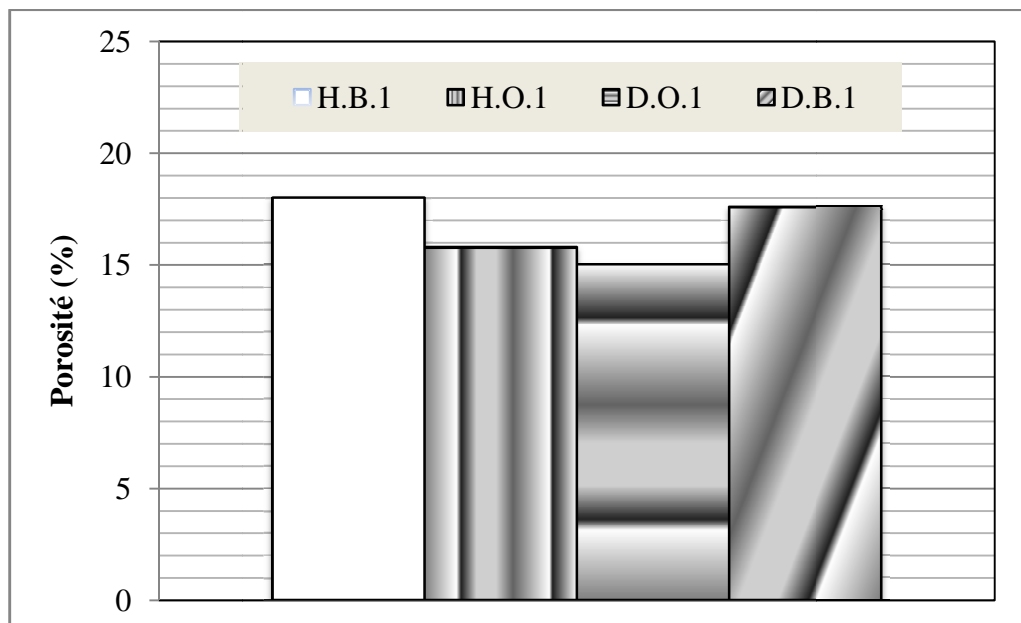


Figure 4.6: Porosité des BCR dosés à 200 kg/m^3 à 28 jours.

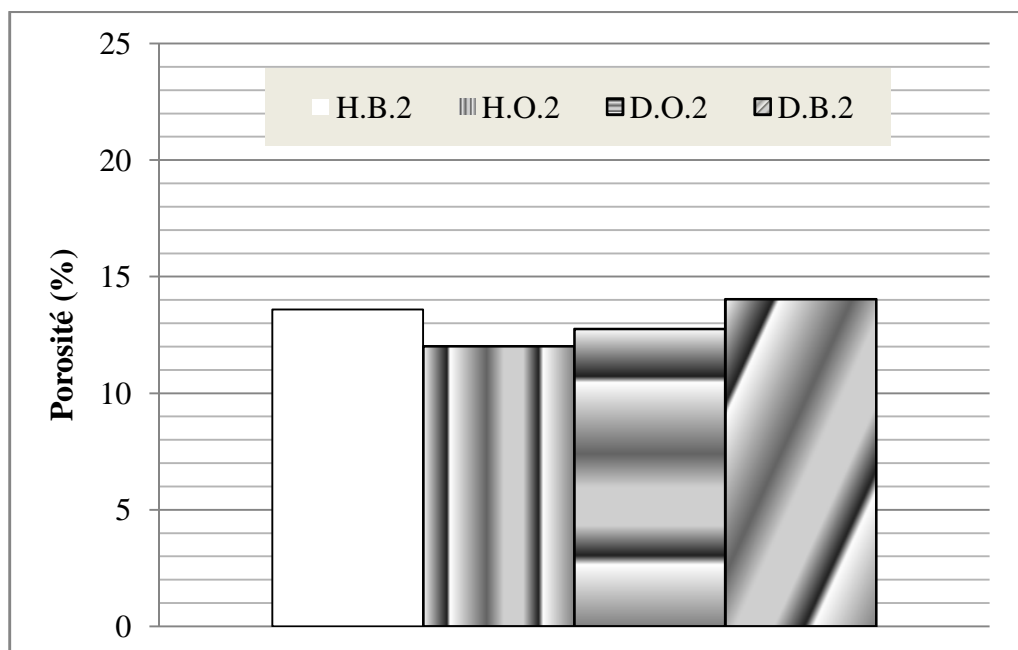


Figure 4.7: Porosité des BCR dosés à 250 kg/m^3 à 28 jours.

La porosité des BCR formulés avec le sable de Bougezoul est élevée par rapport à celle de BCR formulés avec le sable d'Oued. Cependant, une légère diminution est notée pour le type de graviers utilisé. La porosité totale à l'eau des mélanges de bétons avec le sable B (Bougezoul) atteint 18% pour le dosage 200 kg/m^3 . Ces valeurs sont légèrement inférieures à ceux correspondant à un dosage en ciment de 250 kg/m^3 qui atteint de 12 à 14%. Ceci pourrait être attribuer à la granulométrie des sables et à la méthode de compactage utilisée dans ces essais.

On remarque aussi que la porosité des BCR dosé à 250 kg/m^3 est inférieure à celle des bétons conventionnels qui ont une porosité 13 à 18 % [33], ceci peut être expliquer par le rapport Eau/liant élevé des bétons conventionnels par rapport aux BCR, produisant ainsi une matrice plus poreuse.

4.6 Absorption d'eau par capillarité

Les figures 4.8 et 4.9 présentent l'absorption d'eau par capillarité par unité de surface des BCR pour 200 et 250 kg/m^3 de dosage en ciment.

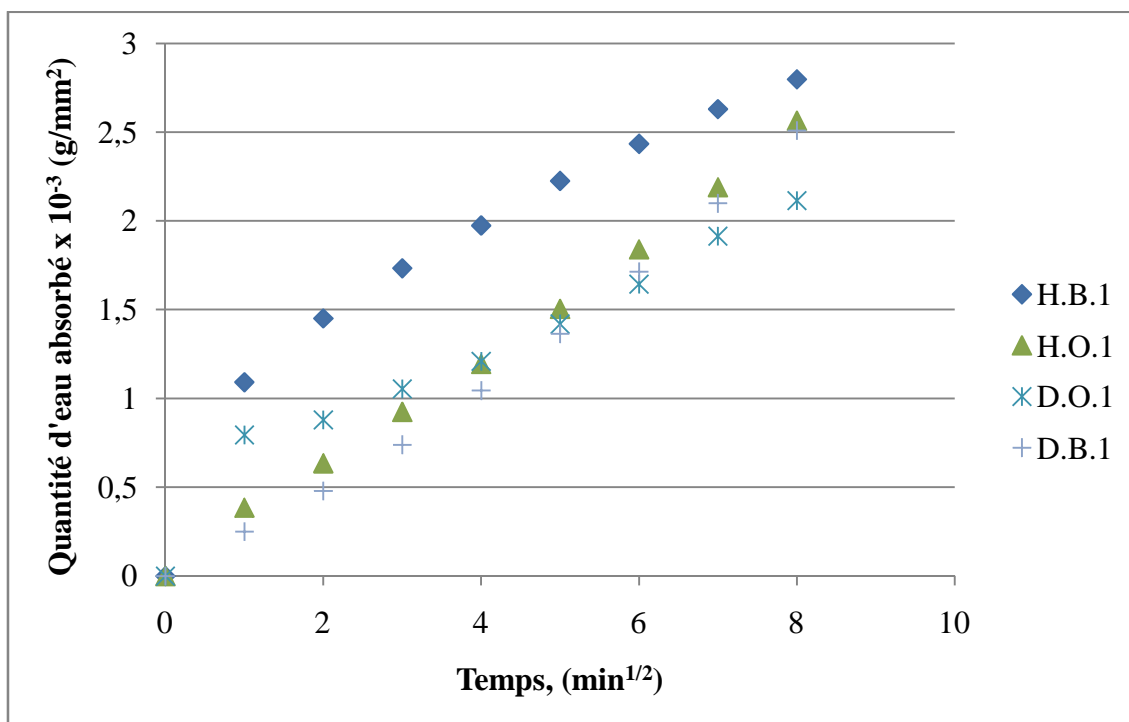


Figure 4.8: Absorption d'eau par capillarité par unité de surface des BCR pour un dosage de 200 kg/m³ en ciment.

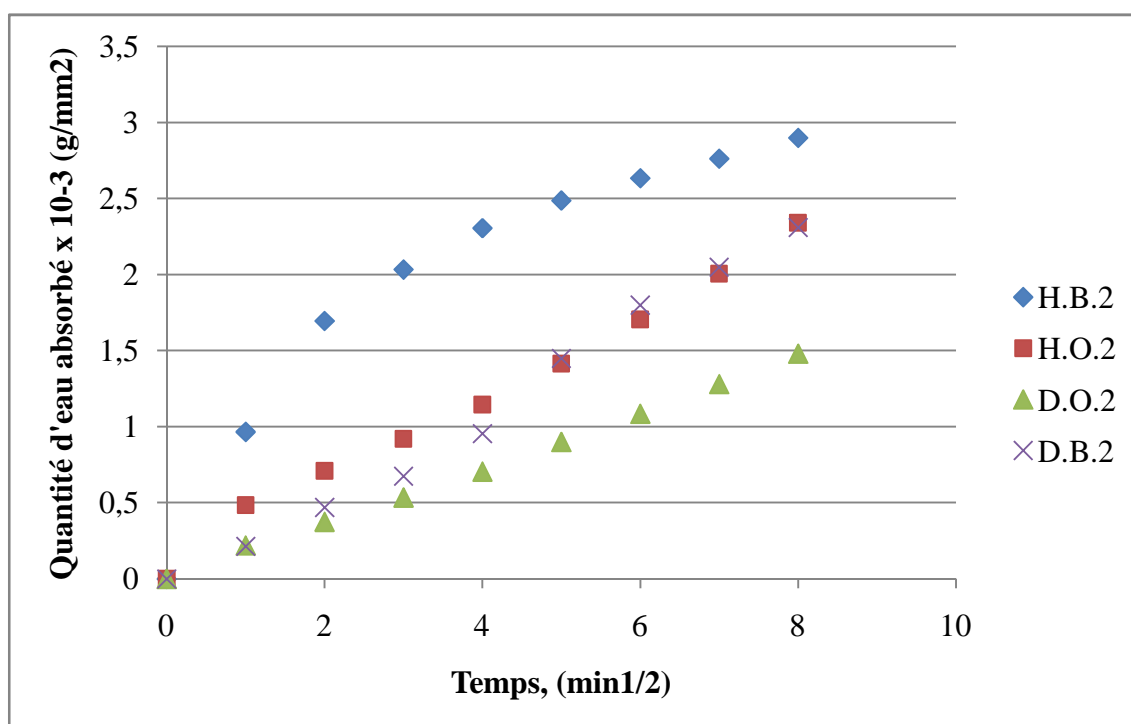


Figure 4.9: Absorption d'eau par capillarité par unité de surface des BCR pour un dosage de 250 kg/m³ en ciment.

On remarque que les courbes des BCR, présentent la même tendance. En général, les valeurs de la sorptivité de tous les BCR varient entre de $1.48 \text{ cm/s}^{0.5}$ à $3.13 \text{ cm/s}^{0.5}$ pour les deux dosages. Une faible augmentation de la sorptivité est observée pour les bétons formulés avec le sable de Bougezoul par rapport à celui d'Oued.

Dans les BCR l'absorption d'eau par capillarité est plus difficile à cause de la présence des granulats. Ceux-ci font obstacles à la remontée d'eau.

La sorptivité pour les bétons conventionnels confectionnés avec et sans fines calcaires est généralement variant de $3.3 \text{ cm/s}^{0.5}$ à $3.9 \text{ cm/s}^{0.5}$ [34].

4.7 Corrélation entre l'absorption et la porosité

La figure 4.10 représente le rapport entre la sorptivité et la porosité totale à l'eau de tous les mélanges des bétons étudiés à l'âge de 28 jours. D'après cette figure, on constate que la sorptivité augmente avec l'augmentation de la porosité totale à l'eau. Une très faible corrélation ($R^2 = 0.232$) peut être observée entre la sorptivité (S) et la porosité totale à l'eau qui peut être représentée par l'équation (eq.4.2) suivante:

$$S = 0.363 P^{0.71} \quad (\text{eq.4.2})$$

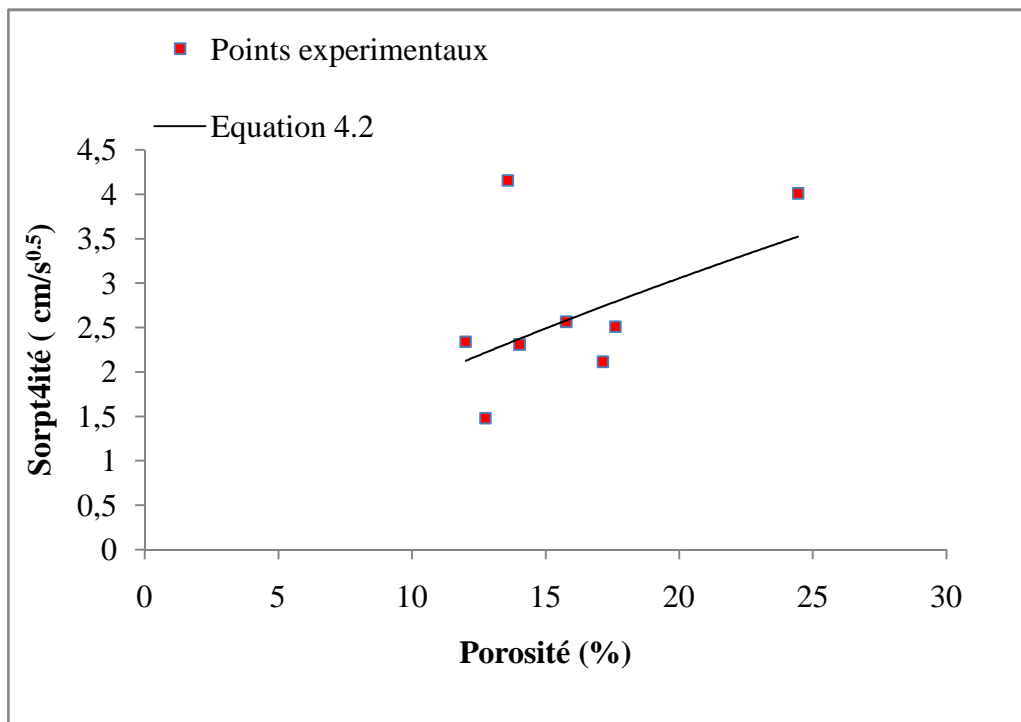


Figure 4.10 : Corrélation entre la sorptivité et la porosité des BCR à 28 jours d'âge.

4.8. Retrait

Les figures 4.11 et 4.12, montrent les résultats de retrait pour six types de BCR pour les deux dosages en ciment.

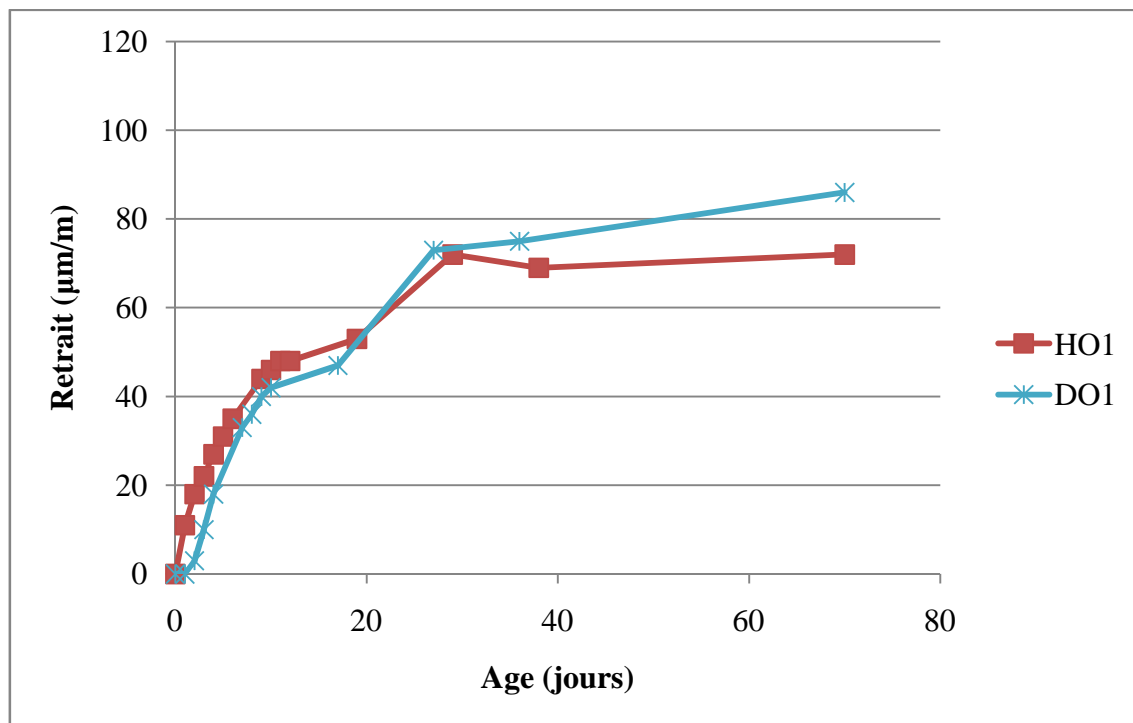


Figure 4.11: Retrait des BCR en fonction de l'âge pour un dosage en ciment de 200 kg/m³.

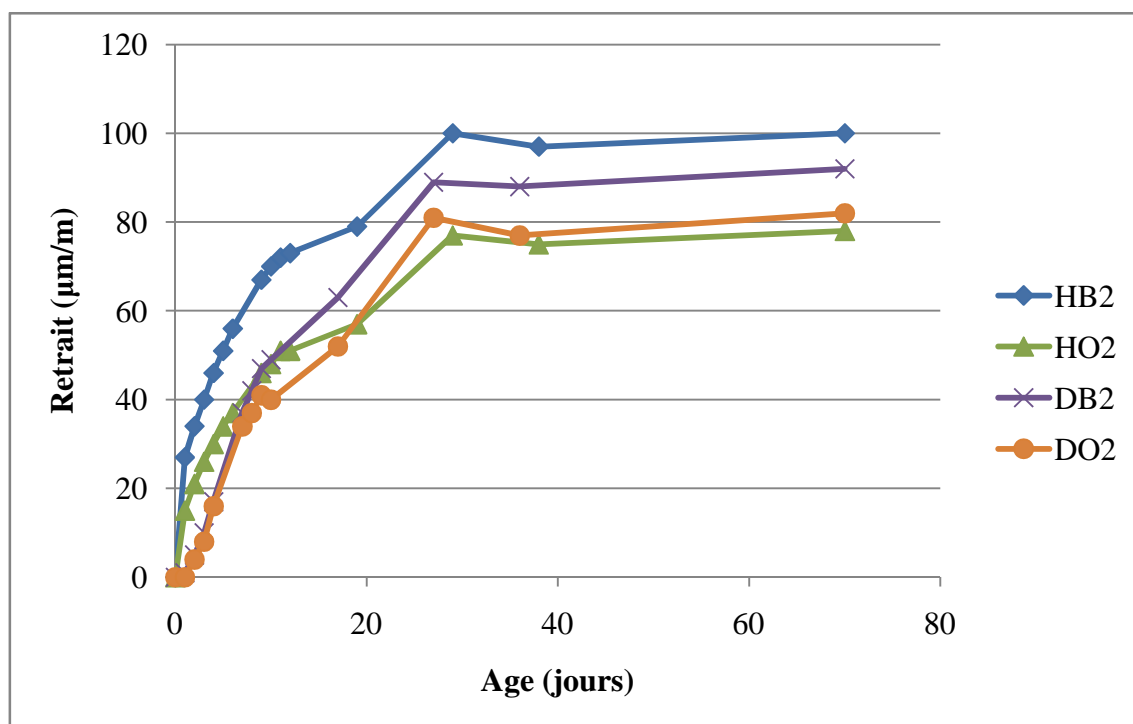


Figure 4.12: Retrait des BCR en fonction de l'âge pour un dosage en ciment de 250 kg/m³.

On peut voir tout de suite que la déformation est relativement faible et qu'elle est assez variable d'un mélange à l'autre.

On remarque qu'à 70 jours, le retrait varie de 75 à environ 100 $\mu\text{m}/\text{m}$ pour les BCR fabriqués avec un dosage en ciment de 250 kg/m^3 et de 70 à environ 85 $\mu\text{m}/\text{m}$ pour les BCR contenant 200 kg/m^3 de ciment. L'influence de la texture et de la surface des granulats est très difficile à cerner précisément. Ouellet [14] a trouvé des valeurs de retrait supérieures à nos résultats, une valeur minimale de 300 $\mu\text{m}/\text{m}$ à 70 jours d'âge. Ceci peut être expliqué par le dosage élevé de ciment (plus de 300 kg/m^3).

Le retrait de séchage des bétons est grandement influencé par le volume des granulats. Le squelette granulaire dans les bétons s'oppose au retrait et à toute déformation. Dans le cas des BCR, la teneur en granulats est élevée ce qui permet de diminuer le retrait de séchage, les granulats, étant plus rigide que la matrice cimentaire, empêchent la déformation du béton. Le retrait de séchage observé sur les mélanges de BCR est faible comparativement au béton ordinaire qui peut atteindre une valeur de 650 à 750 $\mu\text{m}/\text{m}$ [34]. Dans les BCR, la teneur en ciment est faible ce qui réduit ($\leq 250 \text{ kg}/\text{m}^3$), encore une fois, le retrait des bétons.

4.9. Gonflement

La figure 4.13 et 4.14, montrent les résultats de gonflement de six types de BCR pour les deux dosages en ciment.

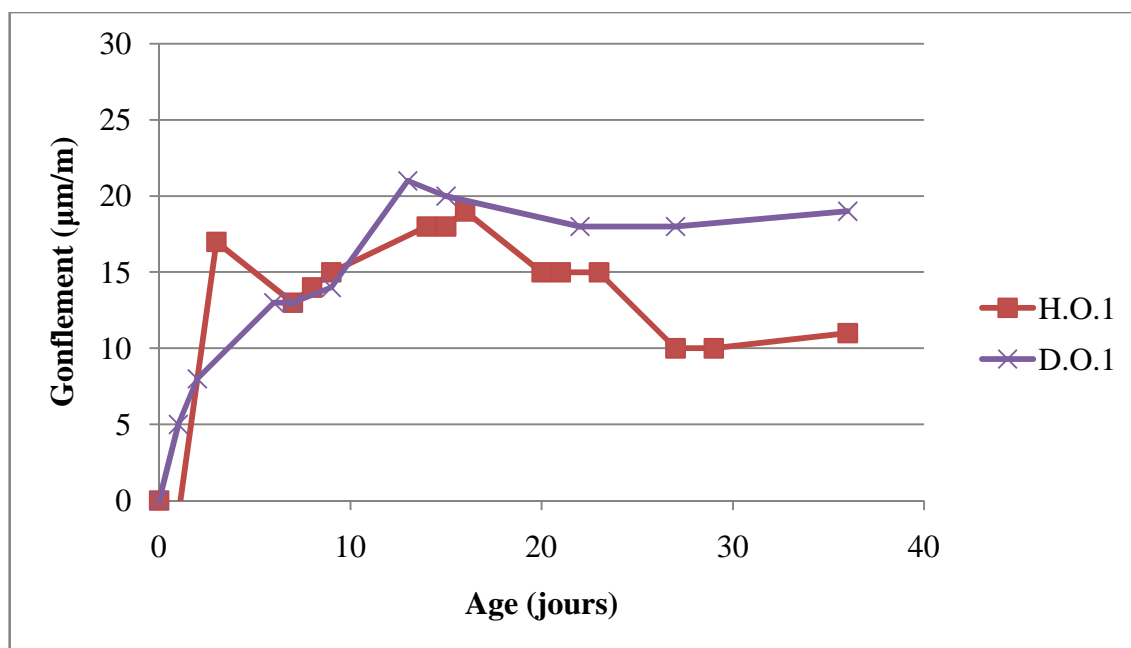


Figure 4.13: Gonflement des BCR en fonction de l'âge pour un dosage en ciment de 200 kg/m^3 .

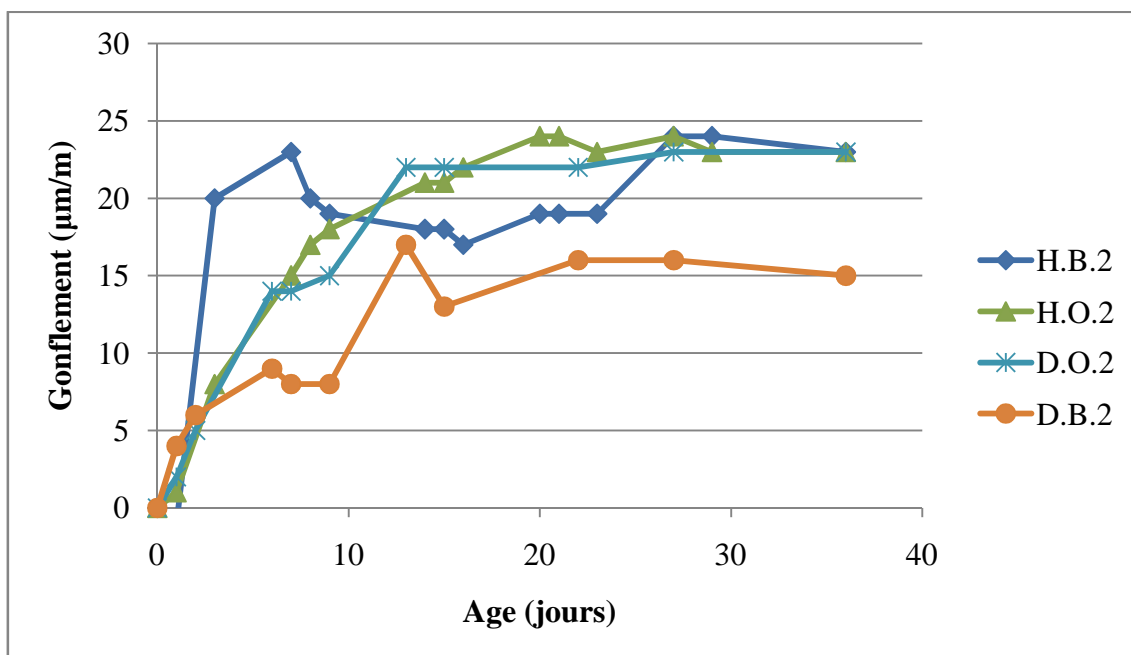


Figure 4.14: Gonflement des BCR en fonction de l'âge pour un dosage en ciment de 250 kg/m^3 .

Globalement ces résultats montrent que le gonflement des BCR varie très peu d'un béton à l'autre. De plus, il ne semble pas y avoir de relation entre les paramètres d'un mélange quelconque (le type de granulat, le dosage en ciment, etc.) et le gonflement de celui-ci.

Le gonflement varie de 10 à 20 $\mu\text{m/m}$ environ pour les BCR fabriqués avec un dosage en ciment de 200 kg/m^3 , et de 15 à 25 $\mu\text{m/m}$ environ pour les BCR contenant 250 kg/m^3 de ciment. L'influence de la texture et de la surface des granulats est aussi très difficile à cerner précisément.

Ces résultats sont en concordance avec Debieb et al. [20] qui ont trouvés une légère augmentation, le gonflement a atteint $50 \mu\text{m/m}$ à 40 jours d'âge.

4.10. Conclusion

Les résultats obtenus par la présente étude expérimentale nous amènent à tirer les conclusions suivantes :

- On peut réaliser un BCR ayant une résistance de plus de 9 MPa à 28 jours avec seulement 200 kg/m^3 de ciment ACC 42.5, et ayant plus de 18 MPa à 28 jours avec 250 kg/m^3 de ciment. Et des résistances à la traction par fendage de 1 à 2.5 MPa.
- La porosité des BCR est inférieure à celle des bétons conventionnels.
- Les valeurs de la sorptivité des BCR formuler en laboratoire, varient de 1.48 à 3.13 $\text{cm/s}^{0.5}$.

- La valeur maximale du retrait pendant 70 jours d'âge, est de 100 $\mu\text{m}/\text{m}$, et de 25 $\mu\text{m}/\text{m}$ pour le gonflement.
- La granulométrie des sables, a une influence sur les caractéristiques des BCR.

CONCLUSIONS

Le BCR est un matériau facile à utiliser pour la construction et l'entretien des chaussées, de plus il est économique (faible dosage en ciment) et non polluant que l'asphalte.

Ce projet de recherche avait comme principal objectif de formuler un Béton Compacté au Rouleaux (BCR) à base de matériaux locaux par le modèle d'empilement compressible (MEC), et d'étudier ces propriétés.

À la lumière de l'étude expérimentale réalisée, on peut tirer conclusions suivantes :

- L'utilisation du logiciel "René-LCPC" est un moyen facile pour la formulation de mélange optimal de BCR ; le nombre d'essais est réduit et la compacité optimale du mélange granulaire est facilement trouvée.
- Il est possible de réaliser un BCR ayant des résistances mécaniques acceptables à 28 jours (10-20 MPa) avec un dosage faible en ciment (CEM II/A 42.5).
- La granulométrie des gros et fin granulats influe considérablement sur les propriétés frais et durci du BCR.
- La composition du BCR est optimale et présente des propriétés acceptables à l'état frais et durci respectivement pour le mélange de béton dosé à 200 kg/m^3 en ciment (CEM II/A 42.5) et en utilisant le gravier de Hammam Melouan et le sable de Oued et le mélange de béton dosé à 250 kg/m^3 en ciment (CEM II/A 42.5) et en utilisant le gravier de Djelfa et le sable de Oued.
- Pour un dosage en ciment (CEM II/A 42.5) très faible (200 kg/m^3) et l'utilisation de gravier de Djelfa et le sable de Oued, le mélange BCR présente de bonne compacité (faible porosité) et de faible capacité d'absorption d'eau par capillarité.
- Dans les BCR l'absorption d'eau par capillarité est plus difficile à cause de la présence des granulats. Ceux-ci font obstacles à la remontée d'eau.
- Les résultats des essais confirment que les mélanges de BCR sont peu susceptibles à se déformer par retrait et par gonflement dans l'eau ; le fait d'utiliser des mélanges ayant un squelette granulaire optimisé (compacté) permet de réduire la déformation des matériaux.

RECOMMANDATIONS

Les observations et analyses effectuées dans le cadre de ce travail pourrait contribuer à l'utilisation du BCR en Algérie et particulièrement dans les chaussés. Cependant, les aspects suivants restent encore à aborder :

- Effet de la variation de la compacité en fonction du dosage en ciment, et de la variation granulométrique des granulats utilisés sur la performance du BCR.
- Effet du type de gravier (rondie et concassé) sur les propriétés mécaniques des BCR.
- L'utilisation des ajouts et des adjuvants pour l'amélioration des propriétés du BCR.
- Réalisation d'essais à l'échelle industrielle et réalisation d'une étude technico-économique sur l'emploi du BCR dans les routes.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **C. Jofre**. Emploi du béton compacté dans les chaussées, Comité Technique des Routes en Bétons, Association Internationale Permanente des Congrès de la Route, France, 1993.
- [2] **N. Pouliot, T. Sedran, F. De Larrard, J. Marchand**. Prédiction de la compacité des bétons compactés au rouleau à l'aide d'un modèle d'empilement granulaire, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 233, Juillet-Août 2001, REF 4370, pp. 23-36.
- [3] **Projet National BaCaRa 1988-1995**. Le béton compacté au rouleau. Presse ENPC, 1996, 200 pages.
- [4] **P. Gauthier, J. Marchand**. Conception et réalisation de revêtements en béton compacté au rouleau au Québec, L'Association canadienne du ciment (ACC) et l'Association béton Québec (ABQ), Département de génie civil, Université Laval, 135 pages.
- [5] **M. Zdiri, M. Ben Ouezdou, J. Neji**. Les bétons compactés au rouleau à faible dosage en ciment, une solution pour les routes rurales: cas des matériaux de gisements locaux, Revue HTE N°134, Septembre 2006.
- [6] **Cl. Ployaert**. Les fondations routières liées au ciment : Qualités et applications, Bulletin publié par FEBELCEM Fédération de l'Industrie Cimentière Belge.
- [7] **C.D. Atis, U.K. Sevim, F. Ozcan, C. Bilim, O. Karahan, A.H. Tanrikulu, A. Eksi**. Strength properties of roller compacted concrete containing a non-standard high calcium fly ash, Materials Letters 58, 2004, pp. 1446–1450.
- [8] **C.D. Atis**. Strength properties of high-volume fly ash roller compacted and workable concrete, and influence of curing condition, Cement and Concrete Research 35, 2005, pp. 1112–1121.
- [9] **S. Tremblay**. Méthodes de formulation de bétons compactés au rouleau et effet des agents entraîneurs d'air sur la maniabilité, Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université Laval, 1997, 168 pages.
- [10] **Adam M. Neville**. Propriétés des bétons, Ed. Eyrolles, 1992, 805 pages.

- [11] **Nader H. Amer**. Laboratory Evaluation of Fatigue Behavior of Thin Bonded Overlays on Roller Compacted Concrete Pavements, Portland Cement association, Cleveland State University, 2007, 216 pages.
- [12] **F. De Larrard, T. Sedran, D. Angot et G. Bonnet**: "Prévision de la compacité des mélanges granulaires par le modèle de suspension solide. Partie 1: fondements théoriques et calibration du modèle", Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°194, 1994.
- [13] **F. De Larrard, T. Sedran, D. Angot et G. Bonnet**: "Prévision de la compacité des mélanges granulaires par le modèle de suspension solide. Partie 2: validation. Cas des mélanges confinés", Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°194, 1994.
- [14] **E. Ouellet**. Formulation et étude du comportement mécanique des bétons compactés au rouleau, Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université Laval, 1998, 200 pages.
- [15] **T. Sedran**. Rhéologie et rhéomètre des bétons : application aux bétons autonivelant. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1999, 200 p.
- [16] **T. Sedran, F. De Larrard**. Manuel d'utilisation de René-LCPC V6.1d : logiciel d'optimisation granulaire, 20 pages.
- [17] **L. Courard, F. Michel, P. Delhez**. Use of concrete road recycled aggregates for Roller Compacted Concrete, Construction and Building Materials n°24, 2010, pp. 390–395.
- [18] **Mohamed A.H. Abdel-Halim, Mohammad A. Al-Omari, Mohamed M. Iskender**. Rehabilitation of the spillway of Sama El-Serhan dam in Jordan, using roller compacted concrete, Engineering Structures 21, 1999, pp. 497–506.
- [19] **M. Zdiri, J. Neji, M. Ben Ouezdou, M. El Ouni**. Formulation et simulation des bétons compactés au rouleau: application aux matériaux de gisements locaux, Colloque CMEDIMAT, 2005.
- [20] **F. Debieb, L. Courard, S. Kenai, R. Degeimbre**. Roller compacted concrete with contaminated recycled aggregates, Construction and Building Materials n°23, 2009, pp. 3382–3387.

- [21] **Hisham Y. Qasrawi, Ibrahim M. Asi, H.I. Al-Abdul Wahhab.** Proportioning RCCP mixes under hot weather conditions for a specified tensile strength, *Cement and Concrete Research* 35, 2005, pp. 267–276.
- [22] **M. Pigeon, J. Marchand.** The frost resistance of roller compacted concrete, *Concrete International* vol. 18, no 7, 1996, pp. 22-26.
- [23] **A. Delagrave, J. Marchand, M. Pigeon.** Résistance au gel-dégel du béton compacté au rouleau pour les barrages à base de liant Rolac, *Materials and Structures*, 1994, pp. 26-32.
- [24] **Norme française**, P 18-560 «granulats-analyse granulométrique par tamisage», AFNOR, Paris 1990.
- [25] **Norme française**, P 18-554 «granulats-mesure des masses volumiques, de la porosité, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des gravillons et cailloux», AFNOR, Paris 1990.
- [26] **Norme française**, P 18-555 «granulats-mesure des masses volumiques, coefficient d'absorption et teneur en eau des sables», AFNOR, Paris 1990.
- [27] **Norme française**, P 18-598 «granulats-équivalent de sable», AFNOR, Paris 1991.
- [28] **Norme française**, P 18-404 «bétons-essais d'étude, de convenance et de contrôle, confection et conservation des éprouvettes», AFNOR, Paris 1981.
- [29] **Norme française**, P 18-405 «bétons-essais d'information, confection et conservation des éprouvettes», Afnor, Paris 1981.
- [30] **Norme française**, P 18-406 «bétons-essais de compression», AFNOR, Paris 1981.
- [31] **Norme française**, P 18-404 «bétons-essais de fendage», AFNOR, Paris 1981.
- [32] **Norme française**, P 15-437 «Méthodes d'essais du retrait», AFNOR, Paris 1981.
- [33] **B. MENADI.** Performance du mortier et béton a base de filler calcaire. Mémoire de doctorat d'état, Département de Génie Civil, Université de Blida, Algérie, Juin 2008.
- [34] **Z. SKENDER.** Durabilité du béton à base de sable de concassage. Mémoire de magister, Département de Génie Civil, Université de Médéa, Algérie, 2009.

Sample Name:
ciment

SOP Name:

Measured:
vendredi 3 avril 2009 15:53:04

Sample Source & type:
Factory

Measured by:
u192382

Analysed:
vendredi 3 avril 2009 15:53:05

Sample bulk lot ref:

Result Source:
Measurement

Particle Name:
Fraunhofer

Accessory Name:
Hydro 2000S (A)

Analysis model:
General purpose

Sensitivity:
Normal

Particle RI:
0.000

Absorption:
0

Size range:
0.020 to 512.100 μm

Obscuration:
14.23 %

Dispersant Name:
Propan-2-ol

Dispersant RI:
1.390

Weighted Residual:
0.939 %

Result Emulation:
Off

Concentration:
0.0120 %Vol

Span :
3.265

Uniformity:
1.1

Result units:
Volume

Specific Surface Area:
1.09 m^2/g

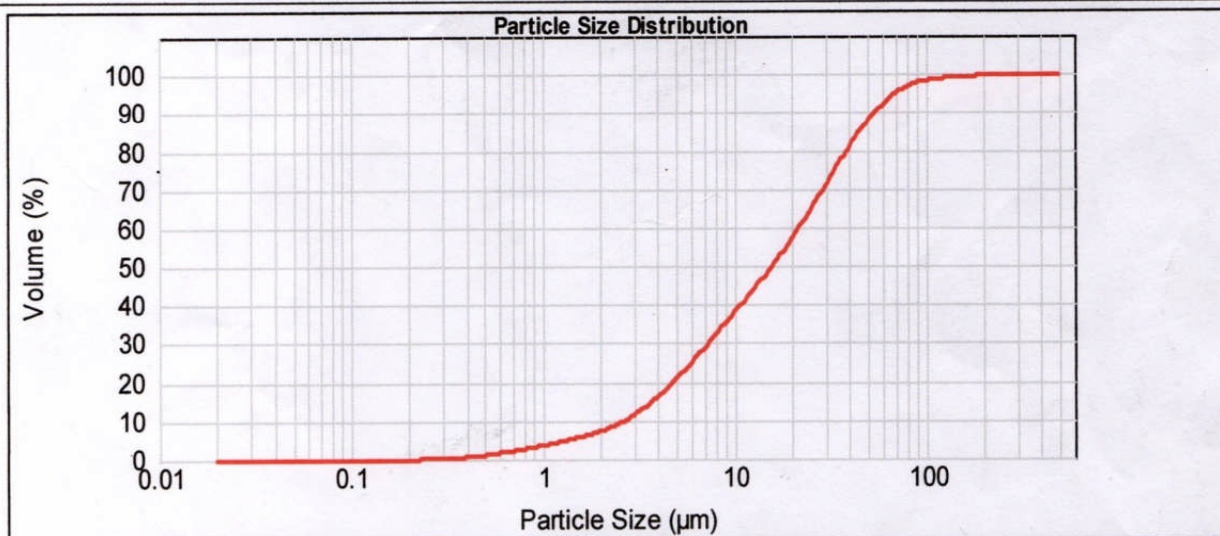
Surface Weighted Mean D[3,2]:
5.505 μm

Vol. Weighted Mean D[4,3]:
23.958 μm

d(0.1): 2.660 μm

d(0.5): 15.775 μm

d(0.9): 54.165 μm



ciment, vendredi 3 avril 2009 15:53:04

Size (μm)	Vol Under %	Size (μm)	Vol Under %	Size (μm)	Vol Under %	Size (μm)	Vol Under %	Size (μm)	Vol Under %	Size (μm)	Vol Under %
0.020	0.00	0.142	0.00	1.002	3.57	7.096	29.28	50.238	88.05	355.656	100.00
0.022	0.00	0.159	0.00	1.125	4.07	7.962	32.19	56.368	90.95	399.052	100.00
0.025	0.00	0.178	0.00	1.262	4.60	8.934	35.10	63.246	93.37	447.744	100.00
0.028	0.00	0.200	0.00	1.416	5.17	10.024	38.03	70.963	95.28	502.377	100.00
0.032	0.00	0.224	0.00	1.589	5.80	11.247	40.97	79.621	96.71	563.677	100.00
0.036	0.00	0.252	0.04	1.783	6.50	12.619	43.95	89.337	97.72	632.456	100.00
0.040	0.00	0.283	0.12	2.000	7.31	14.159	47.01	100.237	98.38	709.627	100.00
0.045	0.00	0.317	0.23	2.244	8.26	15.887	50.20	112.468	98.79	796.214	100.00
0.050	0.00	0.356	0.39	2.518	9.39	17.825	53.55	126.191	99.04	893.367	100.00
0.056	0.00	0.399	0.59	2.825	10.72	20.000	57.10	141.589	99.21	1002.374	100.00
0.063	0.00	0.448	0.84	3.170	12.29	22.440	60.85	158.866	99.36	1124.683	100.00
0.071	0.00	0.502	1.13	3.557	14.11	25.179	64.78	178.250	99.52	1261.915	100.00
0.080	0.00	0.564	1.45	3.991	16.17	28.251	68.84	200.000	99.69	1415.882	100.00
0.089	0.00	0.632	1.82	4.477	18.46	31.698	72.97	224.404	99.86	1588.656	100.00
0.100	0.00	0.710	2.21	5.024	20.96	35.566	77.06	251.785	99.96	1782.502	100.00
0.112	0.00	0.796	2.64	5.637	23.63	39.905	81.01	282.508	100.00	2000.000	100.00
0.126	0.00	0.893	3.09	6.325	26.42	44.774	84.71	316.979	100.00		

Operator notes:

Données d'entrée au logiciel René-LCPC

Propriétés du constituant

Granulometrie en passant cumulé			
d (μ)	%	d (μ)	%
0.25	0	10	38.03
0.315	0.23	12.5	43.95
0.4	0.59	16	50.2
0.5	1.13	20	57.1
0.63	1.82	25	64.78
0.8	2.64	31.5	72.97
1	3.57	40	81.01
1.25	4.6	50	88.05
1.6	5.8	63	93.37
2	7.31	80	96.71
2.5	9.39	100	98.38
3.15	12.29	125	99.04
4	16.17	160	99.36
5	20.96	200	99.69
6.3	26.42	250	99.96
8	32.19	315	100

Dossier:

Nom:

Masse volumique (kg/m3):

Granularité expérimentale

Compacités propres des classes granulaires

d en μ	Compacité
0.25	0.501
0.315	0.501
0.4	0.501
0.5	0.501
0.63	0.501
0.8	0.501
1	0.501
1.25	0.501
1.6	0.501
2	0.501
2.5	0.501
3.15	0.501
4	0.501
5	0.501
6.3	0.501
8	0.501

Options

- Entrer c(d) pour chaque d
- $c(d)=A \ln(d)+B$ pour $d < 1\mu$, $c(d)=B$ pour $d > 1\mu$
- $c(d)=A d+B$
- $c(d)=A d^2 / (d^2+B)$

A= B=

Calage

Compacité réelle de l'empilement
 Mesurée sur un échantillon en milieu infini

Compacité calculée de l'empilement
 Avec pour indice de compaction

Propriétés du constituant

Granulometrie en passant cumulé			
d (μ)	%	d (μ)	%
5 000	0		
6 300	0.08		
8 000	1.45		
10 000	7.56		
12 500	27.84		
16 000	92.55		
20 000	100		

Dossier:

Nom:

Masse volumique (kg/m3):

Granularité expérimentale

Compacités propres des classes granulaires

d en μ	Compacité
5 000	<input type="text" value="0.587"/>
6 300	<input type="text" value="0.587"/>
8 000	<input type="text" value="0.587"/>
10 000	<input type="text" value="0.587"/>
12 500	<input type="text" value="0.587"/>
16 000	<input type="text" value="0.587"/>
20 000	<input type="text" value="0.587"/>

Options

- Entrer c(d) pour chaque d
- $c(d)=A \ln(d)+B$ pour $d < 1\mu$, $c(d)=B$ pour $d > 1\mu$
- $c(d)=A d+B$
- $c(d)=A d^{\frac{1}{2}} / (d^{\frac{1}{2}}+B)$

A= B=

Calage

Compacité réelle de l'empilement

Mesurée sur un échantillon en milieu confiné

Paramètres du polynôme $P(x)=Ax^3+Bx^2+Cx+D$ exprimant le rapport du volume non perturbé sur le volume total en fonction du diamètre du grain (en mm)

A= C=

B= D=

Compacité calculée de l'empilement

Avec pour indice de compaction

Propriétés du constituant

Granulometrie en passant cumulé			
d (μ)	%	d (μ)	%
5 000	0		
6 300	3.53		
8 000	19.63		
10 000	40.76		
12 500	61.35		
16 000	88.83		
20 000	100		

Dossier:

Nom:

Masse volumique (kg/m³):

Granularité expérimentale

Compacités propres des classes granulaires

d en μ	Compacité
5 000	<input type="text" value="0.593"/>
6 300	<input type="text" value="0.593"/>
8 000	<input type="text" value="0.593"/>
10 000	<input type="text" value="0.593"/>
12 500	<input type="text" value="0.593"/>
16 000	<input type="text" value="0.593"/>
20 000	<input type="text" value="0.593"/>

Options

- Entrer c(d) pour chaque d
- $c(d)=A \ln(d)+B$ pour $d < 1 \mu$, $c(d)=B$ pour $d > 1 \mu$
- $c(d)=A d+B$
- $c(d)=A d^{\frac{1}{2}} / (d^{\frac{1}{2}}+B)$

A= B=

Calage

Compacité réelle de l'empilement

Mesurée sur un échantillon en milieu confiné
 Paramètres du polynome $P(x)=Ax^3+Bx^2+Cx+D$
 exprimant le rapport du volume non perturbé sur le volume total en fonction du diamètre du grain (en mm)

A= C=

B= D=

Compacité calculée de l'empilement

Avec pour indice de compaction

Propriétés du constituant

Granulometrie en passant cumulé			
d (μ)	%	d (μ)	%
80	0	3 150	86.98
100	1.25	4 000	95.68
125	1.92	5 000	98.56
160	3.47	6 300	100
200	5.8		
250	7.96		
315	11.1		
400	16.57		
500	22.17		
630	28.23		
800	35.02		
1 000	41.08		
1 250	48.38		
1 600	56.76		
2 000	65.25		
2 500	76.58		

Dossier:

Nom:

Masse volumique (kg/m³):

OK

Annuler

Granularité expérimentale

Compacités propres des classes granulaires

d en μ	Compacité
80	<input type="text" value="0.682"/>
100	<input type="text" value="0.682"/>
125	<input type="text" value="0.682"/>
160	<input type="text" value="0.682"/>
200	<input type="text" value="0.682"/>
250	<input type="text" value="0.682"/>
315	<input type="text" value="0.682"/>
400	<input type="text" value="0.682"/>
500	<input type="text" value="0.682"/>
630	<input type="text" value="0.682"/>
800	<input type="text" value="0.682"/>
1 000	<input type="text" value="0.682"/>
1 250	<input type="text" value="0.682"/>
1 600	<input type="text" value="0.682"/>
2 000	<input type="text" value="0.682"/>
2 500	<input type="text" value="0.682"/>

Options

- Entrer c(d) pour chaque d
- $c(d)=A \ln(d)+B$ pour $d < 1\mu$, $c(d)=B$ pour $d > 1\mu$
- $c(d)=A d+B$
- $c(d)=A d^{\frac{1}{2}} / (d^{\frac{1}{2}}+B)$

A= B=

Calage

Compacité réelle de l'empilement

Mesurée sur un échantillon en milieu infini

Compacité calculée de l'empilement

Avec pour indice de compaction

OK Annuler

Propriétés du constituant

Granulometrie en passant cumulé			
d (μ)	%	d (μ)	%
80	0	3 150	98.61
100	1.59	4 000	99.31
125	2.99	5 000	100
160	5.91		
200	15.04		
250	24.75		
315	40.57		
400	62.96		
500	77.58		
630	87.08		
800	92.2		
1 000	94.38		
1 250	95.75		
1 600	96.82		
2 000	97.39		
2 500	97.97		

Dossier:

Nom:

Masse volumique (kg/m³):

Granularité expérimentale

Compacités propres des classes granulaires

d en μ	Compacité
80	<input type="text" value="0.631"/>
100	<input type="text" value="0.631"/>
125	<input type="text" value="0.631"/>
160	<input type="text" value="0.631"/>
200	<input type="text" value="0.631"/>
250	<input type="text" value="0.631"/>
315	<input type="text" value="0.631"/>
400	<input type="text" value="0.631"/>
500	<input type="text" value="0.631"/>
630	<input type="text" value="0.631"/>
800	<input type="text" value="0.631"/>
1 000	<input type="text" value="0.631"/>
1 250	<input type="text" value="0.631"/>
1 600	<input type="text" value="0.631"/>
2 000	<input type="text" value="0.631"/>
2 500	<input type="text" value="0.631"/>

Options

- Entrer c(d) pour chaque d
- $c(d)=A \ln(d)+B$ pour $d < 1\mu$, $c(d)=B$ pour $d > 1\mu$
- $c(d)=A \cdot d+B$
- $c(d)=A \cdot d^2 / (d^2+B)$

A= B=

Calage

Compacité réelle de l'empilement
Mesurée sur un échantillon en milieu infini

Compacité calculée de l'empilement
Avec pour indice de compaction

Données de sortie

René - LCPC - Version n° 6.1d

Fichier Edition Mélange Constituants Calculs ?

Calcule l'optimum d'un mélange binaire

Données des calculs

% en masse Nom des constituants

6.615 bcr:\ciment ACC

56.186 bcr:\H.Melouane

37.2 bcr:\Sable de Bougezoul

Milieu infini

Milieu confiné

Modifier les constituants

Résultats:

Constituant n°0:	Constituant n°1:	Constituant n°2:				
bcr:\ciment A CC	bcr:\H.Melouane	bcr:\Sable de Bougezoul				
Constituant n°0 %	Constituant n°1 %	Constituant n°2 %	Porosité	Indice de compaction	Masse vol. à sec	Masse vol. saturé
6.615	47	46.39	0.1584	9.0	2269.3	2427.7
6.615	48.8373	44.552	0.1554	9.0	2275.0	2430.5
6.615	50.6746	42.714	0.1529	9.0	2279.7	2432.6
6.615	52.5119	40.876	0.1508	9.0	2283.0	2433.9
6.615	54.3492	39.038	0.1495	9.0	2284.4	2433.9
6.615	56.1865	37.2	0.1491	9.0	2283.3	2432.4
6.615	58.0238	35.362	0.15	9.0	2278.9	2428.9
6.615	59.8611	33.524	0.1524	9.0	2270.3	2422.7
6.615	61.6984	31.686	0.1566	9.0	2256.9	2413.5
6.615	63.5357	29.848	0.1627	9.0	2238.3	2401.0
6.615	65.373	28.01	0.1707	9.0	2214.8	2385.5



Calcule l'optimum d'un mélange binaire

Données des calculs

% en masse	Nom des constituants
6.615	bcr:\ciment ACC
51.811	bcr:\H.Melouane
41.57	bcr:\Sable d'Oued

Milieu infini
 Milieu confiné

Modifier les constituants

Résultats:

6.615	18.678	74.712	0.2636	9.0	2031.8	2295.4
6.615	9.339	84.051	0.2822	9.0	1992.6	2274.8
6.615	0	93.39	0.3006	9.0	1953.2	2253.8

Constituant n°0:	Constituant n°1:	Constituant n°2:
bcr:\ciment ACC	bcr:\H.Melouane	bcr:\Sable d'Oued

Constituant n°0 %	Constituant n°1 %	Constituant n°2 %	Porosité	Indice de compaction	Masse vol. à sec	Masse vol. saturé
6.615	46	47.39	0.2178	9.0	2121.1	2338.9
6.615	47.9373	45.452	0.2162	9.0	2122.7	2338.9
6.615	49.8746	43.514	0.2153	9.0	2122.8	2338.0
6.615	51.8119	41.576	0.2149	9.0	2121.1	2336.0
6.615	53.7492	39.638	0.2153	9.0	2117.4	2332.7
6.615	55.6865	37.7	0.2166	9.0	2111.5	2328.1
6.615	57.6238	35.762	0.2187	9.0	2103.2	2321.9
6.615	59.5611	33.824	0.2218	9.0	2092.4	2314.2
6.615	61.4984	31.886	0.2257	9.0	2079.2	2304.9
6.615	63.4357	29.948	0.2305	9.0	2063.9	2294.4
6.615	65.373	28.01	0.236	9.0	2046.8	2282.7



Calcule l'optimum d'un mélange binaire

Données des calculs

% en masse	Nom des constituants
6.615	bcr:\ciment ACC
51.811	bcr:\Djelfa
41.57	bcr:\Sable de Bougezoul

Milieu infini
 Milieu confiné

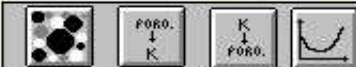
Modifier les constituants

Résultats:

6.615	18.678	74.712	0.2167	9.0	2143.5	2360.2
6.615	9.339	84.051	0.2367	9.0	2099.2	2335.9
6.615	0	93.39	0.2561	9.0	2055.8	2312.0

Constituant n°0: bcr:\ciment A CC
 Constituant n°1: bcr:\Djelfa
 Constituant n°2: bcr:\Sable de Bougezoul

Constituant n°0 %	Constituant n°1 %	Constituant n°2 %	Porosité	Indice de compaction	Masse vol. à sec	Masse vol. saturé
6.615	46	47.39	0.1611	9.0	2263.1	2424.2
6.615	47.9373	45.452	0.1585	9.0	2267.7	2426.3
6.615	49.8746	43.514	0.1566	9.0	2270.6	2427.2
6.615	51.8119	41.576	0.1556	9.0	2271.0	2426.7
6.615	53.7492	39.638	0.1559	9.0	2268.1	2424.0
6.615	55.6865	37.7	0.1578	9.0	2260.6	2418.4
6.615	57.6238	35.762	0.1618	9.0	2247.5	2409.4
6.615	59.5611	33.824	0.1683	9.0	2228.0	2396.3
6.615	61.4984	31.886	0.1771	9.0	2202.2	2379.3
6.615	63.4357	29.948	0.1879	9.0	2171.2	2359.1
6.615	65.373	28.01	0.2001	9.0	2136.5	2336.5



Calcule l'optimum d'un mélange binaire

Données des calculs

% en masse Nom des constituants

6.615 bcr:\ciment ACC
 48.420 bcr:\Djelfa
 44.96 bcr:\Sable d'Oued

- Milieu infini
- Milieu confiné

Modifier les constituants

Résultats:

6.615	18.678	74.712	0.262	9.0	2036.4	2298.4
6.615	9.339	84.051	0.2814	9.0	1994.8	2276.2
6.615	0	93.39	0.3006	9.0	1953.2	2253.8

Constituant n°0: bcr:\ciment A CC
 Constituant n°1: bcr:\Djelfa
 Constituant n°2: bcr:\Sable d'Oued

Constituant n°0 %	Constituant n°1 %	Constituant n°2 %	Porosité	Indice de compaction	Masse vol. à sec	Masse vol. saturé
6.615	37	56.39	0.2264	9.0	2109.6	2336.1
6.615	38.9034	54.486	0.2234	9.0	2115.3	2338.7
6.615	40.8068	52.582	0.2207	9.0	2120.1	2340.8
6.615	42.7102	50.678	0.2183	9.0	2124.0	2342.4
6.615	44.6136	48.774	0.2164	9.0	2126.7	2343.1
6.615	46.517	46.87	0.2151	9.0	2127.8	2342.8
6.615	48.4204	44.966	0.2144	9.0	2126.9	2341.4
6.615	50.3238	43.062	0.2147	9.0	2123.8	2338.4
6.615	52.2272	41.158	0.2159	9.0	2117.8	2333.8
6.615	54.1306	39.254	0.2183	9.0	2108.8	2327.1
6.615	56.034	37.35	0.2219	9.0	2096.5	2318.5



Calcule l'optimum d'un mélange binaire

Données des calculs

% en masse Nom des constituants

8.269 bcr:\ciment ACC
 54.605 bcr:\H.Melouane
 37.13 bcr:\Sable de Bougezoul

- Milieu infini
- Milieu confiné

Modifier les constituants

Résultats:

8.269	18.346	73.384	0.2102	9.0	2164.9	2375.1
8.269	9.173	82.55701	0.2299	9.0	2121.1	2351.0
8.269	0	91.73	0.2491	9.0	2078.3	2327.5

Constituant n°0: bcr:\ciment A CC
 Constituant n°1: bcr:\H.Melouane
 Constituant n°2: bcr:\Sable de Bougezoul

Constituant n°0	Constituant n°1	Constituant n°2	Porosité	Indice de compaction	Masse vol. à sec	Masse vol. saturé
8.269	45	46.73	0.154	9.0	2286.7	2440.7
8.269	46.9211	44.809	0.1508	9.0	2293.2	2444.0
8.269	48.8422	42.888	0.1479	9.0	2298.8	2446.7
8.269	50.76331	40.967	0.1454	9.0	2303.0	2448.5
8.269	52.68441	39.046	0.1437	9.0	2305.5	2449.2
8.269	54.60551	37.125	0.1428	9.0	2305.6	2448.4
8.269	56.52661	35.204	0.1431	9.0	2302.5	2445.6
8.269	58.44771	33.283	0.1449	9.0	2295.3	2440.2
8.269	60.36881	31.362	0.1486	9.0	2283.0	2431.7
8.269	62.28991	29.441	0.1545	9.0	2265.2	2419.7
8.269	64.21101	27.52	0.1623	9.0	2242.0	2404.3



Calcule l'optimum d'un mélange binaire

Données des calculs

% en masse Nom des constituants

8.269 bcr:\ciment ACC

50.763 bcr:\H.Melouane

40.97 bcr:\Sable d'Oued

- Milieu infini
- Milieu confiné

Modifier les constituants

Résultats:

8.269	18.346	73.384	0.255	9.0	2059.0	2313.9
8.269	9.173	82.55701	0.2736	9.0	2019.4	2293.0
8.269	0	91.73	0.2921	9.0	1979.7	2271.8

Constituant n°0: Constituant n°1: Constituant n°2:
 bcr:\ciment ACC bcr:\H.Melouane bcr:\Sable d'Oued

Constituant n°0 %	Constituant n°1 %	Constituant n°2 %	Porosité	Indice de compaction	Masse vol. à sec	Masse vol. saturé
8.269	45	46.73	0.209	9.0	2149.0	2358.0
8.269	46.9211	44.809	0.2074	9.0	2150.8	2358.2
8.269	48.8422	42.888	0.2063	9.0	2151.1	2357.5
8.269	50.76331	40.967	0.2059	9.0	2149.8	2355.6
8.269	52.68441	39.046	0.2062	9.0	2146.4	2352.5
8.269	54.60551	37.125	0.2073	9.0	2140.8	2348.1
8.269	56.52661	35.204	0.2093	9.0	2132.8	2342.1
8.269	58.44771	33.283	0.2122	9.0	2122.3	2334.5
8.269	60.36881	31.362	0.2161	9.0	2109.3	2325.4
8.269	62.28991	29.441	0.2208	9.0	2094.2	2315.0
8.269	64.21101	27.52	0.2262	9.0	2077.1	2303.3

Calculer l'optimum d'un mélange binaire

Données des calculs

% en masse	Nom des constituants
8.269	bcr:\ciment ACC
47.422	bcr:\Djelfa
44.31	bcr:\Sable d'Oued

Milieu infini
 Milieu confiné

Modifier les constituants

Résultats:

8.269	18.346	73.384	0.2533	9.0	2063.5	2316.8
8.269	9.173	82.55701	0.2728	9.0	2021.6	2294.4
8.269	0	91.73	0.2921	9.0	1979.7	2271.8
Constituant n°0:	Constituant n°1:	Constituant n°2:				
bcr:\ciment A CC	bcr:\Djelfa	bcr:\Sable d'Oued				
Constituant n°0 %	Constituant n°1 %	Constituant n°2 %	Porosité	Indice de compaction	Masse vol. à sec	Masse vol. saturé
8.269	36	55.73	0.2183	9.0	2136.1	2354.4
8.269	37.9038	53.826	0.2151	9.0	2142.0	2357.2
8.269	39.8076	51.922	0.2123	9.0	2147.2	2359.5
8.269	41.7114	50.018	0.2098	9.0	2151.3	2361.2
8.269	43.6152	48.114	0.2078	9.0	2154.3	2362.1
8.269	45.519	46.21	0.2063	9.0	2155.7	2362.0
8.269	47.4228	44.306	0.2056	9.0	2155.1	2360.7
8.269	49.3266	42.402	0.2057	9.0	2152.3	2357.9
8.269	51.2304	40.498	0.2068	9.0	2146.6	2353.4
8.269	53.1342	38.594	0.2091	9.0	2137.9	2347.0
8.269	55.038	36.69	0.2126	9.0	2125.8	2338.4



Calcule l'optimum d'un mélange binaire

Données des calculs

% en masse	Nom des constituants
8.269	bcr:\ciment ACC
51.716	bcr:\Djelfa
40.01	bcr:\Sable de Bougezoul

Milieu infini
 Milieu confiné

Modifier les constituants

Résultats:

Constituant n°0: Constituant n°1: Constituant n°2:

bcr:\ciment A CC bcr:\Djelfa bcr:\Sable de Bougezoul

Constituant n°0 %	Constituant n°1 %	Constituant n°2 %	Porosité	Indice de compaction	Masse vol. à sec	Masse vol. saturé
8.269	50	41.73	0.1496	9.0	2292.8	2442.4
8.269	50.24527	41.485	0.1494	9.0	2292.9	2442.3
8.269	50.49053	41.24	0.1493	9.0	2292.9	2442.2
8.269	50.7358	40.995	0.1492	9.0	2292.8	2442.1
8.269	50.98106	40.75	0.1492	9.0	2292.7	2441.9
8.269	51.22633	40.505	0.1491	9.0	2292.6	2441.7
8.269	51.4716	40.26	0.1491	9.0	2292.4	2441.5
8.269	51.71686	40.015	0.1491	9.0	2292.1	2441.2
8.269	51.96213	39.77	0.1491	9.0	2291.8	2440.9
8.269	52.20739	39.525	0.1491	9.0	2291.4	2440.5
8.269	52.45266	39.28	0.1492	9.0	2291.0	2440.2