

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE

(CENTRE DE THIES)

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

GC 485

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

CONCEPTION, FORMULATION ET MISE EN ŒUVRE D'UN BETON
COMPACTE AU ROULEAU (B.C.R.) COMME REVETEMENT DES CHAUSSEES :
APPLICATION AU TRONCON DIAMNIADIO-MBOUR

Présenté par : Diawoye NDIAYE & Aboubakry SALL

Directeur interne : M. Ibrahima Khalil CISSE

Directeur externe : M. Mamadou FAYE (A.A.T.R.)

ANNEE ACADEMIQUE 2006/2007

REMERCIEMENTS

Nous désirons exprimer notre plus vive gratitude à notre Directeur de mémoire, Monsieur Ibrahima Khalil CISSE, Professeur à l'Ecole Supérieure Polytechnique ; ses conseils, ses encouragements et sa grande disponibilité furent pour nous un soutien très précieux.

Nos remerciements vont aussi à l'endroit de Monsieur Mamadou FAYE, Chef d'Antenne régionale de Thiès de l'Agence Autonome des Travaux Routiers (AATR) pour sa collaboration étroite tout au long de la confection de ce document.

Nous remercions également tous les techniciens du laboratoire de l'Ecole qui nous ont fait bénéficier de leur expérience au cours des essais effectués.

Que tous ceux qui, de près ou de loin ont participé à la réalisation de cette étude, voient ici l'expression de notre reconnaissance.

SOMMAIRE

Ce travail porte sur l'utilisation du Béton Compacté au Rouleau (BCR) comme revêtement des chaussées. Ainsi, il s'agira de concevoir et de formuler le BCR, puis de l'appliquer au tronçon Diammiadio-Mbour ; ce qui permettra par la même de faire une étude comparative entre une chaussée souple et celle en BCR.

Ce document se veut une promotion du matériau BCR dont l'utilisation n'est pas très répandue, surtout dans les pays de la sous-région. Il urge donc de montrer à travers de tels exposés, les nombreux avantages qu'offrent les chaussées en BCR tant du point de vue résistance mécanique qu'économie.

Différentes méthodes de formulation, depuis celles théoriques avec le Modèle d'Empilement Compressible (MEC), développé par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en France, puis adapté au BCR par le Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB) de l'Université de Laval, jusqu'à celles empiriques de l'American Concrete Institute (ACI), en passant par les méthodes semi-empiriques notamment celle du volume de pâte optimal développé par Richard Gagné, ont été explorées. Cette dernière, basée aussi bien sur des données expérimentales que sur quelques formules empiriques, a été adoptée dans le cas de notre application.

Pour la détermination de l'épaisseur de la chaussée, afin de tenir en compte la variation du climat ainsi que les divers chargements de trafic, la méthode analytique ou rationnelle a été retenue. La modélisation de la structure s'est faite à l'aide du logiciel Ecoroute, lequel permet une vérification des contraintes et déformations admissibles au niveau des différentes couches de la chaussée.

L'application du BCR au tronçon Diammiadio-Mbour a abouti à de performants résultats escomptés. Les essais d'écrasement effectués au laboratoire ont donné des résistances en compression dont la moyenne est de 33 MPa et des résistances en traction d'une valeur moyenne de 4 MPa, à 28 jours de mûrissement. D'autre part, pour un revêtement de 30 cm d'épaisseur, on réalise une économie de 47 % par rapport à la chaussée en béton bitumineux.

Un BCR bien formulé, et dont la mise en œuvre respecte les prescriptions techniques, conduit à un revêtement durable et économique ; ce qui évitera à certains Etats africains en général, et au Sénégal en particulier, de faire de lourds investissements dans les chaussées souples, surtout que le liant hydrocarboné est importé alors que celui hydraulique est un produit national.

Mots-clefs : BCR – chaussée – revêtement – conception – formulation – économie.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS.....	i
SOMMAIRE.....	ii
TABLE DES MATIERES.....	iii
LISTE DES ABREVIATIONS.....	vii
LISTE DES SYMBOLES.....	viii
LISTE DES ANNEXES.....	ix
LISTE DES TABLEAUX.....	x
LISTE DES FIGURES.....	xi
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE I : GENERALITES SUR LE BCR.....	3
1.1. Définition.....	3
1.2. Historique.....	3
1.3. Les composants.....	4
1.3.1. Le liant.....	4
1.3.2. Les granulats.....	5
1.3.3. L'eau.....	6
1.3.4. Les adjuvants.....	6
1.4. Propriétés.....	7
1.4.1. Etat frais.....	7
1.4.1.1. Maniabilité.....	7
1.4.1.2 Masse volumique.....	8
1.4.1.3 Ségrégation.....	8
1.4.2. Etat durci.....	8
1.4.2.1. Résistance à la compression.....	8
1.4.2.2. Résistance à la flexion.....	9
1.4.2.3. Module de Young.....	9
1.4.2.4. Le comportement à la fatigue.....	10
1.4.2.5. Le retrait et le gonflement.....	11
1.4.2.6. La durabilité.....	12
1.4.2.7. La perméabilité.....	12

1.4.2.8. L'état de surface.....	13
I.5. Intérêts du BCR.....	13
CHAPITRE II : METHODES DE FORMULATION DU BCR.....	16
II.1. Principes généraux.....	16
II.2. Méthodes de formulation.....	16
II.2.1. Méthodes théoriques.....	17
II.2.1.1. Viscosité de référence : η^*r	17
II.2.1.2. Détermination de la compacité réelle d'une classe granulaire: α_i	18
II.2.1.3. Détermination de la compacité virtuelle d'une classe granulaire: β_i	19
II.2.1.4. Compacité virtuelle d'un mélange granulaire : γ	20
II.2.1.5. Compacité réelle d'un mélange granulaire (Φ) : notion d'indice de serrage (k).....	21
II.2.1.6. Le logiciel René-LCPC.....	22
II.2.2 Méthodes empiriques.....	23
II.2.2.1 Méthode de formulation respectant des limites de maniabilité.....	23
II.2.2.2 Méthode de formulation basée sur le compactage des sols.....	25
II.2.3 Méthodes semi-empiriques.....	25
II.2.3.1. Sélection d'une granulométrie optimale et calcul du volume des vides.....	26
II.2.3.2. Sélection du volume de pâte pour une maniabilité désirée.....	27
II.2.3.3. Sélection du rapport E/C selon la résistance à la compression requise.....	29
CHAPITRE III : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT.....	31
III.1. Généralités sur les chaussées rigides.....	31
III.2. Conception des chaussées en BCR.....	31
III.2.1. Choix de la structure de chaussée.....	31
III.2.2. Les joints.....	32
III.2.2.1. Joints transversaux.....	33
III.2.2.2. Joints longitudinaux.....	33
III.2.3. Drainage.....	34
III.2.3.1. La collecte et l'évacuation des eaux superficielles.....	34
III.2.3.2. Dispositifs de drainage.....	36
III.2.3.3. Imperméabilisation des joints.....	36
III.3. Dimensionnement structural.....	36
III.3.1. Principes généraux.....	36

III.3.2. La plate-forme support de la chaussée	37
III.3.3. Le trafic	38
III.3.4. Les caractéristiques mécaniques du BCR	39
III.3.5. Méthodes de détermination de l'épaisseur du revêtement	41
III.3.6. Détermination de l'épaisseur par la méthode analytique (ou rationnelle)	41
III.3.7. Calcul des contraintes et déformations admissibles	42
III.3.7.1. Au niveau du sol de plateforme.....	42
III.3.7.1. Au niveau de la fondation granulaire	42
III.3.7.2. Au niveau du revêtement.....	42
CHAPITRE IV : REALISATION DES REVETEMENTS EN BCR.....	44
IV.1. Fabrication du BCR	44
IV.1.1. Les centrales fixes.....	44
IV.1.2. Les centrales mobiles	46
IV.2. Transport du BCR.....	47
IV.3. Mise en place du BCR	48
IV.3.1. Conditions météorologiques	48
IV.3.2. Préparation de l'infrastructure	48
IV.3.3. Répandage et réglage	48
IV.4. Compactage du BCR.....	49
IV.4.1. Généralités	49
IV.4.2. Opération.....	49
IV.5. Mûrissement.....	49
IV.6. Contrôle de la qualité :	50
IV.6.1. Avant mise en place	50
IV.6.1.1. Conformité des constituants.....	50
IV.6.1.2. Conformité du mélange de BCR.....	50
IV.6.1.3. Conformité de la centrale.....	50
IV.6.1.4. Conformité des équipements de mise en œuvre.....	51
IV.6.1.5. Conformité de la mise en œuvre	51
IV.6.2. Au chantier	51
IV.6.2.1. Vérification de la fondation granulaire	51
IV.6.2.2. Suivi de la production du BCR	52
IV.6.2.3. Suivi de la mise en œuvre du BCR	52

CHAPITRE V : APPLICATION DU BCR : CAS DU TRONCON DIAMNIADIO-MBOUR.....	54
V.1. Formulation du BCR	54
V.2. Dimensionnement de la chaussée en revêtement de BCR	62
CHAPITRE VI : ETUDE ECONOMIQUE.....	68
VI.1. Généralités	68
VI.2. Application au tronçon Diamniadio-Mbour.....	69
VI.2.1. Hypothèses de calcul.....	69
VI.2.2. Chaussée en BCR.....	69
VI.2.3. Chaussée souple	70
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	74
ANNEXES.....	76
REFERENCES.....	96

LISTE DES ABREVIATIONS

AASHTO	American Association of State Highway and Transport Officials
ACC	Association Canadienne du Ciment
ACI	American Concrete Institute
BCR	Béton Compacté au Rouleau
CPA	Ciment Portland Artificiel
CHF	Ciment de Haut Fourneau
CPJ	Ciment Portland Composé
CLK	Ciment de Laitier au Clinker
CLC	Ciment aux Laitiers et aux Cendres
CPZ	Ciment à la pouzzolane
CRIB	Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton
CEBTP	Centre Expérimental de recherches et d'études du Bâtiment et des Travaux Publics
C ₃ S	Silicate tricalcique
C ₂ S	Silicate bicalcique
C ₃ A	Aluminate tricalcique
C ₄ AF	Alumino-ferrite tétracalcique
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
MEC	Modèle d'Empilement Compressible
MSS	Modèle de Suspension Solide
OPM	Optimum Proctor Modifié
PL	Poids Lourds
SEM	Service d'Expertise en Matériaux
SETRA	Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
T-F-T	Talbot-Fuller-Thompson
TJMA	Trafic Journalier Moyen Annuel

LISTE DES SYMBOLES

a	Taux d'actualisation	V_{vc}	Volume des vides dans 1m ³ de granulat compacté
C	Taux de croissance annuel du trafic	y_j	Fraction volumique d'une classe par rapport au volume total du mélange solide
Cc	Coût de construction	α_i	Compacité réelle d'une classe de grains (i)
Cg	Coût global	β_i	Compacité virtuelle d'une classe de grains (i)
CAM	Facteur d'Agressivité Moyen du trafic	σ	Contrainte du béton
D	Dimension maximale du granulat	ε	Déformation du béton
d	Ouverture d'un tamis	σ/M_R	Rapport entre la contrainte appliquée et la contrainte qui cause la rupture
E	Module de Young	η[*]_r	Viscosité relative de référence
E/C	Rapport eau sur ciment	ρ	Masse volumique
I	Moment d'inertie de la section de béton	r	Taux annuel de croissance du trafic
k	Indice de serrage	γ	compacité virtuelle d'un mélange granulaire
k	Module de réaction de Westergaard	Φ	Compacité réelle d'un mélange granulaire
N	Trafic cumulé poids lourds	ν	Coefficient de poisson
n	Période de service		
p	Pourcentage passant le tamis d'ouverture d		
R_t	Résistance en traction du BCR		
R_c	Résistance en compression du BCR		
V	Volume		
V_p	Volume de pâte dans 1m ³ de BCR		

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1	Résultats de l'analyse granulométrique du basalte 3/8.....	76
Annexe 2	Résultats de l'analyse granulométrique du basalte 8/16.....	76
Annexe 3	Résultats de l'analyse granulométrique du sable.....	77
Annexe 4	Tableau des valeurs pour le tracé des courbes de Fuller-Thompson pour différentes valeurs de D.....	78
Annexe 5	Résultats de la mesure de la teneur en eau des différents granulats	79
Annexe 6	Résultats de la détermination de l'équivalent de sable.....	79
Annexe 7	Résultats de la mesure de l'absorptivité du basalte	79
Annexe 8	Résultats de la détermination du poids spécifique du basalte.....	80
Annexe 9	Résultats de la détermination du poids spécifique du sable.....	80
Annexe 10	Résultats de l'essai de Los Angeles sur le basalte 8/16.....	80
Annexe 11	Résultats de la détermination de la masse volumique du BCR frais	81
Annexe 12	Résistances en compression des différentes éprouvettes de BCR à 28 jours	81
Annexe 13	Résistances en traction par fendage des différentes éprouvettes de BCR à 28 jours	82
Annexe 14	Classification des sols de plateforme.....	83
Annexe 15	Résultats d'essai de fatigue sur le BCR.....	84
Annexe 16	Valeurs de l'indice de serrage k pour différents procédés de mise en place	85
Annexe 17	Valeurs du Coefficient d'Agressivité Moyen en fonction du trafic.....	85
Annexe 18	Classification des sols suivant la portance.....	86
Annexe 19	Résultats de la modélisation sur Ecoroute.....	88
Annexe 20	Références normatives.....	90
Annexe 21	Photos de laboratoire	91
Annexe 22	Photos illustratives de projets de BCR	93
Annexe 23	Plan de situation du tronçon Diamniadio-Mbour	95

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1	Les intérêts du BCR	14
Tableau 3.1	Tableau de classification du trafic selon le CEBTP	39
Tableau 5.1	Caractéristiques du ciment CPJ-CEM II 32.5 [2].....	54
Tableau 5.2	Caractéristiques des granulats	54
Tableau 5.3	Proportion des granulats.....	56
Tableau 5.4	Caractéristiques principales de l'essai Proctor modifié	59
Tableau 5.5	Valeurs moyennes de la masse volumique et des résistances du BCR à 28j	61
Tableau 5.6	Nature du sol de plateforme sur le tronçon Diamniadio-Mbour	63
Tableau 5.7	Récapitulatif des résultats obtenus avec la modélisation sur Ecoroute.....	68
Tableau 6.1	Calcul du coût de construction de la chaussée en BCR	70
Tableau 6.2	Calcul du coût de construction de la chaussée souple.....	71
Tableau 6.3	Calcul du coût global de la chaussée souple	72
Tableau 6.4	Calcul du coût global de la chaussée en BCR.....	72
Tableau 6.5	Comparaison des coûts.....	73

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Courbe de fatigue du BCR versus Béton ordinaire [3]	11
Figure 2.1	Effets de desserrement et de paroi	21
Figure 2.2	Paramètres optimum d'un mortier pour BCR [1]	24
Figure 2.3	Courbe de Talbot - Fuller -Thompson pour différentes grosseurs de granulats ..	27
Figure 2.4	Relation expérimentale entre la maniabilité et le rapport V_p/V_{vc} pour des mélanges de BCR sans air entraîné (rapport E/C < 0.5) [5]	28
Figure 2.5	Relation entre le rapport E/C et la résistance à la compression à 28 jours de différents mélanges de BCR (sans air entraîné) [5]	29
Figure 3.1	Schéma type d'une chaussée en BCR [1]	32
Figure 3.2	Schéma type d'un profil en toit	35
Figure 3.3	Schéma type d'un profil en toit inversé ou à écoulement central	35
Figure 3.4	Schéma du comportement mécanique du BCR soumis à une charge	40
Figure 4.1	Photo d'une centrale fixe	44
Figure 4.2	Schéma d'une centrale fixe	45
Figure 4.3	Schéma type d'une centrale mobile [1]	46
Figure 5.1	Détermination de la granulométrie optimale avec la courbe de référence de Fuller-Thompson	55
Figure 5.2	Différents essais sur les résistances en traction d'un béton [25]	60
Figure 5.3	Structure de la chaussée en BCR adoptée	64

INTRODUCTION

Les infrastructures routières coûtent très chères. Les pays en développement les réalisent en s'endettant énormément. Un constat évident de nos jours par les usagers de la route, c'est la dégradation rapide de cette dernière du fait des sollicitations et de l'accroissement du trafic.

Au Sénégal, la politique veut toujours que les routes soient en chaussées souples ; or celles-ci présentent certes des avantages mais, nécessitent un entretien qui s'avère couteux à la longue. De plus, le bitume est importé, ce qui constitue un grand inconvénient du point de vue économie.

Il devient donc nécessaire voire impératif de trouver un mode de construction des chaussées qui puisse allier durabilité, dureté et économie.

C'est ainsi que nous avons pensé à l'utilisation du Béton Compacté au Rouleau (BCR) comme revêtement des chaussées.

Le BCR est un béton sec (mélange d'eau, de ciment, de granulats, d'adjuvants et d'ajouts cimentaires si requis) qui nécessite l'apport d'une énergie de compactage pour être bien consolidé.

Du point de vue structural, un revêtement en BCR est un ouvrage rigide au même titre que toute autre dalle de béton, et est soumis aux mêmes critères de conception. Cependant, le BCR comporte plusieurs avantages (durabilité, économie) par rapport, d'une part aux autres variantes de chaussées rigides, d'autre part aux chaussées souples généralement utilisées.

Le présent projet porte sur la conception, la formulation et le mode de mise en œuvre d'un BCR pour revêtement des chaussées.

Dans le cadre de cette recherche, nous nous proposerons, dans un premier temps, de décrire le BCR en donnant ses différents composants, ses principales propriétés à l'état frais (masse volumique, maniabilité, etc.) et à l'état durci (résistance à la compression, à la flexion, perméabilité, etc.), et ses différents domaines d'application.

En second lieu, nous procéderons à la formulation du BCR pour revêtement ; pour cela, différentes méthodes existent. C'est pourquoi, nous exposerons chacune d'entre elles, depuis les méthodes basées sur des approches empiriques ou semi-empiriques dont celle du volume optimal de pâte développée par Richard Gagné, et qui requièrent plus ou moins quelques essais au laboratoire, jusqu'à celles théoriques dont le Modèle d'Empilement Compressible développé par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en France, par la suite, adaptée au BCR par le Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB) de

l'Université de Laval. Ces dernières méthodes nécessitent beaucoup de calculs mathématiques ; d'où le recours à un logiciel de calcul comme le René-LCPC.

Ensuite, tenant compte des critères de dimensionnement c'est-à-dire du trafic, de la portance du sol-support, de la période de service prévue, ainsi que des caractéristiques des matériaux (module de Young, coefficient de Poisson), nous nous proposerons de déterminer l'épaisseur de la chaussée. Pour la vérification des contraintes admissibles, le logiciel Ecoroute sera utilisé.

Puis, des prescriptions seront fournies concernant le mode de mise en œuvre des revêtements en BCR, aussi bien lors de la fabrication, du transport, de la mise en place que du compactage.

Enfin, l'application du BCR sur le tronçon Diamniadio-Mbour nous permettra de faire une étude économique comparative entre les chaussées en BCR et les chaussées en revêtement hydrocarboné.

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LE BCR

I.1. Définition

On appelle Béton Compacté au Rouleau (BCR) un béton raide, non armé, d'affaissement nul composé de ciment, de granulats, d'eau et d'adjuvants, dont la mise en place nécessite un compactage externe pour être bien consolidé.

Du point de vue structural, le BCR est un ouvrage rigide présentant le même comportement qu'une dalle de béton et est soumis aux mêmes critères de conception.

La portance et la résistance à la déformation des couches de support et celles de roulement confectionnées dans un tel cas permettent de soumettre celles-ci aux sollicitations d'un trafic intense. Le BCR présente une grande résistance et une bonne durabilité donc, est bien adapté aux charges des équipements lourds.

Il a été prouvé qu'un mélange de BCR avec une teneur en liant de 300 kg/m³ et un rapport E/C d'environ 0,35 peut développer une résistance en compression à 28 jours de 40 MPa et une résistance en flexion à 3 jours de 5 MPa.

Dans le cas des routes, le BCR peut-être utilisé pour deux applications :

- comme couche-support d'une chaussée revêtue en liant hydrocarboné ;
- comme couche de roulement traitée en surface de manière à subir directement le passage du trafic.

La dernière application a la particularité d'une mise en œuvre rapide avec donc une réduction du coût de construction.

La réalisation du BCR est faite avec les mêmes équipements généralement utilisés pour la construction des chaussées en béton. Il est produit en centrale fixe ou mobile, transporté par le camion à benne basculante et mise en place à l'aide d'épandeuse, de finisseur. Le compactage est assuré par le rouleau compacteur.

L'épaisseur minimale d'une dalle de BCR est de 15 cm [19]. Il faut à chaque fois s'assurer que la couche inférieure à la dalle a atteint un degré de compactage suffisant.

I.2. Historique

L'utilisation du ciment en construction routière date de 1935 avec le sol cimenté. Technique semblable au BCR, le sol-ciment constituait un mélange granulaire auquel on ajoutait une très faible quantité de ciment. Son but est de faire un remblai qui avait une

capacité portante plus élevée qu'un remblai granulaire compacté. Cette technique a été utilisée pour faire le revêtement de voies d'accès et des cours de triage pour des entreposages forestières en Colombie-Britannique.

En 1942, l'US Army Corps of Engineers procéda à la première construction d'un revêtement en BCR en Amérique du Nord.

La première application au Canada eut lieu en 1976 avec la mise en place d'une aire d'entreposage de billes de bois de 25000 m² de surface sur l'île Vancouver en Colombie britannique.

Après 1980, au moins dix autres pays (France, USA, Norvège, Suède, Finlande, Danemark, Allemagne, Australie, Argentine, Japon) ont construit chacun plus de 10 000 m² de revêtement en BCR.

Le premier projet d'importance a eu lieu en 1995 avec la construction d'un revêtement de 25000 m² à la fonderie Home de métallurgie pour l'entreprise des scories de laitier concassé (Québec). Il s'agissait d'un BCR à haute performance de 350 mm d'épaisseur avec une résistance en compression à 7 jours de 55 MPa et une résistance en flexion de 5 MPa.

En 1999, furent construites dans la ville de Montréal deux voiries urbaines en BCR : la rue Chabanel (trafic lourd) et la rue Molson (trafic léger).

En Afrique, le Béton Compacté au Rouleau reste jusqu'à maintenant une nouvelle technique qui ne s'est développée que pour la construction des barrages et son utilisation dans le domaine des routes n'est pas encore répandue.

I.3. Les composants

I.3.1. Le liant

Son utilisation répond à pas mal d'exigences parmi lesquelles la résistance mécanique, les critères de durabilité exigées ainsi que les contraintes économiques telles que : la disponibilité et le coût des ajouts, le coût du transport, etc.

Le liant est de type hydraulique, fin, pulvérulent, et peut être :

- le ciment Portland : CPA-CEM I, CPJ-CEM II dont la classe varie en fonction des performances voulues.
- les ciments à forte teneur en laitier ou en cendre : CHF-CEM III, CLK-CEM III, CPZ-CEM IV, CLC-CEM V. Ces ciments présentent un début de prise plus lent et un

durcissement plus progressif et permettent d'améliorer les propriétés mécaniques du BCR.

Le dosage classique d'un mélange de BCR est de 200 à 350 kg/m³, soit une teneur en liant de 10 à 15 % de la masse totale des constituants secs.

Il faut noter qu'une teneur trop élevée de ciment favorise les fissures, augmente le coût de production et ne permet pas nécessairement une augmentation des performances.

I.3.2. Les granulats

Les granulats occupent 75 à 85 % du volume total d'un mélange de BCR.

Ils jouent un rôle de remplissage et ont une grande influence, de par leurs caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques sur les propriétés du BCR frais et durci.

Les granulats peuvent être roulés (sable siliceux) ou concassés (sable calcaire, gravier, grave...).

Pour limiter les problèmes de ségrégation et en vue d'une meilleure qualité de surface, la dimension maximale du granulat D doit être inférieure à 20 mm. Le fuseau granulométrique doit être divisé en plusieurs fractions (exemple : 0/3-3/8-8/16).

Toutes les fractions granulométriques doivent avoir un indice de concassage supérieur à 30% dans le cas d'un trafic trop faible et environ 100% dans le cas d'un trafic élevé.

Ces granulats ont un indice de plasticité non mesurable et une teneur en matière organique inférieur à 0.2 %.

Il faut noter que le choix d'un D élevé a comme avantages :

- une économie d'énergie à la préparation des matériaux ;
- une résistance mécanique plus élevée à dosage de liant constant ;
- une amélioration du transfert de charges aux joints en l'absence de dispositif particulier.

Quand aux granulats fins, ils permettent une bonne cohésion à l'état frais, donc une bonne compacité à l'état durci. Toutefois, un pourcentage élevé de fines entraînerait une demande en eau importante et donc une baisse de la résistance et un problème de mise en place.

I.3.3. L'eau

Le BCR étant un béton sec à affaissement nul, sa teneur en eau doit donc être faible.

Elle est de l'ordre de 4 à 6%, fixé par le laboratoire lors de l'essai Proctor modifié. Quant à la teneur en eau au chantier, on doit tenir compte des conditions atmosphériques et de transport.

L'eau est de qualité potable avec une teneur en sels dissous inférieurs à 1 g/l et une teneur en matière de suspension inférieure à 0.5 %.

Il faut noter qu'un excès d'eau entraîne une instabilité rendant l'uni défectueux tandis qu'un manque d'eau entraîne des défauts de prise localisés.

I.3.4. Les adjuvants

Les adjuvants sont utilisés dans le but de faciliter la mise en œuvre des BCR, d'adapter leur fabrication au temps froid ou au temps chaud, de réduire les coûts de mise en œuvre, d'améliorer les propriétés du BCR durci voire même de lui conférer des propriétés nouvelles.

Toutefois, dans le cas du BCR, la durée courte de malaxage et la faible quantité d'eau font qu'il y a une atténuation de l'effet des adjuvants, d'où une augmentation du dosage en adjuvant par rapport au béton plastique afin d'accroître leur efficacité.

Pas mal de précautions doivent être prises pour leur utilisation. Il est même recommandé de réaliser des essais au laboratoire afin de déterminer le dosage optimal et de mesurer l'effet sur les propriétés du BCR frais et durci.

Les principaux adjuvants généralement utilisés dans le BCR sont :

- **les adjuvants retardateurs de prise**

Ces adjuvants augmentent la durée de transport et de mise en place du béton, permettent de maintenir longtemps la consistance recherchée du béton ou de ménager la contrainte des reprises de bétonnage.

- **les adjuvants réducteurs d'eau**

Ils ont pour rôle, à consistance égale de réduire le dosage en eau et à dosage en eau constant d'augmenter l'affaissement au cône d'Abram. Ces adjuvants sont couramment employés dans la réalisation des BCR puisque permettant une amélioration de l'homogénéité de la pâte.

Cependant, ces adjuvants employés à fort dosage peuvent avoir un effet retardateur de prise.

L'utilisation de certains adjuvants dans un chantier de BCR n'est pas courante. Ces adjuvants sont les suivants :

- les adjuvants accélérateurs de prise ;
- les fluidifiants.

Ces derniers ne sont pas employés puisque entraînant une très grande maniabilité alors que l'effet d'une maniabilité trop élevée est néfaste pour un mélange de BCR (ressuage, déformation excessive à la suite du compactage...).

1.4. Propriétés

1.4.1. Etat frais

1.4.1.1. Maniabilité

Elle désigne la facilité de mise en place et renseigne sur l'uniformité du BCR.

Elle est influencée par plusieurs facteurs parmi lesquels nous pouvons citer :

- le volume et la fluidité de la pâte : la maniabilité augmente avec ces facteurs ;
- la proportion des fines dans le fuseau granulométrique : plus cette proportion est élevée plus la maniabilité augmente puisque les points de discontinuité deviennent plus nombreux et il y a plus de mobilité de l'ensemble ;
- la forme, la texture et l'absorptivité des granulats : la maniabilité est plus importante dans le cas de particules rondes que plates. Les granulats poreux absorbent l'eau et réduisent la maniabilité, tandis que les granulats rugueux exigent une plus grande quantité de pâte de ciment pour une même maniabilité du fait des irrégularités de surface qu'ils comportent.

La qualité du BCR est étroitement liée à sa maniabilité à l'état frais ; elle ne doit être ni trop faible, ni trop élevée.

Une maniabilité trop élevée, donc une augmentation du rapport E/C, a pour effet une diminution des propriétés mécaniques du BCR et de la durabilité. Aussi, lors de la mise en place, il y a création de pressions interstitielles dans le matériau compacté, ce qui entraîne une déformation excessive lors du passage des équipements de compactage d'où une formation d'ondulations à la surface du revêtement. L'adhérence accrue de la pâte avec le rouleau du compacteur entraîne dans le même sens une mauvaise qualité de surface.

Une maniabilité trop faible a comme conséquence une augmentation importante du volume des vides de compactage d'où une diminution des propriétés mécaniques et de la durabilité

du BCR. Il y a aussi une augmentation de la ségrégation, une diminution de l'adhérence entre les couches et une mauvaise qualité de surface due à un uni grossier ouvert.

Contrairement à l'affaissement au cône d'Abram du béton ordinaire, la maniabilité du BCR est déterminée à l'aide de l'appareil Vebe (annexe 20) du fait de sa consistance trop sèche. Elle est exprimée en temps Vebe et la plage optimale est de 40 à 90 secondes.

1.4.1.2 Masse volumique

Elle permet de déterminer le volume d'une masse donnée et sert de moyen de vérification de l'uniformité du BCR. Sa connaissance est importante pour un bon compactage du matériau puisqu'elle nous renseigne sur le degré de compactage sur le terrain. Elle est déterminée au laboratoire au cours de l'essai Proctor modifié.

1.4.1.3. Ségrégation

C'est la ségrégation des différents composants lors de la mise en place et elle a pour conséquence une perte d'homogénéité et de résistance. A cause du faible volume d'eau, le BCR est très sensible à la ségrégation. Cette dernière est fonction de la granulométrie, de la grosseur maximale du gros granulat et des caractéristiques de la pâte.

Pour palier cette ségrégation, des précautions doivent être prises lors de la fabrication et du transport (voir chapitre IV).

Lors de la mise en place, les zones sensibles à la ségrégation comme les joints frais et les joints de reprises doivent être réalisées avec précaution.

Le passage des équipements de compactage sur les zones de ségrégation doit être précédé de l'ajout de matériaux de dimension inférieure à 5 mm tamisés à partir du BCR frais.

1.4.2. Etat durci

1.4.2.1. Résistance à la compression

La résistance à la compression fait partie des qualités les plus représentatives du BCR. En effet, la capacité du BCR à supporter des charges lourdes concentrées résulte de sa forte résistance en compression. Un BCR bien formulé peut avoir une résistance à la compression à 28 jours variant de 40 à 60 MPa. Pour cela, il faudrait une bonne optimisation du squelette granulaire.

Cette résistance s'explique par deux raisons :

- la forte compacité du squelette granulaire a pour conséquence une meilleure disposition des granulats qui s'opposent ainsi à la propagation des microfissures

provoquées dans la pâte par le retrait ; ce qui entraîne une augmentation de la résistance à la compression ;

- le faible rapport E/C entraîne une diminution de la porosité de la pâte donc une augmentation de la résistance à la compression.

Des études menées par le Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB) ont montré que pour une même résistance en compression, un même rapport E/C, la quantité de liant du BCR est largement inférieure à celle du béton plastique. Ceci est lié à la forte compacité du squelette granulaire du BCR.

La détermination de la résistance à la compression se fait à l'aide de l'essai de compression [annexe 20].

1.4.2.2. Résistance à la flexion

Elle caractérise la capacité du matériau à résister aux efforts causés par les charges et joue un rôle déterminant dans le calcul de l'épaisseur du revêtement.

La compacité du squelette granulaire fait que la résistance en flexion du BCR est plus élevée que celle du béton ordinaire.

Un BCR correctement formulé avec une teneur en liant de 300 kg /m³ et un rapport de E/C de 0.35 développe une résistance en flexion de 5 à 6.5 MPa à 7 jours et 7 MPa à 28 jours de mûrissement [1].

Des études ont montré que la résistance à la flexion du BCR en fonction de sa résistance à la compression peut être évaluée par la formule suivante :

$$R_f = (R_c)^{0.459} \quad (1.1)$$

avec :

R_f : résistance en flexion en MPa;

R_c : résistance en compression en MPa.

1.4.2.3. Module de Young

Le module d'élasticité ou module de Young caractérise la rigidité du matériau c'est-à-dire la propriété de se déformer de façon élastique, réversible sous l'action d'une charge.

Elle est influencée par la propriété de la pâte de ciment hydratée ainsi que celle des granulats.

Le module d'élasticité moyen du BCR est de l'ordre de 30 GPa après 28 jours de mûrissement et est indépendant des variations de température contrairement au béton bitumineux.

Nous avons les formules suivantes :

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (1.2)$$

E : module de Young, en MPa

σ : contrainte, en MPa

ε : déformation, en mm/mm

La rigidité est donnée par la formule suivante :

$$\text{Rigidité} = EI \quad (1.3)$$

où I est le moment d'inertie.

1.4.2.4. Le comportement à la fatigue

Elle caractérise la rupture du matériau sous l'effet d'une application de charge répétée un très grand nombre de fois. La résistance à la fatigue est la fraction de la résistance ultime statique que ce dernier peut supporter de façon répétée pendant un nombre de cycles donné.

Le comportement à la fatigue du béton est représenté par la formule de Wöhler :

$$\frac{\sigma}{M_R} = 1 - B \log N \quad (1.4)$$

avec :

σ/M_R : rapport entre la contrainte appliquée et la contrainte qui cause la rupture ;

N : nombre de répétitions de la contrainte appliquée ;

B : constante.

La formule proposée par l'Association Canadienne du Ciment (ACC) et représentant la courbe de fatigue du béton est la suivante :

$$\log N = 11.737 - 12.077 \frac{\sigma}{M_R} \quad (1.5)$$

Une étude menée par l'université de Laval et présentant des résultats des essais de fatigue sur le BCR montre que la résistance à la fatigue du BCR est meilleure que celle du béton ordinaire [3].

Ces résultats d'essai de fatigue sont présentés à l'annexe 15 ; ces résultats ont permis de tracer la courbe de fatigue du BCR.

Pour le tracé de la courbe de fatigue du béton ordinaire, on utilise la formule de l'ACC.

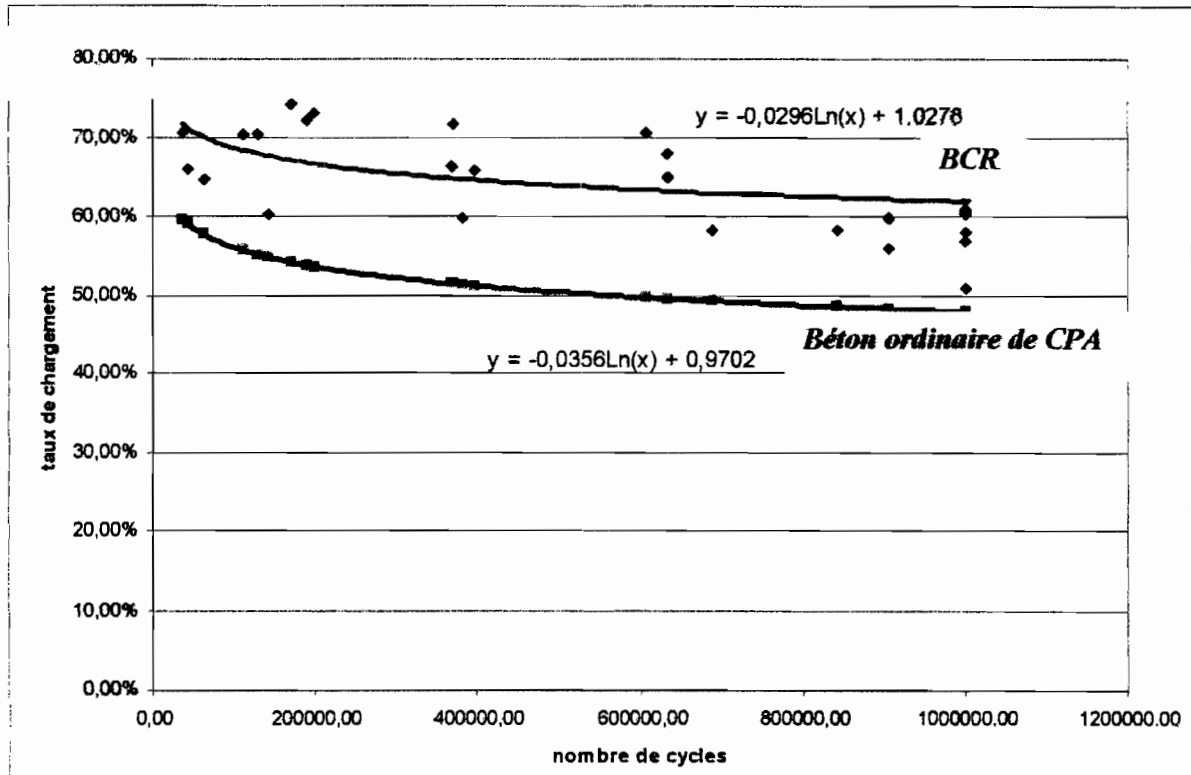


Figure 1.1 : Courbe de fatigue du BCR versus Béton ordinaire [3].

1.4.2.5. Le retrait et le gonflement

Le retrait correspond à une diminution apparente du volume de béton. On distingue principalement trois types de retraits :

- le retrait avant prise causé par l'évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton ;
- le retrait thermique dû au retour du béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de prise du ciment ;
- le retrait hydraulique qui est une conséquence de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment.

Le retrait est influencé par :

- l'humidité relative et la température environnante : le retrait est d'autant plus accentué que l'humidité de l'air est plus réduite et la température plus élevée.
- l'hydratation du ciment : le retrait augmente si l'hydratation du ciment est plus accentuée. Les ciments finement broyés présentent après durcissement un retrait plus

grand que ceux grossièrement broyés car la surface spécifique est plus grande d'où une réaction avec l'eau plus importante.

- la nature du ciment : si nous donnons la valeur de 1 au retrait du ciment, il est de 0.46 pour le silicate tricalcique (C_3S), 1.06 pour le silicate bicalcique (C_2S), 1.68 pour l'alumino-ferrite tétracalcique (C_4AF), 3.22 pour l'aluminate tricalcique (C_3A) [10]. Ainsi les ciments dont l'aluminate tricalcique est entièrement remplacé par l'alumino-ferrite tétracalcique comme les ciments ferri sont recommandés en revêtement routier.
- la fraction fine du granulat ;
- le rapport E/C ;

La première conséquence du retrait est la fissuration ; en effet, l'évaporation de l'eau ne se produit pas de façon uniforme dans toute la masse de matériau, mais progressivement par couches successives de la surface vers l'intérieur. Ceci entraîne des efforts supérieurs à la résistance à la traction du matériau fissurable. Ainsi, dans la couche extérieure, prend naissance un effort de traction et dans la couche suivante, un effort de compression. La première couche cédera en premier lieu.

Le gonflement correspond à l'augmentation du volume du béton. Il est dû pour la plupart des cas à une réaction alcalis-silice et alcalis-carbonate du béton. Au cours de la réaction, il se produit un gel qui absorbe l'eau augmentant ainsi le volume. Cette réaction dépend de :

- la réactivité des granulats ;
- l'alcalinité de la solution interstitielle du béton ;
- l'humidité ambiante du milieu où se trouve la structure ;

Différentes méthodes existent pour réduire le risque d'expansion causé par la réaction alcalis-silice dans le béton. Par exemple : remplacer une partie du ciment Portland par un ajout cimentaire (cendres volantes, fumées de silice...).

1.4.2.6. La durabilité

Un béton est d'autant plus durable qu'il a la capacité de résister à la pénétration d'agents agressifs dans les pores. Le compactage permettra ainsi de minimiser cette porosité d'où le caractère durable du BCR.

1.4.2.7. La perméabilité

Des études menées par le Service d'Expertise en Matériaux (SEM) au Québec [23] ont montré que le BCR peut avoir une perméabilité à l'eau du même ordre de grandeur que ceux

du béton conventionnel tout en ayant les propriétés mécaniques (Résistance en compression et en traction) supérieures à celles des bétons conventionnels. Le coefficient de perméabilité k est de l'ordre de 10^{-13} m/s.

1.4.2.8. L'état de surface

L'état de surface constitue une des limites d'un revêtement en BCR. En effet, elle n'est pas trop adaptée aux vitesses de circulation élevées.

Toutefois lors de la mise en place, beaucoup de précautions peuvent être prises (voir Chapitre IV).

1.5. Intérêts du BCR

Il s'agit d'un revêtement en béton, donc d'un revêtement robuste et durable, même sous l'action de très lourdes charges dans des conditions défavorables. De plus, c'est un revêtement dont la mise en place s'exécute rapidement selon des techniques appropriées. Combinés à un coût de réalisation peu élevé, sa longévité et le peu d'entretien qu'il exige en font une solution économique de bonne valeur.

La grande résistance de la chaussée en béton compacté au rouleau élimine les problèmes courants et coûteux, traditionnellement associés à la chaussée souple.

En effet, la chaussée en BCR :

- ne fait pas d'ornières ;
- répartit la charge sur la fondation aux endroits où celle-ci est moins ferme ;
- supporte les charges lourdes concentrées sans déformation ;
- ne se détériore pas à la suite de déversements de carburants ou de fluides hydrauliques ;
- ne se ramollit pas lorsqu'il fait chaud.

On dit que de la nécessité naît l'invention. C'est certes la nécessité de trouver un matériau peu coûteux convenant aux chaussées à usage industriel à grande circulation qui a mené à la mise au point du béton compacté au rouleau, et le coût peu élevé de ce revêtement demeure assurément un attrait majeur pour les ingénieurs, les propriétaires et les directeurs de travaux de construction. Toutefois, aujourd'hui, c'est surtout la performance du béton compacté au rouleau qui en fait un grand favori : sa capacité de supporter de lourdes charges et du matériel spécialisé, sa résistance aux gels et dégels répétés et son adaptabilité à diverses applications en font le choix idéal pour les gros travaux.

Le tableau 1.1 donne un récapitulatif des différentes caractéristiques et avantages du BCR :

Atouts	Conséquences
Forte résistance à la flexion	Supporte de lourdes charges répétées sans s'affaisser et répartit la charge sur la couche de forme aux endroits où celle-ci est moins ferme, ce qui réduit les frais d'entretien.
Forte résistance à la compression	Supporte les charges concentrées lourdes et l'impact de matériel minier, industriel et militaire lourd.
Forte résistance au cisaillement	Élimine l'orniérage et les réparations qui s'ensuivent.
Haute densité, Faible absorption	Garantit une excellente durabilité en dépit des gels dégels et élimine les infiltrations à travers le revêtement.
Faible teneur en eau, Faible rapport E/C	Augmente la résistance, réduit la perméabilité et accroît la durabilité et la résistance aux attaques chimiques.
Emboîtement solidaire des granulats	Assure une forte résistance au cisaillement au niveau des joints et des fissures désordonnées, ce qui empêche les déplacements verticaux ou les cassures.
Ni armature d'acier, ni goujons	Accélère et simplifie la mise en place, réduit le coût et élimine le besoin de mesures destinées à limiter la corrosion de l'armature d'acier.
Ni coffrages, ni finition	Accélère les travaux, réduit le coût et la main-d'œuvre.
ni joints moulés, ni traits de scie	Accélère les travaux, réduit le coût. (On peut, pour une meilleure apparence, faire des traits de scie dans le revêtement.)
Surface rigide, durable et claire	Résiste à l'abrasion, élimine la couche de roulement et réduit donc le coût. La clarté de la surface réduit les besoins d'éclairage dans les parcs de stationnement et aires de stockage.

Tableau 1.1 : Les intérêts du BCR

Conclusion

A l'instar du béton plastique, le BCR est constitué de ciment, d'eau et de granulats grossiers et fins. Il possède cependant une structure interne particulière de par sa forte proportion de granulats et sa consistance très sèche.

Sa morphologie lui confère une durabilité et une dureté plus importantes que celles du béton plastique. La rapidité de mise en place, les faibles teneurs en ciment et l'utilisation d'ajouts minéraux (cendres volantes, fillers, calcaires, résidus miniers, etc.) en font un matériau économiquement très intéressant pour l'industrie de la construction.

Le choix et la nature des constituants d'un mélange de BCR doivent répondre à des exigences diverses (résistance mécanique, durabilité, etc...). Une attention particulière doit être apportée à la formulation.

CHAPITRE II : METHODES DE FORMULATION DU BCR

II.1. Principes généraux

L'étude de la formulation du BCR consiste à définir les proportions massiques ou volumiques optimales des mélanges des différents granulats dont on dispose, ainsi que le dosage en ciment et en eau, pour pouvoir réaliser un béton dont les propriétés soient celles recherchées pour la construction routière.

Peu importe la méthode de formulation utilisée, un mélange de BCR doit généralement se conformer à certaines exigences, parmi lesquelles, on peut citer :

- la teneur en liant doit être optimale afin d'atteindre les propriétés mécaniques spécifiées à un coût minimum ;
- le rapport E/C du mélange doit aussi être ajusté de manière à permettre une maniabilité optimale menant à l'obtention d'une densité in situ optimale avec le rouleau compacteur ;
- la teneur en eau du mélange doit être maintenue juste en dessous d'une certaine valeur à laquelle le passage du rouleau provoque des ondulations du béton à l'état frais, et juste au-dessus d'un seuil où une consistance plus sèche du mélange produirait un accroissement de la ségrégation ;
- les proportions entre les différentes classes granulaires doivent être fixées de sorte à atteindre la densité requise et à produire une surface fermée.

Indépendamment de la méthode de formulation employée, les propriétés du mélange de BCR doivent être mesurées en laboratoire avant le début des travaux. La mesure des propriétés du BCR à l'état frais (maniabilité, masse volumique) et durci (résistance à la compression et à la traction) permet de vérifier si les exigences techniques ou celles du devis sont respectées.

II.2. Méthodes de formulation

La plupart des méthodes de formulation généralement utilisées pour le béton conventionnel ne sont pas directement applicables au BCR.

Nous pouvons distinguer trois grandes catégories de méthodes de formulation du BCR : théoriques, semi-empiriques et empiriques.

II.2.1. Méthodes théoriques

L'une des percées majeures dans le domaine de la formulation des mélanges de béton fut l'introduction des méthodes théoriques. En effet, elles permettent de minimiser la porosité (ou maximiser la compacité) du squelette granulaire en optimisant les proportions des différentes classes granulaires (sable, gravier, ciment, ajouts minéraux).

La faible porosité permettra un bon enrobage des granulats par la très faible quantité de pâte de ciment, ainsi que des propriétés mécaniques optimisées.

Parmi les méthodes théoriques de prévision de la compacité d'un empilement granulaire, le Modèle d'Empilement Compressible (MEC) anciennement appelé Modèle de Suspension Solide (MSS), développé par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en France, fut adapté par le Centre de Recherche Interuniversitaire sur le Béton (CRIB) de l'Université de Laval à la formulation de mélange de BCR [4].

Le MEC permet le calcul de la compacité d'un mélange granulaire à partir de la compacité et de la granulométrie des constituants, des proportions du mélange et d'un paramètre k , nommé indice de serrage et qualifiant l'intensité du compactage.

Le MEC est basé sur l'optimisation de la compacité d'un empilement de grains de tailles différentes. La combinaison des constituants par cette méthode permet de produire un mélange sec à compacité optimale pour une maniabilité donnée.

La compacité d'un mélange granulaire dépend de la granulométrie des particules, de leur forme et de l'interaction entre les grains.

II.2.1.1. Viscosité de référence : η^* ,

Le modèle d'empilement compressible s'appuie sur l'hypothèse que la viscosité relative de référence (η^*) d'un arrangement de grains consolidé est une valeur finie.

La viscosité de référence est définie comme étant l'indice de l'énergie requise pour bien consolider le béton.

On appelle par convention classe monodimensionnelle un ensemble homogène de grains dont la grosseur est comprise entre deux (2) tamis successifs de la série normalisée (série de Renard).

Pour un arrangement monodimensionnel de grains de diamètre d_i , la viscosité de référence peut être calculée par l'équation suivante :

$$\eta_{r,i}^* = \exp \left[\frac{2.5}{\frac{1}{\alpha_i} - \frac{1}{\beta_i}} \right] \quad (2.1)$$

où :

β_i représente la compacité virtuelle d'une classe de grains (i)

α_i représente la compacité réelle d'une classe de grains (i).

Plus la technique de mise en place est énergétique, plus le mélange est serré et plus la viscosité de référence $\eta_{r,i}^*$ est élevée, étant donné que la compacité réelle (α_i) tend vers la compacité virtuelle (β_i).

II.2.1.2. Détermination de la compacité réelle d'une classe granulaire: α_i

En pratique, la compacité réelle de chaque classe granulaire se détermine facilement par une mesure expérimentale.

- **Pour les gravillons**

On se sert d'un échantillon de 7.5 Kg de gravillons que l'on dépose dans un cylindre métallique de diamètre 16 cm et de hauteur 32 cm. Ce dernier, fixé à une table vibrante, sera fermé par un piston exerçant une pression de 10 kPa. On soumet l'échantillon à une vibration de 150 Hz pendant une minute.

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

$$C = \frac{7,5}{\rho \cdot V} \quad (2.2)$$

où :

ρ est la masse volumique en kg/m^3 et

V , le volume total final en m^3 .

- **Pour les sables**

La méthode est identique à celle utilisée pour les gravillons. Cependant, on considère généralement un échantillon de 3 kg. La compacité est alors donnée par la valeur moyenne de l'expression :

$$C = \frac{3}{\rho * V} \quad (2.3)$$

- **Pour les poudres (matériaux tels que le ciment, les cendres volantes, les fines du sable ou les fillers)**

Il s'agira d'un essai de demande en eau dont le principe est le suivant : on malaxe une masse P_p de poudre avec une quantité d'eau croissante.

La masse d'eau P_e juste nécessaire pour faire passer le mélange de l'état sec à celui plastique, est considérée comme la quantité remplissant la porosité de l'empilement des grains de la poudre. Dans ce cas, la compacité (représentée par le volume d'eau ajouté) de la poudre est déterminée par l'équation suivante :

$$C = \frac{1000}{1000 + \rho \cdot \frac{P_e}{P_p}} \quad (2.4)$$

Remarque :

Dans le cas d'un mélange binaire (ciment + ajout) :

$$\rho = y_c \rho_c + y_a \rho_a \quad (2.5)$$

avec y_c et y_a , respectivement les proportions de ciment et d'ajout ($y_c + y_a = 1$).

La difficulté avec cette méthode réside dans la reconnaissance visuelle du passage à l'état plastique.

II.2.1.3. Détermination de la compacité virtuelle d'une classe granulaire: β_i

On se base sur le principe que le maximum que peut atteindre une viscosité de référence est celle obtenue avec un empilement de particules sphériques de même dimension.

Théoriquement, la compacité virtuelle de cet empilement est de 0,74 ; en pratique, la compacité maximale atteinte par ce même empilement est de 0,64.

Donc, la valeur maximale de la viscosité de référence, calculée avec l'équation 2.1, pour les valeurs ci-dessous, est de 136 000.

Ainsi, la compacité virtuelle d'une classe de grains en fonction de sa compacité réelle, est donnée par l'équation 2.1, en fixant la viscosité de référence à sa valeur maximale.

$$136000 = \exp \left[\frac{2.5}{\frac{1}{\alpha_i} - \frac{1}{\beta_i}} \right] \quad (2.6)$$

$$\rightarrow \beta_i = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_i} - \frac{2.5}{\ln(136000)}}$$

II.2.1.4. Compacité virtuelle d'un mélange granulaire : γ

La compacité virtuelle (γ) 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.

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.

Pour calculer la compacité virtuelle d'un mélange à n classes monodimensionnelles, on commence par distinguer la classe dominante, qui forme une phase continue dans le mélange et qui en assure le serrage.

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

$$\gamma_i = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} \left[1 - \beta_i + b_{ij} \beta_i \left(1 - \frac{1}{\beta_j} \right) \right] y_j - \sum_{j=i+1}^n \left[1 - a_{ij} \frac{\beta_i}{\beta_j} \right] y_j} \quad (2.7)$$

où :

- γ_i = compacité virtuelle du mélange atteinte lorsque la classe i est dominante ;
- β_i = compacité virtuelle propre de la classe i empilée isolément ;
- β_j = compacité virtuelle propre de la classe j empilée isolément ;
- y_j = fraction volumique d'une classe par rapport au volume total du mélange solide

La compacité virtuelle du mélange granulaire (γ) sera alors la valeur minimale de tous les γ_i .

Les coefficients a_{ij} et b_{ij} représentent respectivement l'effet de desserrement et l'effet de paroi exercée par les grains. Ces coefficients ont été déterminés par étalonnage des mélanges granulaires binaires.

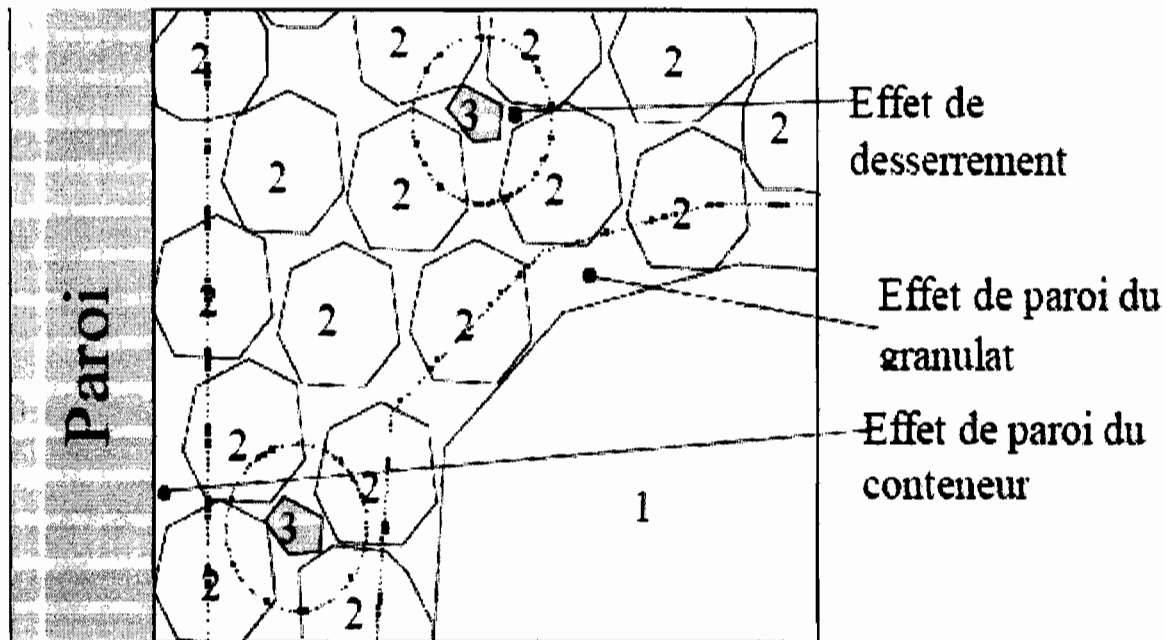
Les équations obtenues sont les suivantes :

$$\begin{aligned} a_{ij} &= \sqrt{1 - \left(1 - \frac{d_j}{d_i} \right)^{1.02}} \\ b_{ij} &= 1 - \left(1 - \frac{d_i}{d_j} \right)^{1.50} \end{aligned} \quad (2.8)$$

où :

d_i = diamètre moyen de la classe i

d_j = diamètre moyen de la classe j



(granulat 1 > granulat 2 > granulat 3)

Figure 2.1 : Effets de desserrement et de paroi

L'effet de desserrement (ou d'interférence) traduit le fait que lorsque un grain de taille inférieure n'est pas suffisamment fin pour s'introduire dans la porosité de l'empilement des grains de taille supérieure, il déstructure ce dernier (sur ce schéma, par exemple, le grain n°3 n'est pas assez fin, c'est pourquoi, il déstabilise l'empilement des grains n°2 en essayant de s'introduire entre eux).

L'effet de paroi traduit au contraire le fait qu'à la proximité d'un grain de taille supérieure, l'empilement de grains de taille inférieure est relâché (sur le schéma, les grains 2 perdent de leur solidarité quand ils sont proches du grain 1 beaucoup plus gros. De même, au niveau de la paroi, l'empilement des grains 2 est déstabilisé).

II.2.1.5. Compacité réelle d'un mélange granulaire (Φ) : notion d'indice de serrage (k)

Le Modèle d'Empilement Compressible (MEC) 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 paramètre, l'indice de serrage k , permet de relier la compacité virtuelle (γ) à la compacité réelle (Φ).

Le scalaire k dépend uniquement du protocole de mise en place du mélange granulaire. Il qualifie l'intensité de compactage, et se définit comme étant la somme d'indices partiels k_i de chaque classe granulaire i .

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

$$k = \sum_{i=1}^n k_i = \sum_{i=1}^n \frac{\frac{\gamma_i}{\beta_i}}{\frac{1}{\phi} - \frac{1}{\gamma_i}} \quad (2.9)$$

Ainsi, à partir de cette formule, on sort la valeur de la compacité réelle du béton.

Le tableau de l'annexe 16 présente quelques valeurs courantes de k pour différents procédés de mise en place.

II.2.1.6. Le logiciel René-LCPC

Le logiciel René-LCPC met en œuvre le modèle d'empilement compressible. Il permet d'accéder avec une bonne précision, aux proportions optimales des constituants d'un mélange granulaire. Il a été développé par Thierry SEDRAN et François de LARRARD.

Les données d'entrée sont les suivantes :

- les masses volumiques réelles des différents constituants (ciment, sable, gravillons, fines, etc.) ;
- la granulométrie des différents constituants ;
- la compacité de l'empilement individuel de chaque constituant ;
- l'indice de compaction du constituant et l'effet de paroi associée à la mesure de ces compacités.

À l'issue d'un calcul pour un squelette granulaire donné, le logiciel fournit les grandeurs suivantes :

- l'indice de compaction du mélange ;
- la porosité du mélange ;
- la masse volumique à sec du mélange (en kg/m^3) : c'est le poids solide contenu dans un volume unité du mélange ;

- la masse volumique à l'état saturé : c'est le poids d'un volume unité du mélange en supposant que le liquide suspendant est de l'eau.

Le Modèle d'Empilement Compressible est important dans la mesure où elle rend possible l'obtention d'excellentes propriétés mécaniques à court et à long terme et la réduction de la quantité de liant, d'où une réduction de la fissuration de retrait.

Il a également l'avantage de prendre en considération l'influence de plusieurs paramètres sur le BCR à l'état frais et à l'état durci.

De plus, le MEC ne nécessite pas beaucoup d'essais au laboratoire pour l'obtention d'un BCR optimal.

Pendant, cette méthode requiert beaucoup de calculs mathématiques et un logiciel spécialisé.

II.2.2 Méthodes empiriques

Ce sont les plus anciennes utilisées dans la formulation du BCR. Elles requièrent la réalisation d'un certain nombre de gâchées en laboratoire avant d'obtenir le mélange ayant les caractéristiques voulues.

De plus, des gâchées sont souvent requises en chantier pour ajuster la maniabilité du mélange.

L'American Concrete Institute (ACI) propose deux méthodes :

- méthode de formulation respectant des limites de maniabilité ;
- méthode de formulation basée sur le compactage des sols.

II.2.2.1 Méthode de formulation respectant des limites de maniabilité

Cette méthode de formulation de l'ACI s'applique à produire des mélanges de BCR visant à atteindre une limite de maniabilité. Elle donne généralement de bons résultats en pratique et permet de réaliser des mélanges optimisés.

Les proportions du mélange de BCR sont déterminées en suivant une procédure en trois étapes :

- **étape 1** : Il s'agira de réaliser une série de gâchées d'essais de mélanges de mortier à différents rapports Eau/Ciment et à différents rapports Sable/Ciment afin de déterminer le volume de pâte minimum. Pour chacun des mélanges, la masse volumique est mesurée. La figure 2.2 montre qu'un rapport E/C donné correspond à un rapport S/C qui conduit à une masse volumique optimale.

- **étape 2** : Elle consiste à choisir le rapport E/C selon les propriétés mécaniques requises. Ce choix se fera à l'aide de la courbe de la figure 2.5 donnant la relation entre le rapport E/C et la résistance à la compression à 28 jours de différents mélanges de BCR (sans air entraîné).
- **étape 3** : Il s'agira de tracer la droite des optimums. L'intersection de cette dernière avec E/C choisie dans l'étape 2 donne le rapport S/C adéquat. Ainsi, le mortier optimal étant obtenu, il faudra ajouter sur ce dernier progressivement le gravier jusqu'à obtenir la maniabilité voulue.

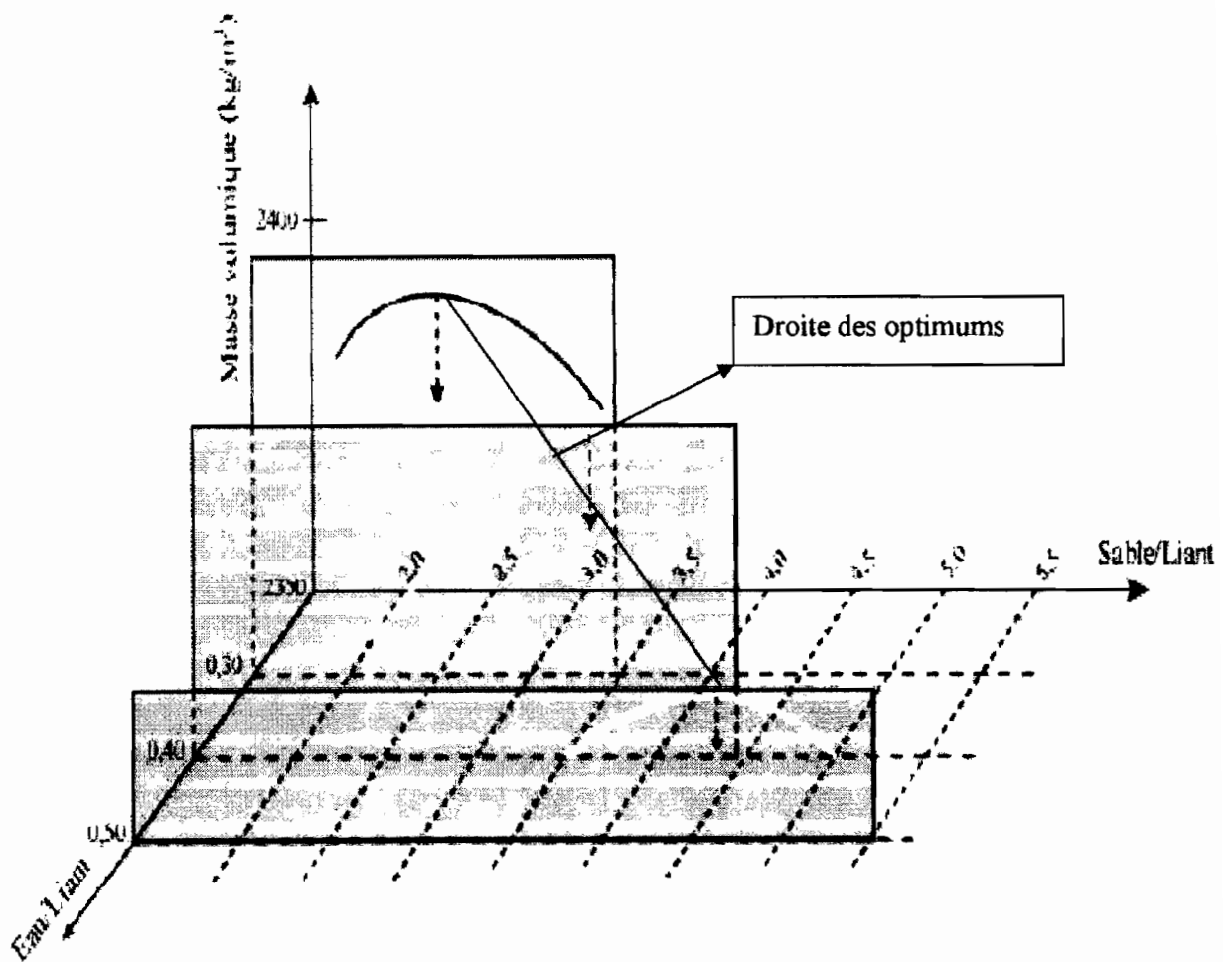


Figure 2.2 : Paramètres optimum d'un mortier pour BCR [1]

II.2.2.2 Méthode de formulation basée sur le compactage des sols

Cette méthode est basée sur la relation entre la densité sèche et la teneur en eau du BCR. Elle consiste à :

- déterminer les proportions des différentes classes granulaires (sable, gravier) par des courbes de référence établies à partir de résultats d'un grand nombre de mesures faites avec plusieurs granulats ;
- faire une série de mélanges à dosages en ciment différents (teneur variant entre 10 et 15%) : on détermine alors, pour chaque mélange, la teneur en eau optimale et la masse volumique sèche correspondante par l'essai Proctor modifié;
- réaliser les essais de résistance à la compression sur les mélanges à teneur en eau optimale.

Cette méthode n'est pas préférable puisque nécessitant beaucoup de travail de laboratoire. De plus, lors de l'impact du marteau Proctor sur les granulats, ceux-ci sont fragmentés, ce qui modifie la courbe granulométrique, et modifie par ce fait même les résultats obtenus.

C'est ainsi que parmi les méthodes proposées par l'ACI, celle basée sur les limites de maniabilité est meilleure vu qu'elle fournit des résultats plus fiables.

Dans tous les cas, les méthodes empiriques ne sont pas très flexibles et demandent beaucoup de temps et d'énergie.

II.2.3 Méthodes semi-empiriques

Ce sont des méthodes basées à la fois sur des données expérimentales et sur quelques formules empiriques.

Un exemple de méthode semi-empirique est celle du volume de pâte optimal développée par Richard GAGNE [4].

La méthode du volume optimal se base sur l'hypothèse que la quantité de pâte contenue dans le mélange de BCR est celle nécessaire pour combler les vides inter-granulaires subsistant après un bon compactage.

D'autre part, l'approche volumétrique de cette méthode de formulation s'explique par le fait que si la quantité de pâte est en deçà de sa valeur optimale, alors les vides restant après compactage vont diminuer les propriétés mécaniques du béton tout en augmentant sa perméabilité. Par contre, un excès de pâte augmentera la chaleur d'hydratation et, par conséquent, le coût de fabrication, sans une amélioration notable des propriétés physiques ou une réduction de la perméabilité.

Cette méthode de formulation de BCR comporte 3 étapes :

- choix d'une granulométrie optimale ;
- choix du dosage volumique en pâte pour obtenir la maniabilité souhaitée ;
- choix du rapport E/C de la pâte pour atteindre les caractéristiques mécaniques et la durabilité requises.

II.2.3.1. 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.

On utilise les courbes de référence de type Talbot-Fuller-Thompson (T-F-T) dont l'équation générale est donnée par :

$$p = 100 \left(\frac{d}{D} \right)^n \quad (2.10)$$

avec :

p = pourcentage passant le tamis d'ouverture d ;

d = ouverture d'un tamis (mm) ;

D = diamètre maximal du granulat (mm)

n = paramètre variable compris entre 0.25 et 0.45.

Pour le BCR, on prend en général, $n = 0.45$ [5]

La figure 2.3 montre les courbes granulométriques typiques de Talbot-Fuller-Thompson pour différentes grosseurs nominales maximales de granulats.

Dans la pratique, si l'on dispose d'un sable et d'un gravier, il s'agira de tracer sur le même graphe, les courbes granulométriques du sable et du gravier ainsi que celle de Fuller-Thompson pour D donné. Pour déterminer la proportion des différents granulats, on trace la ligne de partage entre les différents granulats en joignant le point à 95 % de la courbe de sable au point à 5 % de la courbe de gravier. Le point de rencontre de la ligne de partage avec la courbe typique de Fuller-Thompson nous fournit les pourcentages de chaque classe granulaire.

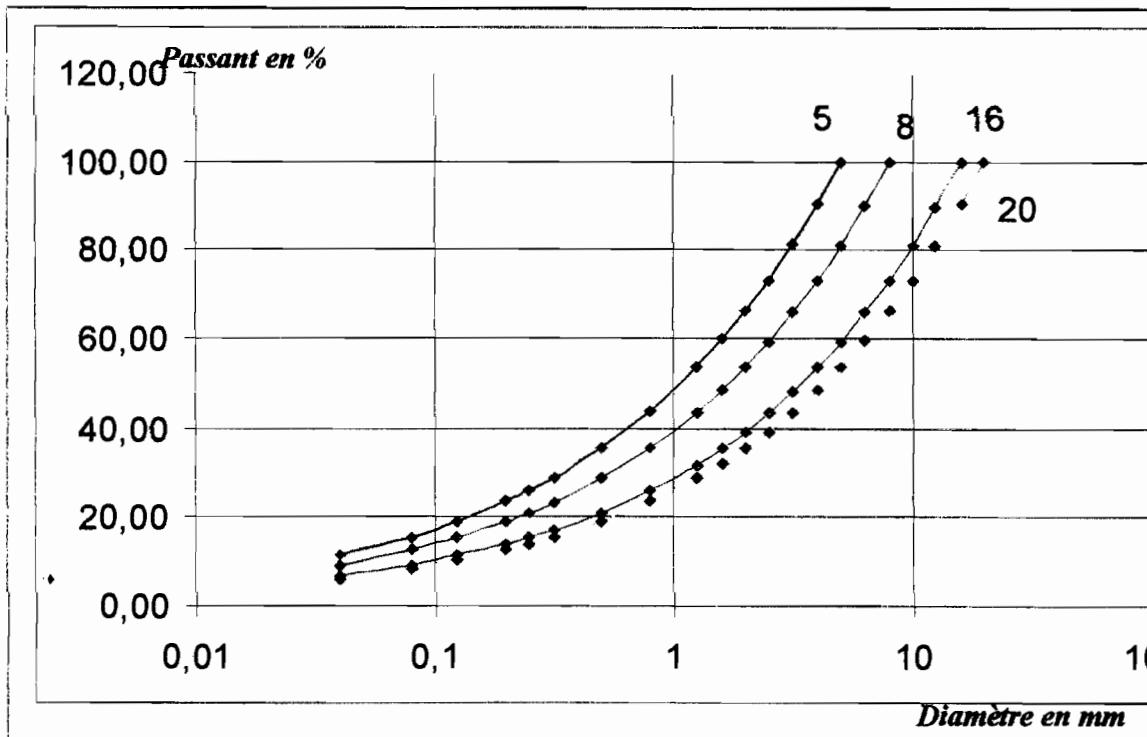


Figure 2.3 : Courbe de Talbot - Fuller - Thompson pour différentes grosseurs de granulats

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 l/m^3 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 la valeur de V_{vc} se situe entre 180 et 200 l/m^3 .

II.2.3.2. 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. 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.

On désigne par :

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

V_{vc} , le 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 est égal à :

$$V_p = V_{\text{eau}} + V_{\text{ciment}} + V_{\text{ajouts minéraux}} \quad (2.11)$$

La relation expérimentale entre la maniabilité et le rapport V_p / V_{vc} est montrée à la figure 2.4.

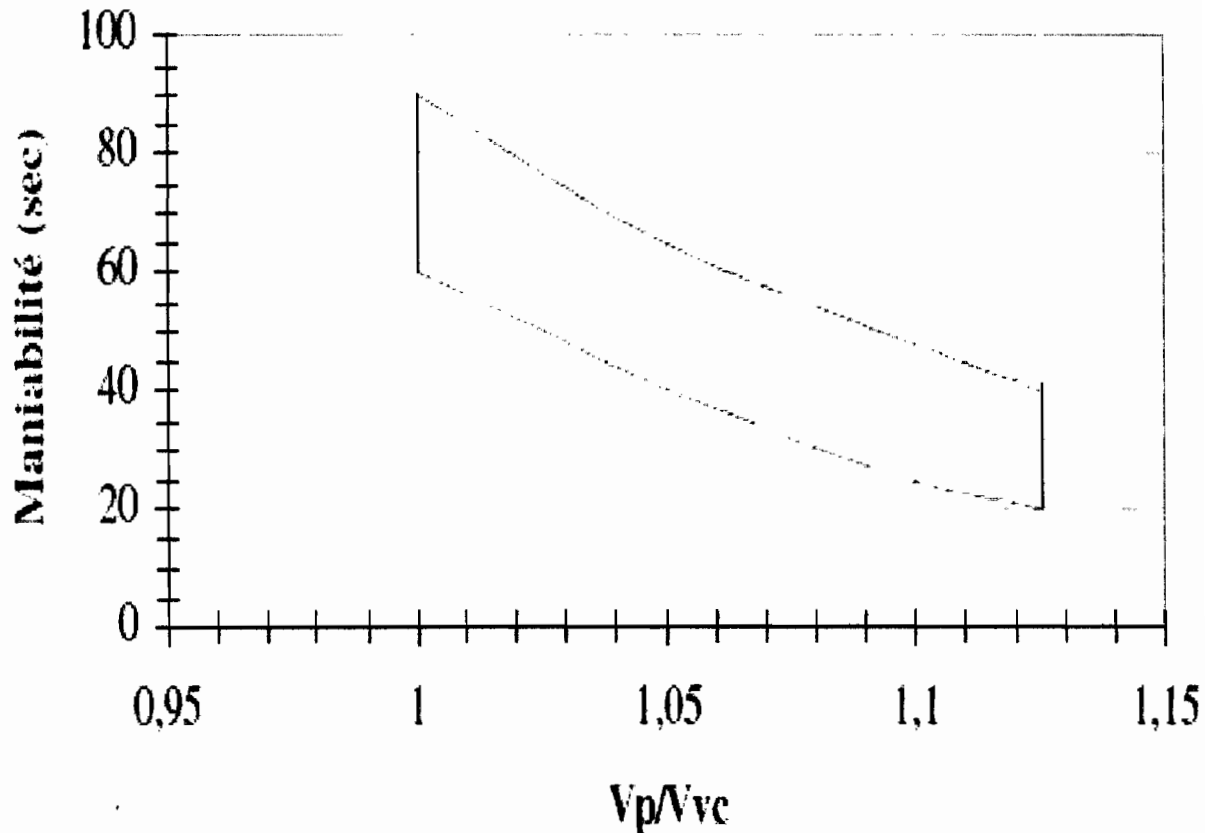


Figure 2.4 : Relation expérimentale entre la maniabilité et le rapport V_p/V_{vc} pour des mélanges de BCR sans air entraîné (rapport E/C < 0.5) [5]

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.

A partir de cette courbe, on détermine le volume de pâte (l/m^3) requis pour une maniabilité désirée.

Cependant, 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.

II.2.3.3. Sélection du rapport E/C 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 E/C et le type de liant afin d'obtenir la résistance mécanique spécifiée.

Les courbes présentées sur la figure 2.5 présentent des relations entre la résistance à la compression à 28 jours et le rapport E/C pour des mélanges de BCR avec des ajouts cimentaires (fumées de silice et cendres volantes).

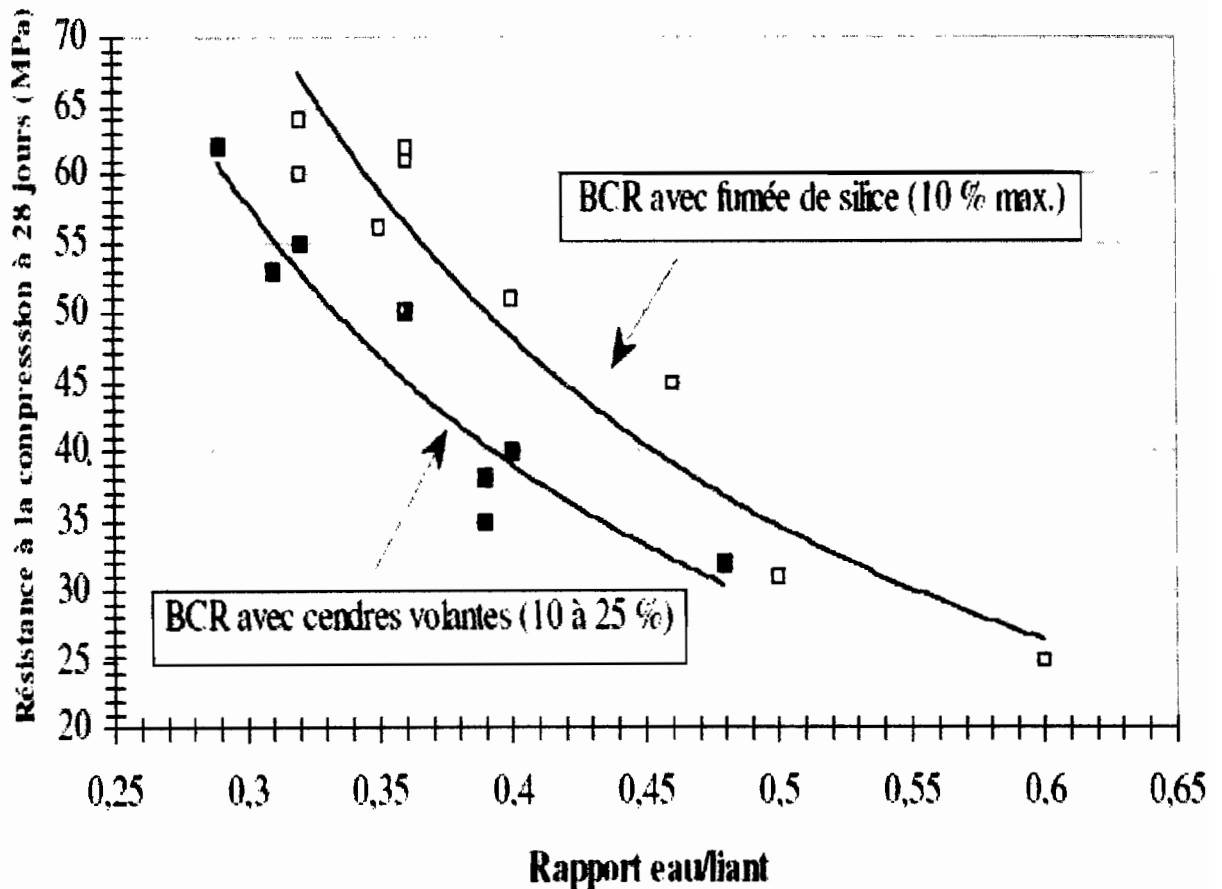


Figure 2.5 : Relation entre le rapport E/C et la résistance à la compression à 28 jours de différents mélanges de BCR (sans air entraîné) [5].

A la fin de la troisième étape, on connaît les caractéristiques du liant, le volume de pâte V_p et le rapport E/C ; on peut alors calculer les proportions massiques approximatives du BCR à partir des densités des matériaux cimentaires et des granulats.

L'une des limites de la méthode du volume optimal est qu'actuellement, elle n'est utilisable que pour des mélanges de BCR sans air entraîné. En effet, la grande influence du réseau de vides d'air sur la maniabilité et les propriétés mécaniques du béton rend complexe l'utilisation de cette méthode pour des mélanges de BCR avec air entraîné.

L'utilisation de particules plates et allongées est à éviter puisqu'augmentant le volume des vides.

Conclusion

Ce chapitre consistait à étudier les différentes méthodes de formulation du béton compacté au rouleau.

Parmi les méthodes empiriques de formulation, celles de l'ACI ont été développées. Cependant, ces dernières nécessitent plus d'essais et présentent des résultats moins fiables que les méthodes semi-empiriques dont celle de Richard GAGNE utilisées dans pas mal de projets de BCR.

Le modèle d'empilement compressible optimise les proportions des différents constituants, par la connaissance de leurs caractéristiques. Elle présente généralement de bons résultats mais nécessite beaucoup de calculs mathématiques.

CHAPITRE III : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT

III.1. Généralités sur les chaussées rigides

On appelle habituellement chaussée rigide toute chaussée constituée d'une dalle de béton de ciment reposant sur un sol compacté ou sur une mince fondation de pierre ou gravier concassé ou sur une fondation stabilisée. Elle doit son nom à la forte rigidité que présentent les matériaux qui la constituent. Cette rigidité permet par ailleurs de répartir les charges sur une grande superficie de la fondation.

Selon la norme NFP98-170, les chaussées rigides sont réparties en quatre classes :

- **les chaussées en dalle de béton** présentant des joints transversaux et longitudinaux permettant d'éviter la fissuration ;
- **les chaussées (en dalle de béton) goujonnées** pour laquelle on insère au niveau des joints transversaux des barres d'aciers appelées goujons, disposés parallèlement à l'axe de la chaussée, permettant d'assurer partiellement ou totalement le transfert de charge ;
- **les chaussées (en béton) liaisonnées** : des barres d'acier appelées « fer de liaison » sont insérées perpendiculairement aux joints longitudinaux ou dans certains joints transversaux, leur rôle étant d'assurer la couture des joints ;
- **les chaussées en béton armé continu** présentant une nappe continue d'armatures longitudinales destinées à répartir la fissuration transversale de retrait. Ces chaussées ne disposent pas de joints transversaux en dehors des joints d'arrêt et des joints de dilatation au droit des points singuliers.

Les chaussées en BCR peuvent être classées dans la catégorie des chaussées en dalle de béton vu l'absence de ferrailage.

III.2. Conception des chaussées en BCR

III.2.1. Choix de la structure de chaussée

Il dépend de plusieurs facteurs parmi lesquels le trafic et les caractéristiques du sol rencontré.

En général, une chaussée en BCR comporte à partir du sol, les couches suivantes :

- **une couche de sous-fondation** qui supporte la fondation et dont la principale fonction est le drainage de la structure de chaussée. Elle est constituée de matériaux granulaires

propres, non gélifs et perméables. L'épaisseur minimale de cette couche est fonction de la nature du sol, de la position de la nappe phréatique et de l'importance de la route.

- **une couche de fondation** composée d'un granulat 0/20 densifié et bien calibré ; elle permet de prévenir le pompage des fines et sert de plate-forme pour la construction du revêtement.
- **un revêtement en BCR** d'une épaisseur minimale de 150 mm, épaisseur choisie en fonction de la charge, des caractéristiques mécaniques du BCR ainsi que des caractéristiques du sol. Son rôle est de répartir les charges et d'imperméabiliser la structure. Il sert également de surface de roulement.

Il faut noter que le rôle de l'ensemble infrastructure et fondations est plutôt de fournir un support relativement uniforme et non une portance élevée.

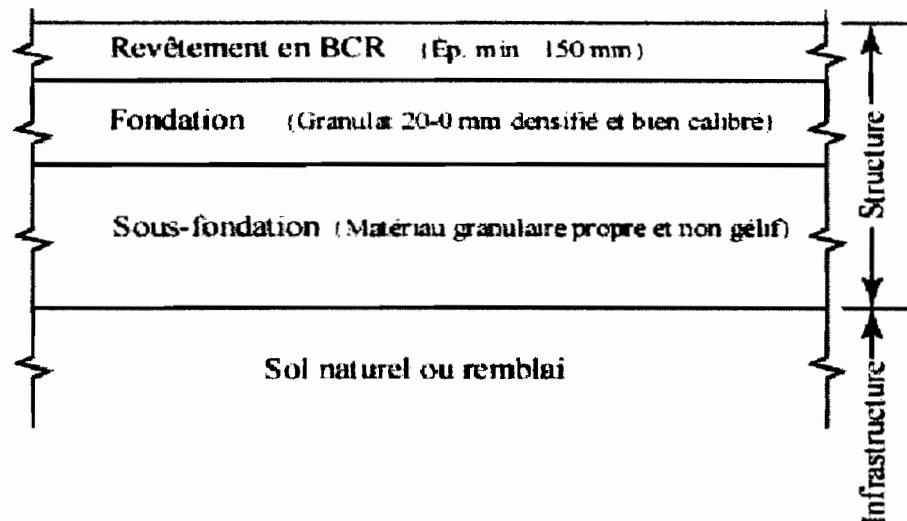


Figure 3.1 : Schéma-type d'une chaussée en BCR [1]

Remarque : Le manuel "Guide de construction et d'entretien des chaussées" de l'association québécoise du transport et des routes propose une classification des différents sols utilisables en fondation et sous-fondation dans les chaussées en BCR (annexe 14).

III.2.2. Les joints

Puisque la fissuration du béton est inévitable, il est à chaque fois important d'éviter que les fissures ne se propagent de façon anarchique ; il s'agira de les localiser et de les

aligner pour la pérennité de la structure. On distingue ainsi deux grandes catégories de joints : les joints transversaux et les joints longitudinaux.

III.2.2.1. Joints transversaux

Le revêtement en BCR est discontinu et divisé en dalles par des joints transversaux dont le rôle est d'empêcher la fissuration transversale. Comme types de joints transversaux, on peut citer:

- **le joint frais** : c'est la jonction entre un béton frais et un béton en place fraîchement répandu et non durci. La réalisation de ce joint suppose un délai relativement court (entre 30 mn et 1 heure) entre le répandage des deux bétons, sinon il faudra mettre un joint de construction.
- **le joint de construction** : c'est la jonction entre le BCR frais et celui durci. Ces joints sont réalisés après chaque arrêt de bétonnage supérieur à une demi-heure. On les fait normalement coïncider avec un joint de retrait ou de dilatation et une planche bitumineuse est fixée sur la face verticale de la dalle avant la reprise des travaux.
- **le joint de retrait** : son rôle est de réduire les sollicitations dues au retrait et au gradient de température. Ils sont toujours exécutés dans le tracé des joints de construction et dans l'axe d'une émergence ou d'un obstacle rigide tel que la base d'un lampadaire. Le sciage doit être exécuté aussitôt après le compactage mais ne doit commencer que lorsque le durcissement du béton est suffisant pour éviter tout arrachement ou épaufrure des lèvres du trait de scie.
- **le joint de dilatation** : ce joint est indispensable au point de jonction de la dalle avec un ouvrage d'art et à d'autres points de concentration d'efforts. Ils coupent la dalle sur toute sa profondeur et sur toute sa largeur et sont formés d'une planche asphaltique de 20 à 25 mm d'épaisseur.

III.2.2.2. Joints longitudinaux

La construction de joints longitudinaux est indispensable à chaque fois que la chaussée dépasse une voie de circulation. Leur rôle est d'empêcher la fissuration longitudinale due au changement de volume du béton et à l'effet combiné des contraintes et des charges. Ils divisent le revêtement en bandes de largeur égale à une voie et sont parallèles à l'axe de la chaussée dont ils suivent les contours rectilignes et curvilignes.

Ces joints peuvent être :

- sciés sur un quart de la profondeur de la dalle, nettoyés à l'air comprimé et remplis d'un matériau plastique.
- de la feuille métallique ou d'asphalte introduit entre deux bandes coulées indépendamment.

III.2.3. Drainage

On désigne par drainage l'ensemble des processus d'éloignement des eaux de la chaussée.

L'eau a toujours été considérée comme le pire ennemi des routes puisque constituant un élément décisif d'accélération des dégradations des structures de chaussées.

La présence d'eau dans une chaussée rigide est due à :

- des pentes insuffisantes ;
- une insuffisance des ouvrages d'évacuation et un manque d'exutoire ;
- la non imperméabilisation des joints et des abords entraînant une infiltration par ces zones ;
- la remontée des eaux de la plate-forme.

Cette présence d'eau a de nombreuses conséquences conduisant à une dégradation de la chaussée. Elles sont les suivantes :

- une érosion par pompage du sol de plate-forme : l'eau sous la dalle, sous la pression des charges du trafic, est repoussée vers le haut emportant des particules ; des cavités se forment alors rendant la dalle instable ;
- une diminution de la résistance au cisaillement du sol conduisant à une instabilité des pentes des talus et au glissement ;
- une perte de portance et de cohésion.

La présence d'eau sur le revêtement conduit à l'aquaplanage c'est-à-dire la perte d'adhérence d'un véhicule due à la présence d'une mince pellicule d'eau entre la chaussée et les pneus, ainsi qu'une mauvaise visibilité due à des projections d'eau.

Il existe divers moyens de protection contre la présence d'eau.

III.2.3.1. La collecte et l'évacuation des eaux superficielles

Cette méthode consiste à évacuer les eaux superficielles en adoptant un profil en travers avec un devers d'au moins 2 %. Ainsi, l'eau est canalisée soit au milieu de la chaussée

soit latéralement suivant le type de profil en travers. Les différents profils en travers qu'on peut avoir sont les suivants :

- **Profil en toit :**

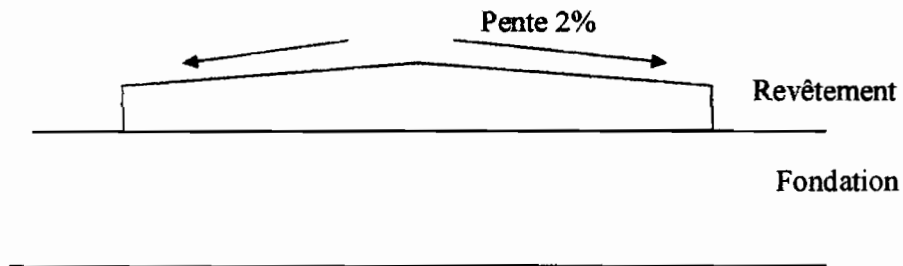


Figure 3.2 : Schéma type d'un profil en toit

Ce type de profil peut être adopté aussi bien pour une chaussée à une voie que pour celle à deux voies. Toutes les eaux sur le revêtement sont évacuées vers le bord de la chaussée où sont placés caniveaux et avaloirs.

- **Profil en toit inversé ou à écoulement central :**

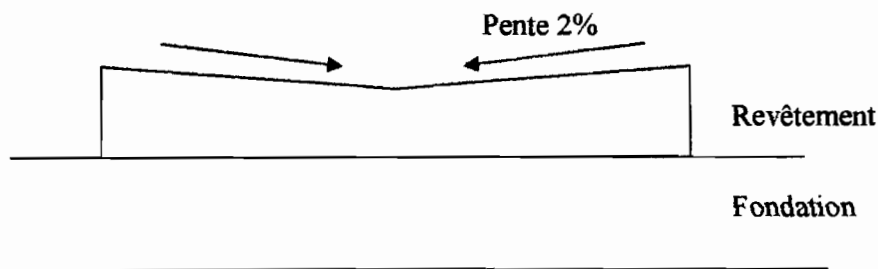


Figure 3.3 : Schéma type d'un profil en toit inversé ou à écoulement central

Dans ce cas de profil, les pentes sont dirigées vers le milieu de la chaussée. Les eaux pluviales sont alors collectées au milieu de la chaussée où seront judicieusement placés des ouvrages

destinés à l'évacuation. C'est un type de profil utilisé aussi bien pour les chaussées à une voie que pour celles à deux voies. Il est bien adapté aux routes forestières et agricoles.

III.2.3.2. Dispositifs de drainage

III.2.3.2.1. Drainage de la plate-forme

Le drainage de la plate-forme consiste à mettre:

- un drain transversal en épi au point bas du profil en long ;
- une purge localisée de la plate-forme ; il faudra prévoir un matériau drainant en fond de forme relié à un drain et à un exutoire ;
- une pente accentuée du profil en long sur une grande longueur. Ainsi, ils peuvent se produire des écoulements longitudinaux importants au niveau du support drainé à l'aide de drains transversaux disposés en épi à des intervalles réguliers.

III.2.3.2.2. Drainage de l'eau due aux infiltrations superficielles

Les eaux infiltrées dans la chaussée sont acheminées vers les cotés et évacuées par des drains et des exutoires. A l'interface dalle-support, le drainage de l'eau est assuré soit par gravité (écoulement le long des pentes transversales), soit à l'aide de géotextiles filtrant et drainant, placés sur toute la surface de la chaussée et permettant de protéger aussi le support contre l'érosion.

III.2.3.3. Imperméabilisation des joints

Elle consiste à introduire dans les joints un produit imperméable, résistant, déformable et adhérent aux deux bords de la réserve. On peut utiliser des produits coulés à chaud comme le bitume.

III.3. Dimensionnement structural

III.3.1. Principes généraux

Le comportement structural d'un revêtement en BCR est similaire à celui d'une dalle en béton plastique et les critères de dimensionnement sont les mêmes.

Le revêtement constitue une interface entre les charges appliquées à sa surface et le sol.

Il doit pouvoir :

- distribuer les charges et transmettre au sol support des contraintes ne produisant pas de déformations excessives ;

- atténuer jusqu'à un certain point, les mouvements différentiels provenant du sol et limiter les déformations résultantes en surface ;
- conserver les propriétés structurales (portance) et fonctionnelles (adhérence et uni) à long terme ;
- résister au poinçonnement et au cisaillement ;
- être indéformable en surface (pas d'orniérage).

Le calcul de l'épaisseur du revêtement repose sur trois facteurs principaux :

- les caractéristiques du sol de plate-forme ;
- les données du trafic ;
- les propriétés mécaniques du BCR.

III.3.2. La plate-forme support de la chaussée

La connaissance de la capacité portante du sol est un facteur important dans le calcul de l'épaisseur du revêtement. Elle peut être caractérisée par le module de déformation à la plaque E_v (MPa).

Le module de déformation est obtenu à l'aide d'une plaque circulaire de rayon a sur laquelle on introduit une charge induisant une pression moyenne Q sur le sol. La mesure de la déflexion W permet de calculer ce module par la formule suivante:

$$E_v = \frac{1,5 \cdot Q \cdot a}{W} (1 - \nu^2) \quad (3.1)$$

où ν est le coefficient de poisson.

En prenant $\nu = 0.35$, on obtient la formule suivante :

$$E_v = \frac{1,32 \cdot Q \cdot a}{W} \quad (3.2)$$

Le sol support peut être également caractérisé par le module de réaction de Westergraad K exprimé en MPa/m. Il correspond à une force appliquée sur une plaque de dimension connue divisé par le tassement du sol engendré par cette charge.

Le Manuel de conception des chaussées neuves à faible trafic, LCPC-SETRA, 1981 définit six niveaux de portance du sol support dont la classification est présentée à l'annexe 18.

III.3.3. Le trafic

La connaissance du trafic est un élément important dans le dimensionnement de la chaussée.

Le trafic à prendre en compte dans le dimensionnement des chaussées est le trafic cumulé poids lourds N (en nombre d'essieux standards) donné par :

$$N = 365 \cdot t \cdot A \cdot C \quad (3.3)$$

avec :

365 t représente le trafic de l'année de mise en service ; t étant le trafic journalier moyen de l'année de mise en service ou classe de trafic ;

C est le taux de croissance annuel du trafic en pourcentage ;

A est le facteur d'agressivité du trafic permettant de convertir le trafic à la mise en service t en nombre d'essieux standards de 13 t.

III.3.3.1 Le taux de croissance : C

Elle est fonction de la période de service n et du taux annuel de croissance du trafic r.

- **période de service n** : C'est la période probable pendant laquelle la chaussée supportera le trafic prévu sans devoir recourir à un entretien structurel. Elle est généralement d'une durée minimale de 20 ans dans le cas des chaussées en béton.
- **taux annuel de croissance du trafic r** : Il dépend de plusieurs facteurs : économiques, géographiques, etc. Il est généralement compris entre 0 et 10%. En cas de manque d'informations, on retient un taux de 5%.

Ainsi, le taux de croissance est donné par la formule suivante :

$$C = \frac{(1+r)^n - 1}{r} \quad (3.4)$$

III.3.3.2. Le facteur d'agressivité du trafic : A

Il permet de convertir les poids lourds de charges utiles supérieures à 5 tonnes en équivalent d'essieux standard de 13 tonnes.

Le LCPC SETRA [11] donne des valeurs du facteur d'agressivité en fonction de la classe de trafic (annexe 17).

III.3.3.3. Le trafic journalier moyen t

Il se détermine à l'issue d'un comptage des poids lourds par sens de circulation et de traitements statistiques; ou encore par des méthodes indirectes (tonnage transporté en trafic, estimation du trafic "drainé" par la nouvelle route à partir des itinéraires qu'elle déleste).

Le CEBTP nous propose, ainsi, le tableau de classification suivant :

CLASSE DE TRAFIC	N équivalent PL CEBTP	Trafic équivalent (Véhicules / jour)
T ₁	< 5 10 ⁵	< 300
T ₂	de 5 10 ⁵ à 1.5 10 ⁶	de 300 à 1000
T ₃	de 1.5 10 ⁶ à 4 10 ⁶	de 1000 à 3000
T ₄	de 4 10 ⁶ à 10 ⁷	de 3000 à 6000
T ₅	de 10 ⁷ à 2 10 ⁷	de 6000 à 12000

Tableau 3.1 : Tableau de classification du trafic selon le CEBTP

III.3.4. Les caractéristiques mécaniques du BCR

Le troisième facteur intervenant dans le calcul de l'épaisseur du revêtement concerne les propriétés mécaniques du BCR.

La première propriété est la rigidité. Cette dernière traduit le comportement du BCR sous l'effet d'une charge et s'exprime par le module d'élasticité E. Pour une contrainte donnée, un matériau est d'autant plus rigide que sa déformation élastique résultante est faible.

Le BCR présente une bonne rigidité avec un module de Young avoisinant les 30 GPa après 28 jours de mûrissement [3].

La deuxième propriété est le module de rupture ou la résistance en flexion caractérisant la capacité du matériau à résister aux efforts causés par les charges.

Le schéma de la figure 3.4 matérialise les contraintes engendrées dans le revêtement lors d'un chargement.

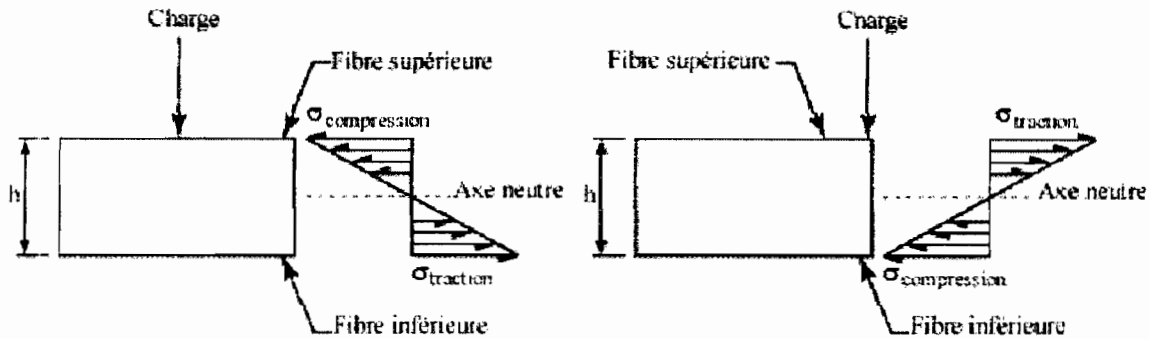


Figure 3.4 : Schéma du comportement mécanique du BCR soumis à une charge

La résistance à la traction par flexion correspondant à la contrainte maximale engendrée est alors :

$$\sigma_{\max} = \frac{MY_{\max}}{I} \quad (3.5)$$

avec :

- M, le moment fléchissant correspondant à la rupture ;
- Y_{\max} , distance de la fibre extrême à partir de l'axe neutre : $Y_{\max} = h/2$ avec h l'épaisseur de la section ;
- I, moment d'inertie de la section : $I = bh^3 / 12$.

Ainsi, nous obtenons la relation suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{6M}{b \cdot h^2} \quad (3.6)$$

La résistance à la traction par fendage est liée à celle par flexion par la relation

$$R_{\text{fendage}} = \alpha R_{\text{flexion}} \text{ avec } \alpha = 0.6 [2].$$

Deux sections 1 et 2 de même largeur b, de hauteurs respectives h_1 et h_2 et de résistances à la traction R_{t1} et R_{t2} sont liées par la relation :

$$\frac{R_{t1}}{R_{t2}} = \frac{\alpha_1 6M_1}{b_1 h_1^2} \cdot \frac{b_2 h_2^2}{\alpha_2 6M_2}$$

$$\text{Après simplification, on obtient alors : } \frac{R_{t1}}{R_{t2}} = \frac{h_2^2}{h_1^2} \quad (3.7)$$

III.3.5. Méthodes de détermination de l'épaisseur du revêtement

Les principales méthodes de dimensionnement des chaussées en BCR sont les suivantes :

- **les méthodes basées sur les règles d'expérience** : Ce sont des approches plus ou moins formelles fondées sur l'expérience acquise prenant la forme d'un répertoire de structures de chaussées typiques ;
- **les méthodes empiriques** : elles relient la performance du revêtement dans le temps à la sollicitation par le trafic lourd mais, à partir d'équations statistiques basées sur un grand nombre d'observations. C'est l'exemple de la méthode de l'American Association of State Highway and Transport Officials (AASHTO.);
- **les méthodes analytiques** : Ce sont des modèles de performance basés sur des fonctions analytiques seulement. Ces méthodes sont en développement et les logiciels de dimensionnement comme Alize et Ecoroute fonctionnent sur cette base.
- **les méthodes analytique-empiriques** : Ce sont des méthodes analytiques auxquelles on associe des équations statistiques basées sur l'observation des comportements de chaussées expérimentales. C'est l'exemple de la méthode de l'ACC.

Dans le cas de notre étude, nous utiliserons la méthode analytique vu qu'elle présente l'avantage de pouvoir être appliquée à des structures sous différents types de climat et pour divers chargements de trafics.

III.3.6. Détermination de l'épaisseur par la méthode analytique (ou rationnelle)

On calcule en premier lieu le trafic équivalent de poids lourds par la formule 3.3. On détermine ensuite la classe de plate-forme en utilisant le tableau de classification de l'annexe 18. On procède à la modélisation des structures : suivant des critères économiques (disponibilité et coût des matériaux), et selon la performance recherchée, on choisit la structure de chaussée convenable. On vérifie ensuite si les matériaux répondent aux spécifications du cahier des charges. On détermine les paramètres d'entrée du logiciel ainsi que les paramètres de calcul des contraintes admissibles.

La modélisation des structures est faite à l'aide du logiciel Ecoroute qui calcule les contraintes transversales et radiales ainsi que les déformations à travers les couches de chaussées.

III.3.7. Calcul des contraintes et déformations admissibles

III.3.7.1. Au niveau du sol de plateforme

La contrainte admissible au niveau du support de la chaussée est donnée par la relation de Kerkoven :

$$\sigma_z = \frac{C.E}{1 + 0.7 \text{Log } N} \quad (3.8)$$

avec : C variant de 0.006 à 0.008 ;
E le module de Young de la plate-forme ;
N le nombre d'essieux équivalent.

La déformation admissible, quant à elle, est donnée par la loi de Shell :

$$\xi_z = 2.8 \cdot 10^{-2} N^{-0.25} \quad (3.9)$$

Elle peut se calculer également par la loi de Dormon :

$$\xi_z = 1.16 \cdot 10^{-2} N^{-0.21} \quad (3.10)$$

III.3.7.1. Au niveau de la fondation granulaire

Nous avons la même formule que pour le sol de plate-forme avec E le module de Young de la couche de fondation.

III.3.7.2. Au niveau du revêtement

La contrainte de traction admissible dans le revêtement est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{t,adm} = \sigma_t(NE) k_r k_d k_c \quad (3.11)$$

avec :

- $\sigma_t(NE)$: contrainte pour laquelle la rupture en traction par fendage est obtenue pour NE chargements

NE : nombre de chargements équivalents calculés à partir du trafic cumulé et du coefficient d'agressivité moyen CAM ou A.

$$\sigma_r(NE) = \sigma_0 \left(NE / 10^6 \right)^b \quad (3.12)$$

- $k_r = 10^{-ub\delta}$

u : variable centrée réduite associée au risque r

b : pente de la loi de fatigue du matériau (loi bi-logarithmique)

- δ : écart-type de la distribution de logN à la rupture

$$\delta = \left[SN^2 + (c^2 / b^2) Sh^2 \right]^{0.5} \quad (3.13)$$

c : coefficient reliant la variation de contrainte à la variation aléatoire d'épaisseur de la chaussée, Δh , ($\log \sigma = \log \sigma_0 - c\Delta h$). Il est de l'ordre de 0.02 cm^{-1} .

- k_d est un coefficient introduit pour prendre en compte les discontinuités des structures des chaussées en béton et l'incidence des gradients thermiques ; on prend $k_d = 1/1.70$.
- k_c est un coefficient de calage destiné à ajuster les résultats du modèle de calcul au comportement observé des chaussées du même type. On retient la valeur de 1.5 pour les chaussées en béton.
- Sh : dispersion sur l'épaisseur de la couche à la mise en œuvre ;
- SN : dispersion sur le logarithme du nombre de cycles à la rupture à l'essai de fatigue.

Conclusion

Concevoir une chaussée en BCR consisterait entre autres à bien choisir les différentes couches la constituant, à adopter un excellent dispositif de drainage, ainsi qu'à bien placer les joints anti-fissures.

Le choix des matériaux constituant les différentes couches dépend d'un ensemble de facteurs parmi lesquels leur disponibilité et leur coût.

Le revêtement en BCR a le même comportement structural que le revêtement en dalle de béton donc répond aux mêmes critères de dimensionnement.

Le calcul de l'épaisseur du revêtement nécessite des informations sur le trafic, le sol de plate forme ainsi que les caractéristiques mécaniques du BCR.

Les méthodes de dimensionnement sont nombreuses ; cependant, la méthode analytique demeure efficace vu qu'elle peut être appliquée à des structures sous différents types de climat et pour divers chargements de trafics.

CHAPITRE IV : REALISATION DES REVETEMENTS EN BCR

IV.1. Fabrication du BCR

Fabriquer du béton consiste à reprendre sur stock, doser et malaxer les divers composants, granulats, ciments, eau, adjuvants, approvisionnés sur le chantier.

Le choix du type de centrale à béton dépend des caractéristiques du projet c'est-à-dire de la proximité et la disponibilité des unités de production, de la quantité de béton à mettre en place et du budget à investir.

Deux types de centrales existent :

- les centrales fixes ;
- les centrales mobiles.

IV.1.1. Les centrales fixes

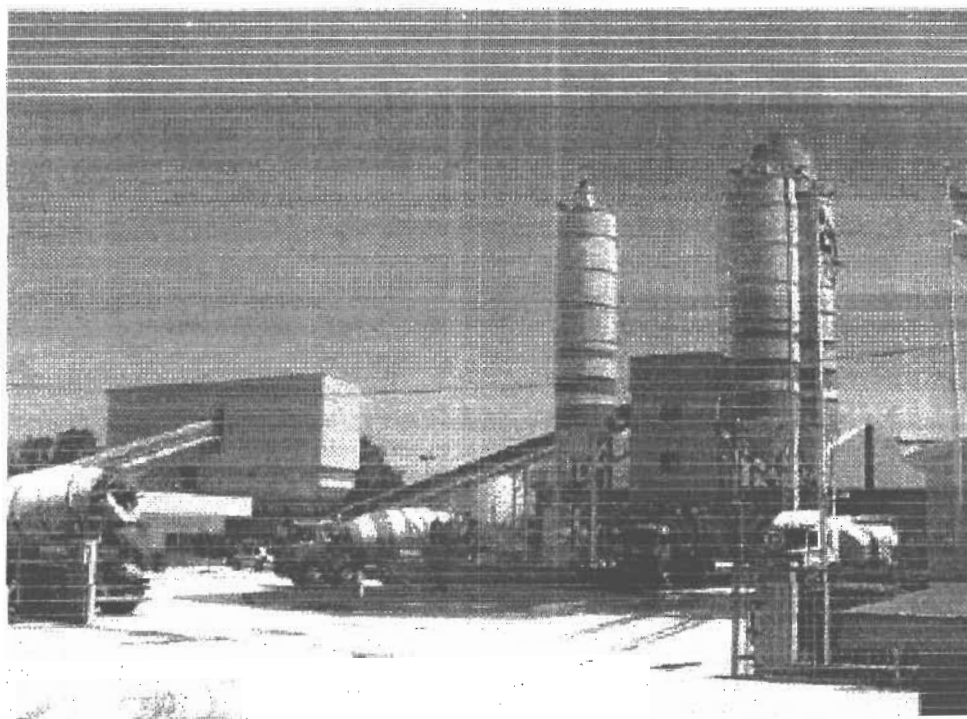


Figure 4.1: photo d'une centrale fixe

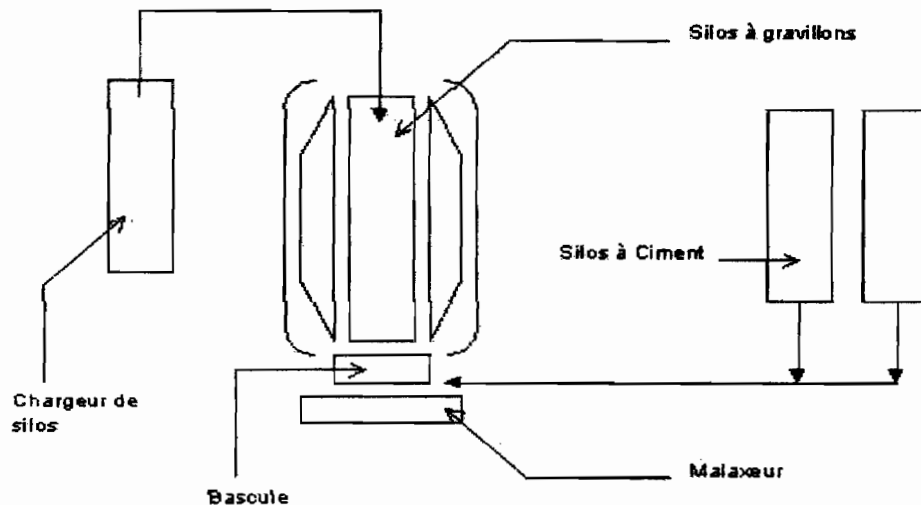


Figure 4.2: Schéma d'une centrale fixe

Ce type de centrale présente deux bascules : une pour les granulats et l'autre pour le ciment. Les bascules servent essentiellement à peser les quantités élémentaires de matériaux. Le malaxeur apporte l'eau nécessaire à la fabrication du béton. Il y a d'abord un pré-malaxage à sec ; on ajoute l'eau au dernier moment. Pendant cette phase, on prépare déjà la gâchée suivante. La fabrication marche en discontinu.

Afin d'éviter toute ségrégation et pour une meilleure homogénéité du mélange, plusieurs précautions doivent être prises:

- il faut réduire le volume des gâchées à environ 50% de la capacité maximale du malaxeur ;
- le temps de malaxage pour béton plastique est prolongé dans le cas du BCR soit de l'ordre de 3 minutes par gâchée ;
- la hauteur de chute du béton frais doit être réduite au minimum lors du chargement des camions à bennes basculantes ;
- il faut procéder au nettoyage du malaxeur à tous les 100 m³ durant la production et à la fin de chaque journée de production.

IV.1.2. Les centrales mobiles

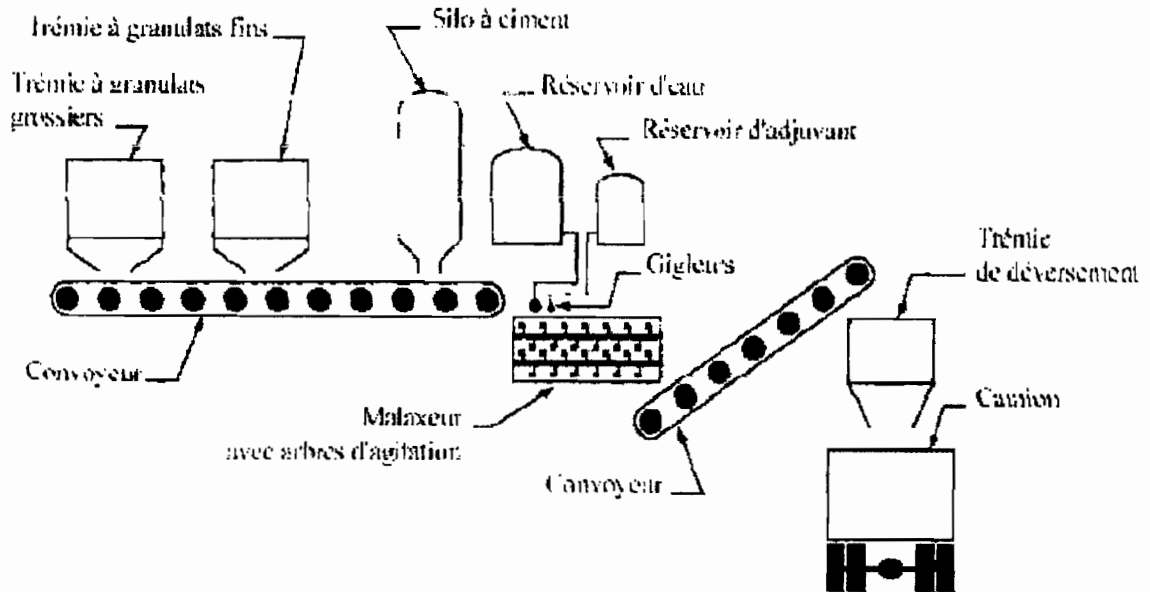


Figure 4.3 : Schéma type d'une centrale mobile [1]

La production en continue est assurée par un approvisionnement constant en matières premières. Les matériaux granulaires sont mis en piles, directement sur le site, en prenant soin d'éviter la ségrégation. Les trémies les contenant sont constamment alimentées à l'aide de chargeurs sur roues en évitant leur contamination. Ils sont ensuite acheminés au malaxeur par un convoyeur. Le ciment est dosé à partir de sa trémie et incorporé directement dans le malaxeur sur le convoyeur à granulats juste avant l'entrée du malaxeur. L'eau de gâchage et les adjuvants sont introduits par un système de gicleurs sur les matériaux secs à l'entrée du malaxeur. Le malaxage est à son tour assuré par deux arbres d'agitation en parallèle.

Ce type de centrale présente plusieurs avantages parmi lesquels la rapidité de mobilisation et démobilitation, la réduction du temps de transport du béton, la productivité élevée et l'efficacité de son système de malaxage.

IV.2. Transport du BCR

Le transport du béton compacté au rouleau depuis la centrale de malaxage doit être réalisé dans des conditions telles qu'à l'arrivée sur le chantier, il réponde aux caractéristiques exigées.

Le transport du BCR se fait généralement à l'aide de camions à bennes basculantes. Ces derniers sont couverts de toiles de protection (bâches étanches et opaques) pour minimiser les pertes d'eau par évaporation, dues à l'action des rayons solaires ou du vent.

Le temps de transport du BCR, depuis sa fabrication jusqu'à sa mise en place, ne doit pas dépasser 30 à 45 minutes, sous une température ambiante de 27 °C. Cependant, si la durée du transport devrait dépasser 45 min, ou si la température ambiante serait supérieure à 27 °C, il faudra répandre sur la benne, juste après le chargement, un produit réducteur d'évaporation telles que les émulsions résineuses.

D'autre part, il faudra prendre toutes les précautions adéquates, aussi bien au chargement qu'au déchargement, pour éviter la ségrégation du béton.

Il existe une formule permettant d'estimer le nombre de camions - bennes, en tenant compte des hypothèses de base suivantes :

- temps d'arrêt à la centrale pour le chargement = 12 min ;
- temps d'arrêt au lieu d'utilisation pour la manœuvre et le déchargement = 8 min
- vitesse moyenne de circulation = 50 km/h ;

Ainsi, le nombre N de camions - bennes est donné par la relation ci-dessous :

$$N = \frac{T}{CU \cdot n} \quad (4.1)$$

avec :

n, nombre de rotations d'un camion par jour, donné par la formule suivante :

$$n = \frac{h}{0,33 + 0,04 \cdot d} \quad (n, \text{entier}) \quad (4.2)$$

T, production journalière (en m³) ;

CU, volume utile du type de véhicule utilisé (en m³) ;

h, nombre d'heures de travail du véhicule ;

d, distance moyenne entre la centrale et le chantier ;

IV.3. Mise en place du BCR

IV.3.1. Conditions météorologiques

Il est interdit de mettre en œuvre le béton si la probabilité de précipitation est supérieure à 50 %. En cas de pluie, interrompre la mise en œuvre, compléter le plus rapidement possible le compactage du béton déjà mis en place, et protéger les surfaces fraîchement compactées contre la pluie. La température ambiante doit être supérieure à 5°C durant les 24 heures suivant l'exécution.

IV.3.2. Préparation de l'infrastructure

Il s'agira, dans un premier temps, de compacter la fondation granulaire à au moins 95 % de la masse volumique de l'essai Proctor modifié.

Après nivellement pour avoir un profil plan, uniforme et lisse, il faudra humidifier la surface de la fondation granulaire immédiatement avant la mise en place du béton. Cependant, l'excès d'eau est à éviter ; en effet, la partie inférieure du revêtement en BCR est la zone la plus sollicitée par les charges, c'est-à-dire que les contraintes de flexion y sont plus élevées. Donc un apport d'eau provenant de la fondation dans cette partie critique du revêtement augmenterait localement le rapport E/C et diminuerait par conséquent la résistance mécanique du BCR.

C'est ainsi que les zones humides de la fondation granulaire doivent être excavées et remplacées par du nouveau matériau granulaire. Le cas échéant, un drainage adéquat est requis.

IV.3.3. Répandage et réglage

La mise en place du BCR se fait de préférence au moyen d'un finisseur équipé d'une poutre à haut pouvoir de compactage et d'un dispositif de nivellement automatique.

On pourrait utiliser les finisseurs conventionnels comme ceux utilisés pour le répandage des enrobés bitumineux, mais le degré de pré-compactage du BCR serait plus faible dans ce cas.

Lors de la construction, il est primordial de mettre en place le BCR de façon continue afin d'éviter les joints froids tant horizontaux que verticaux.

Par ailleurs, l'ACI recommande qu'il y ait un intervalle maximum d'une heure entre la mise en place de deux couches successives.

D'autre part, il est recommandé de corriger les irrégularités ou inégalités de répandage à l'aide de raclettes.

IV.4. Compactage du BCR

IV.4.1. Généralités

Les BCR se distinguent des bétons ordinaires par leur affaissement nul, leur proportion importante de granulats et leur faible teneur en liant. Ainsi, ce type de matériau, ayant une apparence sèche et raide, sa densification requiert quelques passages d'un rouleau compacteur.

Toutes les propriétés du BCR à l'état durci, notamment la résistance en compression et celle en flexion, sont étroitement liées au degré de compactage. En effet, si le compactage est insuffisant, il subsistera des vides entre les granulats, qui agissent comme des points de faiblesse et provoqueront une diminution de la résistance en compression.

Généralement, le degré minimal de compactage à respecter est de 97 % de l'optimum Proctor modifié.

IV.4.2. Opération

Le compactage consiste en deux passes (on entend par une passe, un cycle complet en avant et en arrière) du compacteur à rouleau sans vibration pour consolider le matériau, suivies de quelques passes avec vibration, généralement 4 ou plus, jusqu'à l'obtention de la compacité spécifiée. Le processus de compactage est complété par quelques passes de l'engin à pneus pour fermer les éventuels vides ou les petites fissures superficielles.

A défaut d'un compacteur à pneus, on peut donner quelques passes finales du compacteur à rouleau sans vibration pour fermer la surface.

Le compactage des bords est aussi une question délicate. Pour obtenir de bons résultats, il est nécessaire de les épauler avec des matériaux stables placés à l'avance, comme par exemple les bordures en zone urbaine ; sinon, des pertes importantes de compacité et de résistance se produisent.

Les opérations de compactage doivent débiter au maximum 10 minutes après la mise en place du BCR, et la durée maximale est de 60 minutes mesurée à partir du malaxage en centrale.

IV.5. Mûrissement

En raison de la faible teneur en eau du BCR, une cure soignée s'impose, immédiatement après le compactage. Deux cas peuvent se distinguer suivant que le BCR est recouvert ou non.

Ainsi, si le BCR n'est pas recouvert, on applique une cure à l'eau dont la durée est d'environ une semaine. Afin d'éviter un délavage à la surface fraîchement compactée, l'eau ne doit être, au début, que finement vaporisée.

Cependant, si une couche en enrobé ou un enduit superficiel est prévu sur le BCR, on fait recours aux produits de cure comme les émulsions bitumineuses. Et, si, par ailleurs, la circulation est permise sur l'émulsion, celle-ci recevra au préalable un gravillonnage ou un sablage.

IV.6. Contrôle de la qualité

Comme tout ouvrage en béton, le contrôle de la qualité du BCR débute avec la conformité des matériaux avant la construction et se poursuit tout au cours de l'exécution des travaux en chantier.

IV.6.1. Avant mise en place

Il s'agit de la vérification de la conformité des constituants, du mélange de BCR, de la centrale, des équipements de construction ainsi que de la mise en œuvre.

IV.6.1.1. Conformité des constituants

Comme avec le béton plastique, il s'agit ici d'échantillonner avant le début des travaux, les différents constituants d'un mélange de BCR, à savoir le liant, l'eau, les granulats et les adjuvants, afin de vérifier leur conformité avec les exigences du devis. C'est ainsi que la provenance et le type des différents constituants sont à vérifier.

IV.6.1.2. Conformité du mélange de BCR

Selon la méthode de formulation adoptée, une ou plusieurs gâchées d'essais seront réalisées dans le but de vérifier les propriétés du mélange à l'état frais (maniabilité et masse volumique humide) et à l'état durci (résistance à la flexion et à la compression)

IV.6.1.3. Conformité de la centrale

Le choix de la centrale est dicté par des considérations techniques et économiques et par le temps de transport du BCR.

Pour chacun des constituants du mélange de béton, une vérification de l'exactitude des systèmes de dosage et des quantités requises pour un taux de production donné est réalisé à l'aide d'un système de mesure étalonné et indépendant de la centrale. Selon le cas, des

vérifications additionnelles de l'étalonnage du système de mesure peuvent être effectuées lors de la construction.

IV.6.1.4. Conformité des équipements de mise en œuvre

Les équipements de transport, de mise en place et de compactage doivent satisfaire aux exigences du devis.

IV.6.1.5. Conformité de la mise en œuvre

Il s'agit d'une épreuve de convenance qui consiste en la réalisation d'une planche d'essai dont la surface est d'environ 150m², dans l'optique de vérifier le bon fonctionnement du matériel, la convenance des matériaux et la compétence du personnel.

La planche d'essai devra être réalisée sur une fondation granulaire compacte dans les mêmes conditions que celles prévues (formulation du mélange, matériel de fabrication, de transport, de répandage et de compactage, main d'œuvre et supervision).

La planche d'essai permet de vérifier, entre autres :

- la capacité de la centrale à produire un mélange de BCR homogène ;
- la qualité des opérations de mise en place et de compactage ;
- la mise en place de bandes adjacentes et la qualité des joints (joint frais, joint de construction transversal, longitudinal, joint de retrait) ;
- comparaison de la masse volumique humide déterminée en laboratoire avec celle de chantier ;
- le dosage en eau optimal pour le temps Vebe requis ;
- le nombre de passages de l'engin de compactage nécessaire ;
- la qualité de la surface et son uniformité.

Il est à noter que si la planche d'essai est réalisée sur le site, elle pourra faire partie de l'ouvrage, à condition que les résultats soient satisfaisants.

IV.6.2. Au chantier

Le contrôle de la qualité au chantier permet de s'assurer de la qualité et de la durabilité du revêtement. Il se résume essentiellement à la vérification de la fondation granulaire, au suivi de la production du BCR, ainsi qu'au suivi de la mise en œuvre du BCR.

IV.6.2.1. Vérification de la fondation granulaire

Elle s'effectue avant la mise en place du revêtement en BCR. Il s'agira de vérifier que la fondation granulaire a été compactée à au moins 95 % de l'optimum Proctor modifié. D'autre part, une variation du profil de la fondation granulaire de plus de 10mm sous une règle de 3m par rapport au profil requis devrait être corrigée. De même, toute accumulation d'eau à la surface de cette fondation devrait être évitée.

IV.6.2.2. Suivi de la production du BCR

Des lectures régulières du débit de chacun des constituants doivent être faites afin de vérifier la conformité aux tolérances de production.

L'état du malaxeur doit être contrôlé aux 400 à 500m³ de BCR produit ou à la mi-journée de la production.

Des mesures de teneurs en eau doivent aussi être réalisées à intervalles réguliers durant la production afin de corriger la quantité d'eau de gâchage à ajouter au mélange.

Par ailleurs, pour vérifier la qualité et l'homogénéité de la production du BCR, on procède à un échantillonnage et à une mesure des propriétés du BCR à l'état frais. C'est ainsi que la maniabilité et la masse volumique humide de référence du BCR frais sont mesurés de façon systématique sur les premiers chargements afin de s'assurer de la conformité du mélange en comparaison avec les résultats de laboratoire.

Des éprouvettes de BCR destinées à la caractérisation des propriétés mécaniques du matériau (résistance à la compression et à la flexion) doivent être confectionnées à une fréquence minimale de 225m³ de BCR produit et pour chaque journée de production. Il faut noter que pour ces essais de compression et de flexion, l'échantillonnage du BCR frais est effectué lorsque la production a été continue pendant au moins une heure.

IV.6.2.3. Suivi de la mise en œuvre du BCR

Il s'agira, dans un premier temps, de s'assurer que les délais de mise en place et de compaction sont respectés.

En second lieu, il faudra vérifier les points suivants :

- toutes les surfaces exposées du BCR sont maintenues constamment humides (cure) ;
- l'épaisseur de BCR mis en place et compactée sera contrôlée au fur et à mesure de l'avancement des travaux ;

L'une des méthodes de vérification de l'épaisseur du revêtement suggère de réaliser 5 carottes de béton prélevées sur toute l'épaisseur de la couche de BCR d'un lot donné ; la superficie

d'un lot de BCR étant de 4000m² ou moins si la surface du revêtement est inférieure à cette valeur. Ainsi, l'épaisseur du revêtement est jugée conforme si l'épaisseur moyenne des 5 carottes est supérieure à l'épaisseur exigible. Le Devis Technique Normalisé pour le BCR 3VM-30 de la ville de Montréal donne une relation entre l'épaisseur exigible et celle spécifiée :

$$E_{p_{ex}} = 0,36.D + E_{p_{sp}} - 15 \quad (4.3)$$

avec :

$E_{p_{ex}}$: épaisseur exigible (mm) ;

$E_{p_{sp}}$: épaisseur spécifiée (mm) ;

D : différence entre la plus grande et la plus petite des épaisseurs individuelles des 5 carottes du même lot (mm).

- les pentes du revêtement spécifiées au devis doivent être vérifiées ;
- la qualité de la surface du BCR après les opérations de compactage et de mûrissement doit être conforme aux exigences du devis ;

Enfin, il y a lieu de contrôler la masse volumique humide du BCR après compactage ; on fera recours pour cela au nucléodensimètre. On détermine alors le degré de compactage qui est le rapport entre la masse volumique humide en place donné par le nucléodensimètre et la masse volumique humide de référence du matériau échantillonné multiplié par 100.

Conclusion

Les trois étapes de l'organisation d'un chantier de BCR cités dans ce chapitre sont la fabrication, le transport, et la mise en place.

La fabrication est assurée par une centrale fixe ou mobile tandis que le transport est fait généralement à l'aide de camions à bennes basculantes.

Au cours des opérations citées précédemment, toutes les précautions adéquates doivent être prises pour éviter la ségrégation du béton.

Le revêtement est mis en place à l'aide des mêmes engins utilisés en travaux publics et cette opération requiert une certaine dextérité.

Toutefois, la bonne organisation de chantier reste une condition nécessaire de la réussite d'un projet de BCR.

CHAPITRE V : APPLICATION DU BCR : CAS DU TRONCON DIAMNIADIO-MBOUR

V.1. Formulation du BCR

- **Caractéristiques du ciment CPJ-CEMII 32.5 [2]**

Masse spécifique (g/cm ³)	3,15	
Surface spécifique (cm ² /g)	4060	
Résistance à la traction (MPa)	2jours	4
	7jours	6,7
	28 jours	8,9
Résistance à la compression (MPa)	2jours	14,4
	14 jours	26
	28 jours	42,5

Tableau 5.1 : Caractéristiques du ciment CPJ-CEMII 32.5 [2]

- **Caractéristiques des granulats**

Granulats	Type	Provenance	M. volumique	Los Angeles	Absorptivité	M. spécifique	Teneur en eau
Sable de dune	sable roulé 0/1	Khombole	1075			2626	0.27%
Basalte 3/8	gravier concassé 3/8	Ngoudiane	1485			2970	0.24%
Basalte 8/16	gravier concassé 8/16	Ngoudiane	1485	12,30 %	0.20 %	2970	0.13%

Tableau 5.2 : Caractéristiques des granulats

- **Choix d'une granulométrie optimale du squelette granulaire**

Courbe de référence

La courbe T-F-T pour D = 20 mm et n = 0,45 servira de courbe de référence pour la détermination des différentes proportions de basalte et de sable.

Détermination du pourcentage de sable

On trace la ligne joignant le point à 5% de la courbe granulométrique du basalte 3/8 au point à 95% de la courbe granulométrique du sable. L'intersection de cette droite avec la courbe de Fuller-Thompson donne le pourcentage de sable à utiliser.

Détermination du pourcentage de basalte 3/8

L'intersection de la ligne joignant le point à 5% de la courbe granulométrique du basalte 8/16 au point à 95% de la courbe granulométrique du basalte 3/8 avec la courbe de Fuller-Thompson donne un certain pourcentage X. Et le pourcentage de basalte 3/8 à utiliser sera de (X - % sable).

Détermination du pourcentage de basalte 8/16

Le pourcentage de basalte 8/16 nécessaire sera de (100 % - X).

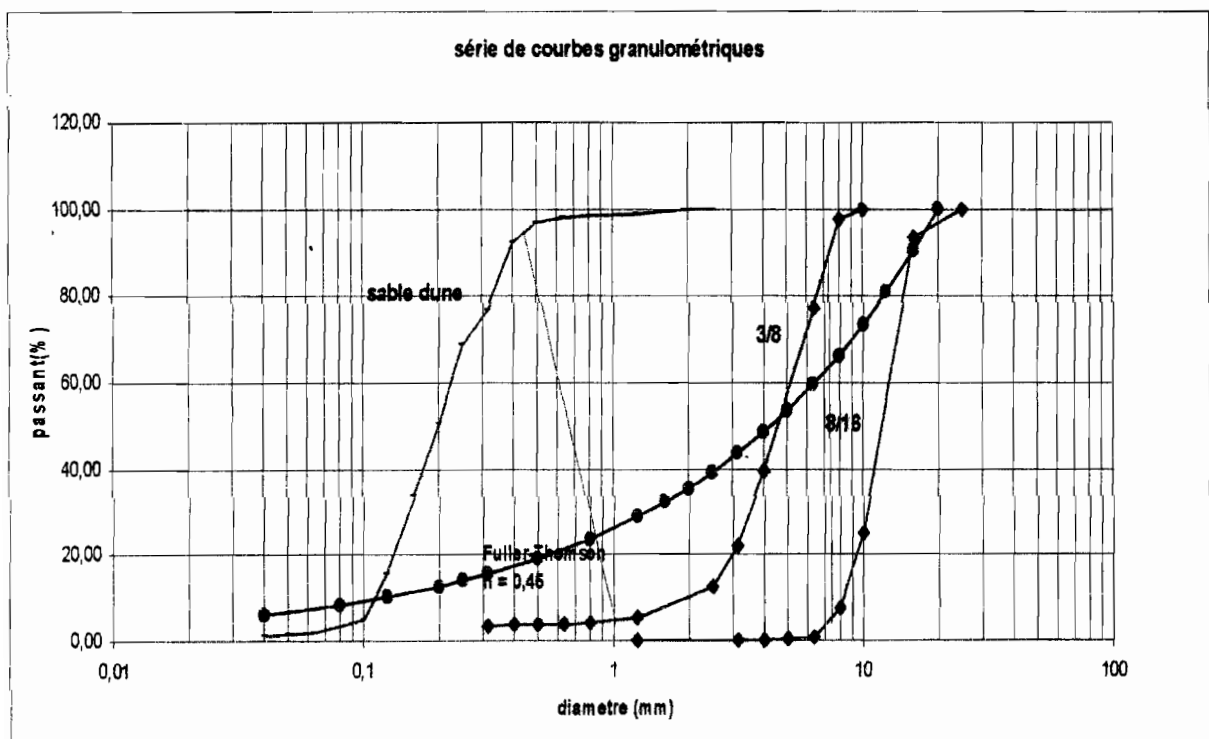


Figure 5.1 : Détermination de la granulométrie optimale avec la courbe de référence de Fuller-Thompson.

Les proportions massiques retenues sont :

Matériau	Proportion en %
sable de dune	26
basalte 3/8	39
basalte 8/16	35

Tableau 5.3 : Proportion des granulats

- **Choix du dosage volumique en pâte pour obtenir la maniabilité souhaitée**

Le volume des vides des granulats compactés est généralement compris entre 180 et 200 l/m³.

En l'absence de données, on prend $V_{vc} = 190 \text{ l/m}^3$ [5].

La plage optimale de la maniabilité pour un mélange de BCR est de 40 à 90 secondes de l'appareil Vebe. Pour nous mettre dans le cas le plus défavorable, on prend la valeur de 40 secondes (en effet, plus le béton est consistant, plus le temps Vebe est grand).

Ainsi, pour cette valeur de la maniabilité, la courbe de la figure 2.4 donne un rapport V_p/V_c égal à 1,05.

$$\frac{V_p}{V_{vc}} = 1,05 \Rightarrow V_p = V_{vc} * 1,05 = 190 * 1,05 = 199,5 \text{ l/m}^3$$

- **Choix du rapport E/C suivant la résistance à la compression requise**

On vise une résistance de 40 MPa.

A partir de la courbe de la figure 2.5, on détermine le rapport E/C adéquat.

Ainsi, en considérant un BCR contenant 0 à 10% de fumée de silice on obtient : $E/C = 0,45$.

- **Calcul des proportions**

$$V_{pate} = V_{ciment} + V_{eau}$$

$$V_{pate} = \frac{M_c}{d_c} + M_c \frac{E}{C} \Rightarrow M_c = \frac{V_p}{\frac{E}{C} + \frac{1}{d_c}}$$

$$M_{eau} = V_{eau} d_{eau}$$

Or, la densité de l'eau est $d_{eau} = 1$, alors, on aura :

$$M_{eau} = V_{eau} d_{eau} = V_{eau} = M_c \frac{E}{C}$$

avec : V_p volume de pâte en (l/m^3)

d_c poids spécifique du ciment

M_c masse du ciment en (Kg/m^3)

M_e masse de l'eau en (Kg/m^3)

$$E/C = 0.45 ; \quad V_p = 199,5 \text{ l/m}^3 ; \quad d_c = 3,15$$

Ce qui donne :

$$M_c = 260 \text{ kg/m}^3$$

$$M_e = 117 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_c = 83 \text{ l/m}^3$$

$$V_e = 117 \text{ l/m}^3$$

Volume total des granulats :

$$V = 1000 \text{ l} - 199,5 \text{ l} = 800,5 \text{ l}$$

Soient :

y_1, y_2, y_3 : les pourcentages massiques respectifs du sable, du basalte 3/8 et du basalte 8/16 dans le mélange granulaire : $y_1 = 0.26$; $y_2 = 0.39$; $y_3 = 0.35$;

m_1, m_2, m_3 , les masses respectives du sable, du basalte 3/8 et du basalte 8/16 dans le mélange granulaire ;

v_1, v_2, v_3 : les volumes respectifs du sable, du basalte 3/8 et du basalte 8/16 dans le mélange granulaire ;

M , la masse totale des granulats ;

ρ_1, ρ_2, ρ_3 : les poids spécifiques respectifs du sable, du basalte 3/8 et du basalte 8/16 dans le mélange granulaire :

$$\rho_1 = 2626 \text{ kg / m}^3, \rho_2 = 2970 \text{ kg / m}^3, \rho_3 = 2970 \text{ kg / m}^3$$

Nous avons :

$$V_1 + V_2 + V_3 = V$$

$$\frac{m_1}{\rho_1} + \frac{m_2}{\rho_2} + \frac{m_3}{\rho_3} = V$$

$$\frac{y_1 M}{\rho_1} + \frac{y_2 M}{\rho_2} + \frac{y_3 M}{\rho_3} = V$$

$$M = \frac{V}{\frac{y_1}{\rho_1} + \frac{y_2}{\rho_2} + \frac{y_3}{\rho_3}}$$

$$M = \frac{800.5}{\frac{0.26}{2.626} + \frac{0.39}{2.97} + \frac{0.35}{2.97}}$$

$$M = 2299.18 \text{ kg/m}^3$$

$$m_1 = y_1 M = 0.26 \times 2299.18 = 597.8 \text{ kg/m}^3$$

$$m_2 = y_2 M = 0.39 \times 2299.18 = 896.7 \text{ kg/m}^3$$

$$m_3 = y_3 M = 0.35 \times 2299.18 = 804.7 \text{ kg/m}^3$$

Correction due à la teneur en eau

$$\text{Masse sable (corrigée)} = (1 + w_s) \times \text{Masse sable (ancienne)}$$

$$= (1 + 0.0027) \times 597.8$$

$$= 599.4 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Masse basalte 3/8 (corrigée)} = (1 + w_{3/8}) \times \text{Masse basalte 3/8 (ancienne)}$$

$$= (1 + 0.0024) \times 896.7$$

$$= 898.8 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Masse basalte 8/16 (corrigée)} = (1 + w_{8/16}) \times \text{Masse basalte 8/16 (ancienne)}$$

$$= (1 + 0.0013) \times 804.7$$

$$= 805.7 \text{ kg/m}^3$$

Les valeurs des teneurs en eau naturelles et celles des absorptivités étant faibles, on peut alors négliger la correction due à l'absorptivité du basalte.

Dosage retenu :

Ciment	260 kg/m³
Eau	117 litre/m³
Sable dune	559 kg/m³
Basalte 3/8	899 kg/m³
Basalte 8/16	806 kg/m³

• **Confection des éprouvettes**

Les mélanges seront confectionnés dans des éprouvettes de diamètre **D = 11 cm** et de hauteur **H = 22 cm**.

Le volume d'une éprouvette est alors :

$$V = \frac{\pi D^2}{4} H = 2090.73 \text{ cm}^3$$

On appliquera une énergie équivalente à celle de l'essai Proctor modifié. On calcule ainsi le nombre de coups par couche.

Essai Proctor modifié :

Essai	Masse marteau (kg)	Hauteur chute marteau (cm)	Nombre de couches	Volume moule (cm ³)	Nombre de coups par couche	Energie de compactage (kJ/m ³)
Proctor modifié	4.54	45.7	5	943.7	25	2750

Tableau 5.4 : Caractéristiques principales de l'essai Proctor modifié

Le nombre de coups par couche dans l'éprouvette considérée est alors :

$$N = \frac{EV}{MgHn} = \frac{2750.10^3 \times 2090.73.10^{-6}}{4.54 \times 10 \times 45.7.10^{-2} \times 5}$$

$$N = 55 \text{ coups}$$

La durée de l'essai, depuis le malaxage, jusqu'à la confection des éprouvettes ne devra pas dépasser 20 minutes afin d'éviter la prise du ciment.

Le démoulage se fera 24 heures après la confection des éprouvettes. A partir de ce moment, elles seront gardées dans un bassin d'eau pour assurer leur bon murissement.

Les essais d'écrasement (traction et compression) ont lieu à 28 jours.

- **Résistance en compression**

Elle se calcule par la formule 5.1 :

$$R_{c_j} = \frac{P}{\frac{\pi D^2}{4}} \quad (5.1)$$

avec :

R_{c_j} : résistance en compression ;

P : charge maximale produisant la rupture en compression ;

$\frac{\pi D^2}{4}$: section de l'éprouvette ;

j : âge du béton (en jours) au moment de l'essai ($j = 28$ jours dans notre cas).

- **Résistance en traction**

Il existe plusieurs essais pour déterminer la résistance en traction d'un béton parmi lesquelles :

- A. l'essai de traction par flexion ;
- B. l'essai de traction par fendage ;
- C. l'essai de traction direct.

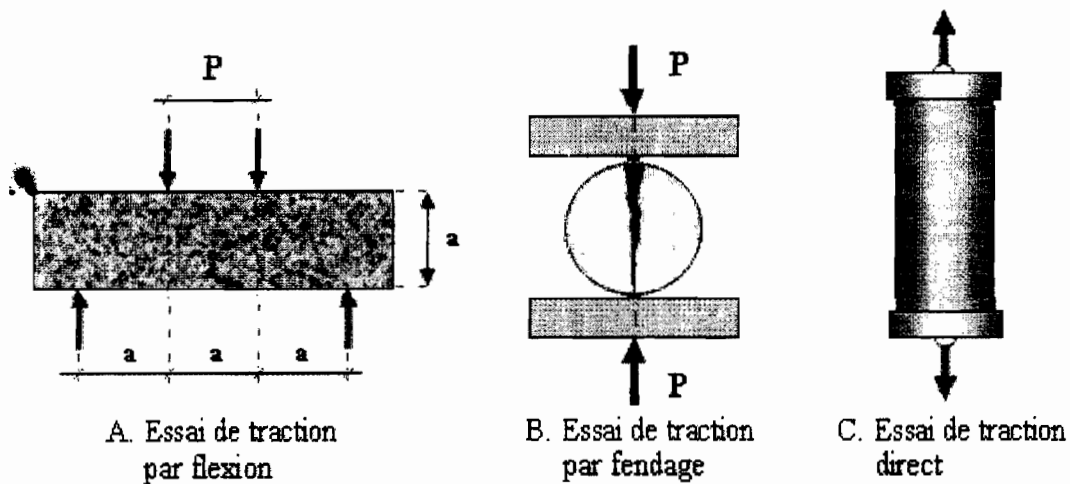


Figure 5.2 Différents essais sur les résistances en traction d'un béton [25]

Cependant, dans notre cas, pour des raisons de disponibilité du matériel, nous ferons l'essai de traction par fendage, plus connu sous le nom d'« Essai Brésilien ».

La résistance en traction se calcule par la formule 5.2 :

$$Rt_j = 2 \frac{P}{\pi DL} \quad (5.2)$$

avec :

Rt : résistance en traction ;

P : charge de compression maximale produisant l'éclatement du cylindre par mise en traction du diamètre vertical ;

πDL : section latérale du cylindre de diamètre D et de longueur L.

j : âge du béton (en jours) au moment de l'essai (j = 28 jours dans notre cas).

• Résultats obtenus

Les résultats obtenus sont présentés aux annexes 12 et 13, cependant, le tableau 5.5 qui suit donne un résumé des valeurs moyennes :

Grandeur moyenne	Notation	Unité	Valeur
Masse volumique humide	ρ_h	kg/m ³	2767,77
Masse volumique à l'état durci	ρ	kg/m ³	2758,41
Résistance en compression	R _{C28}	MPa	33
Résistance en traction par fendage	R _{t28}	MPa	4

Tableau 5.5 : Valeurs moyennes de la masse volumique et des résistances du BCR à 28j

Analyse et interprétation des résultats :

- On constate que l'ensemble de ces éprouvettes ont une masse volumique de l'ordre de 2700 kg/m³. Cela s'explique par le fait même de la densification du squelette granulaire minimisant le volume des vides. Il faut signaler que la masse volumique du béton courant est de l'ordre de 2300 à 2400 kg/m³.
- La résistance en compression moyenne à 28 jours qui est de 33 MPa est un peu inférieure à celle qui était visée lors de la formulation. Cette différence était prévisible

dans la mesure où la courbe donnant la résistance à la compression en fonction du rapport E/C est établie pour des mélanges de BCR avec ajout cimentaire. Dans notre cas, nous n'avons pas eu à utiliser d'ajouts vu leur non disponibilité et leur coût.

- La résistance en traction obtenue à partir de l'essai brésilien sur un ensemble d'éprouvettes donne une résistance moyenne de 4 MPa. Cette valeur est jugée bonne pour une dalle destinée au revêtement de chaussée où les sollicitations en traction sont importantes.

V.2. Dimensionnement de la chaussée en revêtement de BCR

- Plan de situation (voir annexe 22)
- Estimation du trafic

Le trafic équivalent (N) en nombre d'essieux de 13 tonnes au bout de n années de service est donné par la relation :

$$N = 365 * T * J * M * A * C \quad (3.3)$$

Les études de comptage réalisées par Polyconsult sur le tronçon Diamniadio-Mbour montrent un trafic de référence de 4651 véhicules par jour en 2000 (année de mise en service).

Si l'on estime le pourcentage de poids lourds à 30 %, nous obtiendrons 1395 poids lourds/jour.

Le coefficient d'agressivité A est égal à 1.3 dans le cas des chaussées rigides.

Le facteur de cumul C est donné par la relation :

$$C = \frac{(1+r)^n - 1}{r} \quad (3.4)$$

r est le taux annuel de croissance. ; on prend $r = 5 \%$

La période de service est prise égale à 20 ans.

Il vient, alors :

$$C = \frac{(1+0.05)^{20} - 1}{0.05}$$
$$C = 33.1$$

Par conséquent :

$$N = 365 * 1395 * 1.3 * 33.1$$
$$N = 2.2 \cdot 10^7 \text{ essieux de 13 tonnes.}$$

On remarque que cette valeur n'est pas comprise dans l'intervalle défini pour la classe T5 dans la classification du CEBTP.

- **Caractéristiques du sol de Plate-forme**

Les résultats des différents sondages faits par Polyconsult ont permis de dresser le tableau suivant :

Points kilométriques	Nature du sol de plate- forme
PK 0+00 à PK 4+00	Sable calcaire
PK4+00 à PK 24+00	Latérite
PK24+00 à PK33+00	Sable limoneux fin de couleur variable, argileux à faiblement argileux
PK33+00 à PK37+00	Latérite
PK37+00 à PK48+00	Sable limoneux de granulométrie et de couleur variable

Tableau 5.6 : Nature du sol de plateforme sur le tronçon Diamniadio-Mbour

Le CBR sur l'ensemble des tronçons varie de 27 à 70.

Afin d'être plus sécuritaire, on prend pour le dimensionnement un CBR = 27. Ces sols correspondent à une classe de portance PF3 dans le tableau de classification du LCPC-SETRA (annexe 18). Donc, ce sont des sols de bonne portance, très peu déformables.

Le module de rigidité est :

$$E = K * CBR \text{ avec } 50 \leq K \leq 100$$

On prend $K = 50$, d'où : $E = 50 * 27$

$$E_2 = 1350 \text{ bars}$$

Le coefficient de Poisson est de : $\nu_2 = 0.35$

- **Choix de la structure**

Nous pouvons adopter comme structure, une **dalle sur couche drainante de 10 cm**. Dans une telle structure, c'est essentiellement le revêtement qui supporte les charges. La couche drainante est réalisée uniquement dans le but de :

- assurer le drainage de la chaussée ;

- prévenir le pompage des fines ;
- assurer un support uniforme pour la dalle ;
- permettre la circulation pendant la construction ;
- remplacer les sols instables ou gonflants ;

Cette couche sera constituée par des sols de classe GW (gravier bien calibré, ou mélange gravier-sable ; peu ou pas de grain fin), vu leur excellente qualité de drainage, leur faible compressibilité et gonflement ainsi que leur bon comportement anti-gel.

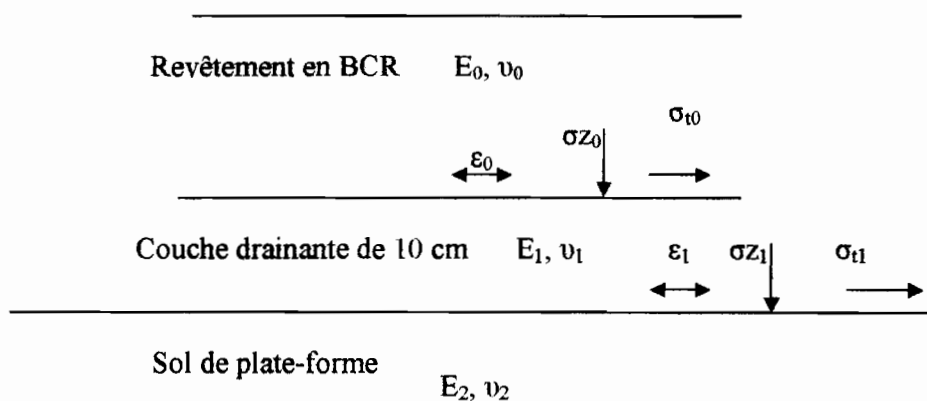


Figure 5.3 Structure de la chaussée en BCR adoptée

- **Caractéristiques de la couche drainante**

Son module de rigidité est lié à celui du sol de plate-forme par la relation suivante :

$$2 E_2 \leq E_1 \leq 4 E_2$$

Nous pouvons prendre : $E_1 = 3 E_2$

$$E_1 = 3 * 1350$$

$$E_1 = 4050 \text{ bars}$$

$$\nu_1 = 0.35$$

$$H_1 = 10 \text{ cm}$$

- **Caractéristiques mécaniques de la Dalle en BCR**

$$E_0 = 28\,000 \text{ MPa}$$

$$\nu_0 = 0.25$$

$$\sigma_6 = 1.85 \text{ MPa}$$

$$-1/b = 15$$

$$SN = 1$$

$$Rt_{360 \text{ min}} = 2.8 \text{ MPa}$$

$$Kc = 1.5$$

$$Kd = 1/1.7$$

$$Sh = 3 \text{ cm}$$

$$u = -1.911 \text{ (risque 2.8 \% correspondant à To français)}$$

- **Conditions d'interface**

Base / fondation : glissant

Fondation / plate-forme : collé

- **Calcul des contraintes et déformation admissibles**

Sol support

- Contrainte admissible :

$$\sigma_{Z adm} = \frac{C.E}{1 + 0.7 \text{ Log } N} \quad (3.8)$$

C variant de 0.006 à 0.008 ;

E, le module de Young de la plate-forme ;

N, le nombre d'essieux équivalent.

$$\sigma_{Z adm} = \frac{0.006 * 1350}{1 + 0.7 \text{ Log } 2.2 * 10^7}$$

$$\sigma_{Z adm} = 1.319 \text{ bars}$$

- Déformation admissible :

Formule de Dormon :

$$\xi_{Z adm} = 1.16 * 10^{-2} N^{-0.21} \quad (3.10)$$

$$\xi_{Z adm} = 3.33 * 10^{-4}$$

- Contrainte de traction admissible dans le revêtement :

$$\sigma_{t,adm} = \sigma_t(NE) k_r k_d k_c \quad (3.11)$$

avec :

- $\sigma_t(NE)$: contrainte pour laquelle la rupture en traction par fendage est obtenue pour NE chargements ;

NE : nombre de chargements équivalents calculés à partir du trafic cumulé et du coefficient d'agressivité moyen CAM ou A.

$$\sigma_t(NE) = \sigma_6 \left(NE / 10^6 \right)^b \quad (3.12)$$

- $k_r = 10^{-ub\delta}$

avec :

u : variable centrée réduite associée au risque r ;

b : pente de la loi de fatigue du matériau (loi bi-logarithmique).

- δ : écart-type de la distribution de logN à la rupture.

$$\delta = \left[SN^2 + (c^2 / b^2) Sh^2 \right]^{0.5} \quad (3.13)$$

c : coefficient reliant la variation de contrainte à la variation aléatoire d'épaisseur de la chaussée, Δh , ($\log \sigma = \log \sigma_0 - c \Delta h$). Il est de l'ordre de 0.02 cm⁻¹.

Il vient :

$$\sigma_{t,adm} = \sigma_6 \left(NE / 10^6 \right)^b 10^{-ub \left[SN^2 + (c^2 / b^2) Sh^2 \right]^{0.5}} k_d k_c$$

Application numérique :

$$\sigma_{t,adm} = 1.85 \left(2.2 \cdot 10^7 / 10^6 \right)^{-0.067} 10^{-(-1.911)(-0.067) \left[1^2 + (0.02^2 / 0.067^2) 0.03^2 \right]^{0.5}} \frac{1}{1.7} 1.5$$

$$\sigma_{t,adm} = 0.99 \text{ MPa soit } 9.9 \text{ bars}$$

• **Calcul des contraintes sur Ecoroute**

Pour le calcul des contraintes sur Ecoroute. on se fixe une épaisseur de 10 cm pour la couche 1 (couche drainante). Le calcul sera fait pour des épaisseurs de revêtement variables ; ce qui nous permettra ainsi de déterminer l'épaisseur optimale.

Les résultats fournis par Ecoroute sont fournis à l'annexe 19 ; cependant, le tableau 5.7 donne un récapitulatif de ces résultats :

Structure	σ_z (bars)	ϵ_z (bars)	σ_t (bars)			
BCR 15 cm			22,53			
Fondation granulaire 10 cm						
plate - forme	0,4	1,95E-04				
BCR 20 cm			15,54			
Fondation granulaire 10 cm						
plate - forme	0,26	1,19E-04				
BCR 25 cm			11,43			
Fondation granulaire 10 cm				σ_{zadm} (bars)	ϵ_{zadm} (bars)	σ_{tadm} (bars)
plate - forme	0,18	7,98E-05				
BCR 30 cm			9,08			9,9
Fondation granulaire 10 cm						
plate - forme	0,11	6,24E-05		1,319	3,33E-04	

Tableau 5.7 Récapitulatif des résultats obtenus avec la modélisation sur Ecoroute

Conclusion

Dans l'ensemble de ces structures, les contraintes et déformations engendrées au niveau du sol de plate-forme sont inférieures à celles admissibles. Cependant, pour des revêtements de 15, 20 et 25cm, la contrainte de traction à la base du revêtement reste supérieure à la contrainte de traction admissible. Donc l'épaisseur de BCR convenable est de 30 cm.

CHAPITRE VI : ETUDE ECONOMIQUE

VI.1. Généralités

L'étude économique constitue l'une des étapes les plus difficiles de la conception du fait de nombreux facteurs intervenant et qui ne sont généralement pas maîtrisés.

Le coût d'investissement se divise en deux parties :

- **le coût d'investissement initial**

C'est le coût de construction de la route ; il dépend d'un ensemble de paramètres parmi lesquels la disponibilité des différents matériaux intervenant dans la construction, la durée de vie de l'ouvrage.

- **les coûts d'entretien**

Ils regroupent les coûts des différents travaux d'entretien effectués au cours de l'exploitation de la route, ainsi que les travaux de renforcement réalisés à la fin de la durée de service.

Le coût global d'un projet routier (somme dont on doit disposer au moment de la construction pour réaliser et entretenir une route sur une période de service prévue) est donné par l'expression suivante :

$$C_g = C_c + E_{\text{actualisé}} + R_{\text{actualisé}}$$

avec :

- C_c : coût de construction ;
- $E_{\text{actualisé}}$: coût d'entretien courant actualisé ;

$$E_{\text{actualisé}} = \frac{E_i}{(1+a)^i} + \frac{E_j}{(1+a)^j} + \frac{E_k}{(1+a)^k} + \dots \quad (6.1)$$

où :

a : le taux d'actualisation ;

i, j, k : les années où il y a travaux d'entretien ;

- $R_{\text{actualisé}}$: coût actualisé des travaux de renforcement

$$R_{\text{actualisé}} = \frac{r_j}{(1+a)^j} + \frac{r_{2j}}{(1+a)^{2j}} + \dots + \frac{r_{nj}}{(1+a)^{nj}} \quad (6.2)$$

où :

r_j : prix actuel des travaux de renforcement qui devraient être exécutés dans j années ;

r_{2j} : prix actuel des travaux de renforcement qui devraient être exécutés dans $2j$ années ;

r_{nj} : prix actuel des travaux de renforcement qui devraient être exécutés dans nj années.

VI.2. Application au tronçon Diamniadio-Mbour

L'application du BCR au tronçon Diamniadio-Mbour nous amène à faire une étude comparative entre la chaussée en BCR et celle en revêtement hydrocarboné.

VI.2.1. Hypothèses de calcul

- l'étude comparative se fera sur un linéaire de 1 km ;
- le transport des matériaux se fera sur une distance de 30 km en moyenne ; Nous n'avons pas tenu compte du transport des enrobés dont les coûts sont très variables et sont fonction du lieu d'approvisionnement ;
- le taux d'actualisation est de 8% ;
- compte tenu de la diversité des informations reçues lors de l'enquête des prix et parfois de leur contradiction, nous sommes obligés d'avancer des hypothèses en considérant l'ordre de grandeur de certains paramètres ;
- le coût total de la main d'œuvre pour la chaussée souple est prise égale à 18 % du coût total des matériaux (y compris le transport). Pour la chaussée en BCR, nous n'avons aucune donnée relative au coût de la main d'œuvre. Toutefois, l'exécution de cette dernière étant beaucoup plus facile que celle de la chaussée souple, et que le béton de ciment étant un matériau bien courant dans nos pays, nous estimons la main d'œuvre à un pourcentage plus faible, soit 15%.

VI.2.2. Chaussée en BCR

- Revêtement en BCR

Largeur revêtement = 7,2m

Epaisseur revêtement = 30cm

Majoration pour tenir en compte la diminution de volume du béton après compactage = 1.2

Volume de béton : $V = 1.2 \times 0,3 \times 7,2 \times 1000 = 2592 \text{ m}^3$

D'où, les quantités de matériaux élémentaires seront :

Quantité de ciment : $M_c = 260 \times 2592 = 673\,920 \text{ kg} = 673,92 \text{ tonnes}$

Volume d'eau : $V_e = 0,117 \times 2592 = 303,3 \text{ m}^3$

Quantité de sable de dune : $V_s = 559 \times 2592 = 1\,448\,928 \text{ kg}$ soit **551,76 m³**

Quantité de basalte 3/8 : $V_{3/8} = 899 \times 2592 = 2\,330\,208 \text{ kg}$ soit **784,58 m³**

Quantité de basalte 8/16 : $V_{8/16} = 806 \times 2592 = 2\,089\,152 \text{ kg}$ soit **703,42 m³**

- Protection de la surface

Une mince couche de bitume gravillonné 0/3 dosé à 20 l/m² sera enduit sur la surface du revêtement en BCR et ce, dans l'optique d'assurer un bon uni de surface.

Volume bitume gravillonné 0/3 = 0.02 x 7.2 x 1000 = 144 m³

- Fondation en graves latéritiques ép. 10 cm

Largeur = 11,2 m

Epaisseur = 10 cm

Coefficient de foisonnement = 1.3

Volume de latérite = 1.3x 0,1 x 11,2 x 1000 = 1456 m³

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	Unité	Quantité	Prix unit (FCFA)	Transport (FCFA)	Coût HTVA (FCFA)
Latérite	m ³	1 456,00	4 500	4 630 080	11 182 080
Ciment	tonne	673,92	65 000	10108000	53 912 800
Sable	m ³	551,76	3 750	1 754 604	3 823 713
Basalte 3/8	m ³	784,58	10 000	2 494 970	10 340 788
Basalte 8/16	m ³	703,42	10 000	2 236 870	9 271 052
Bitume gravillonné 0/3	m ³	144,00	20 000	-	2 880 000
Total Matériaux					91 410 433
Coût Main d'œuvre					13 711 565
TOTAL du coût de construction					105 121 998

Tableau 6.1 : Calcul du coût de construction de la chaussée en BCR

VI.2.3. Chaussée souple

- la couche de roulement est en Béton bitumineux d'épaisseur 7 cm, de largeur 7.2 m. et de masse volumique 2.4 tonne/m³ ;
- la couche de base est en Grave-bitume d'épaisseur 18 cm, de largeur 11.2 m.
- la couche de fondation est en Graveleux latéritique cru d'épaisseur 30 cm, de largeur 11.8 m ;

Les différentes épaisseurs ont été choisies en consultant le catalogue de dimensionnement de Ousmane MBODJ (pfe à l'Ecole Supérieure Polytechnique, 2003).

Le tableau qui suit donne un résumé des résultats obtenus :

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire en FCFA	Transport	Prix total
Revêtement	tonne	1 210,00	46 190	–	55 889 900
Base	m ³	2 016,00	41 760	8 334 144,00	92 522 304
Couche d'accrochage	m ²	11 200,00	77	–	862 400
Couche d'imprégnation	m ²	11 200,00	187	–	2 094 400
Fondation	m ³	3 540,00	4 500	14 634 360,00	30 564 360
Prix total des matériaux					181 933 364
Coût total de la main d'œuvre					32 748 006
Total du coût de construction en FCFA					214 681 370

Tableau 6.2 : Calcul du coût de construction de la chaussée souple

Comparaison des coûts globaux, de la première (1^{ère}) à la vingtième (20^{ème}) année de mise en service :

Chaussée souple

- l'entretien de la chaussée se fera tous les cinq (5) ans ; son coût est estimé à 1% du coût de construction ;
- la durée de vie de la chaussée est de quinze (15) ans ; délai au-delà duquel, on procédera au renforcement de la structure et le coût sera estimé à 20 % du coût de construction ;

Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Années	Travaux	Coût travaux	Coefficient d'actualisation	Coût actualisé
0	Construction	214 681 370	1,00	214 681 370
5	Entretien	2 146 814	0,68	1 461 085
10	Entretien	2 146 814	0,46	994 390
15	Renforcement	42 936 274	0,32	13 535 304
20	Entretien	2 146 814	0,21	460 595
Coût global en FCFA				231 132 744

Tableau 6.3 : Calcul du coût global de la chaussée souple

Chaussée en BCR :

Contrairement aux chaussées souples, les chaussées rigides ne nécessitent pas beaucoup d'entretien. Cependant, certains travaux seront effectués à la dixième (10^e) année de mise en service, représentant 1% du coût initial. Le renforcement sera effectué à la vingtième (20^e) année et représentera 20% du coût initial.

Nous obtenons les résultats suivants :

Années	Travaux	Coût travaux	Coefficient d'actualisation	Coût actualisé
0	Construction	105 121 998	1,00	105 121 998
10	Entretien	1 051 219	0,54	567 658
20	Renforcement	21 024 399	0,21	4 415 123
Coût global en FCFA				110 104 779

Tableau 6.4 : Calcul du coût global de la chaussée en BCR

Tableau récapitulatif :

	Chaussée en revêtement hydrocarboné	Chaussée en BCR
Coût total des matériaux	181 933 364	91 410 433
Coût main d'œuvre	32 748 006	13 711 565
Coût construction	214 681 370	105 121 998
Coût d'entretien et de renforcement	16 451 375	4 982 781
Coût global des travaux	231 132 744	110 104 779

Tableau 6.5 : Comparaison des coûts

Conclusion

L'analyse comparative dans le cadre de ce projet révèle un large avantage de la chaussée en BCR à celle en liant hydrocarboné ; soit 47 % d'économie.

Les coûts d'entretien et de renforcement de la chaussée souple sont 4 fois supérieurs à ceux de la chaussée en BCR.

Par ailleurs, le ciment qui constitue 59 % du coût total des matériaux de la chaussée en BCR est fabriqué par des sociétés nationales, contrairement aux liants hydrocarbonés qui sont des produits importés et coûtant chers.

CONCLUSION

Ce projet avait pour objectifs de valoriser l'utilisation du Béton Compacté au Rouleau (BCR) comme revêtement des chaussées. Ceci passe donc par la production d'un document susceptible de synthétiser les connaissances actuelles dans le domaine de la technologie des revêtements en BCR, depuis l'étape de la formulation du béton, jusqu'aux prescriptions techniques à respecter au cours de la réalisation, en passant par la conception et le dimensionnement de la structure.

Les résultats expérimentaux ont démontré que le choix d'une distribution granulométrique optimale permet de diminuer très significativement le volume des vides d'un mélange granulaire et par conséquent de minimiser le volume de pâte nécessaire pour produire un BCR pour revêtement routier, possédant des caractéristiques optimales, nécessitant des coûts de fabrication moins élevés. En ce sens, l'une des qualités les plus représentatives du BCR, à savoir la résistance en compression a été déterminée à partir d'éprouvettes confectionnées au laboratoire ; le résultat fut concluant : 33MPa en moyenne au bout de 28 jours de mûrissement. De même, la résistance en traction est de 4 MPa en moyenne. D'ailleurs, cette résistance serait beaucoup plus élevée avec l'apport d'ajouts cimentaires comme les cendres volantes ou les fumées de silice.

D'autre part, l'application du BCR au tronçon Diamniadio-Mbour montre qu'un revêtement d'épaisseur 30 cm reposant sur une couche drainante de 10 cm en graveleux latéritique crue, permet de reprendre toutes les sollicitations imposées par les pneumatiques, et ce, avec une réduction du coût global de construction de 47 % par rapport à l'option revêtement en béton bitumineux sur couches de base et de fondation.

Et pour ce qui est de l'uni de surface, l'étude préconise le recours à une mince couche de bitume gravillonné 0/3 dosé à 20 l/m² et qui sera enduit sur le revêtement en BCR ; ceci assure le confort à un coût assez abordable.

Dans tous les cas, le BCR constituerait une nouvelle alternative pour la construction des revêtements routiers, d'autant plus réunit aussi bien économie, facilité et rapidité de mise en place que durabilité, imperméabilité et résistances mécaniques importantes. Les chaussées en BCR ne requièrent pratiquement pas de travaux d'entretien ; ce qui épargnera à l'Etat du Sénégal d'investir dans des programmes coûteux tels que le Programme d'Entretien Routier Annuel (PERA). En plus, l'importation du bitume pourrait être limitée au profit du développement du secteur de la cimenterie laquelle se trouve être une industrie locale ; ceci induit donc un accroissement de l'économie nationale combinée à une baisse du taux de chômage.

RECOMMANDATIONS

Au terme de notre étude, nous tenons à fournir les recommandations suivantes :

1. Pour une meilleure connaissance de la technologie du BCR, des études doivent être menées, par exemple, l'étude de la variation de la compacité du BCR en fonction des propriétés des différents constituants;
2. Une planche d'essai doit être exécutée afin d'observer le comportement du matériau dans le temps, et en tirer des conclusions relatives au coût d'exploitation, d'entretien;
3. A l'image des pays comme la France, l'Espagne, il devient nécessaire d'élaborer des catalogues de structures types de chaussée où des variantes en BCR seront incorporées.

ANNEXES

1. Analyse granulométrique du basalte 3/8

Poids initial = 3500 g				
Modules AFNOR	Tamis (mm)	Poids refus cumulés	% refus cumulés	% tamisât cumulés
41	10	0	0,00	100,00
40	8	85	2,43	97,57
39	6,3	805	23,00	77,00
37	4	2115	60,43	39,57
36	3,15	2730	78,00	22,00
35	2,5	3065	87,57	12,43
32	1,25	3315	94,71	5,29
30	0,8	3350	95,71	4,29
29	0,63	3362,52	96,07	3,93
28	0,5	3365,77	96,16	3,84
27	0,4	3371,16	96,32	3,68
26	0,315	3377,24	96,49	3,51
D max		8		
Delta fines		106		

Annexe 1 : Résultats de l'analyse granulométrique du basalte 3/8.

2. Analyse granulométrique du basalte 8/16

Poids initial = 5000 g				
Modules AFNOR	Tamis (mm)	Poids refus cumulés	% refus cumulés	% tamisât cumulés
45	25	0	0,00	100,00
43	16	325	6,50	93,50
41	10	3755	75,10	24,90
40	8	4615	92,30	7,70
39	6,3	4960	99,20	0,80
38	5	4990	99,80	0,20
37	4	4995	99,90	0,10
36	3,15	4996,4	99,93	0,07
32	1,25	4996,6	99,93	0,07

D max	16
Delta fines	3

Annexe 2 : Résultats de l'analyse granulométrique du basalte 8/16.

3. Analyse granulométrique du sable

Modules AFNOR	Tamis (mm)	Poids refus cumulés	Poids initial = 1500 g	
			% refus cumulés	% tamisât cumulés
35	2,5	0	0,00	100,00
34	2	2,21	0,15	99,85
32	1,25	18,99	1,27	98,73
30	0,8	22,72	1,51	98,49
29	0,63	29,62	1,97	98,03
28	0,5	47,5	3,17	96,83
27	0,4	116,81	7,79	92,21
26	0,315	348,85	23,26	76,74
25	0,25	466,51	31,10	68,90
24	0,2	744,78	49,65	50,35
23	0,16	994,24	66,28	33,72
22	0,125	1268,92	84,59	15,41
21	0,1	1428,54	95,24	4,76
19	0,063	1472,69	98,18	1,82
18	0,05	1479,65	98,64	1,36
17	0,04	1481,74	98,78	1,22
D max		1		
Delta fines		18		

Annexe 3 : Résultats de l'analyse granulométrique du sable.

4. Courbe de Fuller – Thompson pour différentes valeurs de D

D = 5 mm		D = 8mm		D = 16 mm		D = 20 mm	
Tamis (mm)	% T.C.	Tamis (mm)	% T.C.	Tamis (mm)	%T.C.	Tamis (mm)	% T.C.
5	100,00	8	100,00	16	100,00	20	100,00
4	90,45	6,3	89,81	12,5	89,49	16	90,45
3,15	81,23	5	80,94	10	80,94	12,5	80,94
2,5	73,20	4	73,20	8	73,20	10	73,20
2	66,21	3,15	65,74	6,3	65,74	8	66,21
1,6	59,88	2,5	59,25	5	59,25	6,3	59,46
1,25	53,59	2	53,59	4	53,59	5	53,59
0,8	43,84	1,6	48,47	3,15	48,13	4	48,47
0,5	35,48	1,25	43,37	2,5	43,37	3,15	43,53
0,315	28,82	0,8	35,48	2	39,23	2,5	39,23
0,25	25,97	0,5	28,72	1,6	35,48	2	35,48
0,2	23,49	0,315	23,33	1,25	31,75	1,6	32,09
0,125	19,01	0,25	21,02	0,8	25,97	1,25	28,72
0,08	15,55	0,2	19,01	0,5	21,02	0,8	23,49
0,04	11,39	0,125	15,39	0,315	17,08	0,5	19,01
0	0,00	0,08	12,59	0,25	15,39	0,315	15,44
		0,04	9,22	0,2	13,92	0,25	13,92
		0	0,00	0,125	11,27	0,2	12,59
				0,08	9,22	0,125	10,19
				0,04	6,75	0,08	8,34
				0	0,00	0,04	6,10
						0	0,00

Annexe 4 : Tableau des valeurs pour le tracé des courbes de Fuller-Thompson pour différentes valeurs de D.

5. Teneur en eau naturelle des granulats

	Basalte 8/16	Basalte 3/8	Sable de dune
tare (g)	64,41	67,3	67,03
m. humide + tare (g)	547,02	376,4	206,13
m. sèche + tare (g)	546,38	375,67	205,75
masse eau (g)	0,64	0,73	0,38
poids sec (g)	481,97	308,37	138,72
w (%)	0,13	0,24	0,27
gamma h (kg/m ³)	1485	1485	1075
gamma d (kg/m ³)	1483,030708	1481,492883	1072,063264

Annexe 5 : Résultats de la mesure de la teneur en eau des différents granulats.

6. Equivalent de sable

N° échantillon	1	2
Heure Introduction	10h20	10h25
Heure Agitation	10h30	10h35
Heure Mesure	10h54	10h58
Hauteur Floculat (cm)	25,4	26,0
Hauteur Sable (cm)	9,9	9,7
Equivalent Sable (ES)	39,0%	37,3%
Moyenne ES	38,1%	

Annexe 6 : Résultats de la détermination de l'équivalent de sable.

7. Absorptivité

Masse saturée superficiellement sec	5000 g
Masse étuve	4990 g
Absorptivité	0,20 %

Annexe 7 : Résultats de la mesure de l'absorptivité du basalte.

8. Poids spécifique du basalte

Numéro du pycnomètre		A	B
Poids du pycnomètre seul	P1	270,37	279,08
Poids du pycnomètre + liquide	P2	1245,24	1255,25
Poids du pycnomètre + matériau	P3	370,17	378,78
Poids du pycnomètre + liquide + matériau	P4	1312,26	1320,74
Température de l'eau	T (°C)	26,00	26,00
Densité de l'eau	d	1,00	1,00
Poids spécifique du basalte	γ_s	3,03	2,91
Poids spécifique moyenne (kg/m ³)		2,970	

Annexe 8 : Résultats de la détermination du poids spécifique du basalte.

9. Poids spécifique du sable

Numéro du pycnomètre		2	5
Poids du pycnomètre seul	P1	173,63	182,44
Poids du pycnomètre + liquide	P2	669,29	677,72
Poids du pycnomètre + matériau	P3	224,19	233,06
Poids du pycnomètre + liquide + matériau	P4	700,34	709,43
Température de l'eau	T (°C)	26,00	26,00
Densité de l'eau	d	1,00	1,00
Poids spécifique du sable	γ_s	2,58	2,67
Poids spécifique moyenne (kg/m ³)		2,626	

Annexe 9 : Résultats de la détermination du poids spécifique du sable.

10. Los Angeles sur basalte 8/16

Masse totale	Masse après séchage	Perte	LA
(g)	(g)	(g)	(%)
5000	4385	615	12,3

Annexe 10 : Résultats de l'essai de Los Angeles sur le basalte 8/16.

11. Confection des éprouvettes :

Masse moule (kg)	4,575
Volume éprouvette (cm³)	2090,73

n° éprouvette	Béton frais + tare (kg)	M. volumique frais (kg/m ³)
1	10,40	2786,11
2	10,41	2788,50
3	10,36	2764,58
4	10,37	2771,76
5	10,36	2766,98
6	10,33	2752,63
7	10,33	2750,24
8	10,36	2764,58
Moyenne	10.36	2767.77

Annexe 11 : Résultats de la détermination de la masse volumique du BCR frais.

12. Résistance en compression des éprouvettes de BCR

COMPRESSION	N° éprvte	Masse (Kg)	Volume (m ³)	ρ (Kg/m ³)	Section (m ²)	Force (KN)	σ (MPa)
	1	5,77	0,002091	2759,802	0,009503	290	30,52
	2	5,81	0,002091	2778,934	0,0095	315	33,15
	3	5,78	0,002091	2764,585	0,0095	340	35,78
	4	5,785	0,002091	2766,976	0,0095	290	30,52
Masse volumique moyenne				2767,57	Compression moyenne fc28		33

Annexe 12 : Résistances en compression des différentes éprouvettes de BCR à 28 jours.

13. Résistance en traction des éprouvettes de BCR

TRACTION PAR FENDAGE	N° éprouvte	Masse (Kg)	Volume (m ³)	ρ (Kg/m ³)	$\pi \cdot D \cdot L$ (m ²)	Force (KN)	σ (MPa)
	5	5,79	0,002091	2769,368	0,076027	180	4,74
	6	5,77	0,002091	2759,802	0,076027	150	3,95
	7	5,63	0,002091	2692,839	0,076027	128	3,37
	8	5,775	0,002091	2762,193	0,076027	152	4,00
	Masse volumique moyenne			2746,05	Traction moyenne fr28		4

Annexe 13 : Résistances en traction par fendage des différentes éprouvettes de BCR à 28 jours.

14. Classification des sols de plateforme [1]

	Description	Comportement si absence de gel		Gélinvite	Compressibilité et gonflement	Drainage	Valeur approximative de k [5.5] (MPa/m)
		Matériau de sous-fondation	Matériau de fondation				
GW	Gravier bien calibré, ou mélange gravier-sable; peu ou pas de grain fin	Excellent	Bon	Nil à très faible	Presque nuls	Excellent	150 et +
GP	Gravier mal calibré, ou mélange gravier-sable; peu ou pas de grains fins	Bon à excellent	Médiocre à bon	Nil à très faible	Presque nuls	Excellent	90 à 150
GM	Gravier-silt, gravier-sable-silt Si L.L. < 25, I.P. < 5	Bon à excellent	Médiocre à bon	Faible à appréciable	Très faibles	Médiocre à pauvre	72 à 180
		Bon	Mauvais à inacceptable	Faible à appréciable	Faibles	Pauvre à imperméable	72 à 150
GC	Gravier argileux, mélange gravier-sable-argile	Bon	Mauvais à inacceptable	Faible à appréciable	Faibles	Pauvre à imperméable	72 à 115
SW	Sable bien calibré, ou sable graveleux; peu ou pas de grains fins	Bon	Mauvais	Nil à très faible	Presque nuls	Excellent	72 à 115
SP	Sable mal calibré, ou sable graveleux; peu ou pas de grains fins	Médiocre à bon	Mauvais à inacceptable	Nil à très faible	Presque nuls	Excellent	52 à 80
SM	Sable silteux, mélange de sable-silt Si L.L. < 25, I.P. < 5	Médiocre à bon	Mauvais	Faible à grande	Très faibles	Médiocre à pauvre	52 à 115
		Médiocre	Inacceptable	Faible à grande	Faibles à moyens	Pauvre à imperméable	52 à 80
SC	Sable argileux, mélange de sable-argile	Mauvais à médiocre	Inacceptable	Faible à grande	Faibles à moyens	Pauvre à imperméable	52 à 72
ML	Silt inorg. et sable très fin, poussières de roche, sable très fin, silteux ou argileux, ou silt arg. de faible plasticité	Mauvais à médiocre	Inacceptable	Moyenne à grande	Faibles à moyens	Médiocre à pauvre	38 à 63
CL	Argile inorg. de faible plasticité, argile graveleuse, sableuse, silteuse, limon	Mauvais à médiocre	Inacceptable	Moyenne à grande	Moyens	Pratiquement imperméable	38 à 63
OL	Silt org., et mélange silt-argile org. de faible plasticité	Mauvais	Inacceptable	Moyenne à grande	Moyens à grands	Pauvre	48 et -
MH	Silt inorg. sol sableux très fin, ou silteux, micacé ou diatomacé, silt élastique	Mauvais	Inacceptable	Moyenne à très grande	Grands	Médiocre à pauvre	48 et -
CH	Argile inorg. de grande plasticité, argile limoneux	Mauvais	Inacceptable	Moyenne	Grands	Pratiquement imperméable	38 et -

OH	Argile inor. d'une plasticité moyenne à grande, silt organique	Mauvais à très mauvais	Inacceptable	Moyenne	Grands	Pratiquement imperméable	38 et -
PT	Terre noire et autres sols organiques, tombe	Inacceptable	Inacceptable	Faible	Grands	Médiocre à pauvre	

Annexe 14 : Classification des sols de plateforme [1]

15. Essais de fatigue sur le BCR [3]

Mélange	Flexion (MPa)	Nombre de cycles	Taux de chargement (%)
4A	6,6	1000000,00	60,94
4A	6,6	1000000,00	60,3
4A	6,6	370677,00	71,63
4A	6,6	128447,00	70,31
4A	6,6	172060,00	74,06
4A	6,6	633081,00	67,89
4B	6,6	1000000,00	66,26
4A	6,6	191092,00	72,07
5A	8,1	368141,00	66,38
5A	8,1	397304,00	65,85
5A	8,1	1000000,00	60,5
5A	8,1	382101,00	59,79
5B	8,1	689527,00	58,24
5B	8,1	36712,00	70,66
5A	8,1	1000000,00	58,01
5A	8,1	63523,00	64,67
3B	8,7	1000000,00	65,15
3A	8,7	142157,00	60,17
3A	8,7	905027,00	59,87
3A	8,7	43455,00	65,99
3A	8,7	843198,00	58,19
3A	8,7	905155,00	55,9
3A	8,7	608070,00	70,65
3A	8,7	1000000,00	50,73

2A	7,6	999468,00	67,57
2A	7,6	200078,00	73,08
2A	7,6	1000000,00	62,04
2A	7,6	1000000,00	56,85
2A	7,6	634680,00	65,00
2A	7,6	1000000,00	60,60
2A	7,6	111074,00	70,28
2B	7,6	1000000,00	67,97

Annexe 15 : Résultats d'essai de fatigue sur le BCR [3].

16. Indices de serrage

Procédés de mise en place	Indices de serrage K
Simple versement	4,1
Piquage	4,5
Vibration	4,75
Vibration + Compression 10 KPa	9
Demande en eau pour poudre	6,7

Annexe 16 : Valeurs de l'indice de serrage k pour différents procédés de mise en place [24]

17. Facteurs d'agressivité pour toute classe de matériaux

Trafic faible

Classe	T5	T4	T3-	T3+
CAM	0,4	0,5	0,7	0,8

Trafic moyen et fort

Structure	CAM
Bitumineuse h<20cm	0,8
Bitumineuse h≥20cm	1
semi-rigide	1,3
Béton	1,3
Sols, GNT & GRH	1

Annexe 17 : Valeurs du Coefficient d'Agressivité Moyen en fonction du trafic [11]

18. Classification des sols suivant la portance [11]

Portance des sols : Classification et essais					
Type	Examen visuel (essieu de 13 t)	Indice portant CBR	Module de déformation à la plaque E_{v2} (MPa)	Module de réaction du sol K (daN/cm ²)	Type de sol
0	Circulation impossible; sol inapte très déformable	$CBR \leq 3$	$E_{v2} \leq 15$	$K \leq 3$	Argiles fines saturées, sols tourbeux, faible densité sèche, sol contenant des matières organiques, etc.
1		$3 \leq CBR \leq 6$	$15 < E_{v2} \leq 30$	$3 < K \leq 5$	Limon plastiques, argileux et argilo plastiques, argiles à silex, alluvions grossières, etc. Très sensible à l'eau
2 ou PF ₁	Déformable	$6 \leq CBR \leq 10$	$30 < E_{v2} \leq 50$	$5 < K \leq 6$	Sables alluvionnaires argileux ou fins limoneux, graves argileuses ou limoneuses, sols marneux contenant moins de 35% de fines
3 ou PF ₂	Peu déformable	$10 \leq CBR \leq 20$	$50 < E_{v2} \leq 120$	$6 < K \leq 7$	Sables alluvionnaires propres avec fines < 5%, graves argileuses ou limoneuses avec fines < 12%
4 ou PF ₃	Très peu déformable	$20 \leq CBR \leq 50$	$120 < E_{v2} \leq 250$	$7 < K \leq 15$	Matériaux insensibles à l'eau, sables et graves propres, matériaux

EX ou PF ₄		CBR > 50	E _{v2} > 250	K > 15	rocheux saints, etc., Chaussées anciennes
--------------------------	--	----------	-----------------------	--------	--

Annexe 18 : Classification des sols suivant la portance [11]

19. Résultats de la modélisation sur Ecoroute

- Epaisseur revêtement = 15 cm :

Contraintes et déformations au niveau de l'axe :

```

*****
* CHAUSSEE * NZ axe * EZ axe * NR axe * ER axe
*
*****
* H =15.00 * -0.00 * -3.17 E-5 * 13.83 * 3.00 E-5
* E = 2.8E+05 * * * *
* EE = 0.25 * 0.42 * 3.48 E-5 * -14.73 * -3.29 E-5
** DECOLLE *****
* H =10.00 * 0.42 * 0.69 E-5 * 0.53 * 4.41 E-5
* E = 4.1E+03 * * * *
* EE = 0.35 * 0.40 * 7.06 E-5 * 0.19 * 0.05 E-5
** COLLE *****
* H = 00 * 0.40 * 19.46 E-5 * 0.21 * 0.05 E-5
* E = 1.4E+03 * * * *
* EE = 0.35 * * * *
*****
    
```

Contraintes et déformations transversales:

```

*****
* CHAUSSEE * NT ROUE * ET ROUE * NT axe * ET axe *
*
*****
* H =15.00 * 24.64 * 6.37 E-5 * 21.68 * 6.51 E-5
* E = 2.8E+05 * * * *
* EE = 0.25 * -23.27 * -6.65 E-5 * -22.53 * -6.77 E-5
** DECOLLE *****
* H =10.00 * 0.61 * 6.20 E-5 * 0.59 * 6.40 E-5
* E = 4.1E+03 * * * *
* EE = 0.35 * 0.13 * -1.57 E-5 * 0.14 * -1.64 E-5
** COLLE *****
* H = 00 * 0.18 * -1.57 E-5 * 0.19 * -1.64 E-5
* E = 1.4E+03 * * * *
* EE = 0.35 * * * *
*****
    
```

- Epaisseur revêtement = 20 cm :

Contraintes et déformations verticales au niveau de l'axe :

* CHAUSSEE	* NZ axe	* EZ axe	* NR axe	* ER axe
* H =20.00	* -0.00	* -2.18 E-5	* 9.60	* 2.11 E-5
* E = 2.8E+05				
* EE = 0.25	* 0.27	* 2.49 E-5	* -11.23	* -2.65 E-5
** DECOLLE				
* H =10.00	* 0.27	* 0.48 E-5	* 0.34	* 2.88 E-5
* E = 4.1E+03				
* EE = 0.35	* 0.26	* 4.03 E-5	* 0.14	* 0.31 E-5
** COLLE				
* H = 00	* 0.26	* 11.89 E-5	* 0.14	* 0.31 E-5
* E = 1.4E+03				
* EE = 0.35				

Contraintes et déformations transversales:

* CHAUSSEE	* NT ROUE	* ET ROUE	* NT axe	* ET axe
* H =20.00	* 17.76	* 4.38 E-5	* 14.78	* 4.42 E-5
* E = 2.8E+05				
* EE = 0.25	* -15.65	* -4.45 E-5	* -15.54	* -4.57 E-5
** DECOLLE				
* H =10.00	* 0.37	* 3.74 E-5	* 0.37	* 3.84 E-5
* E = 4.1E+03				
* EE = 0.35	* 0.11	* -0.46 E-5	* 0.12	* -0.50 E-5
** COLLE				
* H = 00	* 0.13	* -0.46 E-5	* 0.13	* -0.50 E-5
* E = 1.4E+03				
* EE = 0.35				

- Epaisseur revêtement = 25 cm :

Contraintes et déformations verticales au niveau de l'axe :

* CHAUSSEE	* NZ axe	* EZ axe	* NR axe	* ER axe
* H =25.00	* -0.00	* -1.57 E-5	* 6.77	* 1.45 E-5
* E = 2.8E+05				
* EE = 0.25	* 0.18	* 1.87 E-5	* -8.83	* -2.15 E-5
** DECOLLE				
* H =10.00	* 0.18	* 0.35 E-5	* 0.23	* 2.03 E-5
* E = 4.1E+03				
* EE = 0.35	* 0.18	* 2.57 E-5	* 0.11	* 0.35 E-5
** COLLE				
* H = 00	* 0.18	* 7.98 E-5	* 0.10	* 0.35 E-5
* E = 1.4E+03				
* EE = 0.35				

Contraintes et déformations transversales :

```

*****
* CHAUSSEE * NT ROUE * ET ROUE * NT axe * ET axe *
* * * * *
*****
* H =25.00 * 14.01 * 3.30 E-5 * 10.85 * 3.27 E-5 *
* E = 2.8E+05 * * * * *
* EE = 0.25 * -11.27 * -3.19 E-5 * -11.43 * -3.31 E-5 *
** DECOLLE *****
* H =10.00 * 0.25 * 2.49 E-5 * 0.25 * 2.56 E-5 *
* E = 4.1E+03 * * * * *
* EE = 0.35 * 0.09 * -0.06 E-5 * 0.10 * -0.09 E-5 *
** COLLE *****
* H = 00 * 0.09 * -0.06 E-5 * 0.10 * -0.09 E-5 *
* E = 1.4E+03 * * * * *
* EE = 0.35 * * * * *
*****
    
```

Épaisseur revêtement = 30 cm :

Contraintes et déformations verticales au niveau de l'axe :

```

*****
* CHAUSSEE * NZ axe * EZ axe * NR axe * ER axe *
* * * * *
*****
* H =30.00 * -0.00 * -1.24 E-5 * 5.14 * 1.06 E-5 *
* E = 2.8E+05 * * * * *
* EE = 0.25 * 0.11 * 1.51 E-5 * -7.43 * -1.85 E-5 *
** DECOLLE *****
* H =10.00 * 0.11 * -0.11 E-5 * 0.16 * 1.55 E-5 *
* E = 4.1E+03 * * * * *
* EE = 0.35 * 0.11 * 1.49 E-5 * 0.07 * 0.30 E-5 *
** COLLE *****
* H 00 * 0.11 * 6.24 E-5 * 0.06 * 0.30 E-5 *
* E = 1.1E+03 * * * * *
* EE = 0.35 * * * * *
*****
    
```

Contraintes et déformation transversales :

```

*****
* CHAUSSEE * NT ROUE * ET ROUE * NT axe * ET axe *
* * * * *
*****
* H =30.00 * 12.03 * 2.73 E-5 * 8.72 * 2.65 E-5 *
* E = 2.8E+05 * * * * *
* EE = 0.25 * -8.82 * -2.49 E-5 * -9.08 * -2.59 E-5 *
** DECOLLE *****
* H =10.00 * 0.17 * 1.82 E-5 * 0.17 * 1.88 E-5 *
* E = 4.1E+03 * * * * *
* EE = 0.35 * 0.06 * 0.05 E-5 * 0.06 * 0.02 E-5 *
** COLLE *****
* H = 00 * 0.06 * 0.05 E-5 * 0.06 * 0.02 E-5 *
* E = 1.1E+03 * * * * *
* EE = 0.35 * * * * *
*****
    
```

Annexe 19 : Résultats de la modélisation sur Ecoroute

20. Références normatives

Chaussées en BCR

- NF P 98-128 - Assises de chaussées. Bétons compactés routiers et graves traitées aux liants hydrauliques et pouzzolaniques à hautes performances ;
- NF P 98-115 de janvier 1992 : Exécution des corps de chaussées.

Essais sur le béton frais

- NF EN 12350-1, Essai pour béton frais — Partie 1 : Prélèvement ;
- NF EN 12350-2, Essai pour béton frais — Partie 2 : Essai d'affaissement ;
- NF EN 12350-3, Essai pour béton frais — Partie 3 : Essai Vébé ;
- NF EN 12350-4, Essai pour béton frais — Partie 4 : Degré de compactibilité ;
- NF EN 12350-5, Essai pour béton frais — Partie 5 : Essai d'étalement à la table à choc ;
- NF EN 12350-6, Essai pour béton frais — Partie 6 : Masse volumique ;
- NF EN 12350-7, Essai pour béton frais — Partie 7 : Teneur en air — Méthode de la compressibilité.

Essais sur le béton durci

- NF EN 12390-1, Essai pour béton durci — Partie 1 : Forme, dimensions et autres exigences relatives aux éprouvettes et aux moules ;
- NF EN 12390-2, Essai pour béton durci — Partie 2 : Confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance ;
- NF EN 12390-3:1999, Essai pour béton durci — Partie 3 : Résistance à la compression des éprouvettes ;
- NF EN 12390-6, Essai pour béton durci — Partie 6 : Résistance en traction par fendage d'éprouvettes ;
- NF EN 12390-7, Essai pour béton durci — Partie 7 : Masse volumique du béton.

Exécution des chaussées

- NF P 98-115 - Exécution des corps de chaussées. Constituants - Composition des mélanges et formulation - Exécution et contrôle ;
- NF P 98 -730 : Centrale de fabrication des bétons de ciment : Définition des types de centrales et essais pour la vérification des réglages.

Essais sur les granulats

- Norme NF EN 933-1 Détermination de la granularité ;
- Norme NF EN 933-8 Evaluation des fines – Equivalent de sable ;
- Norme NF EN 1097-2 Essai Los Angeles ;
- Norme NF EN 1097-6 Détermination de la masse volumique réelle et du coefficient d'absorption d'eau.

Annexe 20 : Références normatives

21. Photos prises au laboratoire



a. Mélange de BCR frais



b. Compactage du BCR



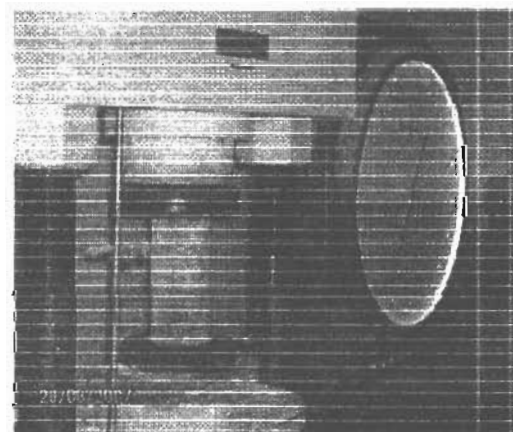
c. Détermination de la masse volumique humide



d. Détermination de la masse volumique à l'état durci



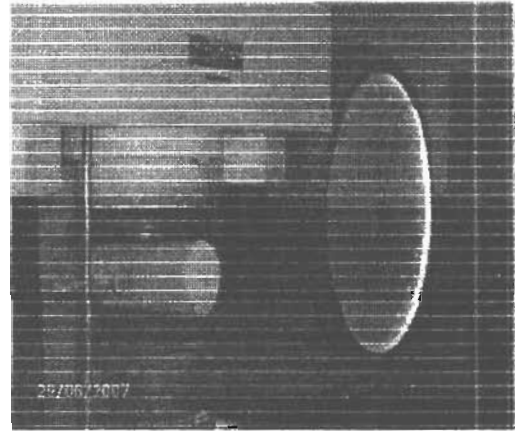
e. Surfaçage avec du soufre



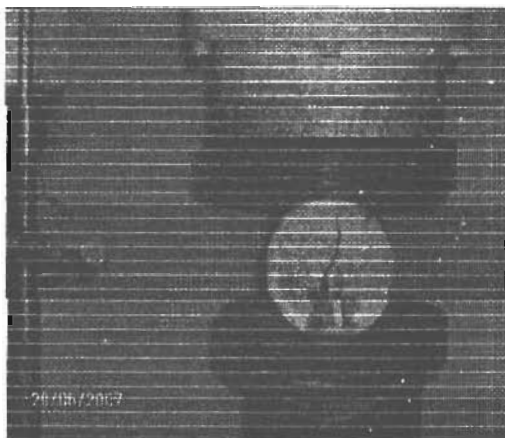
f. Résistance en compression du BCR



g. Rupture en compression



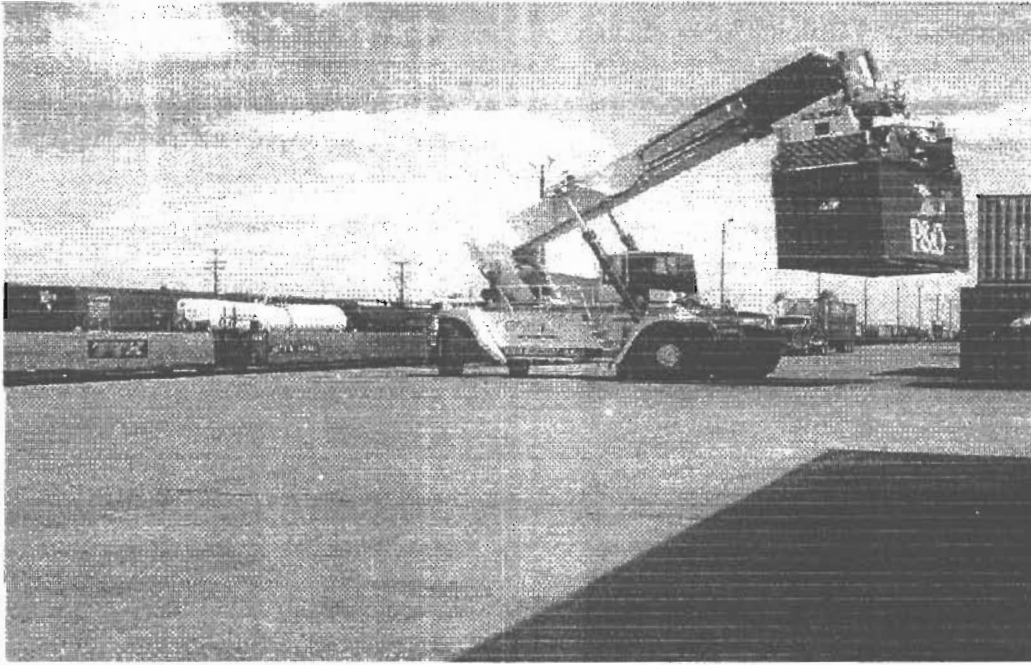
h. Résistance à la traction par fendage



g. Rupture à la traction par fendage

Annexe 21 : Photos prises au laboratoire

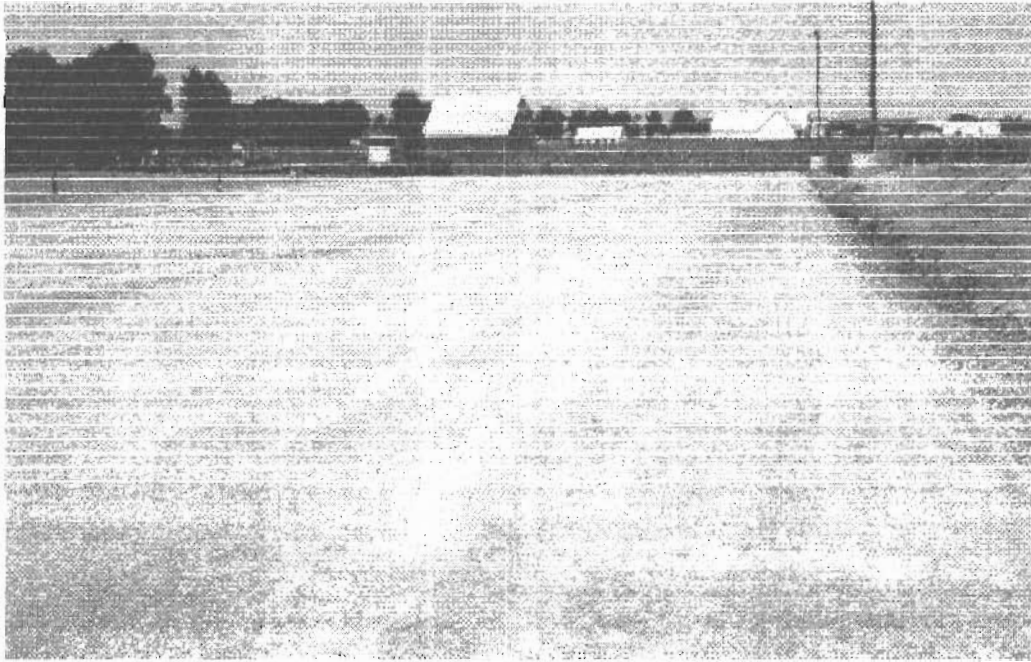
22. Photos illustratives de projets de BCR



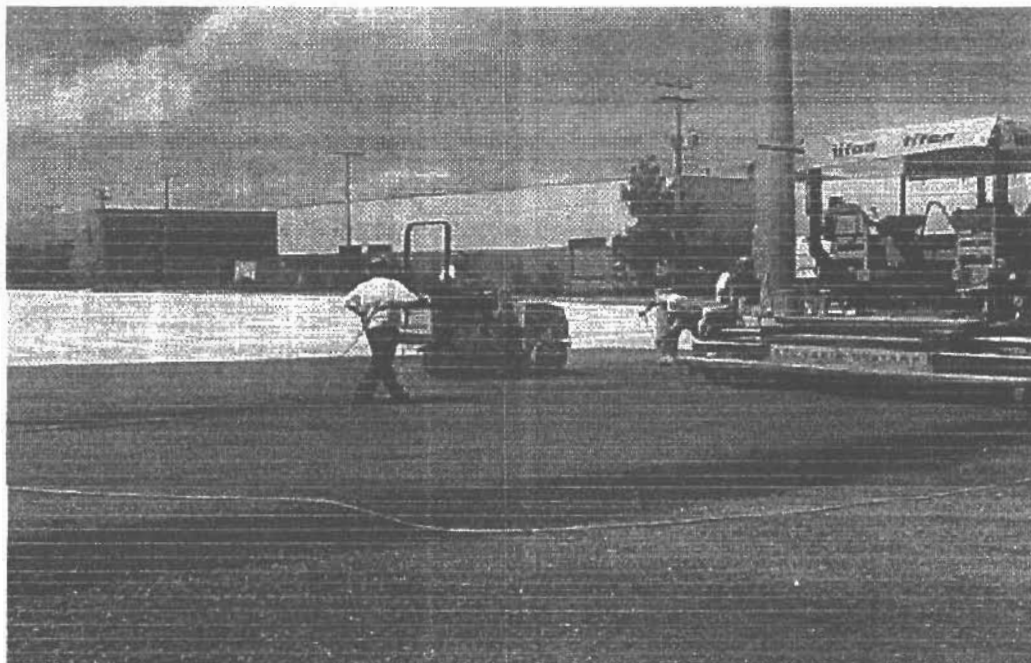
a. Chantier en cours de construction



b. Chantier en cours de construction



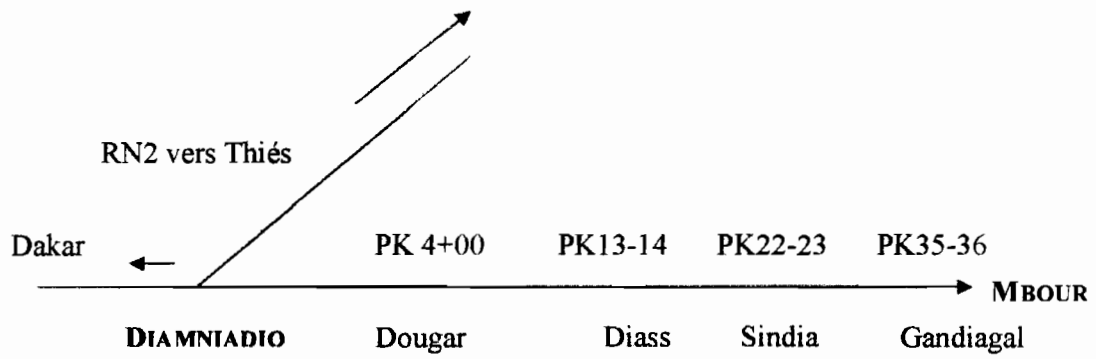
c. Chantier en cours de construction



d. Compactage du BCR

Annexe 22 : Photos illustratives de projets de BCR

23. Plan de situation du tronçon Diamniadio-Mbour



Annexe 23 : Plan de situation du tronçon Diamniadio-Mbour

REFERENCES

BIBLIOGRAPHIE

- [1] ASSOCIATION CANADIENNE DU CIMENT : *Conception et réalisation des revêtements en BCR*, 2001.
- [2] GAYE, Amadou : *Détermination de la teneur en eau optimale dans l'optique d'un béton de sable routier compacté* ; projet de fin d'étude à l'Ecole Polytechnique de Thiès, 1996.
- [3] GABRIEL J. Assaf : *Catalogue de dimensionnement des aires de circulations et de chargement en béton compacté au rouleau*.
- [4] GAGNE, Richard : *Méthode de formulation et d'optimisation des mélanges de BCR*, CRIB 2004.
- [5] GAGNE, Richard : *Les bétons compactés au rouleau- principes, application et nouveau développement BCR*, CRIB 2004.
- [6] AIDARA, Loubou : *Etude comparative de chaussée rigide et chaussée flexible dans le cadre du Sénégal*, projet de fin d'étude à l'Ecole Polytechnique de Thiès ,1989.
- [7] CIMBETON : *Voiries et Aménagements Urbains en Béton Tome 1 : Conception et dimensionnement*, 2000.
- [8] POLYCONSULT Ingénierie : *Projet de renforcement et d'élargissement de la Route Nationale N°1 (Tronçon Diam Niadio – Mbour), RAPPORT GEOTECHNIQUE*, 2001.
- [9] DIOP Moussa et GAINGAR Djénoukar : *Valorisation des chaussées rigides : exemple sur le lot 1, section Malick Sy-Patte d'oie de l'autoroute Dakar-Diamniadio* (projet de fin d'étude CRIF/BTP 2006).
- [10] STEOPOE, Alexandre : *La durabilité du béton*. Paris : Eyrolles ,1970.
- [11] LCPC-SETRA, Guide technique : *Conception et dimensionnement des structures de chaussée* ; 1994.
- [12] SEDRAN, Thierry et DE LARRARD, François : *RENE-LCPC : un logiciel pour optimiser la granularité des matériaux de génie civil*, 1994.
- [13] ZDIRI, Mustapha NEJI, Jamel BEN OUEZDOU, Monji EL OUNI Mohamed Ridha : *Formulation et Simulation des bétons compactés au rouleau : application aux matériaux de gisement locaux*, Colloque CMEDIMAT 2005.

- [14] BARON Jacques, OLLIVIER Jean-Pierre : *LES BETONS : Bases et données pour leur formulation.*
- [15] AFNOR : *Chaussée en béton de ciment, recueil des normes françaises, 1997.*
- [16] JEUFFROY Georges et SAUTEREY Raymond : *Chaussée en béton de ciment. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées 1989.*
- [17] GAGNON Luc: *Techniques routières, 1982.*
- [18] DOCUMENTATION TECHNIQUE : *Les traitements de surface des chaussées en béton.*
- [19] Association Internationale Permanente des Congrès de la Route (AIPCR) : *Emploi du béton compacté dans les chaussées, 1993.*
- [20] Service d'Expertise en Matériaux, Inc : *Frost Durability of Roller-compacted Concrete Pavements ; 2004.*
- [21] OTSAMA MBA Jean Paul : *Contribution à l'étude de l'influence des matériaux fins sur les propriétés rhéologiques et mécaniques du béton compacté au rouleau pour barrages, Thèses 1997.*
- [22] BERNIER Silzy : *Etude du potentiel d'entraînement d'air de certains tensioactifs dans les bétons secs, Thèses ,2000.*
- [23] Service d'Expertise en Matériaux, Inc : *Comparaison de la perméabilité à l'eau du béton compacté au rouleau et d'un mélange de béton conventionnel, 2005*
- [24] de LARRARD, François : *Prédiction de la compacité des bétons compactés au rouleau à l'aide d'un modèle d'empilement granulaire, 1999-2000.*

WEBOGRAPHIE

- [25] <http://www.la.refer.org/materiaux/default.html>
- [26] <http://www.cement.ca/>
- [27] www.bcr.cc/