

REPUBLIQUE DU SENEGAL
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR, DES UNIVERSITES ET DES
C.U.R



GC.0553

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

Titre :
**ETUDE DE MATERIAUX DE SUBSTITUTION A LA
LATERITE EN COUCHE DE BASE :
SABLE-BITUME ET BANCO-COQUILLAGE**

Auteurs : Tidiane Ibrahim DOUCOURE
Mamadou Doudou NDIAYE

Directeur interne : Pr. Ibrahima Khalil CISSE, Directeur de l'E.P.T

Directeur externe : Mr. Lamine CISSE, Directeur de l'Entretien Routier A.A.T.R.

Année académique : 2008 – 2009

DEDICACES

*À
Nos parents,
Nos frères, sœurs,
Nos ami(e)s et le personnel de l'E.P.T,
Pour l'affection, le soutien, les encouragements, les conseils, les
sacrifices connus et inconnus adressés à notre égard depuis le
début de notre formation.*

REMERCIEMENTS

Très sincères remerciements :

- Au Pr Ibrahima Khalil CISSE, Directeur de l'E.P.T., pour sa disponibilité, son encadrement et son soutien continus.

Au cours de notre formation vous nous avez dispensé un enseignement d'une haute valeur scientifique et vous avez pu rendre assimilable une matière aussi ardue que les routes.

Vous nous avez insufflé l'amour des routes. Aujourd'hui encore, vous nous faites l'honneur d'être notre encadreur. Nous vous en sommes infiniment reconnaissants.

- A M. Lamine CISSE, Directeur de l'entretien routier à l'A.A.T.R., pour la formulation du sujet, l'aide bibliographique, la supervision de l'étude et la disponibilité nonobstant les lourdes charges. Nous remercions par la même l'ensemble du personnel de l'A.A.T.R.

- A M. Mor GAYE, Chef d'Attente Régionale de AATR/ St-Louis, pour son accueil, sa disponibilité, son orientation et la mise à disposition d'un véhicule pour nos déplacements lors de nos descentes sur site.

- A M. Omar BA, Chef de division des Travaux Publiques de Louga, d'avoir bien voulu mettre à notre disposition des documents sur concernant ce projet.

Nos remerciements vont également à l'endroit de :

- Monsieur Mamadou SAMB Directeur Général msilab, pour avoir accepté de mettre à notre disposition les moyens humains et techniques nécessaires pour mener à bien nos études expérimentales. Egalement, nous remercions M. Pape NDAO et son équipe pour leur aide et leur collaboration lors des essais.

Nous ne saurons finir sans rendre un hommage sincère et plus que mérité à l'ensemble du corps professoral pour la qualité de l'enseignement dispensé et la justesse des conseils prodigués, cinq années durant. Vous avez toute notre gratitude.

SOMMAIRE

La construction routière constitue aujourd'hui une des priorités de la politique de développement économique et social des pays en développement tel que le Sénégal.

La rareté et la mauvaise répartition géographique des matériaux routiers usuels (latérite) conduisent à la recherche de matériaux de substitution disponible directement sur les sites de chantiers. C'est ainsi, qu'il s'est avéré intéressant d'étudier la possibilité d'utiliser le sable-bitume et le banco-coquillage en couche de base en construction routière.

Le but de ce projet était de voir dans quelles mesures ces matériaux pourraient être substitués à la latérite en couche de base et suivant quelles conditions de mise en œuvre, et ceci dans l'objectif de vulgariser leur utilisation.

Afin de faire des recommandations pertinentes, il a fallu dans un premier temps tirer des conclusions sur l'utilisation de ces matériaux au niveau de la RN2 et procéder enfin à des propositions de formulations.

Les résultats obtenus montrent que pour des formulations à base de sable conformes aux spécifications techniques admises en construction, les exigences de stabilité et de fluage sont facilement satisfaites pour des pourcentages de bitume raisonnables (inférieur à 6%). Quant aux formulations à partir du banco-coquillage, les résultats ont montré également, qu'une amélioration par un ajout de 2,5% de ciment offre une valeur de CBR largement supérieure à celle recommandée par le CEBTP pour les matériaux traités aux liants hydrauliques.

A partir des variantes retenues, une estimation du coût a été faite sur le tronçon Guéoul – Baralé. La comparaison du coût d'un kilomètre de couche de base avec ceux des variantes latérite crue et latérite traité au ciment, démontre que les mélanges réalisés à partir du sable de dune, de basalte 0/3 et de bitume 40/50 d'une part ainsi que le banco-coquillage amélioré à 2,5% de ciment d'autre part, constituent des substituts très économiques pouvant concurrencer les graveleux latéritiques dans les endroits où elles sont rares du fait de l'incidence des transports.

Cependant, il serait souhaitable d'étudier plus en détail le comportement de ces deux matériaux et aussi évaluer avec précision le coût de la mise en œuvre de chaque solution.

Mots clés : Sable-bitume, Banco-coquillage, Latérite, RN2.

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau I-1 Linéaire de routes classées en 2002 (en km)</i>	6
<i>Tableau I-2 Linéaire de routes classées en 2004 (en km)</i>	6
<i>Tableau I-3 Linéaire de routes classées en 2005 (en km)</i>	7
<i>Tableau I-4 Evolution globale de l'état du réseau routier</i>	8
<i>Tableau I-5 Evolution du débit journalier moyen par région</i>	10
<i>Tableau I-6 Classification du trafic des véhicules par type et par région</i>	10
<i>Tableau II-1 Performances minimales des matériaux traités au liant bitumineux</i>	33
<i>Tableau II-2 Caractéristiques minimales des sables enrobés à froid en fonction du trafic</i>	34
<i>Tableau II-3 Actions à entreprendre pour améliorer les performances</i>	35
<i>Tableau II-4 Caractéristiques minimales des sables enrobés à chaud en fonction du trafic</i>	40
<i>Tableau II-5 Composition chimique du banco-coquillage</i>	52
<i>Tableau IV-1 Modifications sur le projet d'exécution</i>	88
<i>Tableau V-1 Mélange sable de mer-bitume : Résultats essai Marshall</i>	99
<i>Tableau V-2 Mélange sable de dune (90%) et basalte (10%) - bitume : Résultats essai Marshall</i>	100
<i>Tableau V-3 Mélange sable de dune (80%) et basalte (20%) - bitume : Résultats essai Marshall</i>	100
<i>Tableau V-4 Mélange sable de dune (70%) et basalte (30%) - bitume : Résultats essai Marshall</i>	101
<i>Tableau V-5 Combinaisons retenues pour le sable-bitume</i>	101
<i>Tableau V-6 Variation du CBR en fonction du pourcentage de ciment</i>	102
<i>Tableau V-7 Prix de location des camions</i>	104
<i>Tableau V-8 Coûts variantes sable-bitume</i>	112
<i>Tableau V-9 Coûts variantes latérites</i>	112
<i>Tableau V-10 Discrétisation du linéaire en fonction du prix pour la comparaison sable-bitume / latérite</i>	114
<i>Tableau V-11 Comparaison coûts Banco-coquillage / variantes latérite</i>	115

*Tableau V-12 Discrétisation du linéaire en fonction du prix pour la comparaison
banco-coquillage / latérite..... 116*

LISTE DES FIGURES

<i>Figure I-1 Trafic interurbain, par type de véhicule en 2002.....</i>	<i>11</i>
<i>Figure III-1 Fissures transversales</i>	<i>55</i>
<i>Figure III-2 Fissures en pistes de roue</i>	<i>57</i>
<i>Figure III-3 Fissures longitudinales (hors pistes de roue)</i>	<i>58</i>
<i>Figure III-4 Fissures de joint</i>	<i>59</i>
<i>Figure III-5 Fissures latérales</i>	<i>60</i>
<i>Figure III-6 Fissures en carrelage ou faïençage</i>	<i>61</i>
<i>Figure III-7 Lézardes</i>	<i>63</i>
<i>Figure III-8 Peaux de crocodile.....</i>	<i>64</i>
<i>Figure III-9 Fissure polygonale</i>	<i>65</i>
<i>Figure III-10 Fissure d'adaptation</i>	<i>66</i>
<i>Figure III-11 Ornière à petit rayon.....</i>	<i>67</i>
<i>Figure III-12 Ornière à grand rayon</i>	<i>68</i>
<i>Figure III-13 Affaissement de rive.....</i>	<i>69</i>
<i>Figure III-14 Affaissement hors rive ou flache</i>	<i>70</i>
<i>Figure III-15 Soulèvement différentiel.....</i>	<i>71</i>
<i>Figure III-16 Bourrelet transversal</i>	<i>72</i>
<i>Figure III-17 Tôle ondulée.....</i>	<i>73</i>
<i>Figure III-18 Désenrobage et arrachement.....</i>	<i>75</i>
<i>Figure III-19 Placards</i>	<i>76</i>
<i>Figure III-20 Pelade</i>	<i>77</i>
<i>Figure III-21 Nids de poule</i>	<i>78</i>
<i>Figure III-22 Remontée de fines</i>	<i>80</i>
<i>Figure III-23 Epaufrures.....</i>	<i>81</i>
<i>Figure III-24 Plumage</i>	<i>82</i>
<i>Figure IV-1 Etat de la chaussée sur la planche expérimentale.....</i>	<i>92</i>
<i>Figure IV-2 Dégradations sur Baralé – Saint-Louis</i>	<i>92</i>
<i>Figure IV-3 Sondage S1 sur Baralé – Saint-Louis</i>	<i>93</i>
<i>Figure IV-4 Sondage S2 sur la planche expérimentale en sable-bitume</i>	<i>94</i>
<i>Figure V-1 Courbe du CBR en fonction de la teneur en ciment.....</i>	<i>102</i>

LISTE DES ANNEXES

<i>Annexe 1 : Essais sur le Sable-bitume</i>	<i>a</i>
<i>Annexe 2 : Essais sur le Banco-coquillage.....</i>	<i>n</i>
<i>Annexe 3 : Résultats Essais d'identification sur les matériaux provenant des sondages S1 et S2</i>	<i>q</i>
<i>Annexe 4 : Illustrations graphiques.....</i>	<i>u</i>

LISTE DES ABREVIATIONS ET SYMBOLES

Organismes et Programmes Routiers

AATR : Agence Autonome des Travaux routiers

DTP : Direction des Travaux Publics

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

NF : Norme Française

EN : Norme Européenne

CEBTP : Centre Expérimental de Recherches et d'Étude du Bâtiment et des Travaux Publics

CEREEQ : Centre Expérimental de Recherches et d'Études pour l'Équipement

AASHO : American Association of State Highway and Transportation Officials

SETRA : Service d'Étude Technique des Routes et Autoroutes

IST : Institut des Sciences de la Terre

PAST : Programme d'Ajustement Sectoriel des Transports

PERA : Programme Annuel d'Entretien Routier

Essai et grandeur

ES : Equivalent Sable

IP : Indice de Plasticité

LL : Limite de Liquidité

LP : Limite de Plasticité

Ic : Indice de consistance

LA : Essai Los Angeles

Rc : Résistance à la compression

Cu : Coefficient d'Uniformité

Cc : Coefficient de courbure

HB : Hubbard Field

CBR : Californian Bearing Ratio

OPM : Optimum Proctor Modifié

d/D : Il décrit les classes granulaires. d = dimension inférieure et D = dimension supérieure d'un granulat.

D_x : Diamètre du tamis qui laisse passer x % de matériaux.

γ : Poids volumique

GB : Grave-Bitume

S/B : Soufre/bitume

IRI : Indice de Rugosité International

HDM : Highway Design and Maintenance

S1: Sondage 1

S2 : Sondage 2

Trafic et Route

RN : Route Nationale

RR : Routes Régionales

RD : Routes Départementales

VU : Voiries urbaines

PR : Pistes répertoriées

T : Trafic

T_i : Classe de trafic i

DJM : Débit Journalier Moyen

PK : Point Kilométrique

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	i
REMERCIEMENTS	ii
SOMMAIRE	iii
LISTE DES TABLEAUX	iv
LISTE DES FIGURES	vi
LISTE DES ANNEXES	vii
LISTE DES ABREVIATIONS ET SYMBOLES	viii
TABLE DES MATIERES	x
INTRODUCTION GENERALE	1
1^{ère} Partie : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	4
Chapitre I : GENERALITES	4
I.1 PRESENTATION DU RESEAU ROUTIER SENEGALAIS	4
I.1.1 Classification du réseau routier Sénégalais.....	5
I.1.2 Répartition du réseau routier.....	5
I.1.3 Etude du réseau	7
I.1.4 Le trafic.....	8
I.2 GENERALITES SUR LA STRUCTURE D'UNE CHAUSSEE	12
I.2.1 La plate-forme.....	12
I.2.2 La couche de forme.....	13
I.2.3 Les sous couches	13
I.2.4 La couche de fondation.....	13
I.2.5 La couche de base	14
I.2.6 La couche de surface.....	14
I.3 LES FAMILLES DE STRUCTURES DE CHAUSSEE	15
I.3.1 Les chaussées souples	15
I.3.2 Les chaussées bitumineuses épaisses	16
I.3.3 Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques.....	16
I.3.4 Les chaussées à structure mixte	17
I.3.5 Les chaussées à structure inverse.....	18
I.3.6 Les chaussées en béton de ciment.....	19

I.4 LES MATERIAUX UTILISES EN GENERAL EN COUCHE DE BASE.....	20
I.4.1 Caractéristiques des matériaux pour couche de base	20
I.4.2 Nature des matériaux utilisables en couche de base	22
CONCLUSION.....	23
Chapitre II : UTILISATION DU SABLE BITUME ET DU BANCO-COQUILLAGE EN CONSTRUCTION ROUTIERE.	24
II.1 LE SABLE-BITUME.....	24
II.1.1 Les traitements à froid	25
II.1.1.1 Domaine d'emploi	25
II.1.1.2 Qualité des constituants.....	25
II.1.1.2.a Les sables.....	25
II.1.1.2.b Les liants.....	27
II.1.1.3 Méthodologie d'études.....	30
II.1.1.4 Aspects spécifiques de fabrication et de mise en œuvre.....	36
II.1.2 Traitement à chaud	39
II.1.2.1 Domaine d'emploi	39
II.1.2.2 Qualité des constituants.....	39
II.1.2.2.a Les sables.....	39
II.1.2.2.b Les liants.....	40
II.1.2.3 Performances recommandées	40
II.1.2.4 Améliorations envisageables lorsque le niveau de performance n'est pas atteint.	41
II.1.2.4.a Fines d'apport.....	41
II.1.2.4.b Sable de concassage ou de broyage.....	41
II.1.2.4.c Le Soufre.....	41
II.1.2.4.d Produits rigidifiants divers.....	42
II.1.2.4.e Dope d'adhésivité.....	43
II.1.2.4.f Pré-enrobage au ciment.....	43
II.1.2.5 Aspects spécifiques de fabrication et de mise en œuvre.....	43
II.1.2.5.a Fabrication.....	43
II.1.2.5.b Transport.....	43
II.1.2.5.c Répandage.....	44
II.1.2.5.d Compactage.....	44
II.1.2.5.e Problèmes particuliers.....	45
II.1.3 Eléments sur le comportement des sables traités au bitume pour assises	46
II.2 LE BANCO-COQUILLAGE	48
II.2.1 Techniques de localisation des amas coquilliers	49
II.2.2 Les différents essais sur le banco-coquillage	49
II.2.2.1 Essais d'identification.....	50
II.2.2.2 Essais chimiques.....	51
II.2.3 Les performances du matériau.....	52
CONCLUSION.....	53

Chapitre III : ETUDE DU COMPORTEMENT DES CHAUSSEES FLEXIBLES.	54
III.1 LES FISSURATIONS	55
III.1.1 Les Fissures transversales.	55
III.1.2 Les Fissures en piste de roue.	57
III.1.3 Les Fissures longitudinales (hors piste de roue).	58
III.1.4 Les Fissures de joint.	59
III.1.5 Les Fissures latérales.	60
III.1.6 Les Fissures en carrelage ou faïençage.	61
III.1.7 Les Lézardes.	63
III.1.8 Peaux de crocodile.	64
III.1.9 Fissure polygonale.	65
III.1.10 Fissure d'adaptation.	66
III.2 DEFORMATIONS DE SURFACE	67
III.2.1 Les Ornières.	67
III.2.1.1 Les Ornières à petit rayon.	67
III.2.1.2 Les Ornières à grand rayon.	68
III.2.2 Les Affaissements.	69
III.2.2.1 Les affaissements de rive.	69
III.2.2.2 Les affaissements hors rive ou flache.	70
III.2.3 Le Soulèvement différentiel.	71
III.2.4 Le bourrelet transversal.	72
III.2.5 La tôle ondulée.	73
III.3 DEFAUTS ET PERTES PONCTUELLES DU REVETEMENT.....	75
III.3.1 Désenrobage et arrachement ou déchaussement.	75
III.3.2 Les placards.	76
III.3.3 La Pelade.	77
III.3.4 Les Nids de poule.	78
III.3.5 Indentation ou glaçage.	79
III.3.6 La remontée de fines.	80
III.3.7 Les épaufrures.	81
III.3.8 Le plumage.	82
III.3.9 Le peignage.	83
CONCLUSION.....	84
2^{ème} Partie : ETUDE PROPREMENT DITE.....	85
Chapitre IV : ETUDE DE LA RN2 : LOUGA – SAINT-LOUIS.	85
IV.1 HISTORIQUE DU TRONCON	85
IV.2 PRESENTATION DU TRONCON.....	87
IV.3 MATERIAUX UTILISES.....	90
IV.4 ETUDE DE LA DEGRADATION DE LA ROUTE LOUGA-ST LOUIS.	91

IV.4.1 Diagnostic.....	91
IV.4.1.1 Inspection visuelle.....	91
IV.4.1.2 Sondages.....	93
IV.4.2 Essais de laboratoire.....	94
CONCLUSION.....	98
Chapitre V : ANALYSE ECONOMIQUE.....	99
V.1 LES DIFFERENTES VARIANTES.....	99
V.1.1 Pour le sable-bitume.....	99
V.1.2 Pour le Banco-coquillage.....	101
V.1.3 Variantes usuelles.....	102
V.1.3.1 Latérite non-traitée.....	102
V.1.3.2 Latérite traitée.....	103
V.2 ETUDE ECONOMIQUE.....	104
V.2.1 Latérite non traitée.....	104
V.2.2 Latérite traitée au ciment.....	105
V.2.3 Sable-bitume.....	106
V.2.3.1 Sable de mer.....	107
V.2.3.2 Sable de dune (90%) et basalte 0/3 (10%) - bitume.....	108
V.2.3.3 Sable de dune (80 %) et basalte 0/3 (20 %) – Bitume.....	109
V.2.3.4 Sable de dune (70%) et basalte 0/3 (30%) - bitume.....	110
V.2.4 Banco coquillage.....	110
V.2.5 Comparaison des coûts :.....	112
V.2.5.1 Variantes Sable-bitume / Variantes Latérite.....	112
V.2.5.2 Banco-coquillage / Variantes Latérite.....	115
CONCLUSION.....	117
CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS.....	118
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	121
ANNEXES.....	123
Annexe 1 : Essais sur le Sable-bitume.....	a
Annexe 2 : Essais sur le Banco-coquillage.....	n
Annexe 3 : Résultats Essais d'identification sur les matériaux provenant des sondages S1 et S2.....	q
Annexe 4 : Illustrations graphiques.....	u

INTRODUCTION GENERALE

La route, de par le rôle économique et social qu'elle joue sur le développement d'un pays, tient une place toute particulière parmi les différentes infrastructures de transport, telles que les voies ferroviaire et aérienne.

Au lendemain des indépendances, le Sénégal a connu d'importants projets qui ont occasionné des investissements assez lourds. Ce qui s'est traduit par un bond du linéaire de routes bitumées qui est passé aussi de 907 km en 1960 à environ 5000 km de nos jours.

Cependant au Sénégal un des défis majeurs au niveau de la construction routière est aujourd'hui la rareté des matériaux classiques (la latérite). Cette rareté de ces matériaux classiques entraîne des coûts de transport et des moyens d'exploitation des gisements assez élevés. L'ingénieur routier est ainsi appelé, dans un souci d'économie et de rentabilité, à chercher de nouveaux matériaux répondant aux spécifications exigées.

Dans le cadre du PAST, concernant les travaux de renforcement de la RN2 sur le tronçon Louga – Saint-Louis, un des problèmes les plus importants rencontrés était la rareté d'une carrière de matériaux classiques proche des zones où passe le tronçon. Pour cela, la carrière de latérite la plus proche était celle de Lam-Lam située à 100 km dans la région de Thiès. Dans la région de Louga, il a été constaté un manque de gisement de latérite, répondant aux critères du projet, exploitable pour les besoins du renforcement. Par contre, le sable de construction apparaît comme le matériau le plus uniformément réparti sur le territoire Sénégalais.

Egalement d'importantes carrières de banco-coquillage sont localisées à travers le pays sur sa partie Ouest, dont les plus grandes étendues se trouvent dans la partie Nord Ouest plus précisément dans la région de Saint Louis dont les principales carrières sont celles de Gandon, Dakar Bango et Rao.

On comprend ainsi, l'intérêt d'étudier la possibilité d'utiliser le sable-bitume et le banco-coquillage comme matériaux de substitution à la latérite dont le coût d'acheminement est manifestement élevé.

La présente étude de l'utilisation du sable-bitume ou du banco-coquillage en couche de base, en remplacement à la latérite traitée ou non, a pour objectif de voir dans quelles mesures ces solutions seront possibles tout en ne nuisant pas aux qualités techniques requises et ceci à moindre coût.

Pour réaliser ce travail demandé par l'AATR, nous avons d'abord procédé à une étude bibliographique pour recueillir l'ensemble des informations, des caractéristiques, des spécifications et des conditions de mise en œuvre concernant ces matériaux pour leur utilisation en couche de base de chaussée. Après cela, nous sommes passé à l'étude de la RN2 (Louga – Saint-Louis) où des tronçons ont été réalisés à partir de ces deux matériaux. Nous avons pu faire une analyse des données collectées, complétée par une descente sur le terrain pour mieux appréhender le comportement de la chaussée (dégradations etc.). Des propositions de formulation ont pu ainsi être données aussi bien pour le sable-bitume que pour le banco-coquillage, avant de passer à l'analyse économique à partir de laquelle nous avons tiré des recommandations.

Notre mémoire est composée de deux parties :

➤ **1^{ère} Partie : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

- 📖 Chapitre I : Généralités : il s'agit d'informations générales sur le réseau routier sénégalais, la structure d'une chaussée, les différentes familles de structures de chaussées et les types de matériaux utilisés en couche de base.
- 📖 Chapitre II : Utilisation du sable-bitume et du banco-coquillage en construction routière : il est question de développer de l'utilisation de ces matériaux en construction routière. Ainsi, pour chacun d'eux, nous avons parlé de leurs constituants, de leurs caractéristiques, mais aussi de leurs performances.
- 📖 Chapitre III : Etude du comportement des chaussées flexibles : il permet de traiter les dégradations, observées de manière générale, sur les chaussées à revêtement bitumineux. Ainsi pour chaque dégradation il a été mentionné ses causes probables, son évolution prévisible et ses dégradations associées ; et par la suite des propositions de remèdes pour la réparation.

➤ **2^{ème} Partie : ETUDE PROPREMENT DITE**

- 📖 Chapitre IV : Etude de la RN2 : il renseigne sur la structure de la chaussée (avec les sondages effectués) et sur les caractéristiques des matériaux mis en place à travers les essais d'identification réalisés. Aussi il a permis de donner l'état des deux tronçons en question (tronçon en sable-bitume : planche expérimentale de 300 m, et tronçon en banco-coquillage : Baralé Ndiaye – St-Louis).

- ✚ Chapitre V : Analyse économique : dans ce dernier chapitre, il est question dans un premier temps de l'analyse économique des variantes du sable-bitume et du banco-coquillage retenues comparées aux variantes de la latérite et dans un second temps de formuler des recommandations.

1^{ère} Partie : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre I : GENERALITES

I.1 PRESENTATION DU RESEAU ROUTIER SENEGALAIS

Depuis l'indépendance, le réseau routier classé était sous l'administration de la Direction des Travaux Publics (DTP) du Ministère de l'Équipement et des Transports Terrestres. Mais suite à une réforme intervenue dans le secteur des routes en 2000, l'Agence Autonome des Travaux Routiers (AATR) a reçu la délégation pour la maîtrise d'ouvrage déléguée sur le réseau classé. Elle est notamment chargée de la mise en œuvre des travaux de construction, d'entretien et de réhabilitation du réseau routier, dit « réseau routier classé », à la charge de l'Etat.

Le réseau routier est réparti en réseau classé et en réseau non classé.

Une route est dite classée si elle a fait l'objet d'un acte administratif de classement pris dans les formes réglementaires, soit préalablement à sa construction soit postérieurement.

En 2005 le réseau routier du Sénégal était de 14.805 km comprenant 10.000 km de routes non revêtues et 4.805 km de routes revêtues. Lorsqu'on ne tient pas compte des routes qui n'ont jamais fait l'objet d'aménagement (5.786,2 km de routes en terre), ce linéaire passe à 9.018,8 km et est réparti comme suit :

- Routes revêtues : 4.805 km (53,3%)
- Routes en terre : 4.213,8 km (46,7%)

Il ressort de l'analyse du réseau que le système routier sénégalais semble être déséquilibré; l'essentiel du réseau classé est situé à l'ouest d'une ligne allant de Dagana à Kolda. Mais, dans les circonstances actuelles, ce déséquilibre n'est toutefois qu'apparent.

En effet, la concentration du réseau routier revêtu aux alentours de la région de Dakar et dans les régions de l'Ouest s'explique par la forte concentration de la population et des activités commerciales ; cette partie du territoire regroupe 65 % de la population totale et 93 % de la production commerciale. A l'inverse, le réseau routier non revêtu se trouve largement dans les régions de l'Est et du Centre.

Le réseau routier classé est sous la responsabilité de l'Etat et le réseau non classé, situé dans les agglomérations urbaines, est géré par les communes.

I.1.1 Classification du réseau routier Sénégalais.

La loi n°74-20 du 24 juin 1974 et son décret d'application n°74-718 portent classification du réseau routier national et fixent le régime domanial de ce réseau. Ainsi, le classement administratif distingue cinq (5) classes de routes dont la hiérarchie est la suivante :

- ❖ les routes nationales (N) communément appelées RN qui assurent les liaisons à grande distance entre plusieurs régions administratives ou avec les Etats limitrophes ;
- ❖ les routes régionales (R) qui assurent la liaison entre différents chefs – lieux de département d'une même région ;
- ❖ les routes départementales (D) qui assurent la liaison entre différents chefs-lieux d'arrondissement ou de communautés rurales à l'intérieur d'un même département;
- ❖ les voiries urbaines (VU) qui assurent les liaisons à l'intérieur des centres urbains ;
- ❖ les pistes répertoriées (P) qui relient les routes départementales aux centres de production agricole ;

Le reste du réseau constitue le réseau non classé.

I.1.2 Répartition du réseau routier.

En 1960, année de l'indépendance du Sénégal, le réseau routier national était formé de 6.034 km de voies dont 907 km de routes revêtues, 2.097 km de routes nationales en terre, 966 km de routes régionales en terre et 2.064 km de pistes.

En 1978, le réseau était de 13.869 km dont 2.976 km de routes revêtues.

En 1992, le réseau avait une longueur totale de 14.280 km composés de :

- 4.046 km de routes bitumées, soient 28,3 % du réseau classé;
- et 10.234 km de routes non revêtues (71,7 % du réseau classé).

En 1996, le réseau a une longueur totale de 14.576 km composées de :

- 4.258 km de routes bitumées, soient 29,22 % du réseau classé ;
- 7 km de routes pavées;

- 10.311 km de routes non revêtues, soient 70,73 % du réseau classé.

Les tableaux I-1, I-2 et I-3 suivants présentent la répartition du réseau et donnent les pourcentages respectifs selon la catégorie et la nature de routes.

Catégorie de routes	Réseau total	Routes revêtues		Routes non revêtues	
	(km)	(km)	(%)	(km)	(%)
Routes nationales	3 364	2 857	85%	507	15%
Routes régionales	1 192	563	47%	629	53%
Routes départementales	5 640	813	14%	4 827	86%
Voiries urbaines	247	241	98%	6	2%
Pistes répertoriées	4 191	85	2%	4 106	98%
TOTAL	14 634	4 559	31%	10 075	69%

Tableau I-1 Linéaire de routes classées en 2002 (en km)

Catégorie de routes	Réseau total	Routes revêtues		Routes non revêtues	
	(km)	(km)	(%)	(km)	(%)
Routes nationales	3 364	2 857	85%	507	15%
Routes régionales	1 192	573	48%	619	52%
Routes départementales	5 640	859	15%	4 781	85%
Voiries urbaines	247	241	98%	6	2%
Pistes répertoriées	4 191	85	2%	4 106	98%
Routes à classer	107	107	100%		
TOTAL	14 741	4 722	32%	10 019	68%

Tableau I-2 Linéaire de routes classées en 2004 (en km)

Catégorie de routes	Réseau total	Routes revêtues		Routes non revêtues	
	(km)	(km)	(%)	(km)	(%)
Routes nationales	3 351,6507	2 844,6	85%	507	15%
Routes régionales	1 206,56	606,5	50%	600	50%
Routes départementales	5 667,8781	886,4	16%	4 781,4	84%
Voiries urbaines	250,2006	244,2	98%	6	2%
Pistes répertoriées	4 198,0106	91,6	2%	4 106,4	98%
Routes à classer	131,8	131,8	100%		
TOTAL	14 806	4 805	32%	10 001	68%

Tableau I-3 Linéaire de routes classées en 2005 (en km)

I.1.3 Etude du réseau

Ces dernières années, des campagnes d'inspection sommaire ont été réalisées périodiquement pour déterminer l'état du réseau routier classé après l'exploitation des résultats. Ces inspections sommaires ont abouti à l'élaboration d'une politique de récupération du réseau qui a permis de réhabiliter dans la période 2002-2006 plus de 819,2 km de routes revêtues et 1.651,5 km de routes non revêtues.

Le résultat obtenu est que l'état du réseau non revêtu a nettement évolué de 2002 à 2005 du fait d'importants programmes d'entretien périodique et/ou réhabilitation réalisés depuis 2002. En effet, le réseau en bon et moyen état est passé de 14 % à 67.9 % (compte non tenu des routes en terre non aménagées).

Par contre pour les routes revêtues, il y a lieu de noter que celles en bon état sont passées de 20,7 % à 37 % soit une progression de 16,3 % même si dans le même temps les routes jugées en moyen état sont passées de 36,4 % à 17,7 %.

Les conséquences directes des réalisations faites durant cette période se manifestent par une évolution globale de l'état du réseau qui peut être appréciée comme indiqué dans le tableau I-4 ci-après :

Routes revêtues	Année 2002	Année 2005
. Etat Bon	21%	37%
. Etat Moyen	36%	18%
. Etat Mauvais	43%	45%
Routes en terre	Année 2002	Année 2005
. Etat Bon	1%	39%
. Etat Moyen	13%	29%
. Etat Mauvais	86%	32%

Tableau I-4 Evolution globale de l'état du réseau routier

Il faut noter qu'en 2002, l'inspection n'a porté que sur 4.269 km. Les 290 Km restants étaient soit en travaux, soit programmés en réhabilitation. Si on comptabilise ces 290 km en considérant qu'ils étaient en mauvais état (travaux de réhabilitation), les résultats de 2002 deviendraient pour les routes revêtues : État bon et moyen 54 % et état mauvais 46 %.

I.1.4 Le trafic.

Les études de trafic constituent une approche essentielle de la conception des réseaux routiers. Elles permettent de faire des prévisions sur les réseaux routiers en tenant compte d'autres modes de transport susceptibles de venir en concurrence à la route. Ces prévisions sont nécessaires :

- pour définir les caractéristiques techniques des différents tronçons de route, constituant le réseau, qui doivent être adaptés au volume et à la nature des circulations attendues ;
- pour estimer les coûts de fonctionnement des véhicules dans le cas où ces coûts sont fonction du trafic, en circulation gênée, lorsqu'on s'approche de la saturation ;
- pour estimer les coûts d'entretien du réseau, qui sont fonction du volume de circulation ;
- pour apprécier la valeur économique des projets routiers, et en particulier, effectuer les calculs économiques d'optimisation de l'allocation des ressources financières affectées au réseau routier.

Le réseau routier, au Sénégal, est emprunté tous les jours par différentes catégories de véhicules. Parmi ces catégories il y a :

- Les véhicules particuliers ;
- Les camionnettes et minicars ;
- Cars et autocars ;
- Camionnettes marchandises ;
- Camions à deux essieux ;
- Camions de plus de deux essieux ;
- Ensemble articulé ;
- Voitures hippomobiles ;
- Cycles et motocycles.

Une comparaison des résultats des campagnes de comptage de 1996 et de 2002 confirme le constat d'une progression soutenue du trafic depuis 1996. Les chiffres de synthèse présentés ci-dessous ne concernent que le trafic interurbain seulement et donc ne retracent pas l'évolution des flux à l'intérieur de Dakar. Ils doivent également être relativisés étant donné les problèmes de comparabilité et de caractère partiel des données. Ils arrivent à la conclusion d'une augmentation générale des trafics supérieure à 6% par an en moyenne sur la période, qui se concentre en particulier sur des régions proches de Dakar (Thiès, Diourbel, Kaolack), comme l'indique le tableau I-5.

Région	DJM 1996	DJM 2002	Evolution moyenne annuelle en %
Dakar	5 961	7 828	4,6%
Thiès	2 169	3 548	8,5%
Diourbel	706	1 470	13%
Kaolack	627	1 045	8,9%
Fatick	524	438	-2,9%
Kolda	143	234	8,6%
Louga	289	492	9,2%
Saint-Louis	671	597	-1,9%
Tambacounda	155	353	14,7%
Ziguinchor	536	325	-8,0%
SENEGAL			6,3%

Tableau I-5 Evolution du débit journalier moyen par région

Le trafic est inférieur à 500 véh/j sur la majorité du réseau. On ne rencontre un trafic supérieur à 2000 véh/j que sur 10,9% du réseau classé.

La classification du trafic des véhicules par type et par région est donnée par le tableau I-6 suivant :

Région	Véhicules particuliers	Poids lourds	Circulation motorisée
Thiès	593 073	167 361	1 291 644
Dakar	235 334	72 812	563 580
Diourbel	224 708	66 069	476 345
Saint-louis	132 912	92 038	476 755
Louga	126 552	53 440	318 298
Kaolack	90 470	58 479	298 872
Tamba	84 724	60 356	318 610
Fatick	45 120	31 763	180 816
Kolda	28 233	27 927	105 268
Ziguinchor	35 973	32 567	133 684

Tableau I-6 Classification du trafic des véhicules par type et par région

La figure I-1 suivante nous renseigne sur la structure du trafic motorisé en interurbain, obtenue à travers une campagne nationale de comptage routier effectuée en 2002.

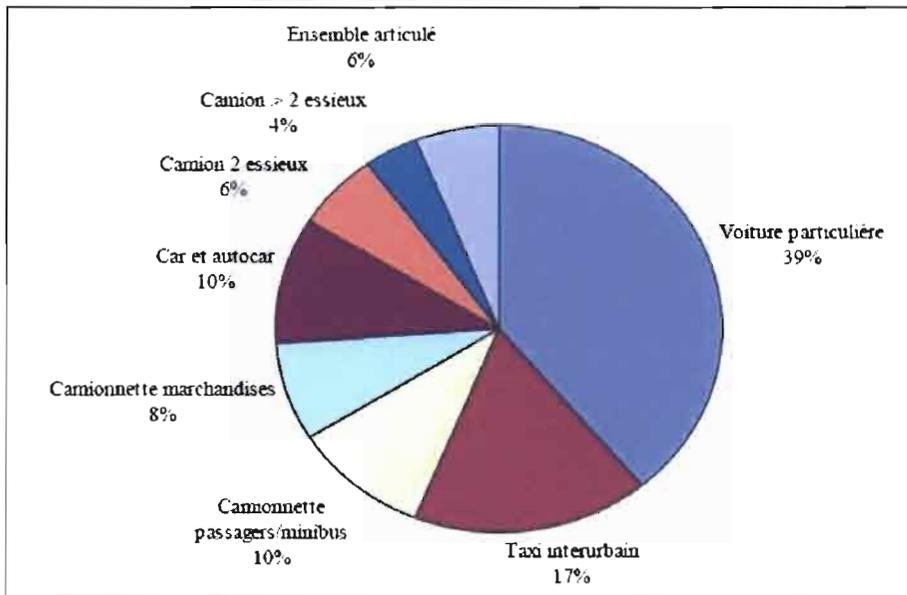


Figure I-1 Trafic interurbain, par type de véhicule en 2002

I.2 COMPOSITION D'UNE STRUCTURE ROUTIERE

Le terme chaussée désigne l'ensemble des couches reposant sur la plate-forme (ou sol support). Il existe deux principales catégories de chaussées : les chaussées souples ou flexibles et les chaussées rigides. La caractéristique principale d'une chaussée flexible, par rapport à une chaussée rigide, est son aptitude à se déformer sans se fissurer. Dans le cadre de ce travail nous ne traiterons que les chaussées souples.

Les chaussées souples sont constituées d'une assise (ou corps de chaussée) qui permet de répartir les contraintes créées par les charges roulantes (ou éventuellement statiques) et de les amener à un niveau compatible avec les caractéristiques du terrain naturel sur lequel est établie la chaussée. Elle comporte aussi, une couche de roulement ayant pour but essentiellement d'imperméabiliser l'assise et de la protéger contre l'agression du trafic. Les chaussées souples sont constituées de trois (3) ou plusieurs couches appelées de bas en haut : une couche de forme (qui est éventuelle), une ou deux (2) sous-couches (éventuelle (s)), une couche de fondation (éventuelle), une couche de base et une couche de surface (constituée éventuellement d'une couche de liaison et d'une couche de roulement).

I.2.1 La plate-forme.

La plateforme constitue l'infrastructure de la chaussée. Elle requiert un traitement tout particulier, puisque la plupart des méthodes de dimensionnement s'appuieront sur la résistance au poinçonnement du sol de plateforme.

Un bon sol de plateforme devrait avoir un CBR (Californian Bearing Ratio : indice de portance) supérieur à 5 pour permettre aux engins chantier de passer et devrait faire l'objet d'un bon compactage.

Ainsi, en fonction du CBR nous avons la classification suivante pour la plateforme :

- Infrastructures faibles $CBR < 5$
- Infrastructures moyennes $5 < CBR < 10$
- Infrastructures bonnes $10 < CBR < 20$
- Infrastructures excellentes $CBR > 20$

Si le sol de plateforme présente des caractéristiques telles que le CBR est faible, la teneur en eau élevée (argile), il faudrait l'améliorer ou le stabiliser (ajout d'un sol plus grossier ou traitement chimique : exemple à la chaux).

La plateforme est constituée d'un sol d'apport ou du sol naturel (sur lequel une couche de forme pourrait être mise).

I.2.2 La couche de forme

Elle est employée lorsque le terrain naturel présente des caractéristiques particulièrement médiocres et hétérogènes.

La couche de forme qui est rattachée aux terrassements dont elle constitue la partie supérieure doit notamment permettre le passage des engins de chantiers (zones marécageuses ou sableuses par exemple) ainsi que le compactage de la couche de fondation (qui serait impossible si le sol support était très compressible). Dans ce cas, elle diminue les déformations de la chaussée sous l'influence des variations saisonnières.

I.2.3 Les sous couches

Le rôle de la sous-couche est de constituer dans certains cas particuliers soit un écran entre les matériaux mis en œuvre dans les terrassements et ceux qui sont employés en couche de fondation (ou en couche de base si la couche de fondation est supprimée), soit un filtre.

On distingue principalement, en Afrique, deux types de sous-couche :

- Une sous-couche anticontaminante : écran contre la remontée d'éléments argileux ou limoneux dans la chaussée.
- Une sous-couche anticapillaire : écran contre les remontées d'eau dans le corps de la chaussée, sous l'action des forces capillaires.

I.2.4 La couche de fondation

La couche de fondation assure une diffusion des contraintes afin de les amener à un taux compatible avec la portance de la plateforme. Si la couche de fondation n'est pas trop rigide, elle ne subit guère des contraintes verticales de compression.

Elle est généralement constituée d'un matériau grossier (gravier ou pierre concassée de 7,5 cm) dans lequel l'angle de frottement élevé permet une meilleure capacité portante.

L'épaisseur minimale de cette couche est généralement de 20 cm.

Les matériaux de la couche de fondation doivent être de qualité satisfaisante (CBR de 30 au minimum) afin d'assurer sa fonction de diffusion des contraintes. Au cas contraire, elle devra faire l'objet d'un traitement. Dans ce cas, le CBR des fondations traitées doit être compris entre 70 et 100.

I.2.5 La couche de base

La couche de base est soumise à des contraintes verticales de compression plus élevées que dans la couche de fondation ainsi qu'aux efforts de cisaillement d'autant plus importants que la couche de surface est mince. C'est la raison pour laquelle c'est la couche principale.

Cette couche est généralement réalisée avec un matériau grossier (gravier ou pierre concassée) sur une épaisseur minimale de 15 cm, en général. Ce matériau utilisé doit présenter un CBR supérieur ou égal à 80. Sinon il devra faire l'objet d'un traitement soit avec un liant hydraulique, soit avec un liant hydrocarboné. Et dans ce cas le CBR visé est supérieur ou égal à 160.

I.2.6 La couche de surface

La couche de surface constitue le revêtement de la chaussée. Elle est constituée de :

- La couche de roulement, qui est la couche supérieure de la structure de chaussée sur laquelle s'exerce directement les agressions conjuguées du trafic et du climat.
- La couche de liaison (ou couche d'accrochage), placée entre la couche de base et la couche de roulement.

Cette couche doit avoir les qualités suivantes :

- Résister, sans déformations manifestes ni usures rapides, aux efforts normaux et aux efforts tangentiels imposés par les pneumatiques.
- Présenter un uni de surface durable, de façon à assurer un confort de roulement aux usagers.
- Être étanche pour protéger le corps de la chaussée contre les infiltrations des eaux de ruissellement.
- Posséder des qualités antidérapantes satisfaisantes grâce à la forme des granulats.

I.3 LES FAMILLES DE STRUCTURES DE CHAUSSEE

Il existe une grande diversité de chaussées. Ainsi, le choix d'un type de chaussée peut être fonction de la durée de vie de la route, des sollicitations auxquelles la dite chaussée sera soumise après mise en service, et/ou coût de réalisation. Il paraît utile de faire la distinction entre les différentes natures des structures de chaussées que l'on peut classer en deux principaux groupes :

- Les assises non traitées constituées de matériaux à granulométrie continue appelés graves.
- Les assises traitées pour lesquelles la granulométrie des matériaux est également continue mais dans lesquelles pour améliorer la stabilité et la résistance mécanique, on ajoute un liant soit hydraulique, soit hydrocarboné.

Selon le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) nous avons les familles de chaussées suivantes :

I.3.1 Les chaussées souples

Ces couches ont une assise constituée d'une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités, présentant une faible rigidité qui dépend de celle du sol et de leur épaisseur. Elles comportent une couverture bitumineuse relativement mince (inférieure à 5 cm), parfois réduite à un enduit pour les chaussées à très faible trafic. L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 et 60 cm.

Comme la couverture bitumineuse est relativement mince, les efforts verticaux dus au trafic sont transmis au support avec une faible diffusion latérale. Les contraintes verticales élevées engendrent, par leur répétition, des déformations plastiques du sol ou de la grave qui se répercutent en déformations permanentes en surface de la chaussée. La couverture bitumineuse subit à sa base des efforts répétés de traction-flexion.

La faible rigidité de la structure rend ces chaussées particulièrement sensibles aux variations de l'état hydrique des sols supports. Ceci se manifeste notamment par « les effets de bord » : réduction de portance en période humide pouvant conduire à des affaissements de rive et fissuration de retrait hydrique en période sèche.

I.3.2 Les chaussées bitumineuses épaisses

Ces structures se composent d'une couche de roulement bitumineuse sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés, fait d'une ou de deux couches (base et fondation). L'épaisseur des couches d'assise est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm.

La rigidité et la résistance en traction des couches d'assise en matériaux bitumineux permettent de diffuser, en les atténuant fortement, les contraintes verticales transmises au support. En contrepartie, les efforts induits par les charges roulantes sont repris en traction-flexion dans les couches liées.

Ces chaussées comportent en général plusieurs couches. Lorsque celles-ci sont collées, les allongements maximaux se produisent à la base de la couche la plus profonde. Mais, si les couches sont décollées, chacune d'elles se trouvera sollicitée en traction et pourra se rompre par fatigue. La qualité des interfaces a donc une grande incidence sur le comportement des chaussées.

Quant aux efforts sur le support, ils sont généralement suffisamment faibles pour ne pas entraîner en surface des déformations permanentes avant l'endommagement par fatigue des couches bitumineuses liées.

I.3.3 Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques

Elles comportent une couche de surface bitumineuse sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposés en une ou deux couches (base et fondation) dont l'épaisseur totale est de l'ordre de 20 à 50 cm. Ces couches sont qualifiées couramment de « semi-rigide ».

Compte tenu de la grande rigidité des matériaux traités aux liants hydrauliques, les contraintes verticales transmises au support de chaussée sont faibles. En revanche, l'assise traitée subit des contraintes de traction-flexion qui s'avèrent déterminantes pour le dimensionnement de ce type de chaussée.

Ces structures comportent souvent une couche de base et une couche de fondation. Lorsque l'adhérence entre ces couches assure la continuité des déplacements, la contrainte maximale de traction est observée à la base de la couche de fondation. Dans le cas contraire (où il se produit un glissement relatif), les couches travaillent toutes deux en traction à leur base.

L'interface couche de surface bitumineuse – couche de base est aussi une zone sensible car :

- elle est soumise à des contraintes normales et de cisaillement horizontal,

- les quelques centimètres supérieurs de l'assise traitée sont souvent de plus faible résistance.

Les assises traitées aux liants hydrauliques sont généralement sujettes aux retraits thermique et de prise. Ce retrait, empêché par le frottement de la couche d'assise sur son support, provoque des fissurations transversales qui, sauf dispositions constructives, remontent à travers la couche de roulement.

I.3.4 Les chaussées à structure mixte

Ces structures comportent une couche de roulement et une couche de base en matériaux bitumineux (épaisseur de la base : 10 à 20 cm) sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm). Les structures qualifiées de mixtes sont telles que le rapport de l'épaisseur de matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de chaussée soit de l'ordre de 0.5.

Les différentes couches des structures mixtes ont un rôle fonctionnel distinct. La couche de matériau traité au liant hydraulique placée en fondation diffuse et atténue, du fait de sa raideur élevée, les efforts transmis au sol support. Cette couche constitue par ailleurs un support de faible déformabilité pour les couches bitumineuses supérieures.

Les couches bitumineuses (dont l'une est généralement constituée de grave-bitume GB) ont plusieurs rôles. Elles assurent les qualités d'uni et de continuité que ce type de matériau permet ; grâce à leur épaisseur, elles servent à ralentir la remontée des fissures transversales de la couche de matériaux traités aux liants hydrauliques et réduisant les contraintes de flexion à la base de la couche de fondation.

Sous le trafic, en première phase, les différentes couches restent adhérentes. La couche bitumineuse est alors peu sollicitée en traction. C'est en revanche la base de la couche traitée aux liants hydrauliques qui est sollicitée en fatigue par flexion.

Par suite des mouvements de dilatation différentielle entre la grave-bitume et la grave traitée aux liants hydrauliques, et de l'action du trafic, l'adhérence de ces couches peut finir par se rompre dans certaines zones. Ceci entraîne une forte augmentation des contraintes de traction dans la couche de grave-bitume qui peut alors périr par fatigue à son tour.

La couche traitée aux liants hydrauliques est sujette au retrait, la couche bitumineuse assurant cependant une atténuation des gradients thermiques journaliers. Les écarts de température

journaliers participent à l'effet du trafic à la propagation de la fissuration à travers la couche bitumineuse.

I.3.5 Les chaussées à structure inverse

Elles sont formées de couches bitumineuses, d'une quinzaine de centimètres d'épaisseur totale, sur une couche de grave non traitée (d'environ 12 cm) reposant elle-même sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. L'épaisseur totale atteint 60 à 80 cm. Chacune de ces couches a un rôle fonctionnel spécifique.

La couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques a pour objet d'atténuer les contraintes sur le sol et d'assurer par ailleurs aux couches supérieures un support de faible déformabilité. C'est dans certains cas et sous certaines conditions, que la couche de forme traitée qui tient lieu de couche de fondation.

La couche granulaire, relativement déformable dans le sens horizontal, a pour fonction d'éviter la remontée des fissures consécutives aux phénomènes de retrait et aux mouvements d'origine thermique de la couche en matériaux traités aux liants hydrauliques.

La couverture bitumineuse assure les qualités d'uni et d'étanchéité.

Avec les sollicitations dues au trafic :

- La couche traitée aux liants hydrauliques assure une grande partie de la rigidité en flexion de la structure.

- La couche bitumineuse travaille également en traction à la base de la couche, l'amplitude des allongements étant fonction de l'épaisseur et de la rigidité du support granulaire.

- La couche granulaire, de faible épaisseur, est confinée par les couches liées. Reposant sur un support rigide, elle subit des contraintes relativement élevée. La grave concassée est choisie pour résister à l'attrition et avoir un module intrinsèque élevé afin de limiter la déformation de la couche bitumineuse. L'épaisseur de la couche granulaire est généralement voisine de 12 cm pour avoir une compacité élevée.

Les effets thermiques sur le développement de la fissuration de retrait des couches traitées aux liants hydrauliques et sur la déformabilité des couches bitumineuses se manifestent aussi sur les chaussées à structures inverses.

I.3.6 Les chaussées en béton de ciment

Ces structures comportent une couche de béton de ciment de 15 à 40 cm d'épaisseur éventuellement recouverte d'une couche de roulement mince en matériaux bitumineux. La couche de béton repose soit sur une couche de fondation (qui peut être en matériaux traités aux liants hydrauliques, en béton de ciment, ou drainante non traitée), soit directement sur le support de chaussée avec, dans ce cas, interposition fréquente d'une couche bitumineuse. La dalle de béton peut être continue avec un renforcement longitudinal (armatures longitudinales), ou discontinue avec ou sans éléments de liaison aux joints.

Sous le trafic, du fait du module d'élasticité élevé du béton de ciment, les efforts induits par le trafic sont essentiellement repris en flexion par la couche de béton. Les contraintes de compression transmises au sol sont faibles. Comme pour les chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques, la sollicitation déterminante est la contrainte de traction par flexion à la base.

Lors de la prise et des cycles thermiques, le béton subit des phases de retrait. La fissuration correspondante est généralement contrôlée, soit par la réalisation de joints transversaux, soit par la mise en place d'armatures continues longitudinales destinées à répartir par adhérence les déformations de retrait en créant de nombreuses fissures fines.

Pour ces structures, les sollicitations créées par les variations des conditions d'environnement peuvent être nettement supérieures à celles dues au trafic. C'est cependant la combinaison des sollicitations dues aux charges et au gradient thermique qui provoque l'endommagement par fatigue.

I.4 LES MATERIAUX UTILISES EN GENERAL EN COUCHE DE BASE

La couche de base repose directement sur la couche de fondation. Ne devant être soumise à un quelconque effort de cisaillement, elle est destinée à supporter une partie des efforts de compression transmis par la couche de revêtement, jouant ainsi un rôle de réducteur de charge. Le rapport entre le module de Young de la couche de base et celui de la couche de fondation ne doit pas être supérieur à 4 car il se produirait alors un effet de dalle et des contraintes de traction apparaîtraient au niveau de l'interface fondation – base causant ainsi des fissurations. Pour cela les matériaux utilisés pour sa mise en œuvre doivent être de bonnes qualités géotechniques et le compactage très soigné afin d'éviter des tassements différentiels nuisibles au revêtement.

I.4.1 Caractéristiques des matériaux pour couche de base

La couche de base doit être réalisée avec un matériau de portance sensiblement supérieure à celle de la fondation. Les matériaux utilisables en couche de base seront notamment choisis en fonction des deux critères fondamentaux suivant :

- Indice portant ou stabilité ;
- Dureté du squelette.

Dans le cas général de l'utilisation des graves latéritiques on exigera un indice portant minimum de 80 mesuré après 4 jours d'imbibition sur éprouvettes compactées à la teneur en eau optimale. La densité sèche à prendre en compte correspondra à 100% du Proctor modifié. Toutefois lorsque l'expérience prouve qu'un tel indice de compactage ne peut économiquement être obtenu, on choisira une densité sèche inférieure. Si à cette nouvelle densité l'indice portant minimum de 80 ne peut être obtenu, on sera amené à prévoir une stabilisation ou une amélioration du matériau.

On devra, également, utiliser des matériaux suffisamment durs pour résister à l'attrition. Les nodules latéritiques ; les graves de quartz ou les granulats de roche concassée devront, pour pouvoir être utilisés, présenter les qualités de dureté suivantes :

- Le pourcentage de fines sera inférieur à 40%, selon l'Essai décrit par la norme B.S812-1960 C130.
- La valeur du Los Angeles (LA) obtenue sera inférieure à 50.

Dans le cas des matériaux améliorés au ciment ou au bitume, on pourra se contenter de valeurs de dureté moins fortes (% de fines <45% et Los Angeles <55). Cependant, on exigera sur les éprouvettes compactées selon les densités et teneur en eau indiquées précédemment, les valeurs de portance ou de stabilité suivantes :

- Graves latéritiques ou sols fins améliorés aux liants hydrauliques (ciment, chaux ...):
 - ❖ La résistance à la compression simple, R_c à 7 jours sera comprise entre 15 et 20 bars,
 - ❖ Le CBR à 7 jours dont 3 de cure et 4 d'imbibition, sera lui même compris entre 160 et 200.

- Sols fins améliorés aux liants hydrocarbonés :

La stabilité Hubbard Field minimum sera de 250 kg pour les catégories de trafic T_1 (100 à 300 véhicules/jour) et T_2 (300 à 1000 véhicules/jour) ou de 350 kg pour les trafics T_3 (1000 à 3000 véhicules/jour) et T_4 (3000 à 6000 véhicules/jour).

Outre les critères de portance de stabilité ou de dureté, on prendra également en compte les caractéristiques minimales admissibles de granulométrie, de plasticité et de compactage.

A titre indicatif on pourra s'inspirer des valeurs suivantes :

- Graves latéritiques :
 - Densité sèche OPM : 2 au minimum
 - Limite de liquidité : 35 max
 - Indice de Plasticité : 15 max
 - Gonflement linéaire : 0.3 % max

La granulométrie	% passant
38 m/m	85 – 100
19 m/m	70 – 100
10 m/m	50 – 95
5 m/m	40 – 90
2.5 m/m	30 – 80
0.7 m/m	15 – 45
0.08 m/m	5 – 20

- Graves ou sols fins améliorés au ciment :
 - Indice de Plasticité : 20 à 25 max (avant stabilisation)
 - % matières organiques : 0.5 % max
 - % d'éléments sableux : 10 % min.

- Tout-venant de concassage (granulométrie après la mise en œuvre)
 - Grosseur maximale des grains : 40 m/m
 - % éléments < 5 m/m : 25 – 50 %
 - % éléments < 0.08 m/m : 2 – 12 %
 - Indice de Plasticité : 6 – 10 max
 - Coefficient de Los Angeles : inférieur à 50

- Compactage des couches
 - Épaisseur maximale de mise en œuvre : 20 cm.

I.4.2 Nature des matériaux utilisables en couche de base

Suivant les caractéristiques définies précédemment et le trafic, la nature des matériaux utilisables en couche de base est la suivante :

TRAFIC

MATERIAUX

T_1	→	{ <ul style="list-style-type: none"> - Graves latéritiques ou améliorés (au ciment, au concassé, ou à la chaux) - Graves non latéritiques - Sol - bitume en travel plant - Sol - chaux, sol ciment - Scories et laves sélectionnées - Banco - coquillage amélioré au bitume - Tout - venant de concassage 0/40
T_2	→	{ <ul style="list-style-type: none"> - Graves latéritiques de très bonne qualité (améliorées au besoin) - Sol - bitume (mélangé en centrale) - Scories et laves améliorées - Tout - venant de concassage 0/40 - Sol traité à la chaux ou au ciment

T_3	→	<ul style="list-style-type: none"> - Graves latéritiques d'excellente qualité (préféablement améliorées) - Tout - venant de concassage 0/40 - Sols fins améliorés en centrale
T_4	→	<ul style="list-style-type: none"> - Graves latéritiques améliorées en centrale - Tout - venant de concassage 0/40 (préféablement amélioré au ciment ou au bitume) - Graves bitume ou graves ciment

Il faut noter que cette la liste des matériaux citée ci – dessus n'est pas exhaustive. Ainsi ; l'on pourra considérer l'utilisation de tous autres matériaux non – traditionnels à condition qu'ils aient fait l'objet d'une sanction de l'expérience.

CONCLUSION

Dans ce premier chapitre sur les généralités, il a été traité le réseau routier sénégalais, la structure d'une chaussée, les différentes familles de structures de chaussées et les types de matériaux utilisés en couche de base.

Le point sur le réseau routier a permis de mieux appréhender le système routier sénégalais à travers son historique, sa classification, son évolution et son état. Sur ces derniers points, nous pouvons souligner malgré les efforts de l'Etat une véritable nécessité de renforcer les politiques d'entretien routier à travers de nouveaux programmes en plus de ceux déjà existants tels que le P.E.R.A.

Concernant les différentes familles de structures de chaussée, les plus utilisées au Sénégal sont les chaussées souples et semi-rigides dont le principal matériau de construction est la latérite du fait de sa disponibilité.

Cependant de nos jours, vue la rareté d'une carrière latéritique de bonne qualité et également les coûts de transport, l'ingénieur routier est contraint de trouver de nouveaux matériaux répondant aux spécifications. C'est dans cette optique, que le chapitre suivant introduira l'utilisation du sable-bitume et du banco-coquillage en construction routière.

Chapitre II : UTILISATION DU SABLE BITUME ET DU BANCO-COQUILLAGE EN CONSTRUCTION ROUTIERE.

Les zones tropicales et désertiques offrent des ressources en matériaux satisfaisant aux normes traditionnelles. Cependant, les ingénieurs routiers, par souci d'économie et compte tenu de la rareté des matériaux classiques, sont appelés à tenir compte des distances de transport et des moyens d'exploitation des gisements. Ceci les a amenés à utiliser des matériaux présentant des qualités inférieures ou des matériaux très particuliers et cela dans toutes les couches du corps de chaussée. Le problème du choix du matériau, de sa préparation, de son traitement et de sa mise en œuvre est fortement tributaire de toutes les autres conditions naturelles (climat, trafic). Il existe donc toute une gamme de solutions en cours d'exploration ou à explorer. C'est dans ce cadre que se trouvent le sable-bitume et le banco-coquillage.

II.1 LE SABLE-BITUME

Dans l'environnement géologique du Sénégal, on trouve des sables fins et peu plastiques d'origine éolienne. Les gisements couvrent généralement des étendues relativement grandes et leur puissance d'exploitation peut dépasser plusieurs mètres. Les sables sont rarement utilisables en couche de base pour les chaussées sans avoir été au préalable soumis à une amélioration soit aux liants hydrauliques, soit aux liants hydrocarbonés. Le sable bitume est issu justement d'une amélioration aux liants hydrocarbonés.

Les possibilités d'emploi d'un sable bitume sont liées au niveau de ses performances. En effet, selon la formule utilisée, on peut avoir du sable bitume en couche de fondation, en couche de base.

Les sables améliorés à l'émulsion de bitume ou au bitume fluidifié sont utilisables dans les chaussées neuves en couche de base pour des trafics faibles à modérés (inférieur à 300 véh./Jr), sous réserve que les performances atteintes le permettent.

Leur utilisation est envisageable pour des trafics supérieurs mais uniquement en couche de fondation et en couche de base de renforcement mais pour des trafics n'excédant pas 1000 véh/ jr. Selon le niveau de trafic et la nature de la plateforme, les épaisseurs employées se situent entre 10 et 20 cm.

Pour les sables améliorés au bitume, il n'y a pas a priori de limitations d'emploi. Les formules les plus performantes peuvent avoir des usages comparables à ceux des graves-bitume.

Ils sont également utilisables en couche de base de renforcement jusqu'à un seuil de trafic dépendant du niveau de performance. Selon le niveau de trafic et la nature de la plateforme les épaisseurs les plus couramment employées se situent entre 10 et 25 cm.

On distingue deux grandes classes :

- Les techniques de traitement à froid
- Les techniques de traitement à chaud

II.1.1 Les traitements à froid

II.1.1.1 Domaine d'emploi

Le but du traitement est à la fois d'améliorer la portance et la tenue à l'immersion.

Les sables améliorés à l'émulsion de bitume ou au bitume fluidifié sont utilisables en chaussées neuves en couche de base pour des trafics faibles à modérés (inférieurs à 3000 véhicules/jour), sous réserve que les performances atteintes le permettent.

Leur utilisation est envisageable pour des trafics supérieurs mais uniquement en couche de fondation, ce qui constitue un emploi peu compétitif par rapport à d'autres solutions de traitement.

Leur utilisation est envisageable en couche de base de renforcement mais pour des trafics n'excédant pas 1000 véhicules/jour. Selon le niveau de trafic et la nature de la plate forme, les épaisseurs employées se situent entre 10 et 20 cm. Dix cm est un minimum quelconque, vingt cm est l'épaisseur maximale au-delà de laquelle peuvent apparaître des problèmes d'ornièrages par suite des difficultés d'élimination des fractions volatiles du liant.

II.1.1.2 Qualité des constituants.

II.1.1.2.a Les sables.

On appelle couramment sable les matériaux dont le diamètre maximale est inférieur à 6.3 mm et dont le passant à 80 μm n'excède pas 35%.

A cette définition se rattache les sables de concassage, mais lorsque l'on parle de « sable » on pense essentiellement aux sables naturels ; ces derniers sont abondants dans de nombreux pays où les réserves sont quasi-inépuisables.

Les sables ainsi disponibles sont le résultat d'un processus souvent complexe d'érosion et de sédimentation comportant à des degrés divers une décomposition sur place des différentes roches suivie d'un transport fluvial et parfois éolien.

Selon leur historique géologique, les sables se distingueront les uns des autres par une multitude d'aspects : granulométrie, teneur et nature des fines, nature minéralogique, angularité, dureté, présence de matières humiques etc.

Tous ces aspects sont d'inégale importance dans l'optique d'un usage routier et les classifications fonctionnelles reprendront les aspects les plus utiles.

Les traitements à froid n'ont pas pour but premier d'assurer la cohésion du matériau mais de la maintenir en minimisant le rôle de l'eau. Il faut donc que naturellement le sable ait une bonne portance, ce qui nécessite un minimum de fines et n'exclut pas une légère plasticité. A l'inverse une quantité de fines trop importante et/ou un excès de plasticité rendra difficile la bonne dispersion du liant, nécessitera des dosages en liant importants et ne permettra pas (par suite d'une faible porosité du matériau) l'élimination des solvants (cas des bitumes fluidifiés) ou provoquera une rupture prématurée (cas des émulsions).

Il y'a donc un compromis à faire. A titre indicatif, sont susceptibles d'être employés, les sables présentant les caractéristiques suivantes :

- teneur en fines (inférieures à 80 μm) : 5 à 30%,
- coefficient d'uniformité : $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 5$
- Equivalent de Sable : $15 < ES < 50$
- Indice de Plasticité : $IP < 15$
- Limite de liquidité : $LL < 35$

Ces fourchettes de composition sont des indications moyennes valables à la fois pour les sols-bitume et les sables enrobés à froid. Elles correspondent à la nécessité d'avoir naturellement avant traitement une bonne stabilité.

Ces indications sont par ailleurs complémentaires. Par exemple, un sable ne possédant que 5% de fines pour satisfaire au critère du coefficient d'uniformité sera nécessairement un sable grossier. A l'inverse, un sable fin devra posséder une teneur en fines nettement plus élevée.

Lorsqu'un sable (en particulier les sables fins) ne répond pas aux critères de traitement, on pourra envisager une correction granulométrique soit par apport d'un sable riche en fines (dans le cas d'un manque), soit au contraire par l'apport d'un sable grossier propre ou d'un gravillon de concassage de petite taille (dans le cas d'un excès de fines ou de plasticité).

Le fait qu'un sable satisfasse aux critères précédents ne dispense pas d'une étude de laboratoire pour vérifier qu'il permet d'atteindre, et dans quelles conditions, le niveau de performances mécaniques nécessaires à l'emploi envisagé.

II.1.1.2.b Les liants.

Le bitume est un liant fort qui adhère rapidement ; il est aussi très imperméable et durable. C'est une substance plastique qui donne une flexibilité contrôlable aux mélanges des agrégats minéraux avec lesquels elle est normalement combinée. De plus, le bitume est très résistant à l'action des alcalis et des sels. Quoique le bitume soit dur ou semi dur à la température atmosphérique ordinaire, il peut être soudainement liquéfié en le chauffant, ou en le dissolvant dans des solvants pétroliers ayant différentes volatilités ou encore en l'émulsionnant.

Le bitume est un système colloïdal compliqué de matériaux hydrocarbonés qui sont en général constitués de :

- ❖ Les asphaltites : ils constituent le corps du bitume. Ils ont une proportion de carbone-hydrogène qui est supérieure à 0.8.
- ❖ Les résines : elles affectent la ductilité et l'adhérence du bitume. Elles ont une proportion de carbone-hydrogène qui est entre 0.6 et 0.8.
- ❖ Les huiles : elles influencent la viscosité et l'écoulement. Elles ont une proportion de carbone-hydrogène qui est inférieure à 0.4.

L'adjonction de bitume a pour effet de donner de la cohésion aux sables qui en sont naturellement dépourvus. Le mélange obtenu est appelé sable bitume ou Sand-mix.

Pour les sables enrobés à froid, les liants employés doivent pouvoir bien se disperser dans le matériau à température ambiante.

➤ Les émulsions :

Il est d'usage courant d'employer des émulsions généralement cationiques soit à rupture lente (ECL), soit surstabilisées (ESC) ; en effet la rupture de l'émulsion ne doit avoir lieu qu'après compactage. Elle doit rester parfaitement stable au moment du malaxage si l'on veut éviter la formation de nodules de bitume rendant le traitement beaucoup moins efficace.

En ce qui concerne la pénétration du bitume émulsifié, elle devra être d'autant plus élevée :

- que la teneur en fines est importante,
- que la plasticité est forte.

A titre indicatif, on peut employer un bitume de pénétration comprise entre 60 et 100 pour des teneurs en fines inférieures à 15% et des IP inférieurs à 10. On emploiera par contre des bitumes de pénétration comprise entre 100 et 200 pour des teneurs en fines supérieures à 15% et des IP supérieurs à 10.

Ces dispositions permettent :

- de conforter la stabilité dans le cas de teneurs en fines faibles par suite de la dureté accrue du bitume,
- une absorption des fractions légères du liant par les fines dans le cas de teneurs en fines élevées et légèrement plastiques, par suite de l'emploi d'un liant plus mou.

Pour permettre une bonne diffusion de l'émulsion dans le sable, celui-ci devra avoir une teneur en eau suffisante pour éviter une rupture prématurée de l'émulsion ; le respect de cette teneur en eau sera d'autant plus impératif que la teneur en fines sera élevée. C'est l'étude au laboratoire qui fixera la valeur appropriée et ses possibilités de variations.

L'intérêt de l'emploi de l'émulsion est d'avoir après rupture un liant visqueux (bitume pur) assurant une bonne stabilité ce qui n'est pas le cas des bitumes fluidifiés dont la rigidification est progressive.

En ce qui concerne la nature de l'émulsion, on peut également se poser un problème de choix entre émulsions cationiques ou anioniques :

- quand le climat est sec, les émulsions anioniques sont utilisables ; par contre en climat humide et/ou froid, il est préférable d'employer les émulsions cationiques ;
- avec l'émulsion anionique, on peut utiliser des sables légèrement plastiques, tandis qu'avec des émulsions cationiques, la présence d'argiles même en petite proportion

peut amener, dans certains cas, des ennuis. Là encore, l'étude en laboratoire renseignera.

D'une façon générale, les émulsions anioniques sont beaucoup plus stables que les émulsions cationiques.

➤ Les bitumes fluidifiés :

La gamme des produits disponibles est assez large : 0/1 – 10/15 – 50/100 – 150/200 – 400/600.

- Théoriquement : Il conviendra d'adapter la viscosité au matériau : plus il est cohérent (donc riche en fines et/ou plastique), plus la viscosité à utiliser devrait être faible pour faciliter la dispersion du liant et inversement un matériau moins cohérent peut s'enrober avec un liant plus visqueux (la diffusion au sein de matériau est plus aisée) sa viscosité plus élevée confortera par ailleurs la stabilité du matériau.

La viscosité du liant dépendra également de l'énergie de malaxage : les mélangeurs à dents, à disques tractés ou réalisés à l'aide d'une lame niveleuse nécessiteront des liants plus fluides que les mélangeurs rotatifs dont la puissance de brassage est supérieure.

- Dans la pratique : l'emploi d'un liant trop fluide comme le 0/1 peut poser des problèmes d'élimination de la fraction volatile à travers un matériau riche en fines et de faible porosité (à titre indicatif, un 0/1 contient entre 35 et 45 de solvant selon le bitume de base). A l'opposé, des viscosités supérieures à 100 secondes nécessitent un chauffage plus ou moins important du liant et du sable : technique très valable, cette éventualité entraîne, cependant, des sujétions non négligeables de mise en œuvre.

Dans la majorité des cas, c'est un bitume fluidifié 10/15 ou 50/100 qui est employé.

Contrairement aux émulsions, les bitumes fluides peuvent être employés avec des sables à teneur en eau faible ou nulle ce qui peut présenter un très grand intérêt dans les régions sèches. La stabilité de ces sables enrobés à sec (dry Sand mix) augmente toutefois plus lentement dans le temps que celle des sables enrobés humides (wet Sand mix). Il est donc préférable dans ce cas, d'utiliser au départ un liant plus visqueux.

II.1.1.3 Méthodologie d'études.

En ce qui concerne les sables enrobés à froid : Après identification du matériau et du liant dont on envisage l'emploi, l'étude devra déterminer la teneur en eau et en liant nécessaire :

- à une bonne diffusibilité du liant au malaxage,
- à un compactage correct du matériau (compactibilité),
- à un comportement répondant après compactage aux spécifications (stabilité).

○ Diffusibilité :

- Pour les émulsions :

- L'absence de diffusion se traduira par la rupture immédiate de l'émulsion au contact du sable et par la formation de gros grumeaux. La teneur en eau du sable est trop faible (l'eau de l'émulsion est captée par le sable entraînant sa rupture).
- La diffusion partielle : il n'y a pas de rupture immédiate. L'émulsion se disperse mais la teneur en eau du sable est encore insuffisante. L'émulsion perd progressivement son eau au contact du matériau et rompt en cours de malaxage. Des grumeaux apparaissent mais ils sont de plus petites tailles que précédemment.
- La diffusion complète : la teneur en eau du sable est suffisante. Au contact du matériau, l'émulsion se dilue dans l'eau libre du matériau et diffuse parfaitement sans se rompre. Il n'y a pas de grumeaux et après malaxage, le matériau est homogène.

Ce stade de l'étude est purement visuel. Il permet de déterminer la teneur en eau totale de malaxage (eau naturelle + eau de l'émulsion + eau d'ajout). Une comparaison avec la teneur en eau du sable dans le gisement et l'évaluation de l'importance des corrections nécessaires s'imposent pour juger de la faisabilité et du coût du traitement.

- Pour les bitumes fluides : la bonne diffusion du liant dans le sable va dépendre :

- de la viscosité du bitume fluide (catégorie, température),
- de la teneur en fines et en eau du sable,
- de l'énergie de malaxage.

A titre indicatif, la viscosité pour l'enrobage doit être inférieure à 100 centipoises. Elle doit être d'autant plus faible que le matériau est riche en fines. La même tendance est valable pour l'énergie de malaxage.

Il convient également de vérifier que pour le maximum d'eau prévisible dans le sable ; le liant ne forme pas au malaxage des fils ou des boulettes traduisant un manque d'adhésivité. Dans ce cas, pour faciliter l'enrobage, il est souhaitable de doper le sable par pulvérisation d'une adhésivité. L'adjonction au matériau de 1 à 2% de chaux éteinte peut également avoir une action bénéfique (action sur le comportement géotechnique et physico-chimique). L'emploi de ciment est également envisageable. Il est par contre à déconseiller en tant que fines d'ajout lorsque le liant est une émulsion. On peut enfin réaliser le dopage du liant : les bitumes fluides se prêtent en effet très facilement à cette opération.

Aussi bien pour les émulsions que pour les bitumes fluidifiés, il existe un dosage minimum en dessous duquel il n'y a plus de possibilité d'enrobage complet du matériau. Cet aspect n'est pas à confondre avec des difficultés éventuelles de dispersion du liant dans le sable. Ce minimum augmente avec la teneur en fines (augmentation de la surface à enrober).

○ Compactibilité

Aussi bien pour les émulsions que pour les bitumes fluides, les conditions nécessaires à une bonne miscibilité diffèrent de celles requises pour le compactage.

- Pour les émulsions : le compactage doit s'effectuer à une teneur en eau bien déterminée,

- si elle est trop élevée, on observe généralement du matelassage. Le matériau est instable et peut même donner lieu à fissuration (feuilletage dans la masse) ; livré au trafic, des désordres apparaîtront rapidement.
- si elle est trop faible, les densités atteintes seront insuffisantes et l'action du liant sera diminuée d'autant.

Pour définir la teneur en eau de compactage, on réalise pour chaque teneur en eau étudié, un essai d'exsudation. Le matériau est soumis pendant deux minutes à une force de 4500 daN dans un module Hubbard – Field, la teneur en eau d'exsudation est celle pour laquelle autour de cet essai, apparaît un ressuage (eau ou émulsion). Généralement sur chantier, la teneur en eau de compactage sera prise inférieure de 1% à la valeur d'exsudation.

- Pour les bitumes fluides : le problème est le même mais pour assurer une stabilité suffisante après compactage, notamment pour les sables à faible teneur en eau, il faut que le liant, avant

compactage, élimine une partie de fraction volatile : on estime généralement que 50% des solvants doivent être éliminés avant compactage. Dans le cas des sables humides, on procédera également à l'essai d'exsudation.

- Performance – Comportement

Il s'agira à ce stade de vérifier l'efficacité du traitement en comparant les performances obtenues à celles des normes prescrites ; la valeur de ces normes étant fixée par l'expérience et les conditions climatiques de chaque pays.

C'est l'essai Hubbard – Field qui est le plus couramment utilisé pour caractériser le comportement du matériau, on peut également utiliser l'essai Marshall. Les spécifications sont relatives :

- à la stabilité immédiate et à long terme (cas des bitumes fluidifiés),
- au comportement après immersion :
 - ❖ gonflement,
 - ❖ pourcentage d'eau absorbée,
 - ❖ stabilité

Il n'existe pas d'essai relatif au comportement à la dessiccation. Cet essai pourrait présenter un intérêt dans les régions sèches à très faible pluviométrie. Dans ce cas, les essais à l'immersion ne seront donc pas le critère déterminant.

- Méthode d'étude et spécifications :

Comme pour tout matériau traité au liant hydrocarboné, il est nécessaire de faire une étude de stabilité et de fluage. Pour le cas du sable – bitume, cette étude pourra être menée par la méthode Hubbard – Field.

Cette méthode consiste à mouler des briquettes cylindriques de 50.9 mm de diamètre et à les faire fluer sous vitesse constante à travers un anneau de diamètre légèrement inférieur. La stabilité Hubbard – Field est la force de compression maximale relevée au cours de l'essai.

L'étude doit être menée de la façon suivante :

- Détermination de la limite d'exsudation :

On moule des briquettes avec des dosages égaux en eau et liant en augmentant à chaque fois le dosage total d'un demi – point. La limite d'exsudation est le dosage total (eau + liant) atteint lorsqu'on constate un ressuage du moulage.

- Etude de la stabilité Hubbard – Field :

On étudie la stabilité en faisant varier le dosage en eau et le dosage en bitume, en veillant à ne pas dépasser la limite d'exsudation.

Les stabilités mesurées dépendent de la fabrication et du mode de conservation des éprouvettes. Les différents laboratoires se sont efforcés d'adapter les modes opératoires au liant bitumineux utilisé, en particulier pour le temps de séchage.

Avec le bitume pur, il n'y a pas de problème de séchage et on peut mesurer les stabilités 24 heures après confection.

Avec les bitumes fluidifiés, il est nécessaire d'attendre le départ de l'eau excédentaire et de la plus grande partie des solvants. Il n'existe pas de mode opératoire normalisé pour le séchage des éprouvettes.

Avec les émulsions, on sèche habituellement les éprouvettes jusqu'au départ de 80 à 90 % de l'eau.

Pour chaque dosage, il est recommandé de faire les trois séries d'essais suivants :

- Série 1 : Séchage des éprouvettes – Essai Hubbard – Field à 18°C.
- Série 2 : Séchage des éprouvettes – 7 jours de demi – immersion dans l'eau à 18°C (noter le gonflement et l'absorption d'eau) – Essai Hubbard – Field à 18°C.
- Série 3 : Séchage des éprouvettes – 1 heure à 60°C – Essai Hubbard – Field à 60°C.

Les performances minimales à obtenir sont données par le tableau II-1 suivant :

	Stabilité Hubbard – Field	Gonflement Volumétrique	Absorption d'eau
Série 1	> 500 kg		
Série 2	> 250 kg	< 5 %<	7 %
Série 3	> 400 kg		

Tableau II-1 Performances minimales des matériaux traités au liant bitumineux

Avec les sables, c'est la stabilité à chaud (60 °C) qui est critique. Il convient d'avoir au minimum une stabilité Hubbard – Field à 60° C supérieure à 250 kg.

Pour les sables enrobés à froid, à titre indicatif, les niveaux minimums de caractéristiques à considérer, en fonction du trafic, sont ceux indiqués au tableau II-2 ci-après.

		BASE		FONDATION	
		Trafic INF A 1000 V/J	Trafic INF A 3000 V/J	Trafic INF A 3000 V/J	Trafic INF A 12000 V/J
Valeur min de stabilité Conservation de 7 jours à température ambiante en atmosphère ventilée	Avant écrasement 1 h à 60°C	500 daN	700 daN	300 daN	400 daN
	7 jours immersion ou imbibition à la base et 1 h à 60°C	200 daN	350 daN	150 daN	200 daN
	Max Gonflement	2 %	2 %	4 %	3 %
	Max Absorption	4 %	4 %	7 %	5 %

Tableau II-2 Caractéristiques minimales des sables enrobés à froid en fonction du trafic

Lorsque les performances requises ne sont pas atteintes, il y a lieu d'envisager d'entreprendre les actions exposées au tableau II-3 ci-dessus.

	Stabilité à sec trop faible	Stabilité après immersion trop faible	Gonflement trop important	Absorption trop importante
Utiliser un dope d'adhésivité (se conformer aux indications du fournisseur)		X		
Utiliser de la chaux grasse (1 à 2 %)		X	X	
Augmenter le frottement interne de la formule par ajout de sable de concassage (20 à 40 %)	X			
Augmenter la compacité de la formule par ajout d'un sable naturel ou de broyage plus riches en fines (20 à 40 %)	X	X	X	X
Augmenter la teneur en liant	X	X	X	X
Augmenter la viscosité du liant	X			
Evaluer l'évolution de la stabilité à long terme en effectuant l'essai sur des éprouvettes conservées à 60°C Jusqu'à poids constant	X			

Tableau II-3 Actions à entreprendre pour améliorer les performances

II.1.1.4 Aspects spécifiques de fabrication et de mise en œuvre

○ Fabrication

La fabrication peut être réalisée en place ou en centrale. Bien qu'un traitement en central donne une meilleure homogénéité, la rusticité de la technique fait que dans la majorité des cas, c'est le traitement en place qui est retenu.

Un aspect important est l'aération du mélange pour passer de la teneur en eau d'enrobage à la teneur en eau de compactage (cas des émulsions) ou pour éliminer une partie des éléments volatiles (cas des bitumes fluidifiés). Cette opération pourrait se faire soit par reprise à la lame de niveleuse avec mise en cordon, soit par passages successifs du mélangeur rotatif utilisé pour la stabilisation.

En renforcement d'anciennes chaussées, la mise en œuvre au finisseur présente peu d'avantage : l'utilisation du boteur et de la niveleuse favorise par contre le séchage.

○ Compactage

Il doit être engagé dès que l'élimination de l'excédent d'eau ou de solvant le permet ; une trop longue attente est aussi néfaste qu'un compactage prématuré.

Le compactage est généralement réalisé avec des compacteurs à pneus (charge par roue 2 à 3 tonnes) faiblement gonflés (2 bars). Les compacteurs mixtes ou vibrants conviennent également. La finition est assurée par un cylindre lisse léger.

A noter que pour des matériaux riches en fines (pourcentage supérieur à 15 %) et légèrement plastiques, on peut notablement améliorer les densités en place en démarrant le compactage par quelques passages d'un compacteur à pieds dameurs qui permet par ailleurs, si nécessaire, de défoisonner le matériau. Le compactage peut dans certains cas, être réalisé de façon progressive de manière à mieux intégrer le séchage du matériau (en particulier avec l'emploi du bitume) selon le processus suivant :

- cas des sables secs enrobés à froid : aération de 48 à 72 heures, suivi d'un compactage à l'aide d'un compacteur à pneus et d'un tandem léger ; une semaine plus tard, le compactage est terminé avec un compacteur lourd.

- cas des sables humides enrobés à froid : aération de l'ordre de 6 heures, passage d'un compacteur à pneus léger puis après 12 – 24 heures un rouleau léger, enfin après 72 heures, un compacteur à pneus lourd.

Dans les deux cas, les délais sont donnés à titre indicatif car ils dépendent évidemment des conditions climatiques locales.

- Enduit de scellement

La surface des sables traités aux liants hydrocarbonés à froid, et en particulier celle des sables fins riches en fines, présente souvent par suite d'une dessiccation superficielle, une fine couche pulvérulente à l'aspect de « marc de café ». Par ailleurs, la résistance à l'abrasion de la surface du sable traité est d'autant plus faible que la teneur en liant est faible. Ainsi, dès la fin du compactage, il faut procéder à la mise en œuvre d'un enduit de scellement. Une application tardive de cet enduit risque d'entraîner des désordres de surface (décohésion plus ou moins profonde, nids de poule, ...), surtout dans le cas d'un traitement en place, qui est moins homogène qu'un traitement en centrale.

On utilisera selon les possibilités locales, soit une émulsion (600 g/m² de bitume résiduel) soit un bitume fluide 150/250 (1kg/m²) suivi d'un sablage avec un sable grossier ou un petit gravillon (4/6 ou 2/6).

L'enduit de scellement peut constituer une couche de roulement provisoire, pour une circulation légère notamment pendant la période des travaux. Il ne s'agit pas toutefois d'une couche de roulement définitive, celle-ci devra être réalisée avec la mise en trafic, notamment celle des poids lourds.

- Contrôles

Ils porteront sur toutes les phases de l'exécution :

- Conformité de la sous-couche :

- La qualité de la plate forme est conforme aux prévisions du dimensionnement (cas d'une couche de fondation).
- L'épaisseur de la fondation est correcte (cas d'une couche de base). Un test à l'aide d'un essieu chargé (13 tonnes) peut être utile pour déceler les points faibles et réaliser éventuellement des purges. Ces précautions peuvent éviter des déboires au moment du compactage de la couche de sable enrobé à froid (déformation par rupture plastique) ou de la mise en service.

- Constituants :

- Le sable : granulométrie, teneur en fines, ES, IP, teneur en eau. Une variation durable des caractéristiques peut conduire à une modification de la teneur en liant prévue,
- Le liant : viscosité, teneur en eau, vitesse de rupture (émulsion).

- Fabrication :

- Teneur en eau,
- Teneur en bitume,
- Epreuves d'information : il s'agira de vérifier les performances du sable enrobé en réalisant des éprouvettes Hubbard Field avec le matériau fabriqué et à en vérifier les performances.

On admet en général que 90 % des résultats :

doivent être supérieurs à 75 % de la valeur trouvée dans l'étude en ce qui concerne la stabilité à sec ou en immersion,

ou doivent être inférieurs à 130 % de la valeur trouvée dans l'étude en ce qui concerne le gonflement et l'absorption de l'eau.

- Compactage :

Une planche d'essai en début de chantier permettra de vérifier l'efficacité de l'atelier choisi et éventuellement de le modifier pour atteindre le résultat visé.

A titre indicatif la densité en place, généralement visée, est de l'ordre de 95 % de la valeur obtenue sur une éprouvette Hubbard Field. Il faudra cependant s'assurer que le matériau que l'on compacte in situ a sensiblement la même composition que celui ayant servi à confectionner les éprouvettes.

- Produit fini :

Comme sur toutes les couches de chaussées et pour juger de la qualité de l'exécution et de la structure, on peut réaliser :

- des mesures de nivellement,
- des mesures de déflexion.

II.1.2 Traitement à chaud

II.1.2.1 *Domaine d'emploi*

Les possibilités d'emploi d'un sable enrobé à chaud sont liées au niveau de ses performances. Il n'y a pas, à priori, de limitation d'emploi comme c'est le cas pour les sables enrobés à froid.

Les formules les moins performantes ne dépasseront pas les possibilités d'emploi des sables enrobés à froid (même critère de sélection).

Les formules les plus performantes pourront par contre avoir des usages comparables à ceux des graves-bitumes ; dans ce cas, des critères plus sévères que ceux des sables enrobés à froid seront appliqués.

Lorsque le niveau de performance d'un sable enrobé à chaud ne permet pas de dépasser celui d'une couche de fondation, le problème de compétitivité de cette technique par rapport à d'autres solutions de traitement pourra se poser.

Les sables enrobés à chaud sont utilisables également en couche de base de renforcement jusqu'à un seuil de trafic qui dépendra là encore de leur niveau de performances.

Selon le trafic et la nature de la plate forme, les épaisseurs les plus couramment employées se situent entre 10 et 25 cm. En ce qui concerne les fortes épaisseurs, outre l'aspect économique, la limitation d'emploi tient davantage à des problèmes d'exécution que de nature du matériau (pas de problèmes de séchage comme dans le cas des sables enrobés à froid). Pour des épaisseurs supérieures à 25 cm, il y a intérêt à passer en deux couches.

II.1.2.2 *Qualité des constituants.*

II.1.2.2.a *Les sables.*

Les sables utilisés doivent être propres ($ES > 40$) et sans argiles (IP non mesurable). Dans des régions à très faible pluviométrie, on pourra admettre des valeurs d'ES plus faibles ($ES > 20$).

Il n'y a pas, à priori, de restriction concernant la granulométrie du matériau, toutefois celle-ci aura une grande importance sur le niveau de performance donc sur les possibilités d'emploi.

D'une façon générale, plus la granulométrie sera étalée, plus les performances seront élevées : logiquement elles augmenteront dans le sens : sable fin → sable moyen → sable grossier.

Le sable employé devra par ailleurs contenir moins de 0.2 % de matières organiques. Dans le cas contraire, il faudra veiller à leur absence de nocivité (tenue à l'immersion). L'utilisation d'un tambour sécheur pour l'enrobage minimise dans bien des cas l'importance de ce paramètre.

II.1.2.2.b Les liants.

Pour un sable donné, les performances seront d'autant plus élevées que le liant employé sera dur. On utilisera donc un bitume de pénétration la plus faible possible.

Ce souci d'utiliser un liant de grande dureté tient au fait que le principal problème avec les sables enrobés à chaud est d'obtenir une résistance à l'orniérage suffisante et de ce point de vue, un bitume dur améliore considérablement les choses.

II.1.2.3 Performances recommandées

Pour les trafics faibles ou modérés, on se référera aux niveaux de performances recommandés pour les sables enrobés à froid.

Pour les trafics plus élevés, le niveau de performance pourra être évalué à l'aide de l'essai de compression LCPC-Duriez.

A titre indicatif, les seuils minimums du tableau II-4 pourront être retenus (résistance à la compression à sec exprimée en MPa et mesurée à 18° C).

Couche de chaussée	BASE		FONDATION	
	T < 300	T < 750	T < 300	T < 750
Trafic en poids-lourds par jour sur la voie la plus chargée	T < 300	T < 750	T < 300	T < 750
Résistance mini (conservation à l'air)	4 MPa	6 MPa	2 MPa	4 MPa
% perte maxi de résistance après immersion	40	50	50	50

Tableau II-4 Caractéristiques minimales des sables enrobés à chaud en fonction du trafic

Ces seuils sont sensiblement en accord avec ceux utilisés pour les sables enrobés à froid. On considère en effet d'une façon générale, qu'une stabilité Hubbard-Field de 350 daN à 60° C

correspond à une résistance à la compression LCPC-Duriez de l'ordre de 2 MPa à 18° C, il ne s'agit évidemment pas d'une relation exacte (qui varie selon la nature du sable et du bitume) mais d'un ordre de grandeur moyen.

II.1.2.4 Améliorations envisageables lorsque le niveau de performance n'est pas atteint.

II.1.2.4.a Fines d'apport.

Les sables utilisés doivent nécessairement être propres : cette exigence entraîne souvent un manque de fines. L'apport de fines se situera généralement entre 2 à 5 %. Ces fines amélioreront la cohésion du matériau et sa résistance. Ce résultat est dû à la fois à l'amélioration de la granulométrie et au pouvoir rigidifiant de ces fines.

Lorsqu'un choix existera entre plusieurs produits fins, on pourra choisir celui qui aura le plus grand pouvoir rigidificateur. On vérifiera cependant que ce gain n'entraîne pas une chute de la tenue à l'immersion. Par prudence, on évitera des produits fins dont le pouvoir rigidificateur est supérieur à 20 °C et dans la mesure du possible, on retiendra des produits pour lesquels une certaine expérience locale existe déjà.

Dans certains cas cependant (sable fin propre en particulier), l'emploi de fines d'apport peut s'avérer insuffisant pour amener le niveau de performances au seuil voulu et la correction devra être plus importante.

II.1.2.4.b Sable de concassage ou de broyage.

- Un sable riche en fines (plus de 15 % passant à 80 µm) améliorera à la fois la cohésion et le frottement interne de la formule.
- Un sable ayant peu de fines améliorera uniquement le frottement interne. Il pourra éventuellement être accompagné par l'ajout en centrale de produits fins.

Le dosage en sable correcteur se situe en général entre 20 et 40 %.

II.1.2.4.c Le Soufre.

Le soufre est liquide à 120 °C. Ajouté en plus du bitume, il peut donc en association avec lui, permettre la mise en place du matériau. Au refroidissement, il cristallise et peut rigidifier le mélange. Selon les dosages respectifs en soufre et en bitume deux cas peuvent se présenter :

- $S/B < 1$

La quantité de soufre est inférieure (en poids) à la quantité de bitume. Le soufre peut être introduit soit en pré mélange avec le bitume (on constitue ainsi un liant bitume-soufre) soit sous forme de fines d'apport au niveau du malaxeur après enrobage du bitume.

Un rapport $S/B < 1$ permet très bien de compenser un manque d'angularité du matériau et éventuellement un léger défaut de granulométrie. Il ne permet pas par contre de pallier seul aux effets d'une mauvaise granulométrie (sable fin homométrique type sable de dune par exemple).

A titre indicatif l'étude peut être engagée à partir d'un dosage 4 % de bitume et 2 % de soufre.

- $S/B > 1$

La quantité de soufre est supérieure (en poids) à celle de bitume. On réalise d'abord l'enrobage du bitume puis on incorpore le soufre qui joue le rôle d'un « produit fin fondant ». C'est-à-dire de fines d'apport de forme adaptée. En effet, le soufre liquide se loge entre les vides du sable et cristallise en place « calant » ainsi les grains de sables.

Un rapport $S/B > 1$ permet de compenser une mauvaise granulométrie. Une telle solution, pour être économiquement intéressante nécessite toutefois :

- du soufre localement bon marché,
- l'absence de matériaux dans un large périmètre autour de la zone de travaux.

A titre indicatif, l'étude peut être engagée à partir d'un dosage de 4 % de bitume et 6 % de soufre.

Les performances définitives des sables enrobés à chaud ne sont atteintes que progressivement, le soufre ne recristallisant pas immédiatement dans sa totalité. Il convient également de noter que la teneur en bitume doit être suffisante pour conserver au matériau une certaine viscoélasticité et une tenue à l'immersion acceptable.

II.1.2.4.d Produits rigidifiants divers.

Il existe dans l'industrie chimique, et en particulier dans la pétrochimie, un certain nombre de produits compatibles avec le bitume et ayant des propriétés rigidifiantes : résines aromatiques, asphaltènes Associés à un bitume de pénétration normale, de tels produits peuvent compenser l'absence de bitume dur tel que le 20/30. Avant emploi, une étude de laboratoire assez développée ainsi que des sections d'essais de petite importance sont nécessaires pour

juger du comportement. Il est à noter qu'un excès de rigidité serait en effet aussi néfaste qu'une résistance trop faible.

II.1.2.4.e Dope d'adhésivité.

Utilisés, mélangés au bitume, de tels produits peuvent éventuellement résoudre un problème de tenue à l'immersion insuffisante.

II.1.2.4.f Pré-enrobage au ciment.

Le manque d'angularité et de frottement interne du matériau peut être compensé en faisant adhérer à la surface des grains de sable, des cristaux de ciment hydraté.

On réalise pour cela un mélange de sable et de ciment Portland avec une quantité d'eau suffisante pour assurer l'hydratation du ciment (le dosage en ciment est de l'ordre de 4 %). Le mélange ainsi traité est conservé avec un minimum de 48 heures avant d'être employé en centrale d'enrobage classique.

Un tel traitement améliore de façon sensible la tenue à l'orniérage du sable enrobé à chaud. Des améliorations de la stabilité de l'ordre de 25 % peuvent, ainsi, être atteintes.

II.1.2.5 Aspects spécifiques de fabrication et de mise en œuvre.

II.1.2.5.a Fabrication.

Pour des questions de facilité de mise en œuvre (compactage) il est conseillé de retenir la température de chauffage la plus basse compatible à une déshydratation parfaite et un enrobage satisfaisant.

Généralement la centrale est implantée sur le site même de l'extraction du sable. Il y a lieu d'être très attentif à la qualité du sable extrait (propreté homogénéité de la granulométrie) et de surveiller en particulier l'élimination de matières telles que racines d'arbres etc..., ainsi que l'homogénéité de la teneur en eau (problème de température constante de chauffage).

II.1.2.5.b Transport.

Le transport par camions bâchés et si possible calorifugés est recommandé pour éviter les refroidissements provoqués par des averses éventuelles durant le transport depuis la centrale jusqu'au chantier et surtout afin d'éliminer tout risque de refroidissement localisé. Le sable enrobé à chaud à 130° C est très susceptible à ce refroidissement.

II.1.2.5.c Répandage.

La mise en œuvre, selon les cas, peut se faire soit à la niveleuse soit au finisseur. Le finisseur reste toute fois l'appareil recommandé car il permet d'obtenir avec ce type de matériau un pré-compaction intéressant, et de mettre en œuvre des couches épaisses de 10 à 25 cm.

Le type de finisseur conseillé est celui qui possède une table vibrante sur laquelle il est possible de faire varier les fréquences de vibrations ainsi que les amplitudes par ajout ou retrait de masses aux vibrateurs. La vitesse d'avancement conseillée est inférieure à 2,5m/mn, ce qui, compte tenu des fortes épaisseurs à mettre en œuvre, ne réduit en rien le débit du poste d'enrobage.

Il est vivement recommandé d'utiliser un finisseur dont la vitesse d'alimentation de la table est indépendante de la vitesse de translation faute de quoi, des ennuis risquent de survenir lors de chaque arrêt du finisseur pour réapprovisionnement de la table (fissures à 60° dans le tapis au niveau de la reprise). En conséquence, l'atelier de mise en œuvre mérite une attention toute particulière en début de chantier.

II.1.2.5.d Compactage.

La technique du sable enrobé à chaud diffère des autres techniques bitumineuses au niveau du compactage, du fait de sa structure même.

L'absence de squelette donne un caractère prépondérant au bitume et la mise en couche épaisse maintient celui-ci à une viscosité trop faible (malgré l'emploi d'un bitume), pour que le revêtement puisse être livré au compactage immédiatement après le répandage. Le produit se déforme, flue et les compacteurs se « plantent ». C'est pourquoi, il faut insister sur la température de fabrication la plus basse possible afin de réduire le temps d'attente entre le répandage et le compactage.

Selon les types de sable enrobé à chaud, la température idéale à laquelle on peut faire intervenir les engins de compactage est de 100 à 90° C et la fin d'intervention vers 70° C. il s'agit là, d'ordres de grandeurs qui varieront en fonction de la portance qui elle-même sera dépendante de la texture du mélange et des engins de compactage. C'est ainsi qu'avec un sable éolien type sable de dune, il faudra être vigilant en ce qui concerne le respect de la fourchette de température, soit 80 à 90° C, alors qu'avec un sable enrobé à chaud de type sable alluvionnaire, la température pourra être plus élevée, de l'ordre de 120° C.

Plusieurs types d'engins peuvent être utilisés :

- compacteur à pneus automoteurs d'une charge voisine de 1 à 3 tonnes par roue, avec une pression de gonflage inférieure à 2 bars,
- cylindres vibrants ou compacteurs mixtes,
- plaques vibrantes,

La grande difficulté réside dans la formation des chauffeurs de compacteurs en général habitués à des températures comptage de béton bitumineux ou graves bitumes beaucoup plus élevées. Pour se faire, il est indispensable de suivre de très près les températures de sable enrobé à chaud avant d'intervenir. En règle générale, l'arrangement optimal des grains étant facile à obtenir, quelques passages suffisent pour atteindre le taux optimum de comptage. Dans le cas où une circulation intense de chantier doit emprunter les zones de sable enrobé à chaud, il paraît préférable de sceller la surface par diffusion d'un léger voile d'émulsion de bitume sablée pour éviter les phénomènes de pelade.

Ces derniers se limitent suivant les cas aux 1 à 2 premiers centimètres de surface. Lors du compactage ou en attente de compactage, la surface a été refroidie et ainsi sous-compactée par rapport au reste de l'épaisseur ce qui la rend quelque peu friable.

II.1.2.5.e Problèmes particuliers.

Lorsque le sable enrobé à chaud est lui-même mis en œuvre sur une plateforme en sable non traité, il peut se poser des problèmes de stabilité de cette plateforme sous le trafic des engins d'approvisionnement et de mise en œuvre (cas des sables fins non cohérents en particulier).

Différentes solutions sont envisageables :

- mise en œuvre à l'avancement au buteur,
- arrosage de la plateforme pour maintenir la cohésion,
- approvisionnement avec des camions avec pneus basse pression,
- mise en œuvre sur la plateforme d'une première couche de sable-bitume de 5cm pour permettre le trafic.

II.1.3 Eléments sur le comportement des sables traités au bitume pour assises

Le comportement du sable-bitume est caractérisé par les spécifications suivantes :

- La stabilité immédiate et à long terme,
- Le comportement après immersion,
- Le gonflement,
- Le pourcentage d'eau absorbée.

Les désordres qui se manifestent rapidement après la mise en œuvre se rattachent généralement à l'une des causes suivantes :

- des écarts par rapport aux spécifications sur le matériau par exemple, par exemple sur certaines zones le matériau utilisé à une plasticité excessive entraînant un mauvais enrobage.
- des conditions météorologiques défavorables au moment de la mise en œuvre. Des précipitations importantes ont pu entraîner la présence d'un excès d'eau dans le matériau. Sous trafic, cette eau peut provoquer un désenrobage du matériau. Elle peut également créer une pression interstitielle tendant à désorganiser le matériau par rupture en cisaillement sous la forme d'un feuilletage.
- des écarts de mise en œuvre :
 - Sous compactage de la couche de sable traité ou de la sous-couche,
 - Surdosage en liant,
 - Mauvais accrochage entre le sable traité et la couche de roulement.

Un contrôle bien conduit de la mise en œuvre devrait normalement éviter ou du moins remédier avant la mise en service aux causes de désordres.

Le sable traité au liant hydrocarboné, utilisé en assise est souvent en sur-largeur par rapport à la couche de roulement. Dans bien des cas, cette sur-largeur ne donne lieu à aucune protection. Exposé aux variations climatiques (pluie, soleil), à long terme, ce sable enrobé aura tendance à se rigidifier par vieillissement du liant. Si les écarts thermiques locaux sont importants, un phénomène de fissuration de retrait peut se développer et se propager ensuite à la chaussée. Il est conseillé d'imperméabiliser ces accotements par épandage d'une couche de liant et de granulats de plus petite taille que celui de la chaussée pour les différencier.

Les sables traités au bitume conservent généralement une teneur en vide importante les rendant capables d'absorber beaucoup d'eau. A l'état imbibé, leur niveau de performance est beaucoup plus faible et des dégradations peuvent apparaître. La longévité de la structure sera donc pour une bonne part liée au bon entretien de la chaussée :

- renouvellement périodique de l'imperméabilisation de surface,
- entretien des saignées d'écoulement des eaux et de tous les systèmes d'évacuation de ces eaux,
- dispositions constructives qui au départ évitent les possibilités d'accumulation et de stagnation des eaux.

Pour les sables enrobés à chaud, dont la stabilité est essentiellement assurée par le bitume, il existe une température critique au-delà de laquelle le matériau devient sensible à l'orniérage. Une mauvaise appréciation de la température maximum ainsi que du trafic poids lourds que la chaussée est amenée à supporter peut conduire à l'apparition d'orniérage lié à une rigidification insuffisante du sable enrobé à chaud (pas assez de fines, bitume trop mou, ...).

Egalement, très souvent, des dégradations apparaissent en rives et se propagent ensuite à la chaussée. Une cause fréquente de ces dégradations est une détérioration de l'épaulement de la couche de sable traité soit par érosion, soit par usure à la suite d'une circulation s'effectuant sur l'accotement. Là encore éviter que de telles causes mettent en péril la chaussée relève de l'entretien de l'itinéraire.

II.2 LE BANCO-COQUILLAGE

La découverte de l'existence du banco-coquillage (amas coquilliers) au Sénégal date de plus d'un siècle. Plusieurs sites en banco-coquillage ont été localisés à l'intérieur du pays. On trouve de grandes étendues au nord du Sénégal où la couche coquillière peut être continue sur plus d'un kilomètre. On rencontre aussi des amas de dimensions plus modestes, et également de très petits dépôts dont le diamètre est de l'ordre de quelques mètres. Ces sites sont localisés en bordure de la mer et de lagunes.

En effet, le banco-coquillage se présente sous deux sortes de dépôts :

- les dépôts de plage qui ne présentent que des valves disjointes sous forme d'une matrice souvent bien triée, cette dernière est parfois peu abondante dans le cas des cordons.
- les dépôts de fond de lagune qui sont les plus étendus ; les coquilles sont noyées dans une matrice vaseuse et la sédimentation est calme. Cependant, il convient d'éliminer cette contamination des coquilles par la matrice vaseuse avant usage.

Les plus importants gisements en banco-coquillage sont situés dans la partie nord du pays plus précisément autour de la région de Saint Louis dont les principales carrières sont :

- ❖ la carrière de Gandon,
- ❖ la carrière de Dakar Bango,
- ❖ la carrière de Rao.

Par ailleurs d'autres gisements de banco-coquillage sont localisés dans la partie sud du pays notamment, vers la Casamance, et au centre du pays aux alentours de la région de Thiès.

Ainsi, vue la quantité abondante de ce matériau au Sénégal, beaucoup de structures ont été réalisées avec le banco-coquillage :

- Une bonne partie du réseau routier de la région de Saint Louis est faite à base du banco-coquillage.
- En 1956 toutes les voies de l'aérodrome de Saint Louis ont été réalisées avec du banco, par la société COLAS.
- La société ESE NAVIMOR a aussi réalisé le quai de Saint Louis en 1980 avec du banco coquillage amélioré au ciment.

- Le tronçon Louga – Saint Louis de la RN2 a été réalisé aussi avec du banco-coquillage.
- Egalement, la route Diosmone – Fimela, dans la région de Fatick, a été construite avec du banco-coquillage dans les années 1970.
- La piste entre Ngik Fall et Sakal est réalisée par du banco-coquillage cru en 2005 par l'entreprise SENTHRAS ; il en est de même pour tant d'autres tronçons à l'intérieur du pays.

II.2.1 Techniques de localisation des amas coquilliers

Pour localiser les amas coquilliers nous avons les éléments d'appréciations suivantes :

- ✚ Le survol en avion léger : il fournit des éléments fugaces mais plus probants, la couleur rendant la distinction des amas beaucoup plus nette. L'altitude optimale de vol se situe entre 400 et 500 m, ce qui nous donne une vue nette précise (à l'aide de lunettes optiques) des amas et une vision d'ensemble sur leur localisation.
- ✚ L'exploitation des données recueillies par les satellites artificiels Landsat de la NASA a été tentée, en collaboration avec F. VERGER et M. SALL. En choisissant un programme qui sélectionne le reflet propre des amas coquilliers, ceux-ci apparaissent sur une carte en couleur établie selon le code retenu. Cette technique, encore à l'essai, semble prometteuse.
- ✚ Les informations fournies par les habitants, surtout en ce qui concerne les amas situés en bordure de marigots et non ceux isolés dans la mangrove.

Dans tous les cas, l'expérience a montré que le contrôle sur le terrain, c'est-à-dire la descente sur le site même, reste indispensable : un site indiqué soit par les documents, soit par un informateur, mais non visité, demeurera toujours douteux. Pour ce contrôle, la période favorable se situe à la fin de la saison sèche, quand le couvert herbacé est réduit au minimum, c'est-à-dire d'Avril à Juillet.

II.2.2 Les différents essais sur le banco-coquillage

Comme tout matériau, certains essais sont effectués sur le banco-coquillage, en vue de son utilisation.

II.2.2.1 Essais d'identification.

Les principaux essais physiques pour caractérisés le banco-coquillage sont :

II.2.2.1.a La granulométrie.

C'est la répartition pondérale des grains selon leur grosseur (dimension). Elle permet de définir le coefficient d'uniformité (C_u) et le coefficient de courbure (C_c) qui nous renseignent sur la forme de la courbe granulométrique. Cependant, pour le cas du banco-coquillage, la courbe est toujours discontinue (c'est-à-dire mal graduée) à cause de la différence de tailles entre le coquillage et le banco (donc absence de certains diamètres).

II.2.2.1.b Les Limites d'Atterberg.

Les limites de consistance ou limites d'Atterberg sont les valeurs caractéristiques de la teneur en eau du matériau pour lesquelles, il passe de la consistance liquide à la consistance plastique, puis solide avec retrait, enfin solide sans retrait ; lorsque sa teneur en eau décroît. Nous aurons ainsi trois teneurs en eau limites :

- La limite de liquidité w_L est celle pour laquelle le matériau passe de l'état liquide à l'état plastique.
- La limite de plasticité w_p est celle pour laquelle il passe de l'état plastique à l'état solide avec retrait.
- La limite de retrait w_s , celle pour laquelle il passe de l'état solide avec retrait à l'état solide sans retrait.

On définit encore l'indice de plasticité IP, qui est la différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Il mesure l'étendue de la plage des teneurs en eau pour lesquelles le matériau se trouve dans l'état plastique. Pour cela, cet indice peut varier fortement selon les carrières de banco-coquillage.

II.2.2.1.c L'Essai d'Equivalent Sable.

Lorsque l'indice de plasticité est inférieur à 4% sa détermination expérimentale devient difficile ; l'indice de plasticité n'est pratiquement plus mesurable ; pour cela on utilise alors l'Equivalent sable. Il consiste à placer un volume donné de l'échantillon dans une éprouvette graduée dans laquelle on verse un mélange d'eau et de solution floculante destinée à mettre en suspension et à départager les particules argileuses du sable. Après agitation normalisée, on

laisse reposer, puis on mesure la hauteur h_2 du sable et la hauteur h_1 du sommet du flocculat. L'équivalence de Sable ES est donnée par le rapport :

$$ES = \frac{h_2}{h_1} \times 100$$

Le matériau est d'autant plus propre que sa valeur de ES est proche de 100, et il est de plus en plus argileux lorsque sa valeur est inférieure à 20.

II.2.2.1.d L'Essai Proctor.

Il permet de simuler l'évolution du matériau au cours du compactage et de déterminer, pour une énergie de compactage déterminée, la teneur en eau qui permet d'obtenir la densité sèche maximale. On distingue l'essai Proctor normal et l'essai Proctor modifié. Le premier correspond plus aux matériaux utilisés en remblai et le second demande un compactage beaucoup plus poussée et correspond aux énergies mises en œuvre pour les couches de forme et les couches de chaussée. Pour le banco-coquillage, l'optimum Proctor varie en général de 7 à 13% de teneur en eau.

II.2.2.1.e L'Essai CBR (Californian Bearing Ratio).

C'est une grandeur utilisée pour caractériser un matériau élaboré ou un sol, en tant que support ou constituant d'une structure de chaussée. Le principe général de l'essai consiste à mesurer les forces appliquées sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de matériau. Les valeurs particulières des deux forces ayant provoquées deux enfoncements conventionnels sont respectivement rapportées aux valeurs des forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements. L'indice recherché est défini conventionnellement comme étant la plus grande valeur, exprimée en pourcentage, des deux rapports ainsi calculés. En ce qui concerne le banco-coquillage, l'indice CBR varie généralement entre 20 et 60 pour le matériau cru ; et entre 90 et 260 pour le matériau amélioré au ciment.

II.2.2.2 Essais chimiques.

Des analyses chimiques ont été effectuées sur le banco-coquillage afin de mieux appréhender son comportement. Le tableau II-5 suivant donne les résultats de ces essais.

Références	Banco coquillage de Rao
SiO ₂	59,20
Al ₂ O ₃	0,04
Fe ₂ O ₃	0,89
CaO	23,12
MgO	0,00
Na ₂ O	1,05
K ₂ O	0,20
TiO ₂	0,25
MnO ₂	<0,01
P ₂ O ₅	<0,02
SO ₃	0,01
H ₂ O	0,61
PF	14,84

Tableau II-5 Composition chimique du banco-coquillage (PFE Daouda Keïta, IST)

II.2.3 Les performances du matériau

L'analyse de résultats de certaines études faites sur le banco-coquillage, venant de la carrière de Rao, montre que le matériau cru dispose d'un CBR supérieur à 60 et d'un équivalent sable plus ou moins égal. Ceci montre que respecte bien les conditions d'utilisation d'un matériau en couche de fondation, car présentant un CBR supérieur à 60. Il en est de même pour son utilisation en couche de base pour les chaussées à trafic faible pour lesquels, un CBR minimum de 60 est exigé par le CEBTP. Par contre l'utilisation de ce matériau en couche de base pour des chaussées à trafic élevé nécessite un traitement mécanique ou chimique pour optimiser son indice portant.

Afin d'améliorer les performances du banco-coquillage en vue de son utilisation en couche de base pour des trafics élevés, on peut envisager de faire un traitement mécanique. Ce traitement mécanique peut se faire en ajoutant du coquillage concassé au banco-coquillage cru ce qui permettra ainsi de réduire considérablement le pourcentage de vide du matériau. Pour cela, avec seulement 10% de coquillages concassés les conditions pour une utilisation en couche de base pour les chaussées à trafic élevé sont satisfaites (CBR supérieur ou égal à 80).

Egalement le traitement peut se faire par technique chimique en procédant par ajout de ciment, qui avec un pourcentage de 2.5 seulement, permet de faire passer l'indice de portance à environ 275. Cependant, ce traitement induit une résistance à la traction qui devient faible.

CONCLUSION

A travers ce chapitre, il a été question de développer l'utilisation du sable-bitume et du banco-coquillage en construction routière. Ainsi, pour chacun de ces matériaux nous avons parlé de leurs constituants, de leurs caractéristiques, mais aussi de leurs performances. Lorsque les performances demandées pour leur utilisation, comme matériaux, en couche de base ne sont pas atteintes ces matériaux ne doivent pas être utilisés pour éviter des dégradations à court terme. Pour cela, nous avons donné, dans ce chapitre, des techniques d'amélioration pour chaque matériau en question afin de les rendre utilisables. Il est donc nécessaire de bien étudier un quelconque matériau, pour savoir ses performances, avant de l'utiliser en construction routière car un mauvais choix de matériaux d'assise ou de la couche de surface peut entraîner des dégradations. Ces dégradations doivent être étudiées afin d'identifier leurs causes et par conséquent de pouvoir proposer des solutions pour la remise en état de la chaussée concernée.

C'est ce qui fait l'objet du chapitre III : Etude du Comportement des Chaussées Flexibles.

Chapitre III : ETUDE DU COMPORTEMENT DES CHAUSSEES FLEXIBLES.

L'examen des dégradations des superstructures routières et l'évaluation de leurs causes probables permettent de déterminer avec précision les différents facteurs à prendre en compte dans le dimensionnement des corps de chaussées.

L'expérience a montré que ces dégradations sont multiples. Par exemple, le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées à Paris (LCPC) a établi un catalogue de dégradations de chaussées. Selon le LCPC, il existe 18 sortes de dégâts pour les structures souples, 8 sortes de dégâts pour les chaussées rigides et 7 sortes pour les structures mixtes.

Il est facile d'imaginer la grande variété de facteurs affectant le comportement et la durée de vie d'une route. Un mauvais comportement provient de la faiblesse du revêtement, de l'assise (couches de base et de fondation) ou de l'infrastructure (la plate forme). Les causes directes de cette faiblesse proviennent d'un mauvais matériau, d'une construction déficiente ou d'un entretien inadéquat. D'un autre côté, certaines causes naturelles ou indirectes, telles que le climat et la pluviométrie, détériorent la route avec les années.

L'examen des dégradations des routes montre que les facteurs suivants sont déterminants pour la qualité et la durabilité des superstructures routières :

- ✚ le trafic c'est-à-dire la charge par roue, la répartition de cette charge sur le revêtement et le nombre de cycles de passage ;
- ✚ les conditions climatiques et hydrologiques locales : ces dernières sont difficiles à préciser, mais affectent à des degrés divers la route dont les calculs et la construction ont été bien faits ;
- ✚ la portance sol d'assise (CBR) ;
- ✚ les propriétés mécaniques des matériaux de chaussées : leur aptitude à résister aux efforts provoqués par les charges répétées du trafic et aux déformations résultant de l'effet des saisons, de l'eau et des tassements de l'infrastructure.

Cet ensemble de facteurs contribue au processus de vieillissement d'une chaussée.

Le vieillissement, qu'il relève des causes directes ou indirectes, se traduit à la surface du revêtement de béton bitumineux par des défauts qui peuvent être classés en trois catégories, chacune d'elles regroupant des causes bien spécifiques, quoique difficiles à préciser dans

certains cas. Catégorie A : les défauts apparaissent dès le premier stade de vieillissement (entre 2 et 5 ans après la mise en service) : ondulations, ornières, affaissement, soulèvement différentiel, bourrelet. Catégorie B : les défauts sont plus prononcés et accélèrent la dégradation (entre 3 et 10 ans après la mise en service) : fissures de centre, fissures longitudinales, fissures transversales, fissures latérales, fissures en carrelage, fissures en piste de roues, lézardes, fissuration polygonale, peaux de crocodile, nid de poule, pelade, etc.... Catégorie C : défauts causés par une oxydation du béton bitumineux ou par une réaction nuisible entre certains granulats et alcalis du ciment dans le cas de revêtements rigides (après 10 ans de mise en service) : désenrobage et arrachement ou déchaussement, placards, etc...

III.1 LES FISSURATIONS

III.1.1 Les Fissures transversales.



Figure III-1 Fissures transversales (source : réf [23])

Ce sont des ruptures du revêtement relativement perpendiculaire à l'axe de la route, généralement la traversent complètement ou partiellement (figure III-1). On les retrouve en général à intervalles irréguliers ; mais dans certains cas, pour une cause encore imprécise, elles se forment à intervalles très réguliers.

Causes probables:

- ✓ L'abaissement de la température provoquant un retrait (thermique) du revêtement.
- ✓ Le vieillissement et fragilisation du bitume.

- ✓ Un tassement non uniforme.
- ✓ La remontée de fissures après travaux de resurfaçage.
- ✓ Un joint de construction mal exécuté (lors de d'un arrêt et reprise des travaux de pose d'enrobé).
- ✓ Une diminution de la section du revêtement.
- ✓ La fatigue de la couche de roulement due à la répétition des efforts aux passages des charges.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ En l'absence de colmatage, le nombre de fissures transversales augmente ; l'action combinée de l'eau et du trafic se traduit par des épaufrures en bord de fissures ce qui augmente les infiltrations d'eau.

Le décollement entre la couche de surface et l'assise s'étendra progressivement.

Des remontées de fines peuvent apparaître, ainsi que des ramifications et un dédoublement de la fissure transversale en delta de rive.
- ✓ Au stade ultime, la partie haute de l'assise traitée aux liants hydrauliques se dégrade significativement, ce qui amène des affaissements et des nids de poule.

Remèdes:

- ✓ Il faut faire un pontage à chaud avec un mastic spécial dans le cadre d'une opération programmée.
- ✓ Une réfection localisée si le corps de chaussée est atteint.
- ✓ Un tapis en enrobés ou enduits superficiels.

III.1.2 Les Fissures en piste de roue.



Figure III-2 Fissures en pistes de roue (source : réf [23])

Ce sont des fissures sensiblement parallèles à l'axe de la chaussée et apparaissant exclusivement dans une bande de roulement (figure III-2).

Causes probables:

- ✓ La fatigue de la structure par excès de contrainte à la base de la ou des couches traitées ayant pour origine un sous dimensionnement ou un décollement entre couches.
- ✓ La fatigue du revêtement (trafic lourd).
- ✓ Une insuffisance de la portance du sol.
- ✓ Un tassement ou retrait du sol argileux à la suite d'une longue période de sécheresse.
- ✓ Des défauts de construction.
- ✓ Un mauvais drainage des couches granulaires de la chaussée.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Une ramification et un dédoublement de la fissure avec une ouverture des lèvres qui est liée au départ de matériaux en bord de fissure.
- ✓ Une évolution possible vers du faïençage à mailles fines puis de l'ornièrre à grand rayon et des nids de poule lorsque les fissures sont dues à une résistance insuffisante des matériaux d'assise.

Remèdes:

- ✓ Aucun entretien courant n'est réalisé si la fissure est fine (moins de 2 mm d'ouverture) ; dans le cas contraire, et en l'absence de désordre secondaire, il est procédé à un pontage à chaud avec un mastic spécial ; en présence de désordre secondaire, il est procédé à une imperméabilisation de la surface.
- ✓ Une réfection localisée si le corps de chaussée est atteint.
- ✓ Un tapis en enrobés ou enduits superficiels.

III.1.3 Les Fissures longitudinales (hors piste de roue).



Figure III-3 Fissures longitudinales (hors pistes de roue) (source : réf [23])

Ce sont des ruptures du revêtement relativement parallèle à la direction de la route, excluant ceux en pistes de roues (figure III-3).

Causes probables:

- ✓ La fatigue de la chaussée due à une structure insuffisante vis-à-vis du trafic.
- ✓ Une portance insuffisante du sol.
- ✓ Un défaut de construction.
- ✓ Un tassement, glissement ou retrait du sol argileux à la suite d'une longue période de sécheresse.
- ✓ Des joints d'enrobé défectueux.

- ✓ La réapparition d'une fissure longitudinale grave dans les couches inférieures.
- ✓ Une ségrégation de l'enrobé à la pose.
- ✓ Le vieillissement du revêtement (du liant) sous l'effet des variations de température.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Elle évolue vers un faïençage et un départ de matériaux.

Remèdes:

- ✓ Aucun entretien courant n'est réalisé si la fissure est fine (moins de 2 mm d'ouverture) ; dans le cas contraire, et en l'absence de désordre secondaire, il est procédé à un pontage à chaud avec un mastic spécial ; en présence de désordre secondaire, il est procédé à une imperméabilisation de la surface.
- ✓ Une réfection localisée si le corps de chaussée est atteint.
- ✓ Un tapis en enrobés ou enduits superficiels.

III.1.4 Les Fissures de joint.



Figure III-4 Fissures de joint (source : réf [21])

Il s'agit d'une ouverture apparaissant sous forme de fissure rectiligne au raccordement de deux bandes d'enrobés (joint longitudinal) ou à une reprise d'une bande d'enrobés (joint transversal) (figure III-4). Elles sont appelées fissures de centre dans le cas où elles sont localisées le long de la ligne centrale de la route.

Causes probables:

- ✓ Un joint de construction mal exécuté (mauvais accrochage entre les deux bords du joint, faute de réchauffage ou de badigeonnage).
- ✓ Un manque d'adhésion entre deux couches adjacentes, ce qui entraîne une séparation facile, laissant libre passage aux eaux de ruissellement.
- ✓ Le vieillissement du liant sous l'effet des variations de température.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Une épaufrure des bords de fissures qui favorise la pénétration de l'eau pouvant entraîner, sous l'effet du trafic, un décollement partiel de l'enrobé.
- ✓ Une ramification de la fissure qui peut évoluer vers le faïençage, le nid de poule et la pelade.

N.B : Mêmes remèdes que pour les fissures longitudinales.

III.1.5 Les Fissures latérales.



Figure III-5 Fissures latérales (source : réf [21])

C'est un décollement du revêtement ou une rupture droite (fissure longitudinale) ou en arc, le long de la bordure (figure III-5).

Causes probables:

- ✓ Une mauvaise géométrie de la chaussée : les accotements ne sont pas suffisamment larges et les pentes vers les fossés sont trop raides, d'où une instabilité par manque de support latéral.

- ✓ Une discontinuité dans la structure (cas des élargissements).
- ✓ Un apport latéral d'eau de ruissellement dans la structure de chaussée.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Une érosion et affaissement au niveau des bords.

Remèdes:

- ✓ La réalisation d'un accotement pavé de ce fait l'eau ne pouvant alors s'infiltrer sous le revêtement et miner les matériaux de fondation.
- ✓ Une réfection localisée si le corps de chaussée est atteint.
- ✓ Un tapis en enrobés ou enduits superficiels.

III.1.6 Les Fissures en carrelage ou faïençage.



Figure III-6 Fissures en carrelage ou faïençage (source : réf [23])

C'est une rupture du revêtement sur des superficies plus ou moins étendues, formant un patron de fissuration à petites mailles polygonales dont la dimension moyenne est de l'ordre de 300 mm ou moins (figure III-6).

Causes probables:

- ✓ La fatigue de la couche de roulement ou de la totalité de la chaussée, due à une structure insuffisante vis-à-vis du trafic supporté.
- ✓ Une épaisseur de revêtement insuffisante.
- ✓ Une insuffisance de la portance du sol.

- ✓ Un décollement de la couche de roulement.
- ✓ Une évolution suite à la présence de fissures longitudinales dans les bandes de roulements.
- ✓ Un trafic lourd intense.
- ✓ Un vieillissement de la chaussée.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Une ouverture progressive des fissures, puis vers un arrachement des matériaux.
- ✓ Le réseau de mailles se resserre et évolue vers le départ de matériaux et la formation de nids de poule ou de pelade en présence de couche de roulement mince.
- ✓ Le faïençage favorise l'entrée d'eau de ruissellement dans le corps de chaussée qui entraîne une chute de portance à l'origine de déformations (ornières à grand rayon, affaissement de rive et hors rive).

Remèdes:

- ✓ En cas de faïençage fin (fissures de moins de 2 mm d'ouverture), il n'existe aucune technique d'entretien courant ; dans le cas contraire il faut envisager un scellement et une imperméabilisation de surface.
- ✓ Une réfection localisée.
- ✓ La réalisation d'un enduit superficiel ou d'un tapis en enrobé.

III.1.7 Les Lézardes.



Figure III-7 Lézardes (source : réf [21])

Ces fissures sont généralement longitudinales et réparties au hasard (figure III-7). Il faut les distinguer des fissures de joint et des fissures latérales.

Causes probables:

- ✓ Une infiltration de l'eau.
- ✓ Des tassements différentiels, surtout aux endroits où la terre végétale, par exemple, a été laissée en place. Ces sols sont très compressibles. Si on y applique une charge, comme un remblai, un premier tassement se produira une fois la route terminée. Sous le poids des véhicules, un tassement ultérieur se produit d'une façon différentielle pour créer des ondulations suivies de fissures.
- ✓ Un remblai instable.
- ✓ Un mauvais drainage : un sol sensible perd sa capacité de support en présence d'eau et, sous les charges, flue sur les côtés.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Les lézardes évoluent vers un faïençage et un départ de matériaux.

Remèdes:

- ✓ On applique un scellement épais sur toute la surface concernée.

III.1.8 Peaux de crocodile.



Figure III-8 Peaux de crocodile (source : réf [20])

Dans ce cas, le revêtement flexible présente un réseau de fissures constituant des polygones de 7 à 20 cm de diamètre (figure III-8). En langage populaire, on les appelle peaux de crocodile ou d'alligator. Elles se rencontrent sous le passage des roues.

Causes probables:

- ✓ La faiblesse de l'assise.
- ✓ La fatigue, même si les calculs sont bien faits et la route bien faite. En effet, la répétition des charges trop lourdes ou dépassant celles qui ont été prévues n'est pas étrangère à ce phénomène.

Remèdes:

- ✓ Débrider et remplir avec un matériau enrobé.
- ✓ Une réparation localisée.
- ✓ La réalisation d'un enduit superficiel ou d'un tapis en enrobé.

III.1.9 Fissure polygonale.



Figure III-9 Fissure polygonale (source : réf [21])

C'est une rupture du revêtement formant un patron de fissurations à grandes mailles (fissures longitudinales et transversales qui se rencontrent), de forme relativement carrée (figure III-9), dont la dimension des côtés varie de 0.3 à 3 mètres, couvrant généralement toute la surface de la chaussée.

Causes probables:

- ✓ Une capacité insuffisante de la chaussée.
- ✓ Un retrait thermique et un vieillissement de la chaussée.
- ✓ Un drainage inadéquat.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Elles évoluent vers un découpage en mailles de dimensions de plus en plus petites.
- ✓ Le départ de matériaux aux lèvres des fissures.
- ✓ L'apparition de nids de poule.
- ✓ Le décollement et ou l'arrachement de la couche de roulement.
- ✓ Le rejet de fines de pompage.

Remèdes:

- ✓ Le nettoyage de la surface à traiter et faire un pontage des fissures par coulis à froid ou mastic.

III.1.10 Fissure d'adaptation.

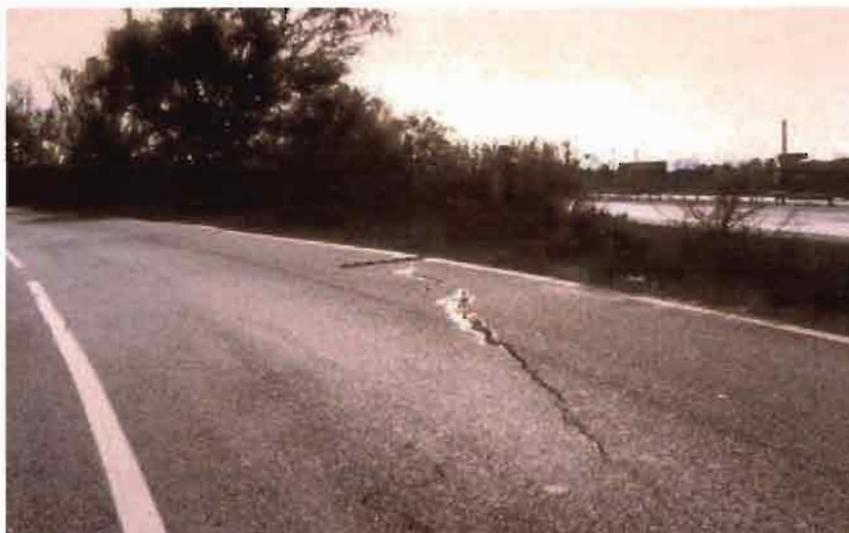


Figure III-10 Fissure d'adaptation (source : réf [20])

Il s'agit d'une fissure provenant de mouvements du sol (figure III-10) due à un tassement d'élargissement ou d'épaulement, à un retrait hydrique, à un glissement de remblai, etc.....

Causes probables:

- ✓ Un glissement de terrain.
- ✓ Un tassement de remblai (instabilité).
- ✓ Un tassement d'élargissement (support sous compacté ou structure sous-dimensionnée).
- ✓ Un retrait hydrique du sol support (argiles, limons, marnes) consécutif à la sécheresse, à un drainage postérieur à la réalisation et/ou aux plantations.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Elle évolue vers l'épaufrure, puis décalage des lèvres, voire une ramification et un faïençage.

Remèdes:

- ✓ Le nettoyage des bords de la fissure ou un découpage selon la gravité de la fissure; puis faire un pontage par mastic avec ou sans primaire d'accrochage.
- ✓ Faire une réfection localisée s'il y a un important mouvement de sol.

III.2 DEFORMATIONS DE SURFACE

III.2.1 Les Ornières.

On distingue les ornières à petit rayon et les ornières à grand rayon.

III.2.1.1 Les Ornières à petit rayon.



Figure III-11 Ornière à petit rayon (source : réf [21])

C'est une déformation (dépression) permanente longitudinale qui se crée sous le passage des roues et dont la largeur est inférieure à 80 cm (figure III-11). Le profil transversal de ces dépressions est souvent similaire à traces de pneus simples ou jumelés.

Causes probables:

- ✓ Une mauvaise stabilité d'un enrobé mou dans les fortes pentes ou rampes, ou encore dans les zones de freinage.
- ✓ Une inadéquation entre la formulation et la température d'usage.
- ✓ Une inadéquation entre la formulation et le trafic.
- ✓ Un enrobé à stabilité réduite par temps chaud.
- ✓ Un enrobé trop faible pour bien résister au trafic lourd.
- ✓ Un compactage insuffisant de l'enrobé lors de la mise en place.
- ✓ Une usure de l'enrobé en surface.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Une augmentation de la profondeur de déformation.

Remèdes:

- ✓ Les principales techniques d'entretien sont le reprofilage dans les ornières avec des matériaux bitumineux (profondeur d'orniérage inférieur à 5 cm), le rechargement (profondeur d'orniérage supérieur à 5 cm).

III.2.1.2 Les Ornières à grand rayon.



Figure III-12 Ornière à grand rayon (source : réf [21])

C'est une déformation (dépression) permanente longitudinale qui se crée sous le passage des roues et dont la largeur est supérieure à 80 cm (figure III-12). La forme transversale de la dépression correspond à celle d'une courbe parabolique très évasée.

Causes probables:

- ✓ Une fatigue de la chaussée par tassement des couches inférieures dues à un défaut de portance du sol.
- ✓ Un sous dimensionnement ou une mauvaise qualité de l'assise entraînant des contraintes verticales excessives à la surface du sol et/ou des couches non traitées.
- ✓ Un compactage insuffisant dans les couches granulaires de la chaussée à la construction.
- ✓ Un mauvais drainage des matériaux granulaires de la chaussée.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Une évolution vers un faïençage dans les ornières et la constitution de bourrelets.

Remèdes:

- ✓ Les principales techniques d'entretien sont le reprofilage dans les ornières avec des matériaux bitumineux (profondeur d'orniérage inférieur à 5 cm), le rechargement (profondeur d'orniérage supérieur à 5 cm) et le fraisage des bourrelets.

III.2.2 Les Affaissements.

On retrouve les affaissements sous deux formes : les affaissements de rive et les affaissements hors rive.

II.2.2.1 Les affaissements de rive.



Figure III-13 Affaissement de rive (source : réf [20])

Il s'agit de l'enfoncement prononcé localisé à la partie de la chaussée comprise entre le bord et la bande de roulement de rive (figure III-13).

Causes probables:

- ✓ Un sous dimensionnement localisé, lié à une hétérogénéité au niveau de l'assise (éventuellement consécutif à une pollution latérale) ou du sol support.

- ✓ Une absence, une mauvaise qualité ou un sous dimensionnement de l'épaulement qui peut être aggravé par des conditions géométriques particulières (intérieur de virage à petit rayon).
- ✓ Une chaussée non épaulée en rives.
- ✓ Un drainage ou assainissement localement défectueux.
- ✓ Une insuffisance de la largeur de roulement.
- ✓ Un retrait hydrique du sol support sous l'effet du climat et de la végétation.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Un approfondissement de l'affaissement accompagné de faïençage à mailles fines.
- ✓ Une apparition éventuelle d'une fissure d'adaptation (tassement d'épaulement ou de sol support).

Remèdes:

- ✓ La réalisation d'un tapis en enrobés ou d'un enduit superficiel.
- ✓ Une réfection localisée.

II.2.2.2 Les affaissements hors rive ou flache.



Figure III-14 Affaissement hors rive ou flache (source : réf [20])

Il s'agit de l'enfoncement ponctuel, prononcé, localisé à gauche ou à droite de la bande de roulement de rive (figure III-14). Ce type d'affaissement prend le nom de flache lorsqu'il présente une forme circulaire.

Causes probables:

- ✓ Un sous dimensionnement localisé lié soit à une hétérogénéité au niveau de l'assise ou du sol support, soit à la présence d'eau consécutive à la perméabilité des couches supérieures (faible compacité ou fissuration).
- ✓ Un problème de drainage localement défectueux.
- ✓ Une hétérogénéité de l'assise et du sol.
- ✓ Une présence d'eau due à une imperméabilisation insuffisante des couches supérieures.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Un approfondissement de l'affaissement accompagné de faïençage à mailles fines.

Remèdes:

- ✓ Procéder à un déflachage.
- ✓ Une réfection localisée en fonction de la profondeur.

III.2.3 Le Soulèvement différentiel.



Figure III-15 Soulèvement différentiel (source : réf [23])

Il s'agit d'un soulèvement ponctuel, le plus souvent circulaire, de la chaussée (figure III-15).

Causes probables:

- ✓ Des réactions physico-chimiques ponctuelles entre des constituants de la structure et l'eau formant des composés gonflants (par exemple l'ettringite).

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Un accroissement de la hauteur de gonflement
- ✓ Une fissuration en étoile de la couche de roulement.
- ✓ Le développement possible de nouvelles gonfles à proximité.
- ✓ Une augmentation du diamètre de la gonfle.

Remèdes:

- ✓ Faire une réfection localisée du corps de chaussée.

III.2.4 Le bourrelet transversal.



Figure III-16 Bourrelet transversal (source : réf [21])

C'est un renflement apparaissant de manière sensiblement perpendiculaire à l'axe de la chaussée (figure III-16).

Causes probables:

- ✓ Une mise en compression par dilatation thermique au niveau d'une fissure transversale et le soulèvement superficiel de la couche de roulement. Ce phénomène peut résulter de grands espacements entre les fissures transversales, ou de la mise en œuvre de matériaux à prise rapide suivie de températures très froides les jours suivant la prise.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Des fissurations et/ou des arrachements de la couche de surface.
- ✓ Un défaut d'uni longitudinal.

Remèdes:

- ✓ Faire un déflachage si les bourrelets sont de faible hauteur.
- ✓ Une réfection localisée du corps de la chaussée si les bourrelets sont de fortes hauteurs accompagnées de fissures.

III.2.5 La tôle ondulée.



Figure III-17 Tôle ondulée (source : réf [21])

Il s'agit de l'ondulation régulière rapprochée perpendiculaire à l'axe de la chaussée (figure III-17).

Causes probables:

- ✓ L'action du trafic sur des couches instables et peu homogènes.

- ✓ Le défaut de guidage du finisseur lors de la mise en œuvre de la couche de surface.
- ✓ La difficulté de compactage d'une forte épaisseur bitumineuse.
- ✓ L'instabilité de la couverture bitumineuse, due à de trop fortes teneurs en bitume.
- ✓ La mise en place de bitumes trop mous ou une densité insuffisante.
- ✓ Zones fortement sollicitées par les effets tangentiels du trafic ; fortes rampes avec trafic lourd ; zones de freinage et d'accélération.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Un accroissement de l'amplitude et de la fréquence de ses vagues.

Remèdes:

- ✓ La réalisation d'un enduit superficiel ou d'un tapis en enrobés.

III.3 DEFAUTS ET PERTES PONCTUELLES DU REVETEMENT

III.3.1 Désenrobage et arrachement ou déchaussement.

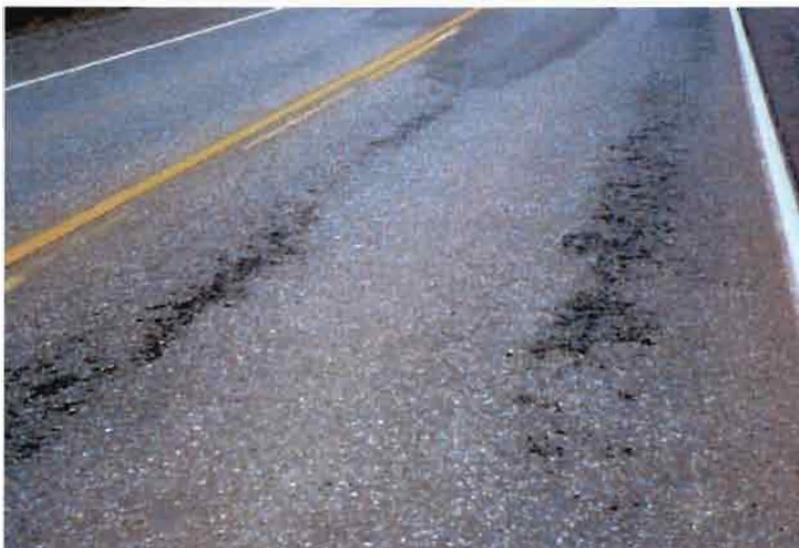


Figure III-18 Désenrobage et arrachement (source : réf [23])

Il s'agit du départ du mastic (liant et fines) pour laisser les granulats en relief ; et par la suite la perte des gros granulats en surface produisant une détérioration progressive du revêtement (figure III-18).

Causes probables:

- ✓ Une usure du revêtement causée par un trafic intense.
- ✓ Le vieillissement du liant.
- ✓ Un sous dosage du bitume ou un mauvais enrobage.
- ✓ La ségrégation de l'enrobé dans l'axe du finisseur de grande largeur.
- ✓ Une reprise manuelle locale à l'exécution créant un point singulier.
- ✓ La propreté des granulats ou du sable (granulat sale).
- ✓ Une mauvaise adhésion granulat-liant.
- ✓ Un brûlage de l'enrobé (température d'enrobage supérieur au seuil critique).
- ✓ Un défaut de compactage.
- ✓ Des sollicitations accrues en zone de virage et de freinage.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Une évolution en surface et en profondeur, jusqu'à la pelade.

Remèdes:

- ✓ Faire un traitement de surface (vaporisation de bitume sur l'aire à traiter).
- ✓ Un tapis en enrobé ou enduit superficiel.
- ✓ Une réfection localisée.

III.3.2 Les placards.



Figure III-19 Placards (source : réf [21])

Le mélange bitumineux contient un excès de bitume qui suinte à la surface sous forme de plaques plus foncées (figure III-19). La remontée du liant vers la surface du revêtement s'appelle ressuage. Un placard crée un danger de dérapage lorsque la chaussée est mouillée.

Causes probables:

- ✓ Le surdosage du bitume.
- ✓ Un enfoncement des granulats dans un support bitumineux trop « mou » ou trop « gras » (enrobé trop riche en mastic).
- ✓ L'effet combiné de la température élevée du revêtement et des sollicitations du trafic.
- ✓ Une formulation d'enrobé inadaptée aux sollicitations.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Un arrachement de la couche de roulement par les véhicules par collage aux pneumatiques (pelade).

Remèdes:

- ✓ Une intervention d'urgence par un gravillonnage au 4/6 ou 6/10, et à terme par le cloutage avec des granulats chauds, la pose d'enduit prégravillonné et le fraisage superficiel.
- ✓ Une réfection localisée.

III.3.3 La Pelade.



Figure III-20 Pelade (source : réf [21])

C'est un arrachement par plaques de l'enrobé de la couche de surface (figure III-20).

Causes probables:

Concernant les enrobés, les causes en sont :

- ✓ La trop faible épaisseur de la couche de roulement.
- ✓ Le collage défectueux de cette dernière (absence ou insuffisance de la couche d'accrochage) qui, sous l'action des efforts horizontaux dus au trafic, se décolle du support.

Concernant les enduits, les causes en sont :

- ✓ Un mauvais collage au support.
- ✓ Les arrachements provoqués par le ressuage (arrachements par collage des pneumatiques des véhicules) et le surdosage de gravillons dans le cas d'enduit superficiel prégravillonné.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Une évolution vers un arrachement progressif de la couche de surface.

Remèdes:

Pour les enduits :

- ✓ Il n'existe pas de technique d'entretien courant, sauf s'il y'a une autre dégradation.

Pour les enrobés :

- ✓ Il faut attendre de voir si la dégradation se généralise : si c'est le cas, l'entretien courant laisse place à un entretien général par enrobé ; sinon l'entretien courant consiste en un bouchage aux enrobés adaptés, précédé d'une couche d'accrochage à l'émulsion.

III.3.4 Les Nids de poule.



Figure III-21 Nids de poule (source : réf [23])

C'est une désagrégation localisée du revêtement sur toute son épaisseur formant des trous de forme généralement arrondie, au contour bien défini, de taille et de profondeur variables (figure III-21).

Causes probables:

- ✓ Une mauvaise qualité de la chaussée.

- ✓ Une inclusion accidentelle d'éléments étrangers au matériau de construction (boue d'argile, papier, caoutchouc, morceau de bois ou de métal, feuilles d'arbres), lors de la fabrication ou de la mise en œuvre,
- ✓ Une forte perméabilité de la couche de roulement.
- ✓ Une épaisseur insuffisante du revêtement.
- ✓ Une chaussée fortement sollicitée par le trafic lourd.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Une augmentation en taille et en nombre des trous.
- ✓ La ruine totale de la chaussée.

Remèdes:

- ✓ Les techniques d'entretien courant sont le bouchage avec enrobés à froid ou enrobés spéciaux conditionnés.
- ✓ Un entretien ultérieur, consistant en une purge superficielle aux enrobés à chaud ou encore en une simple imperméabilisation de surface (si la réparation a tenu), peut également être entrepris.

III.3.5 Indentation ou glaçage.

Il s'agit d'une usure ou d'un enfoncement de gravillons de la couche de roulement conférant à la surface un aspect lisse et brillant.

Causes probables:

- ✓ Une dureté insuffisante des granulats du revêtement.
- ✓ Un surdosage en liant de l'enrobé.
- ✓ Une qualité du liant inadaptée au trafic ou au climat.
- ✓ Des réparations localisées.
- ✓ Des incidents de chantier tel que le surdosage ponctuel du liant ou les fuites d'huile des engins de chantier.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Une extension du désordre dans les bandes de roulement.
- ✓ Une apparition d'ornières accompagnées de bourrelets transversaux et longitudinaux.

Remèdes:

- ✓ Faire un gravillonnage.
- ✓ Un cloutage avec des granulats chauds.
- ✓ Un fraisage superficiel.

III.3.6 La remontée de fines.



Figure III-22 Remontée de fines (source : réf [21])

C'est l'apparition d'éléments fins, provenant de l'assise, à la surface de la chaussée (figure III-22). Ces remontées sont généralement localisées au droit de la couche de roulement : fissure, faïençage, flache, etc....

Causes probables:

- ✓ Un mouvement vers la surface de particules fines entraînées par l'eau circulant dans l'assise sous l'effet du pompage engendré par le trafic. Ces particules proviennent :
 - a) du sol support (cas des sols fins sensibles à l'eau) ;

b) de l'attrition des matériaux d'assise hydraulique ; ce phénomène peut se produire sur des fissures présentant des battements ou sur des zones dont l'assise présente un feuilletage, une décohésion superficielle ou décohésion dans la masse.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Une extension des surfaces concernées.
- ✓ Les remontées de fines sont associées aux fissures transversales et longitudinales et au faïençage.

Remèdes:

- ✓ Mettre en place des drains pour évacuer l'eau.

III.3.7 Les épaufrures.



Figure III-23 Epaufrures (source : réf [15])

Ce sont des coupures au niveau des bords (ou rives) de la chaussée (figure III-23).

Causes probables:

- ✓ Une dureté insuffisante des granulats du revêtement.
- ✓ Une dégradation des accotements.
- ✓ Une circulation des véhicules sur les accotements.
- ✓ Un compactage insuffisant des enrobés en zone de rive.
- ✓ Une insuffisance de la largeur de la chaussée.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Une progression de l'épaufrure au niveau de la largeur de la chaussée.

Remèdes:

- ✓ Une réfection de la rive et un drainage de la chaussée.

III.3.8 Le plumage.



Figure III-24 Plumage (source : réf [15])

Il s'agit de l'état de l'enduit dont la mosaïque est rendue non jointive par départ de granulats (figure III-24).

Causes probables:

- ✓ Un sous dosage en liant d'un enduit superficiel.
- ✓ Une mise en œuvre dans des conditions atmosphériques défavorables de cet enduit.
- ✓ Une utilisation de gravillons sales.
- ✓ Un compactage insuffisant.
- ✓ Un répandage de liant inadapté.
- ✓ Une remise trop rapide sous circulation.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Un arrachement progressif de la totalité des gravillons. Les surfaces affectées augmentent d'abord dans les bandes de roulement puis sur toute la surface de la chaussée.

Remèdes:

- ✓ La réalisation d'un enduit superficiel.
- ✓ La réalisation d'un tapis mince d'enrobés.
- ✓ Une réparation localisée.

III.3.9 Le peignage.

Il s'agit du départ de gravillons se développant suivant des sillons parallèles à l'axe de la chaussée.

Causes probables:

- ✓ Une mauvaise application du liant sur la chaussée provenant d'un fonctionnement défectueux de la rampe de répandage (pulvérisateurs bouchés, mauvais recouvrement des jets au sol).
- ✓ Un répandage à trop basse température.

Evolution prévisible et dégradations associées:

- ✓ Une mise à nu du liant au fond des sillons.
- ✓ Un départ des gravillons hors des sillons.
- ✓ Une mise à nu quasi-totale du revêtement.

Remèdes:

- ✓ Faire un nivellement et puis la réalisation d'un enduit superficiel ou d'un tapis mince en enrobés.
- ✓ Une réparation localisée.

CONCLUSION

L'évaluation systématique et périodique du comportement des chaussées en service (par inspection visuelle ou photographie aérienne) fournit les renseignements nécessaires au suivi des chaussées.

Ce chapitre portant sur « l'Etude du comportement des chaussées flexibles » a permis de traiter les dégradations, observées de manière générale, sur les chaussées à revêtement bitumineux. Ainsi pour chaque dégradation il a été mentionné ses causes probables, son évolution prévisible et ses dégradations associées ; et par la suite des propositions de remèdes pour la réparation.

Les dégradations des chaussées entraînent une augmentation des coûts d'exploitation des véhicules supportables par les usagers.

Il est établi que 90% des échanges commerciaux se font par la route. En Afrique, les prix des transports routiers sont en moyenne 2.5 à 3 fois supérieurs à ceux d'autres régions dans le monde.

Un manque d'entretien des routes, entraîne des hausses des coûts de transport de l'ordre de 20 à 40%. Lorsque l'entretien est négligé, le coût au km de réhabilitation est de 2.5 fois au moins supérieur à celui de l'entretien régulier.

D'où il devient nécessaire d'identifier et de suivre les sections de routes à entretenir pour une meilleure gestion des ressources. C'est dans ce sens que sera développé le chapitre suivant intitulé « Etude de la RN2 Louga – Saint Louis ».

2^{ème} Partie : ETUDE PROPREMENT DITE

Chapitre IV : ETUDE DE LA RN2 : LOUGA – SAINT-LOUIS.

IV.1 HISTORIQUE DU TRONCON

La route Louga – Saint-Louis constitue un tronçon de la route nationale 2 qui part de Diamniadio en passant par Thiès – Louga – Saint-Louis – Matam. Pour cela ce tronçon constitue donc un des maillons de la liaison routière Dakar – Frontière Mauritanie par le corridor CU1. Cette route présente également une importance capitale car elle permet d'une part de contribuer à l'émergence du tourisme au niveau de la ville de Saint-Louis (première capitale du Sénégal) ; et d'autre part au développement du domaine agricole dans la dite région, à travers les vastes périmètres irrigués.

La zone d'influence de ce projet est située en grande partie dans la zone sahélienne et soudano-sahélienne.

La particularité du choix de ce tronçon par rapport à notre étude repose sur le fait qu'il comporte à la fois des sections dont la couche de base est en sable-bitume ou en banco-coquillage. Il comporte trois sections, à savoir :

- Section 1 : LOUGA – BARALE : longueur 28 km.

Cette section a été construite en 1960 par le Groupement COLAS – DUMEZ pour un montant de 138.000.000. La chaussée est constituée par une couche de base en sol ciment (8%) (sol présentant déjà une cohésion puis amélioré au ciment contrairement au sable ciment pour lequel le sable n'est pas cohérent) et un revêtement en Sand-Asphalt à raison de 60 kg/m².

- Section 2 : BARALE – RAO : longueur 26 km.

Cette section a été construite en 1960 par le Groupement COLAS – GTE pour un montant de 178.000.000 FCFA (Cent soixante dix huit millions). La chaussée est constituée d'une couche de fondation en banco-coquillage, d'une couche de base en banco-coquillage améliorée à 4% de ciment et un revêtement en sand-asphalt à raison de 45 kg/m². A noter que les 4 cm supérieurs de la couche de base ont été traités au colsol et que la section a reçu dans la même année un renforcement en Sand-Asphalt à raison toujours de 45 kg/m².

- Section 3 : RAO – SAINT-LOUIS : longueur 18 km.

Cette section a été construite en 1958/1959 par l'Entreprise COLAS avec un coût de 101.000.000 de Frs CFA (cent un millions). La chaussée est constituée d'une couche de base en banco-coquillage améliorée à 4% de ciment et d'un revêtement de 3cm d'enrobés composés de coquillages concassés, de sable de basalte et de filler.

Le tronçon d'étude a fait l'objet de diverses campagnes ou programmes d'entretien périodiques, dont le dernier correspond aux travaux de « renforcement de routes bitumées : tranche « B » du PAST route RN2 tronçon Mékhé – Saint-Louis », ce qui fait que la structure d'origine de la chaussée a changé dans le temps.

Avant l'exécution de ces travaux de renforcement dans le cadre du PAST B, les caractéristiques de la route étaient les suivantes :

- ✓ Largeur de la route : 5.50 – 6.00 m.
- ✓ Largeur des accotements : 1.50 – 3.00 m en latérite crue.
- ✓ Revêtement : Bicouche.
- ✓ Du PK 80.9 au PK 132.5 (section Mékhé – Géoul)
Couche de base : 15 – 20 cm de latérite crue.
- ✓ Du PK 132.5 au PK 177.600 (section Géoul – Baralé)
Couche de base : 14 – 20 cm de sable ciment.
- ✓ Du PK 177.6 au PK 219.6 (section Baralé – Saint-Louis)
Couche de base : 11 – 15 cm de Banco-coquillage.

IV.2 PRESENTATION DU TRONCON

Le tronçon d'étude a fait l'objet de diverses campagnes ou programmes d'entretien périodiques. A la suite du dernier programme de « renforcement de routes bitumées : tranche « B » du PAST route RN2 tronçon Mékhé – Saint-Louis », le tronçon en question présente les caractéristiques principales suivantes :

- ✓ Longueur : 99.7 km.
- ✓ Charge maximale par essieu : 13 tonnes.
- ✓ Largeur de la plate-forme :
 - ❖ PK 80+900 au PK 114+800 : 11 m.
 - ❖ PK 114+800 au PK 115+100 : 13.8 m.
 - ❖ PK 115+100 au PK 132+075 : 11 m.
 - ❖ PK 132+075 au PK 137+900 : 9.8 m.
 - ❖ PK 177+000 au PK 213+275 : 9.8 m.
 - ❖ PK 213+275 au PK 213+900 : 11.40 m.
 - ❖ PK 213+900 au PK 214+425 : 22 m.
 - ❖ PK 214+425 au PK 215+175 : 11.40 m.
 - ❖ PK 215+200 au PK 217+700 : 13 m.
 - ❖ PK 217+700 au PK 219+350 : 12 m.
- ✓ Epaisseur de la couche de base : 18 – 24 cm.
- ✓ Epaisseur de la couche de fondation : 15 – 50 cm.
- ✓ Revêtement : 4 cm de béton bitumineux sur tout le linéaire.
- ✓ Largeur des accotements :
 - ❖ PK 80+900 au PK 137+900 : 1.5 m × 2.
 - ❖ PK 177+000 au PK 212+950 : 1 m × 2.

- ❖ PK 213+000 au PK 215+150 : 1.5 m × 2.
- ❖ PK 215+200 au PK 217+700 : 0.5 m × 2.
- ❖ PK 217+750 au PK 219+350 : Trottoirs.
- ✓ Pente transversale :
 - ❖ PK 80+900 au PK 100+450 : 3%.
 - ❖ PK 100+450 au PK 219+400 : 2%.
- ✓ Pente des talus :
 - ❖ Remblai : 3/2.
 - ❖ Déblai : 5/2.
- ✓ Rayon de courbure minimum : 300 m.
- ✓ Devers maximum : 7%.
- ✓ Pente maximale : 2%.
- ✓ Rayon minimal de raccordement vertical :
 - ❖ Convexe : 1512 m.
 - ❖ Concave : 1302 m.

Certaines modifications ont été apportées au projet d'exécution, comme mentionnées dans le tableau IV-1 suivant :

Du PK	Au PK	Largeur de route (cm)	Épaisseur couche de base (cm)	Largeur accotement (cm)	Épaisseur revêtement (cm)
80+900	138+000	7.2	20	1.5	4
177+000	184+000	6	20	1.5	4
184+000	187+000	6	20	Existante	4
187+000	211+000	6	20	1.5	4
211+000	217+000	6	20	Existante	4 – 5
217+000	218+300	7.6	20	1.5	4

Tableau IV-1 Modifications sur le projet d'exécution

Les modifications suivantes ont, également, été faites sur le tronçon :

- Réduction de la pente transversale de 3 à 2 % à partir du PK 100+450,
- Utilisation du Banco-coquillage amélioré au ciment pour la couche de base du deuxième tronçon (du PK 177+000 au PK 219+350).
- Augmentation de la quantité de Cut-back 0/1 au niveau de la couche d'imprégnation de 1 à 1.4 kg/m² à partir du PK 195+500.
- Augmentation du pourcentage de ciment dans le banco coquillage de 2 à 3 %.
- Les zones où la couche de base existante est constituée de sable-ciment, la solution de base a été maintenue et les caractéristiques de la chaussée réalisée sont les suivantes :
 - ❖ PK 132+450 au PK 137+900
 - Couche de base : largeur à 9 m et épaisseur de 20 cm de latérite stabilisée au ciment.
 - Couche de fondation : 15 cm de latérite stabilisée au ciment en élargissement.
 - Revêtement : largeur 6 m.
 - ❖ PK 177+000 au PK 177+600
 - Couche de base : largeur 9m avec 20 cm de banco-coquillage stabilisé au ciment,
 - Couche de fondation : 15 cm de banco-coquillage stabilisé au ciment en élargissement.
 - Revêtement : largeur 7m.
- Largeur revêtement :
 - ❖ Du PK 177+000 au PK 215+200 : 7 m.
 - ❖ Du PK 215+200 au PK 217+700 : 11 m.
 - ❖ Du PK 217+700 au PK 219+350 : 7 m.

IV.3 MATERIAUX UTILISES

Le repertoriage des matériaux mis en œuvre en couche de base sur la RN2 dans le cadre du PAST B permet de distinguer les tronçons sur lesquels ont été utilisés le banco-coquillage, de ceux où le Sable-bitume a été utilisé. Nous avons ainsi :

- Le Banco-coquillage stabilisé à 3% de ciment sur le tronçon embranchement route de SAKAL niveau BARALE jusqu'à SAINT-LOUIS. Pour ce tronçon, le banco-coquillage provenait du site de Gandon situé à quelques kilomètres de Rao. Le tronçon comporte deux sections BARALE – RAO (longue de 26 km elle a été construite en 1960) et RAO – SAINT- LOUIS (longue de 18km et construite en 1958/59) toutes deux réalisées avec du banco-coquillage en couche de base. Pour ces deux sections, la couche de fondation provient de la couche de base avant renforcement (en banco-coquillage amélioré à 4%) à laquelle a été ajouté le revêtement, scarifié, en Sand-asphalt.
- Le Sable-bitume a été utilisé en couche de base sur 2 sections expérimentales, l'une de 300 m à l'entrée de LOUGA, et l'autre de 50 m juste avant MACKA BRAGUEYE. L'exécution de ces planches expérimentales a été exécutée en 1994 par PAVIMENTAL. La composition du sable-bitume mis en œuvre en base était la suivante :
 - 65% de sable limoneux rouge
 - 25% de sable de concassage 0/3 de DIACK
 - 10% de filler de calcaire de BARGNYAvec un dosage en bitume à 5% de bitume 60/70.

Quant à la couche de fondation, il s'agissait de la latérite crue sur une épaisseur de 34 cm.

IV.4 ETUDE DE LA DEGRADATION DE LA ROUTE LOUGA-ST LOUIS.

IV.4.1 Diagnostic.

IV.4.1.1 Inspection visuelle.

L'Examen visuel a été effectué sur les tronçons de Baralé – St Louis et sur la planche expérimentale de 300 m en sable bitume. Il s'agissait essentiellement de relever les différentes dégradations existantes sur ces tronçons. C'est ainsi que nous avons obtenu les résultats suivants :

- ❖ La planche expérimentale en sable bitume : Certes, les sections traitées avec cette structure ne sont pas très importantes, mais la première avec 300 ml de longueur et en plein virage reste suffisamment significative pour qu'on puisse en tirer des conclusions. Le réglage de surface est parfait, du fait du réglage de la couche de base au finisher ; ce qui efface déjà en grande partie les inégalités de la couche de fondation. L'orniérage qui était la crainte la plus sérieuse exprimée par le CEBTP, ne semble, à priori, pas fondée, car aucune trace d'un début d'orniérage n'est visible et cela d'autant plus que la section expérimentale est implantée en pleine courbe où les véhicules passent souvent à une vitesse excessive, imposant à la chaussée des contraintes tangentielles importantes qui ne se traduisent en aucune façon, par un quelconque fluage, signe d'une stabilité au Hubbard Field élevée. De façon générale, nous pouvons dire que ce tronçon se comporte bien vu l'absence de fissures ou dégradations quelconques (Voir figure IV-1).

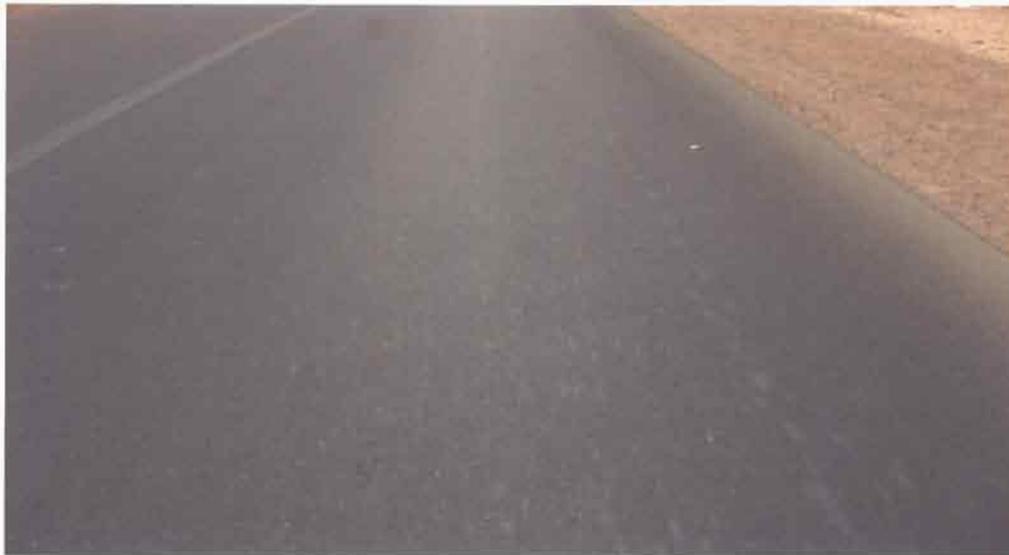


Figure IV-1 État de la chaussée sur la planche expérimentale

- ❖ Le tronçon Baralé – St Louis : notons déjà qu'il comporte des dégradations superficielles assez marquées. Ces dégradations sont essentiellement composées de fissurations (longitudinales et transversales) formant des faïençages à grandes mailles en quelques points, de départs de liant et mastic (arrachement et plumage) sur une bonne partie du tronçon et de pelades. Au vu de ces dégradations, nous pouvons avancer que le comportement de la chaussée n'est pas satisfaisant. (Voir figure IV-2).



Figure IV-2 Dégradations sur Baralé – Saint-Louis

Afin de mieux appréhender la structure et le comportement de ces tronçons, des sondages ont été effectués.

IV.4.1.2 Sondages.

Deux sondages ont été effectués sur le terrain avec une équipe du bureau Msilab. Le premier sondage S1 à 41,2 km de St-Louis a été effectué à Baralé Ndiaye du côté gauche de l'axe de la route. Le second sondage S2 effectué à 69,8 km du même repère (à la sortie de Louga) du côté droit de l'axe sur la planche expérimentale de 300 m en quittant St-Louis.

Sondage S1 : il est fait sur une surface de 80×50 cm pour une profondeur de 80 cm, ce qui nous a permis d'avoir les épaisseurs et la composition des différentes couches. Nous avons ainsi obtenu la stratigraphie suivante (Voir figure IV-3):

- revêtement en enrobés denses : 5cm
- couche de base en banco-coquillage améliorée : 20cm
- couche de fondation (ancienne base + sand- asphalt) : 15cm
- sol de plateforme en sable limoneux : 40 cm (prélevé)



Figure IV-3 Sondage S1 sur Baralé – Saint-Louis

Sondage S2 : toujours effectué sur une surface de 80×50 cm avec une profondeur de 80 cm.

Les épaisseurs et la composition obtenues sont les suivantes (Voir figure IV-4):

- revêtement en enrobés denses : 5cm
- couche de base en sable bitume : 16 cm (en deux couches 9 + 7cm)
- couche de fondation en latérite crue : 34 cm
- sol de plateforme en sable limoneux : 25 cm (prélevé).



Figure IV-4 Sondage S2 sur la planche expérimentale en sable-bitume

Les prélèvements issus de ces sondages ont été envoyés au laboratoire pour des essais d'identification complète.

IV.4.2 Essais de laboratoire.

Les essais effectués au laboratoire étaient essentiellement celui du Proctor, l'essai de CBR, l'essai de granulométrie, les limites d'Atterberg et l'équivalent de sable.

❖ Essai Proctor

Il portait sur la couche de fondation en latérite de S2 et sur les plateformes en sable limoneux issus des sondages S1 et S2.

Il a pour but de déterminer les caractéristiques de compactage d'un matériau. Ces caractéristiques sont la teneur en eau optimale et la masse volumique sèche maximale. Selon l'énergie de compactage appliquée à l'éprouvette, on distingue l'essai Proctor Normal et l'essai Proctor Modifié (appliqué dans le domaine des routes). L'exécution de l'essai Proctor permettra d'obtenir les teneurs en eau optimales de chaque matériau en vue de l'utilisation de ces valeurs dans l'essai CBR.

Les couples des valeurs obtenues sont les suivantes :

- Pour la latérite en couche de fondation (zone expérimentale) : ($\gamma_{dmax} = 2,36 \text{ g/cm}^3$; $\omega_{opt} = 6,34\%$).
- Pour le sol de plateforme S1 : ($\gamma_{dmax} = 1,81 \text{ g/cm}^3$; $\omega_{opt} = 10,88\%$).
- Pour le sol de plateforme S2 : ($\gamma_{dmax} = 1,88 \text{ g/cm}^3$; $\omega_{opt} = 9,62\%$).

Voir annexe 3 pour l'ensemble des valeurs et des courbes.

❖ Essai CBR

Ces mêmes échantillons subiront l'essai de CBR. Il s'agit d'un essai de poinçonnement empirique imaginé par Porter en 1938 pour évaluer la portance des supports de chaussées. Dans cet essai, on mesure la charge nécessaire pour obtenir à une vitesse, l'enfoncement d'un poinçon normalisé dans le sol, avant ou après que le sol est été immergé pendant 4 jours. La portance du sol déterminée par cet essai est exprimée par l'indice CBR, rapport de la pression mesurée à celle produisant le même enfoncement dans une grave de référence. En cours d'essai, on mesure les pressions qui conduisent à des enfoncements de 2,5mm et de 5mm et on définit l'indice CBR comme étant la plus forte valeur du rapport :

$$\frac{\text{Pression (enfoncement 2,54mm)}}{70,2} \times 100$$

Ou

$$\frac{\text{Pression (enfoncement 5,08mm)}}{105,3} \times 100$$

Ainsi, les valeurs obtenues après essai sont les suivantes :

- Pour la latérite en couche de fondation (zone expérimentale) : CBR = 60 : ce qui est largement suffisant pour une couche de fondation.
- Pour le sol de plateforme S1 : CBR = 25

- Pour le sol de plateforme S2 : CBR = 34

Les CBR obtenus pour les sols de plateforme S1 et S2 permettent de dire qu'il s'agit d'infrastructures excellentes (CBR > 20).

Voir annexe 3 pour les résultats.

❖ Essai granulométrique

Cet essai consiste à déterminer la répartition en poids des grains du sol suivant leurs dimensions.

Le premier élément intéressant d'une courbe granulométrique est le pourcentage d'éléments fins définis comme le passant à 80 μm ; c'est en effet de ces éléments fins que dépendra la sensibilité à l'eau du sol support :

- si le passant à 80 μm est inférieur à 5% on est en présence d'un sol qui est insensible à l'eau. Ses propriétés seront caractérisées en examinant la forme de la courbe granulométrique qu'il est souvent commode de réduire à deux valeurs : le diamètre du plus gros élément et le coefficient d'uniformité.

Le diamètre du plus gros élément est important puisqu'il conditionne les possibilités de réglage.

Le coefficient d'uniformité $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ caractérise l'étalement granulométrique. Une

granulométrie étalée conditionne la compacité et donc la stabilité. On peut caractériser la forme de la courbe granulométrique entre deux points (D_{60} et D_{10}) en introduisant le

coefficient de courbure $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$.

- si le passant à 80 μm est supérieur à 5% c'est la sensibilité à l'eau de ces fines qui détermine le comportement à l'eau du sol et c'est donc elle qu'il convient de caractériser. Selon que ce pourcentage d'éléments fins est élevé (supérieur à 12%) ou moyen (5 à 12%) on caractérisera ces fines par les Limites d'Atterberg et l'Indice de Plasticité (IP) ou bien par l'Equivalent de Sable (ES).

❖ Les limites d'Atterberg : Limite de Plasticité et Limite de Liquidité.

Cet essai s'effectue sur les portions de sols fins. Ces limites conventionnelles séparent les 3 étapes de consistance du sol : w_p sépare l'état solide et l'état plastique et w_L sépare l'état

plastique de l'état liquide. Les sols ayant une faible valeur de l'indice de plasticité

$IP = w_L - w_p$ sont très sensibles à une faible variation de teneur en eau.

Remarque : On introduit parfois l'indice de consistance $I_c = \frac{w_L - w}{I_p}$

$I_c = 0$: état liquide.

$0 < I_c < 0.25$: état très mou.

$0.25 < I_c < 0.5$: état mou.

$0.5 < I_c < 0.75$: état peu consistant.

$0.75 < I_c < 1$: état consistant.

$I_c = 1$: état très consistant.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans l'annexe 3.

CONCLUSION

Ce chapitre portant sur l'Étude de la RN2 : Louga – St-Louis nous a beaucoup renseigné sur la structure de la chaussée (avec les sondages) et sur les caractéristiques des matériaux mis en place à travers les essais d'identification réalisés. Aussi il a permis de donner l'état des deux tronçons en question (tronçon en sable-bitume : planche expérimentale de 300 m, et tronçon en banco-coquillage : Baralé Ndiaye – St-Louis). En ce qui concerne le tronçon en sable bitume, son état est en parfait adéquation avec les caractéristiques des matériaux (Portance, CBR) obtenues à la suite des essais. Cependant pour le tronçon en banco-coquillage qui présente des dégradations assez avancées on n'a pu faire des essais que sur le sol de plateforme car le banco utilisé en corps de chaussée a déjà subi une amélioration au ciment et donc ne pouvait pas faire l'objet d'essai au laboratoire propre au matériau.

Concernant le comportement des deux tronçons depuis leur réalisation, on n'a pas pu avoir de données sur les résultats des dernières campagnes de mesures de déflexions, réalisées en 2005, afin de pouvoir les comparer aux déflexions mesurées juste après la réalisation de la route. Pour cela on n'a pas eu une idée très claire du comportement de la chaussée car rappelons que le niveau de déflexion est un indicateur important du comportement de la chaussée. Il intervient par ailleurs pour :

- la détermination du trafic admissible de la chaussée existante et pour le dimensionnement des solutions de renforcement.
- la modélisation de la chaussée existante (avec le modèle HDM par exemple).

Pour mieux apprécier l'utilisation du sable-bitume et/ou du banco-coquillage il s'avère nécessaire de faire une étude économique dans laquelle des propositions de variantes seront données afin de réduire le mieux possible les coûts de construction des routes en cas d'utilisation de ces deux matériaux. C'est l'objet du chapitre suivant portant sur l'Analyse Economique.

Chapitre V : ANALYSE ECONOMIQUE.

Comme dans tout projet, l'analyse économique revêt une importance capitale du fait qu'elle conditionne la prise de décision sur l'utilisation d'une ou d'une autre technique, surtout dans notre cas où il est toujours possible d'utiliser les matériaux standards à savoir la latérite.

Pour cela il est tout à fait nécessaire de faire ces études économiques pour une bonne comparaison des différentes variantes proposées, pour après cela faire des recommandations à la suite de l'analyse économique.

V.1 LES DIFFERENTES VARIANTES

V.1.1 Pour le sable-bitume

Il s'agit d'examiner plusieurs cas de figures avec l'utilisation du sable-bitume en couche de base. Des essais effectués sur les différents mélanges de sable-bitume ont donné des résultats qui sont présentés sous forme de tableaux donnant pour chaque type de mélange sable-bitume la stabilité Marshall et le fluage en fonction de la teneur en bitume. La variante choisie ne sera pas forcément celle qui a la plus grande stabilité ni le plus petit fluage, mais elle devra avoir une stabilité et un fluage acceptables avec le moins de bitume et de basalte 0/3 possible, ces derniers composants étant particulièrement onéreux. Rappelons tout simplement que, pour que le sable-bitume puisse être retenu comme couche de base d'une chaussée, il faut qu'il ait une stabilité Marshall supérieure à 2500 N et un fluage inférieur à 5mm.

Les différentes variantes sont :

a. Mélange sable de mer – bitume :

Résultats essai Marshall :

% Bitume	Stabilité (N)	Fluage (mm)
5	2414,3	3,05
7	2468,06	2,6
9,5	3026,6	3,94
12	2406,3	2,4

Tableau V-1 Mélange sable de mer-bitume : Résultats essai Marshall

La combinaison ainsi retenue est : Stabilité = 2600 N

Fluage = 2,7 mm

% Bitume = 8 %

b. Mélange sable de dune (90%) et basalte 0/3 (10%) - bitume :

Résultats essai Marshall :

% Bitume	Stabilité (N)	Fluage (mm)
4,5	2947,43	1,11
6,5	3410,64	1,63
9	4084,09	1,72
11,5	3085	1,61

Tableau V-2 Mélange sable de dune (90%) et basalte (10%) - bitume :

Résultats essai Marshall

La combinaison ainsi retenue est : Stabilité = 2947,43 N

Fluage = 1,11 mm

% Bitume = 4,5%

c. Mélange sable de dune (80%) et basalte 0/3 (20%) – bitume :

Résultats essai Marshall :

% Bitume	Stabilité (N)	Fluage (mm)
4	3789,9	1,42
6	4707,8	1,3
8,5	4083,4	1,83
11	4615,2	2,12

Tableau V-3 Mélange sable de dune (80%) et basalte (20%) - bitume :

Résultats essai Marshall

La combinaison ainsi retenue est : Stabilité = 3789,9 N

Fluage = 1,42mm

% Bitume = 4 %

d. Mélange sable de dune (70%) et basalte 0/3 (30%) – bitume :

Résultats essai Marshall :

% Bitume	Stabilité (N)	Fluage (mm)
3,5	4233,6	2,26
5,5	3807,1	2,35
8	3696,9	2,54
10,5	3272,8	2,8

Tableau V-4 Mélange sable de dune (70%) et basalte (30%) - bitume :
Résultats essai Marshall

La combinaison ainsi retenue est : Stabilité = 4233,6N

Fluage = 2,26 mm

% Bitume = 3,5 %

Les combinaisons retenues sont présentées dans le tableau suivant :

Matériaux	% Bitume	Stabilité (N)	Fluage (mm)
Sable de mer-bitume	8	2600	2,7
Sable de dune (90%) et basalte 0/3 (10%) – Bitume	4,5	2947,43	1,11
Sable de dune (80%) et basalte 0/3 (20%) – Bitume	4	3789,9	1,42
Sable de dune (70%) et basalte 0/3 (30%) – Bitume	3,5	4233,6	2,26

Tableau V-5 Combinaisons retenues pour le sable-bitume

V.1.2 Pour le Banco-coquillage

Concernant ce deuxième matériau, l'étude de variantes consistait à une analyse de l'évolution du CBR par une variation du pourcentage de ciment d'amélioration. Ainsi, des études effectuées ont permis d'avoir les résultats suivants :

Teneur en ciment (%)	CBR (%)
2	146
2,5	275
3	310
3,5	217

Tableau V-6 Variation du CBR en fonction du pourcentage de ciment

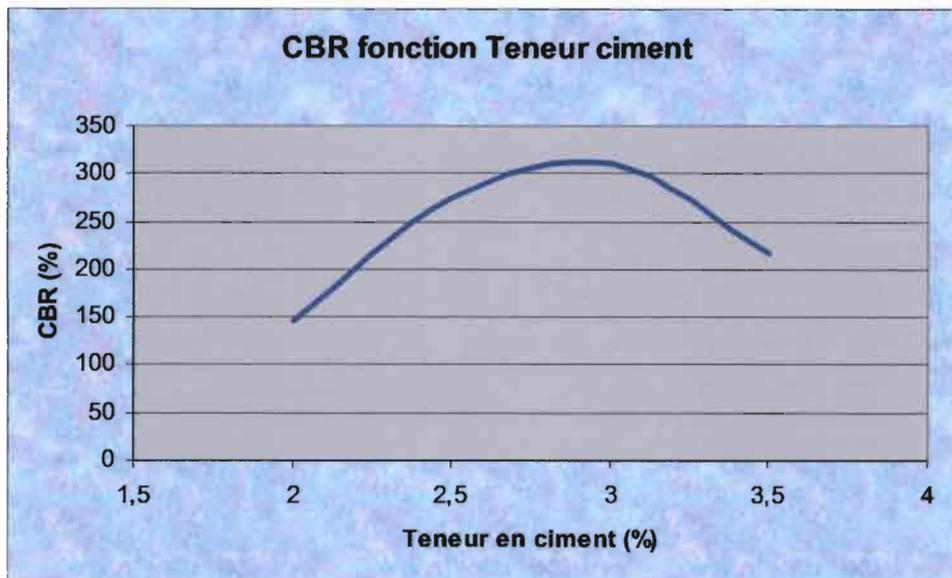


Figure V-1 Courbe du CBR en fonction de la teneur en ciment

L'analyse de la courbe du CBR en fonction de la teneur en ciment permet d'adopter un pourcentage optimum de 2,5%. Au-delà d'un pourcentage de 3%, le CBR diminue en fonction de la teneur en ciment. En effet, le banco-coquillage renferme un pourcentage de chaux (CaO) très élevé ; c'est cette teneur élevée de CaO qui fait qu'à un pourcentage de ciment assez important, la résistance (CBR) du banco-coquillage chute.

V.1.3 Variantes usuelles

V.1.3.1 Latérite non-traitée

Les matériaux dits latéritiques sont présents sur pratiquement tout le territoire du Sénégal et cela est déjà justifié par le climat tropical à deux saisons (une saison de pluies de juillet à octobre et une saison sèche assez longue de novembre à juin) qui y prévaut. Mais, ce qu'il faut remarquer c'est que les trois grandes zones d'affleurement de cuirasses latéritiques se

trouvent au centre-ouest, au sud et au sud-est du pays. L'utilisation de loin la plus répandue de ces matériaux est dans l'édification des pistes en terre et des couches d'assises de chaussées. Pour que cette utilisation soit possible, il faut que la portance du matériau de la carrière considérée soit bonne. La portance d'une fondation ou d'une couche de base est son aptitude à transmettre les forces verticales dues au passage ou au stationnement des véhicules, sans se rupturer. Elles s'apprécient au moyen de divers essais dont les plus utilisés sont l'essai CBR et les essais de chargement. Dans le cas actuel, on va utiliser le CBR défini par un indice. Le CBR est un essai mécanique de pénétration à vitesse constante. La résistance du sol au poinçonnement est mesurée et comparée à celle d'un macadam standard essayé dans les mêmes conditions. L'indice CBR est égal au rapport de ces résistances. Diverses spécifications fixent les valeurs minimales de CBR en fonction de l'emploi que l'on souhaite faire du sol. On admet généralement 80 pour les couches de base.

Dans le cas du tronçon Guéoul – Baralé, la carrière la plus proche de latérite utilisable est celle de Lam-Lam. Dans le cadre du PAST, lors des études préliminaires, les mesures de CBR ont montré que le matériau présentait un indice de portance de l'ordre de 100 à l'état naturel. Cette latérite est donc largement utilisable en couche de base sous sa forme à l'état naturel.

V.1.3.2 Latérite traitée

Les graveleux latéritiques naturels peuvent être rendus aptes à être utilisés en couche de base par un traitement au ciment. Le matériau amélioré sera considéré comme satisfaisant si le CBR à 95% OPM, après trois jours de cure à l'air et quatre jours d'immersion, est supérieur ou égal à 160. Avec la latérite de Lam-Lam qui, à l'état naturel a un CBR de 100, un ajout de 2,5% de ciment entraîne un indice qui dépasse 200. Mais dans le but de restreindre au maximum les risques de retrait, le taux de 2,5% a été retenu.

V.2 ETUDE ECONOMIQUE

Tout d'abord, il y'a lieu de poser un certain nombre d'hypothèses pour mener à bien cette évaluation financière que nous tentons de faire.

Les hypothèses sont les suivantes :

- 1) Le sable de dune ne sera ni acheté, ni déplacé car disponible au lieu de la mise en œuvre ;
- 2) La latérite et le basalte 0/3 sont transportés sur une distance de 100 km;
- 3) Le banco-coquillage ne sera pas acheté, mais est transporté sur une distance de 50 km ;
- 4) Les différents prix employés sont ceux utilisés de façon générale au niveau du marché par les entreprises et les transporteurs ;
- 5) La couche de base de la route aura les caractéristiques suivantes : largeur =10,50 m

Epaisseur = 15 cm
- 6) Le coût sera évalué pour un kilomètre de route à titre indicatif ;
- 7) Pour chaque variante (latérite non-traitée, latérite traitée au ciment, sable bitume, banco-coquillage) les coûts d'ensemble des matériaux mis en œuvre seront évalués.
- 8) La masse du mélange de chaque variante de sable + basalte est égale à celle du sable de mer.

V.2.1 Latérite non traitée.

Dans ce cas, le gerbage par un bulldozer et le transport seront pris en compte. Les prix de location pour la journée de huit heures de travail de camions avec carburant à la charge du transporteur seront les suivants :

Capacité camion	Prix de location Frs CFA
8 m ³	90 000
16 m ³	180 000
20 m ³	205 000

Tableau V-7 Prix de location des camions

Il y' a un autre type de tarification qui est caractérisé par le prix du m³ transporté par kilomètre. Ce prix est de 195 frs/ m³/Km. C'est cette tarification qui sera utilisée pour tenir compte de la distance de transport. Pour le gerbage, nous avons le prix de m³ de latérite

gerbée à 750 frs CFA. La distance entre Guéoul et la carrière de latérite de Lam-Lam est de 100 km.

Le volume de latérite utilisé pour faire un kilomètre est le suivant :

$$\text{Volume compacté : } V_c = 10.50 \times 0.15 \times 1000 = 1575 \text{ m}^3$$

Volume foisonné : $V_f = V_c \times \text{coefficient de foisonnement } (C_f)$

$$C_f = \frac{\text{quantité foisonné}}{\text{quantité compacté}} = 1.4$$

$$V_f = V_c \times C_f = 1575 \times 1.4 = 2205 \text{ m}^3$$

$$V_f = 2205 \text{ m}^3$$

$$\text{Le prix sera : } P_1 = V_f \times 750 + V_f \times 100 \times 195 = V_f \times (750 + 195 \times 100)$$

$$P_1 = 44651250 \text{ FCFA}$$

On a donc, pour 1 km de couche de base en latérite non traitée la somme P_1 à dépenser pour avoir la quantité nécessaire de latérite à mettre en œuvre.

V.2.2 Latérite traitée au ciment.

On va utiliser un pourcentage de 2.5% de ciment. Avec le volume foisonné de matériaux nécessaire pour avoir 1 km de couche de base avec une épaisseur de 15 cm est une largeur de 10.5 m déjà connu, on peut déterminer les volumes de latérite et de ciment :

$$V_{\text{ciment}} = \frac{0,025 \times M_m}{M_{\text{ciment}}}$$

$$M_m = V_f (0,975 \times \gamma_{\text{latérite}} + 0,025 \times \gamma_{\text{ciment}}) = 2205 \times (0,975 \times 2130 + 0,025 \times 1140)$$

$$M_m = 4\,642\,076.3 \text{ kg}$$

$$V_{\text{ciment}} = \frac{0,025 \times 4642076,3}{1140} = 101,8 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{ciment}} = 101,8 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{latérite}} = \frac{0,975 \times M_m}{\gamma_{\text{latérite}}} = \frac{0,975 \times 4\,642\,076.3}{2130} = 2124.9 \text{ m}^3$$

La masse du ciment sera donc :

$$\text{Masse de ciment : } M_C = V_C \times \gamma_{\text{ciment}} = 101.8 \times 1140 = 116\,052 \text{ kg}$$

$$M_C = 116\,052 \text{ kg}$$

Avec 80 frs CFA le kilogramme, le prix total du ciment pour 1 km de couche de base :

$$P_C = 116\,052 \times 80 = 9\,284\,160 \text{ FCFA}$$

$$P_C = 9\,284\,160 \text{ FCFA}$$

De la même manière, on va calculer le prix de la latérite avec 195 frs CFA/m³ / km et 750 frs CFA par m³ gerbé, étant entendu que la latérite sera transportée sur une distance de 100 km.

$$P_{\text{lat}} = 2124,9 \times (195 \times 100 + 750) = 43\,029\,225 \text{ FCFA}$$

$$P_{\text{lat}} = 43\,029\,225 \text{ FCFA}$$

Le prix global sera donc : $P_t = P_C + P_{\text{lat}}$

$$\rightarrow \text{A.N : } P_t = 9\,284\,160 + 43\,029\,225 = 52\,313\,385 \text{ FCFA}$$

$$P_t = 52\,313\,385 \text{ FCFA}$$

Avec : M_m : masse sable du mélange

M_C : masse de ciment

$\gamma_{\text{latérite}}$: masse volumique de la latérite

P_C : Prix du ciment

P_{lat} : Prix de la latérite

P_t : Prix total

V.2.3 Sable-bitume.

Pour ce matériau, on va étudier économiquement chacun des types de mélanges retenus comme variante.

Les prix pratiqués seront :

- Pour le bitume 40/50 : 148 000 FCFA par tonne.
- Pour le basalte 0/3 : 14 000 FCFA par tonne.
- Pour le transport de basalte 0/3 : 110 FCFA par tonne par kilomètre.
- Pour le sable de mer : 5800 FCFA par mètre cube (y compris coût de transport).

V.2.3.1 Sable de mer

Ayant $V_f = 2205 \text{ m}^3$, on a, avec un pourcentage de bitume de 8%, les masses suivantes de sable de mer et de bitume :

$$V_f = \frac{M_{sm}}{\gamma_{sm}} + \frac{M_b}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec } M_b = M_{sm} \times \frac{P}{100 - P}$$

$$\text{Comme nous avons bitume } 8 \% : \rightarrow M_b = M_{sm} \times \frac{8}{92}$$

$$\Rightarrow V_f = \frac{M_{sm}}{\gamma_{sm}} + \frac{M_{sm} \times \frac{8}{92}}{\gamma_b} = M_{sm} \left(\frac{1}{\gamma_{sm}} + \frac{8}{92 \gamma_b} \right)$$

$$\rightarrow M_{sm} = \frac{V_f}{\frac{1}{\gamma_{sm}} + \frac{8}{92 \gamma_b}} = \frac{2205}{\frac{1}{1500} + \frac{8}{92 \times 1050}} = 2\,942\,030.4 \text{ kg}$$

$$M_{sm} = 2\,942\,030.4 \text{ kg}$$

$$\rightarrow \text{A.N : } M_b = 2\,942\,030.4 \times \frac{8}{92} = 255\,828.73 \text{ kg}$$

$$M_b = 255\,828.73 \text{ kg}$$

Le prix sera :

$$P_t = (255\,828.73 \times 10^{-3} \times 148\,000) + \left(\frac{2\,942\,030.4 \times 5800}{1500} \right) = 49\,238\,502.15 \text{ FCFA}$$

$$P_t = 49\,238\,502.15 \text{ FCFA}$$

Avec : M_{sm} : masse sable de mer

P : Pourcentage de bitume

M_b : masse de bitume

γ_{sm} : masse volumique du sable de mer

γ_b : masse volumique du bitume

P_t : Prix total

V.2.3.2 Sable de dune (90%) et basalte 0/3 (10%) - bitume

La combinaison retenue est de celle avec 4,5% de bitume, 2947,43 N de stabilité et 1,11 mm de fluage.

$$M_{sd} = 0.9 \times M_m = 0.9 \times 2\,942\,030.4 = 2\,647\,827.4 \text{ kg}$$

$$M_{sd} = 2\,647\,827.4 \text{ kg}$$

$$M_{bas} = 0.1 \times M_m = 0.1 \times 2\,942\,030.4 = 294\,203.04 \text{ kg}$$

$$M_{bas} = 294\,203.04 \text{ kg}$$

$$M_b = M_m \times \frac{P}{100 - P} = 2\,942\,030.4 \times \frac{4.5}{100 - 4.5} = 138\,629.7 \text{ kg}$$

$$M_b = 138\,629.7 \text{ kg}$$

Le prix est de

$$P_t = [(14\,000 + 110 \times 100) \times (294\,203.04 \cdot 10^{-3}) + (148\,000 \times 138\,629.7 \cdot 10^{-3})]$$

$$P_t = 27\,872\,271.6 \text{ FCFA}$$

Avec : M_{sd} : masse de sable de dune

M_m : masse du mélange

M_{bas} : masse de basalte

M_b : masse de bitume

P : Pourcentage de bitume

P_t : prix total

V.2.3.3 Sable de dune (80 %) et basalte 0/3 (20 %) – Bitume

La combinaison retenue est celle avec 4 % de bitume, 3789.9 N de stabilité et 1.42 mm de fluage.

On a $M_{sd} = 0.8 \times M_m = 0.8 \times 2\,942\,030.4 = 2\,353\,624.32 \text{ kg}$

$$M_{sd} = 2\,353\,624.32 \text{ kg}$$

$M_{bas} = 0.2 \times M_m = 0.2 \times 2\,942\,030.4 = 588\,406.08 \text{ kg}$

$$M_{bas} = 588\,406.08 \text{ kg}$$

$M_b = M_m \times \frac{P}{100 - P} = 2\,942\,030.4 \times \frac{4}{100 - 4} = 122\,584.6 \text{ kg}$

$$M_b = 122\,584.6 \text{ kg}$$

Ce qui donne le prix suivant :

$$P_t = (14\,000 + 110 \times 100) \times 588\,406.08 \cdot 10^{-3} + (148\,000 \times 122\,584.6 \cdot 10^{-3})$$

$$P_t = 32\,852\,672.8 \text{ FCFA}$$

Avec : M_{sd} : masse sable de dune

M_m : masse du mélange

M_{bas} : masse de basalte

M_b : masse de bitume

P : Pourcentage de bitume

P_t : Prix total

V.2.3.4 Sable de dune (70%) et basalte 0/3 (30%) - bitume

La combinaison retenue est de celle avec 3,5% de bitume, 4233,6 N de stabilité et 2,26 mm de fluage.

$$M_{sd} = 0.7 \times M_m = 0.7 \times 2\,942\,030.4 = 2\,059\,421.4 \text{ kg}$$

$$M_{sd} = 2\,059\,421.4 \text{ kg}$$

$$M_{bas} = 0.3 \times M_m = 0.3 \times 2\,942\,030.4 = 882\,609.12 \text{ kg}$$

$$M_{bas} = 882\,609.12 \text{ kg}$$

$$M_b = M_m \times \frac{P}{100 - P} = 2\,942\,030.4 \times \frac{3.5}{100 - 3.5} = 106\,705.77 \text{ kg}$$

$$M_b = 106\,705.77 \text{ kg}$$

Ce qui donne le prix suivant :

$$P_t = (14\,000 + 110 \times 100) \times 882\,609.12 \cdot 10^{-3} + (148\,000 \times 106\,705.77 \cdot 10^{-3})$$

$$P_t = 37\,857\,681.96 \text{ FCFA}$$

Avec : M_{sd} : masse sable de dune

M_m : masse du mélange

M_{bas} : masse de basalte

M_b : masse de bitume

P : Pourcentage de bitume

P_t : Prix total

V.2.4 Banco coquillage.

Concernant le banco coquillage, on va étudier économiquement la variante retenue : Banco coquillage amélioré à 2.5 % de ciment.

Les prix pratiqués seront :

- Pour le ciment : 80 FCFA par kilogramme.
- Pour le transport du banco coquillage : 195 FCFA par tonne par kilomètre.

$$V_{\text{ciment}} = \frac{0.025 \times M_m}{\gamma_{\text{ciment}}}$$

$$M_m = V_f (0.975 \times 2060 + 0.025 \times 1140) = 2205 \times (0.975 \times 2060 + 0.025 \times 1140)$$

$$M_m = 4\,491\,585 \text{ kg}$$

$$\rightarrow \text{A.N : } V_{\text{ciment}} = \frac{0.025 \times 4\,491\,585}{1140} = 98.5 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{ciment}} = 98.5 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{banco coquillage}} = \frac{0.975 \times M_m}{\gamma_{\text{banco coquillage}}}$$

$$\rightarrow \text{A.N : } V_{\text{banco coquillage}} = \frac{0.975 \times 4\,491\,585}{2060} = 2125.87 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{banco coquillage}} = 2125.87 \text{ m}^3$$

La masse du ciment sera donc : $M_c = 98.5 \times 1140 = 112\,290 \text{ kg}$

Le prix total du ciment pour 1 km de couche de base sera :

$$P_c = 112\,290 \times 80 = 8\,983\,200 \text{ FCFA}$$

$$P_c = 8\,983\,200 \text{ FCFA}$$

On calcule le prix du banco coquillage avec 195 FCFA/m³/km et 500 FCFA par m³ gerbé, étant entendu que le banco coquillage sera transporté sur une distance de 50 km.

$$P_{\text{banco coquillage}} = 2125.87 \times (195 \times 50 + 500) = 21\,790\,167.5 \text{ FCFA}$$

$$P_{\text{banco coquillage}} = 21\,790\,167.5 \text{ FCFA}$$

Le prix global sera alors : $P_t = P_{\text{banco coquillage}} + P_{\text{ciment}}$

$$\rightarrow \text{A.N : } P_t = 21\,790\,167.5 + 8\,983\,200 = 30\,773\,367.5 \text{ FCFA}$$

$$P_t = 30\,773\,367.5 \text{ FCFA}$$

Avec : M_m : masse du mélange

M_c : masse du ciment

γ_{ciment} : masse volumique du ciment

$\gamma_{\text{banco coquillage}}$: masse volumique du banco-coquillage

P_t : Prix total

V.2.5 Comparaison des coûts :

V.2.5.1 Variantes Sable-bitume / Variantes Latérite

Dans ce tableau, il sera assigné les différentes solutions retenues à partir de l'étude expérimentale avec leurs performances ainsi que les coûts qu'elles occasionnent pour un kilomètre de couche de base.

Solution	Stabilité (N)	Fluage (mm)	Coût FCFA
Sable de mer (8% de bitume)	2600	2,7	49 238 502,15
Sable de dune (90%) et basalte (10%) – Bitume (4,5%)	2947,43	1,11	27 872 271,6
Sable de dune (80%) et basalte (20%) – Bitume (4%)	3789,9	1,42	32 852 672,8
Sable de dune (70%) et basalte (30%) – Bitume (3,5%)	4233,6	2,26	37 857 681,96

Tableau V-8 Coûts variantes sable-bitume

Solution	CBR (%)	Coût FCFA
Latérite non traitée	100	44 651 250
Latérite traitée au ciment	200	52 313 385

Tableau V-9 Coûts variantes latérites

A première vue, nous remarquons que toutes les combinaisons de sable-bitume sont moins chères que les variantes de latérite (non-traitée ou traitée au ciment). Aussi les mélanges sable de dune-basalte 0/3 – bitume ont les coûts les moins élevés. Etant donné que toutes les combinaisons assignées dans le tableau précédent répondent aux exigences de performances techniques, on peut affirmer, sans risque de nous tromper et en se basant sur ces études (bibliographiques et techniques), que le sable bitume répond bien à nos attentes.

Dans le tableau qui suit, nous allons discrétiser le linéaire en tronçon de 5 km pour voir l'effet de la variation de la distance de transport sur le coût total de la solution.

La discrétisation à ce niveau consiste à faire varier la position de la carrière par rapport à l'emplacement de la route. Pour cela, nous ajoutons à chaque fois cinq (5) km à la position initiale de la carrière (100 km). Cependant, rappelons que le sable de dune ne sera ni acheté, ni déplacé car disponible au lieu de la mise en œuvre.

DISCRETISATION DU LINEAIRE EN FONCTION DU PRIX

Solutions	Coût global en francs CFA								
	à 5 km	à 10 km	à 15 km	à 20 km	à 25 km	A 30 km	à 35 km	à 40 km	à 45 km
Latérite non traitée	46801125	48951000	51100875	53250750	55400625	57550500	59700375	61850250	64000125
Latérite traitée au ciment	54385162,5	56456940	58528717,5	60600495	62672272,5	64744050	66815827,5	68887605	70959382,5
Sable de dune (90%) et basalte 0/3 (10%) – Bitume	28034083,3	28195894,9	28357706,6	28519518,3	28681330	28843141,6	29004953,3	29166765	29328576,6

Tableau V-10 Discrétisation du linéaire en fonction du prix pour la comparaison sable-bitume / latérite

On constate évidemment qu'en faisant la distance, le coût varie. Aussi, les écarts entre les coûts des différentes solutions augmentent proportionnellement à la distance de la carrière. Cependant, les coûts concernant le sable-bitume restent pratiquement constants quelque soit la distance de la carrière. Ainsi, sur une variation totale de 45 km, le sable-bitume n'a engendré qu'une augmentation de **4,62%** du coût global tandis que la latérite traitée une augmentation de **30,47%** et la latérite non traitée à une augmentation de **36,75%**.

V.2.5.2 Banco-coquillage / Variantes Latérite.

Solution	CBR (%)	Coût FCFA
Banco-coquillage	275	30 773 367,5
Latérite non traitée	100	44 651 250
Latérite traitée au ciment	200	52 313 385

Tableau V-11 Comparaison coûts Banco-coquillage / variantes latérite

Nous remarquons également ici que le banco-coquillage est moins cher que les variantes de latérite (non-traitée ou traitée au ciment).

Comme pour le sable-bitume, dans le tableau qui suit, nous allons discrétiser le linéaire en tronçon de 5 km pour voir l'effet de la variation de la distance de transport sur le coût total de la solution. Cependant, dans ce cas cette discrétisation ne sera faite que sur le Banco-coquillage jusqu'à atteindre la même distance que la carrière latéritique située à 100 km de la route. Ainsi, pour les variantes de la latérite, nous avons les coûts globaux suivants :

- latérite non traitée : 44 651 250 frs CFA
- latérite traitée au ciment : 52 313 385 frs CFA

DISCRETISATION DU LINEAIRE EN FONCTION DU PRIX

Solutions	Coût global en FCFA									
	A 5 km	A 10 km	à 15 km	à 20 km	à 25 km	à 30 km	à 35 km	A 40 km	à 45 km	à 50 km
Banco-coquillage amélioré à 2,5% de ciment	32846090,8	34918814	36991537,3	39064260,5	41136983,8	43209707	45282430,3	47355153,5	49427876,8	51500600

Tableau V-12 Discrétisation du linéaire en fonction du prix pour la comparaison banco-coquillage / latérite

Nous constatons encore une fois que la variation de la distance implique une augmentation logique des coûts du banco-coquillage. Aussi, les coûts du banco-coquillage restent moins élevés à ceux de la variante latérite traitée (52 313 385 frs CFA). Cependant, au-delà de 80 km (+ 30 km de variation de la distance), le coût de la latérite non-traitée devient inférieur à celui du banco-coquillage traité au ciment. Ainsi, il devient question d’apprécier suivant les caractéristiques voulues laquelle des carrières sera à exploiter pour les besoins du projet.

CONCLUSION

Dans ce dernier chapitre, il était question de l'analyse économique des variantes du sable-bitume, de la latérite et du banco-coquillage. La première partie qui consistait à l'étude des variantes possibles en substitution à la latérite a permis d'obtenir certaines combinaisons répondant parfaitement aux critères imposés. C'est ainsi, que pour le sable-bitume, la meilleure variante s'est avérée être le sable de dune (90%) + le basalte 0/3 (10%) et du bitume (4,5%). Cette combinaison offre une stabilité Marshall de 2947,43 N et un fluage de 1,11 mm. Quant au banco-coquillage, le critère d'étude était l'évolution du CBR en fonction du pourcentage d'ajout de ciment. C'est ainsi que la meilleure formulation a été obtenue par un ajout de 2,5% de ciment offrant un CBR de 275. A noter qu'au-delà de 3% d'ajout de ciment, le CBR chute.

Concernant la deuxième partie de ce chapitre, il s'agissait de procéder à une étude économique de toutes ces différentes variantes dans la réalisation forfaitaire d'un kilomètre de route avec certaines hypothèses et les comparer aux variantes usuelles de la latérite (non traitée et traitée au ciment). Ainsi, la combinaison sable de dune (90%) basalte 0/3 (10%) et bitume à 4,5% offrait le meilleur coût de réalisation (27 872 271,6 FCFA) par rapport aux autres combinaisons du sable-bitume et aussi par rapport aux variantes de la latérite (traitée : 52 313 385 FCFA et non traitée : 44 651 250 FCFA). Le banco-coquillage, lui également donne des coûts de réalisation inférieurs à ceux des variantes de la latérite, avec un coût total de 30 773 367,5 FCFA.

La dernière partie consistait à apprécier les frais de transport sur les coûts de réalisation, suite à une variation de la distance de la carrière de matériaux. L'analyse des tableaux de discrétisation a pu montrer une augmentation des coûts proportionnellement à la variation de la distance. Les coûts du sable-bitume ne varient presque pas et restent moins chers que ceux des variantes latéritiques tandis que le banco-coquillage, offre des coûts moins élevés que ceux de la latérite traitée mais ces coûts deviennent supérieurs à ceux de la latérite non traitée au-delà d'une variation de 30 km.

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

L'objectif principal de cette présente étude était de voir dans quelles mesures il était possible d'utiliser le sable-bitume et le banco-coquillage comme couche de base en construction routière en substitution à la latérite. En effet, dans un souci d'économie et de limitation de l'utilisation de la latérite qui se fait de plus en plus rare et dont les frais de transport ont un impact certain sur les coûts de réalisation des projets routiers, il est impératif d'utiliser d'autres matériaux dont regorge le pays tel que le sable ou le banco-coquillage.

Une étude de la RN2 où ont été utilisés ces deux matériaux a permis d'appréhender le comportement des différents tronçons de la route et de tirer certaines conclusions.

C'est ainsi que nous avons essayé de voir si les performances techniques du sable-bitume d'une part et du banco-coquillage d'autre part permettent leur utilisation et ensuite d'évaluer les incidences financières de ces solutions. Les résultats de cette étude montrent qu'il est effectivement possible de substituer le sable-bitume ou le banco-coquillage à la latérite traitée ou non traitée en couche de base en construction routière et cela à moindre frais. En effet, aussi bien pour le sable de mer que pour le sable de dune mélangé à du basalte 0/3 suivant un certain pourcentage, ou encore pour le banco-coquillage amélioré à 2,5% de ciment, nous avons trouvé qu'il est possible techniquement de faire des couches de base (en sable de mer-bitume ou en sable de dune et basalte 0/3-bitume ou encore en banco-coquillage amélioré à 2,5%) répondant aux critères de portance et de déformabilité requis.

Pour le premier cas, avec 8% de bitume, on a une stabilité et un fluage satisfaisant. Dans le second cas qui était divisé en sous cas suivant le pourcentage de basalte 0/3 ajouté au sable de dune, les résultats obtenus satisfont les critères techniques pour supporter un trafic de type T₃. Concernant le banco-coquillage amélioré à 2,5% de ciment, les résultats obtenus montrent qu'il est utilisable en couche de base en offrant un CBR de 275 qui est largement suffisant pour un matériau amélioré (CBR de 160 minimum conformément au CEBTP pour les matériaux traités au ciment).

L'étude économique sur ces différentes variantes a permis de fixer les prix de revient des matériaux considérés dans la présente étude. Les coûts de réalisation obtenus pour chaque variante, nous ont facilité le choix de la solution la moins chère comme étant la plus rentable dans la mesure où toutes les solutions étudiées économiquement satisfaisaient déjà les conditions techniques requises. Au terme de cette étude économique, la solution qui s'est

révélée comme étant la moins chère, entre le sable-bitume et les variantes latéritiques, est celle consistant à mélanger 90% de sable de dune avec 10% de basalte 0/3 et 4,5% de bitume 40/50 pour un coût global de **27 872 271,6 FCFA** au kilomètre. Entre le banco-coquillage amélioré et les variantes latéritiques, la formulation correspondant à un ajout de 2,5% de ciment totalise un coût de **30 773 367,5 FCFA** au kilomètre qui est lui aussi inférieur à ceux des variantes de la latérite.

Ces conclusions nous réconfortent dans la mesure où elles démontrent que le sable-bitume et le banco-coquillage constituent un substitut viable à la latérite.

Maintenant, il s'agit de voir les limites d'une telle étude pour situer dans quelles mesures elle sera améliorée. Pour se faire, nous formulons les recommandations suivantes :

- 1) étudier plus en détails les propriétés du sable à étudier, notamment, ses limites d'Atterberg, surtout pour les sables à fort pourcentage d'argile, sa propreté (Equivalent de Sable, essai au bleu de méthylène, sa teneur en matières organiques, son acidité-basicité et la friabilité des grains car celles-ci pourraient influencer le comportement à court, moyen et long terme de la couche de base.
- 2) diversifier davantage les types de mélanges à examiner pour être plus précis sur les résultats escomptés. Les seuils minimums de pourcentage bitume et de basalte 0/3 peuvent être abaissés pour mieux explorer les performances des mélanges à faible taux de liant et de concassé.
- 3) évaluer avec précision l'incidence financière de la mise en œuvre retenue. Ce qui pourrait impliquer certaines modifications plus ou moins importantes sur le coût global de la solution étudiée.
- 4) étendre l'investigation pour plusieurs prix de différentes entreprises et de différents transporteurs exploitant de carrière, car nous nous sommes limités à un seul prix pour des problèmes de temps.
- 5) faire des investigations sur les emprunts de sable dans les localités les plus déficitaires en latérite.
- 6) faire une cartographie de l'ensemble des carrières de sable et de banco-coquillage sur toute l'étendue du territoire.

- 7) pousser les études d'amélioration mécanique du banco-coquillage tel que l'ajout de concassés ainsi que les études d'amélioration chimique à l'aide de nouveaux liants ou stabilisants.
- 8) faire des mesures de déflexion, d'IRI, et d'UNI sur les tous les tronçons faits à partir de ces matériaux, et les exploiter pour mieux cerner leur comportement.
- 9) vérifier pour chaque variante de sable-bitume retenue si en diminuant son pourcentage de bitume les caractéristiques demandées (stabilité Marshall : 2500 N et fluage : 5 mm) sont atteintes. Ceci dans le souci de réduire les frais liés au bitume.
- 10) faire des études de dimensionnement de chaussées pour chacune des variantes traitées ; puis comparer ces études de dimensionnement.
- 11) faire des investigations sur le tronçon Kaolack-Thiadiaye pour lequel la couche de base est faite en sable-bitume. En effet, ce tronçon serait beaucoup plus représentatif que la planche d'essai de 300 ml que nous avons étudiée.

Quant aux recommandations techniques se rapportant à la mise en œuvre, nous pouvons dire ceci :

- 1) ne pas atteindre les 3% d'ajout de ciment au banco-coquillage afin d'éviter la chute du CBR due aux réactions chimiques avec le CaO.
- 2) faire attention au choix du bitume suivant qu'on se trouve ou pas en zone de forte température. En effet, le Sénégal étant un pays sub-sahélien, les risques de fluage augmentent avec les fortes températures enregistrées.
- 3) mette en place un tissu de géotextile tel que le PGM 14 au niveau du banco-coquillage amélioré au ciment en couche de base afin de diminuer les propagations de fissures.

Comme tout œuvre humaine, ce travail gagnerait à être perfectionné afin de maîtriser le comportement du sable-bitume et du banco-coquillage au même titre que la latérite.

Il serait nécessaire de mettre sur place une politique de suivi régulier de ces types de matériaux d'assises afin de maîtriser leurs comportements : étudier les dégradations qui naissent et leur évolution (surtout pour le banco-coquillage pour lequel on observe souvent d'importantes dégradations).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] RAPPORT DE MISSION : Route Mékhé – Saint-Louis Section Baralé – Saint-Louis : Utilisation du Banco-coquillage – Ciment en couche de base. TYPASA-SEVILLA, Juin 1998.
- [2] REHABILITATION DES 19 KM RESTANTS DE LA ROUTE GUEOUL – BARALE : Considérations sur le vieillissement des chaussées dû à la nature de la couche de base.
- [3] RAPPORT FINAL : RN2 Mékhé – Saint-Louis. TYPASA, Février 1999.
- [4] RAPPORT TECHNIQUE ETUDE D'EXECUTION : Tranche « B » Projet d'Ajustement Sectoriel des Transports (PAST) Réhabilitation des 19 km restants de la route Guéoul – Baralé (RN2). C.LOTTI & ASSOCIATI, Septembre 1996.
- [5] RAPPORT D'ACTUALISATION PROJET D'EXECUTION : Renforcement de route bitumées Tranche « B » du PAST Route RN2 Mékhé – Saint-Louis. Groupement CORORASA – SOECO, Juin 1995.
- [6] PIECES ECRITES DOSSIER D'APPEL D'OFFRES : Renforcement de route bitumées Tranche « B » du PAST Route RN2 Mékhé – Saint-Louis. Groupement SAUTI – GIC, Janvier 1993.
- [7] TECHNIQUES ROUTIERES. Luc Gagnon, Mars 1981 Modulo Editeur.
- [8] MANUEL DE DIMENSIONNEMENT DE CHAUSSEES POUR LES PAYS TROPICAUX. CEBTP, Octobre 1972.
- [9] MANUEL SUR LES ROUTES DANS LES ZONES TROPICALES ET DESERTIQUES : Tome 2 Etudes et Construction. Editions du Ministère de la Coopération, 1975.
- [10] COURS DE ROUTES : Dimensionnement des chaussées. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1991.
- [11] CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES DE CHAUSSEE : Guide Technique. SETRA – LCPC, Décembre 1994.
- [12] COURS DE ROUTES DIC2. Mr Soulyèye DIOME, Année académique 2007/2008.
- [13] COURS DE ROUTES DIC1. Mr Soulyèye DIOME, Année académique 2006/2007.
- [14] COURS DE ROUTES DUT1. Pr Ibrahima Khalil CISSE, Année académique 2004/2005.
- [15] RAPPORT DE LA BANQUE MONDIALE : « Le Secteur des Transports Routiers au Sénégal ». Juin 2004.

- [16] LES SABLES : Guide pratique d'utilisation routière. Jean-Jacques CHAUVIN, ISTED 1987
- [17] PFE : « L'utilisation des banco-coquillages dans les structures routières au Sénégal ». Abdou DIENG et Mame Saye GAYE, ESP Dakar 2008.
- [18] PFE : « Le Sand Asphalt est-il une technique de revêtement à adopter au Sénégal ? Cas de la RN1. El Hadji Mansour NIANG, EPT 2008.
- [19] PFE : « L'Utilisation du Sable-bitume en technique routière ». Khoulta NDIAYE, EPT.
- [20] COURS GCI-10202 MODULE 3 : Auscultation des chaussées. Guy Doré, ing PhD.
- [21] AUTOPSIE D'UNE CHAUSSEE. Tristan LORINO, LCPC.
- [22] CATALOGUE DE DEGRADATIONS DE SURFACE DES CHAUSSEES. Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées.
- [23] MANUEL D'IDENTIFICATION DES DEGRADATIONS DES CHAUSSEES FLEXIBLES. Quebec.

WEBLIOGRAPHIE

- [24] www.aatr.sn
- [25] www.worldbank.org
- [26] www.wikipedia.org

ANNEXES

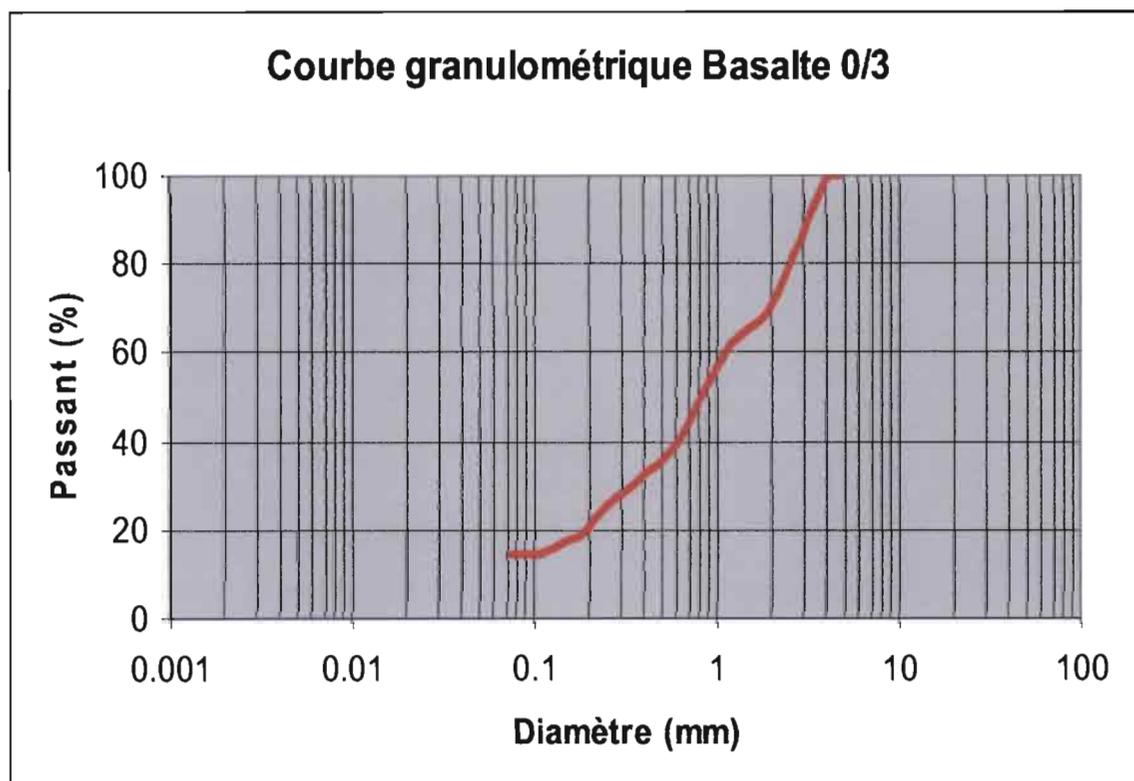
Annexe 1 : Essais sur le Sable-bitume

- Résultats Essais sur le basalte 0/3
- Résultats Essais sur le Sable de Mer
- Résultats Essais sur le Sable de dune
- Résultats Essais sur Sable de dune (90%) et basalte (10%)
- Résultats Essais sur Sable de dune (80%) et basalte (20%)
- Résultats Essais sur Sable de dune (70%) et basalte (30%)
- Résultats variantes sable-bitume

RESULTATS ESSAIS SUR BASALTE 0/3

N° Tamis	% Retenus	Diamètre (mm)	% Passants
4	0	4.75	100
5	0.62	4	99.38
10	29.02	2	70.98
16	37.89	1.18	62.11
20	49.08	0.85	50.92
30	60.96	0.6	39.04
40	66.87	0.425	33.13
50	72.09	0.3	27.91
60	74.5	0.25	25.5
80	81.55	0.18	18.45
100	82.61	0.15	17.39
140	85.41	0.106	14.59
200	85.6	0.075	14.4

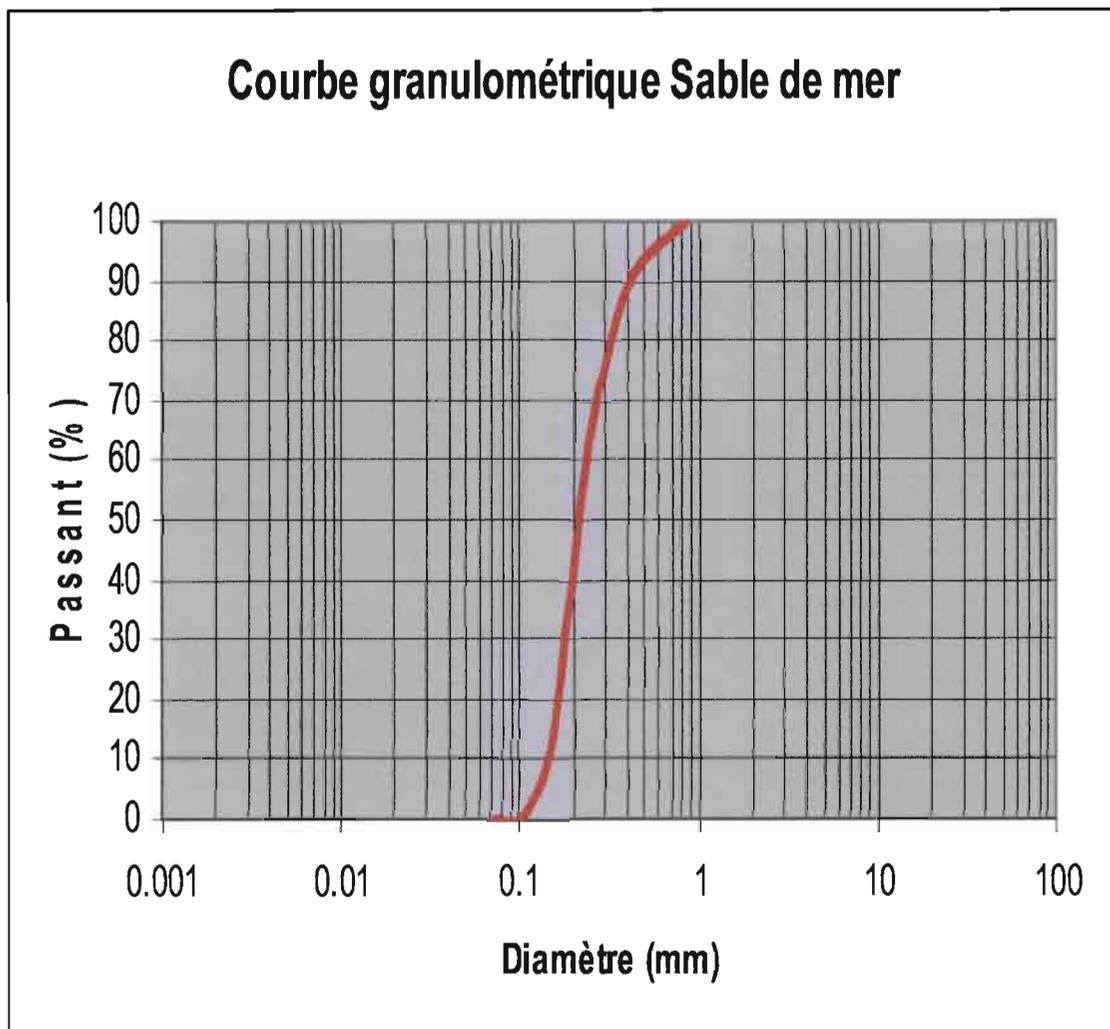
Résultats Analyse granulométrique



RESULTATS ESSAIS SUR SABLE DE MER

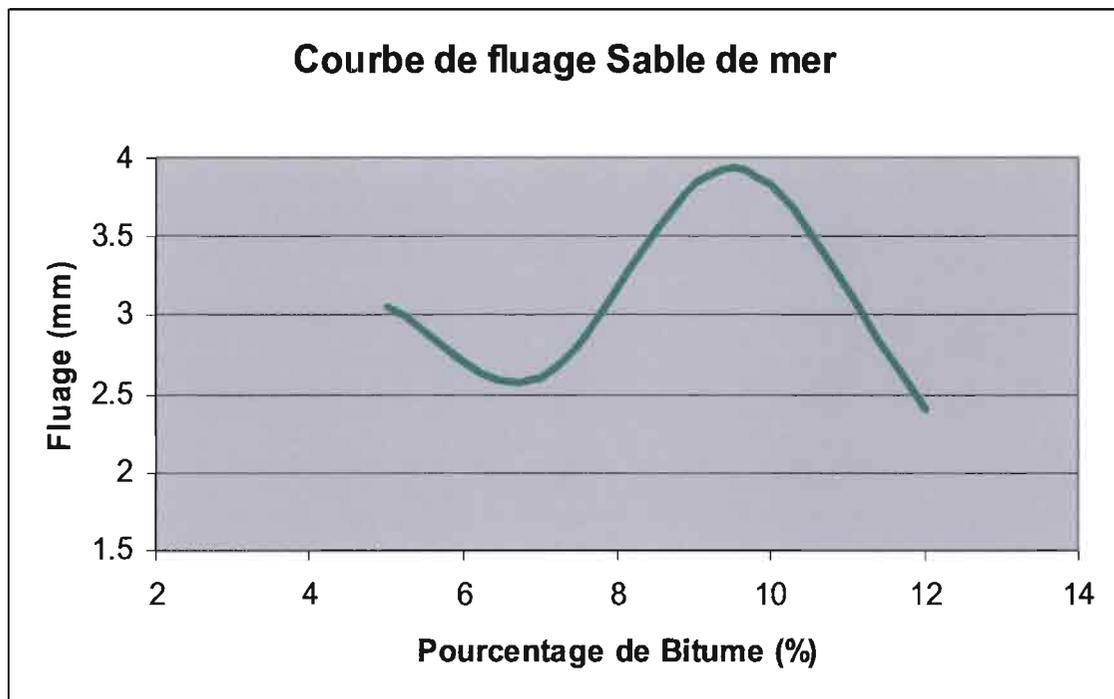
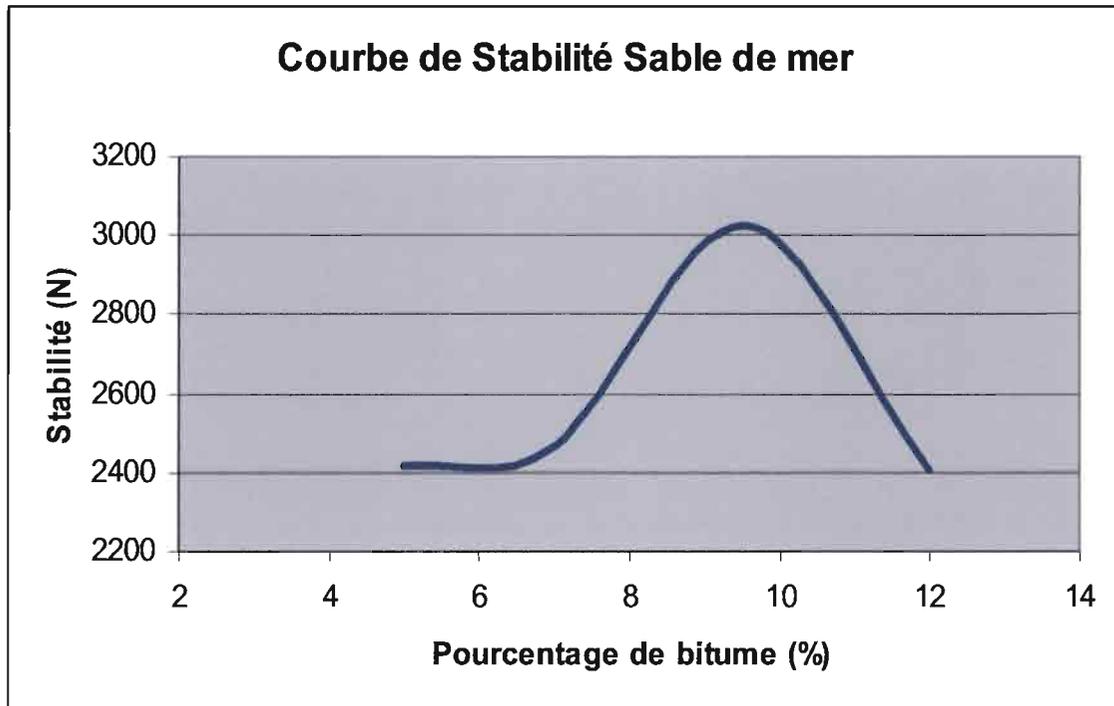
N° Tamis	% Retenus	Diamètre (mm)	% Passants
20	0	0.85	100
40	9.24	0.42	90.76
50	24.3	0.3	75.7
60	35.1	0.25	64.9
100	88.2	0.15	11.8
140	99.6	0.105	0.4
200	99.98	0.074	0.02

Résultats Analyse granulométrique



% Bitume	Stabilité (N)	Fluage (mm)
5	2414.3	3.05
7	2468.06	2.6
9.5	3026.6	3.94
12	2406.3	2.4

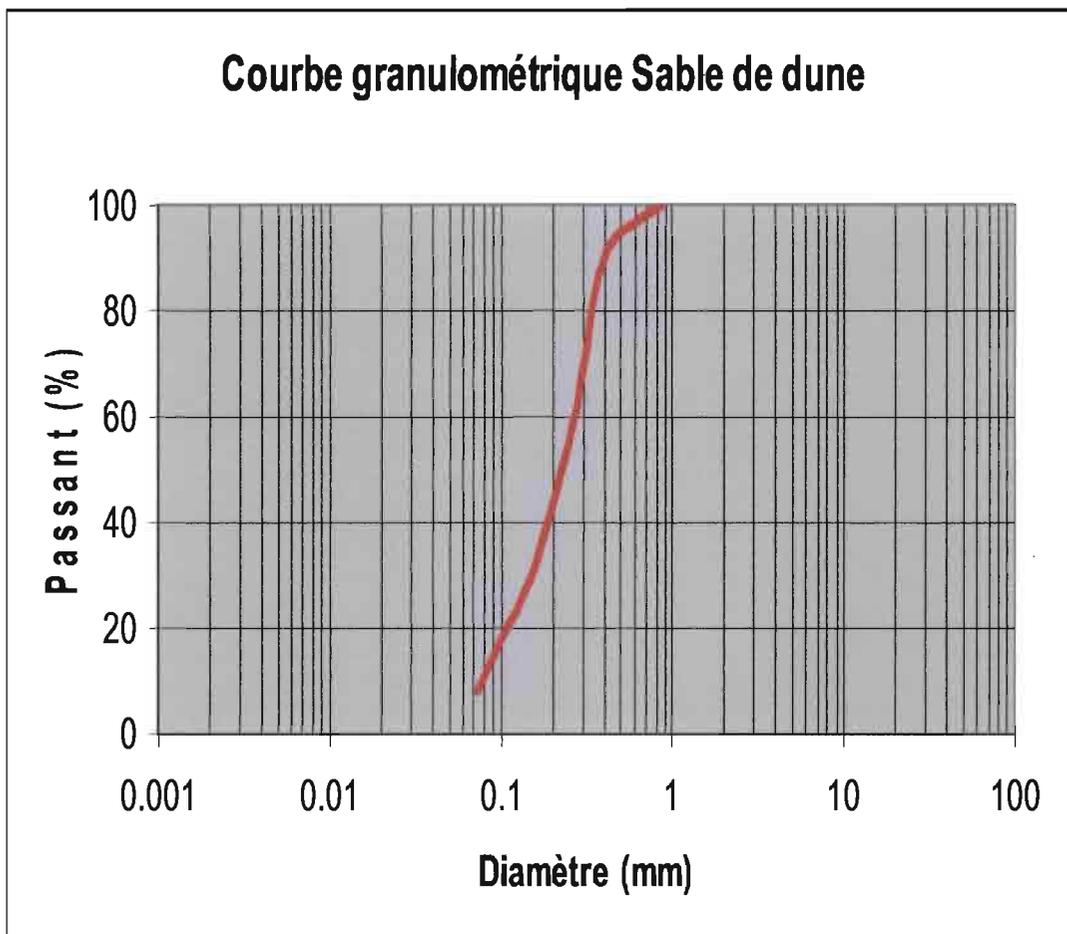
Résultats Essai Marshall



RESULTATS ESSAIS SUR SABLE DE DUNE

N° Tamis	% Retenus	Diamètre (mm)	% Passants
20	0	0.85	100
40	8	0.42	92
50	30	0.3	70
60	45	0.25	55
100	70	0.15	30
140	81	0.105	19
200	92	0.074	8

Résultats Analyse granulométrique

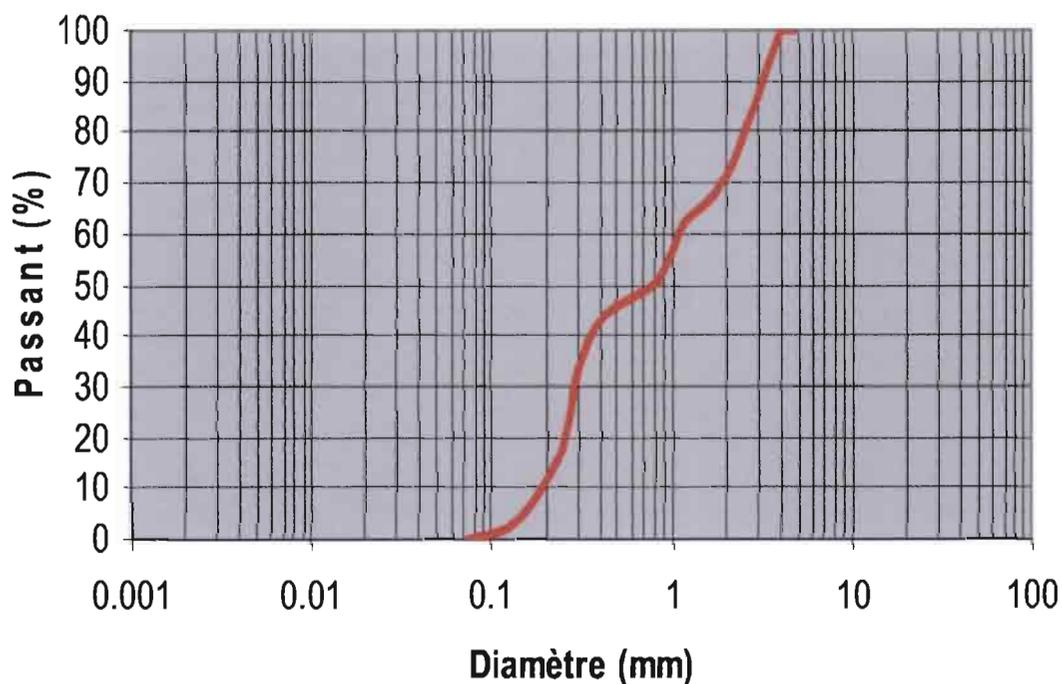


RESULTATS ESSAIS SUR SABLE DE DUNE (90%) + BASALTE (10%)

N° Tamis	% Retenus	Diamètre (mm)	% Passants
4	0	4.75	100
5	0.6	4	99.4
10	29	2	71
16	37.9	1.18	62.1
20	49.09	0.85	50.91
40	56.16	0.425	43.84
50	66.51	0.3	33.49
80	82.57	0.25	17.43
100	95	0.15	5
140	99.07	0.106	0.93
200	99.92	0.075	0.08

Résultats Analyse granulométrique

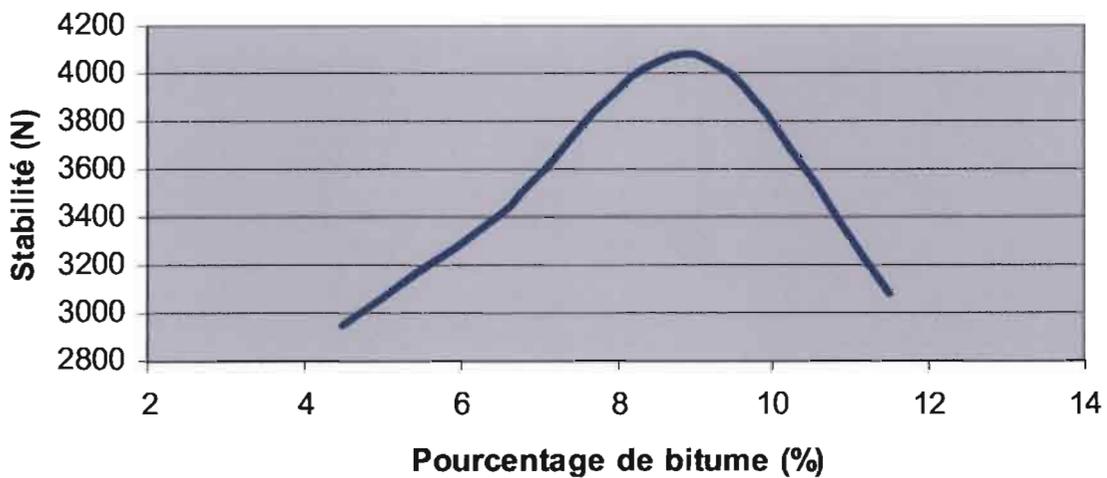
Courbe granulométrique Sable de dune (90%) et basalte (10%)



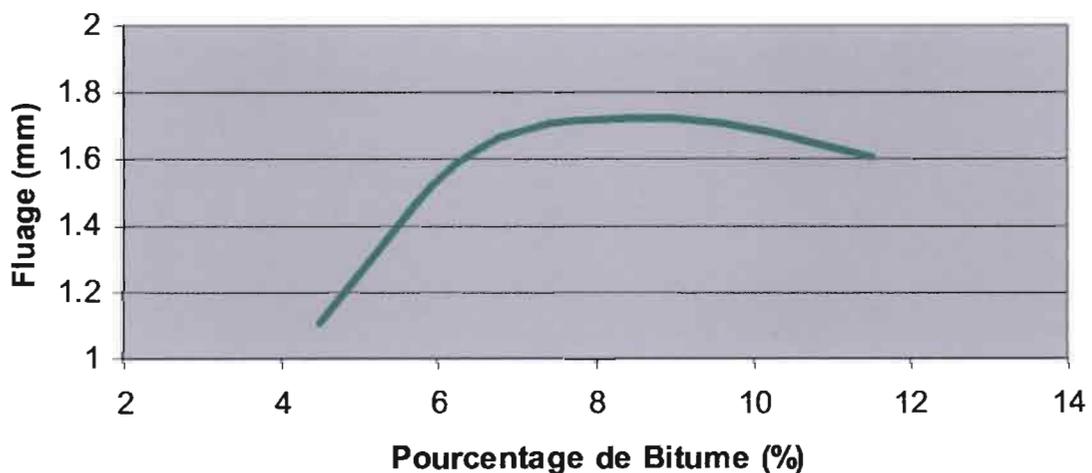
% Bitume	Stabilité (N)	Fluage (mm)
4.5	2947.43	1.11
6.5	3410.64	1.63
9	4084.09	1.72
11.5	3085	1.61

Résultats Essai Marshall

Courbe de Stabilité Sable de dune (90%) et basalte (10%)



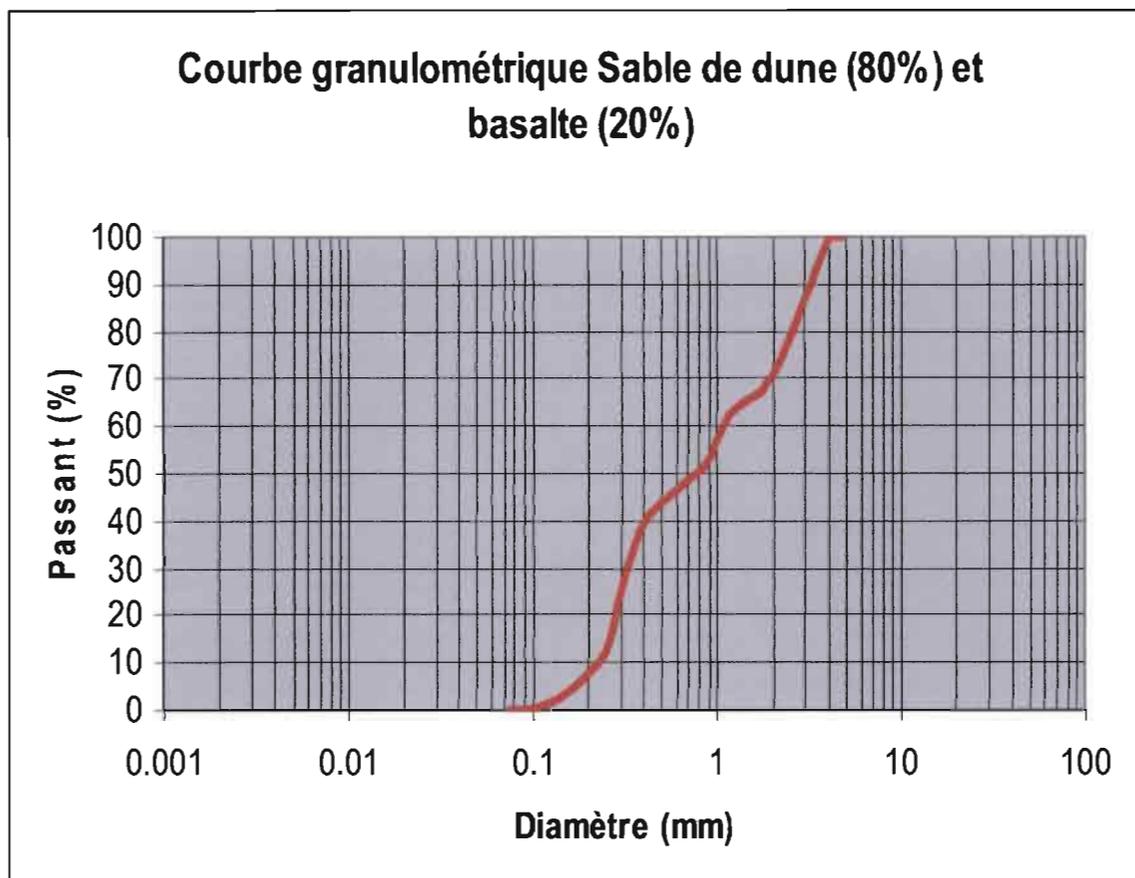
Courbe de fluage Sable de dune (90%) et basalte (10%)



RESULTATS ESSAIS SUR SABLE DE DUNE (80%) + BASALTE (20%)

N° Tamis	% Retenus	Diamètre (mm)	% Passants
4	0	4.75	100
5	0.6	4	99.4
10	29	2	71
16	37.9	1.18	62.1
20	49.09	0.85	50.91
40	59.16	0.425	40.84
50	74.85	0.3	25.15
80	87.65	0.25	12.35
100	96.6	0.15	3.4
140	99.38	0.106	0.62
200	99.94	0.075	0.06

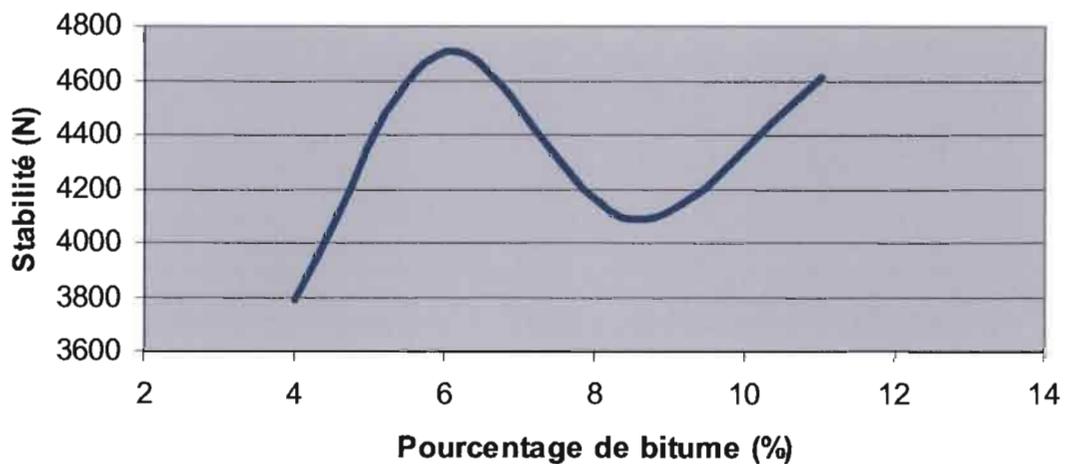
Résultats Analyse granulométrique



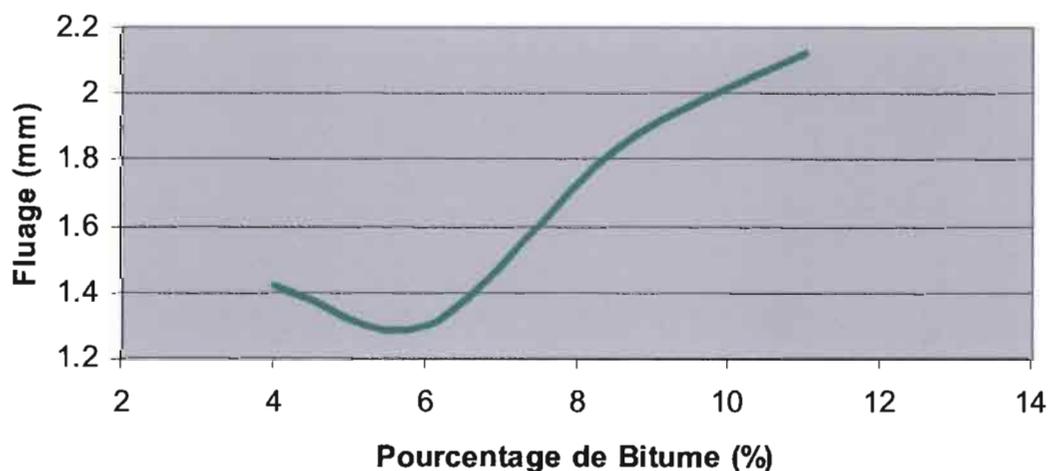
% Bitume	Stabilité (N)	Fluage (mm)
4	3789.9	1.42
6	4707.8	1.3
8.5	4083.4	1.83
11	4615.2	2.12

Résultats Essai Marshall

Courbe de Stabilité Sable de dune (80%) et basalte (20%)



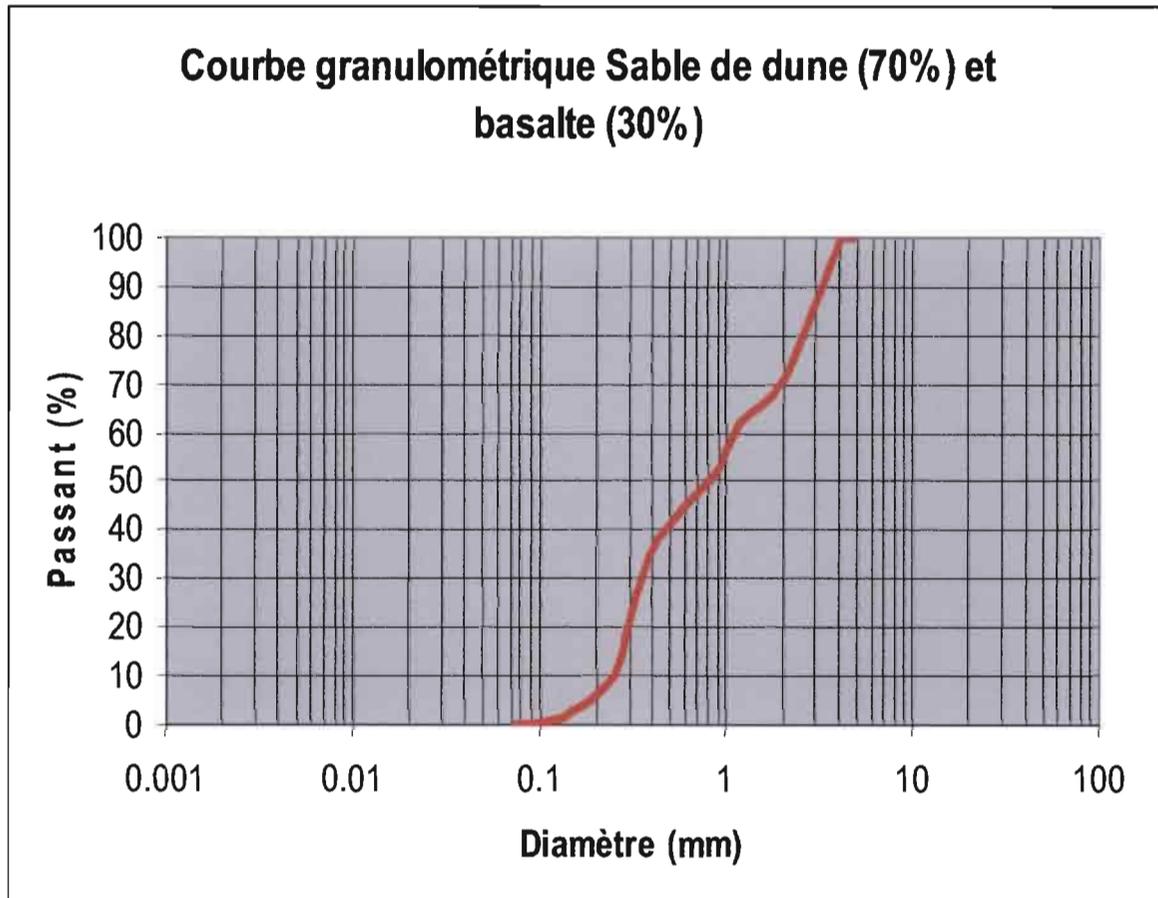
Courbe de fluage Sable de dune (80%) et basalte (20%)



RESULTATS ESSAIS SUR SABLE DE DUNE (70%) + BASALTE (30%)

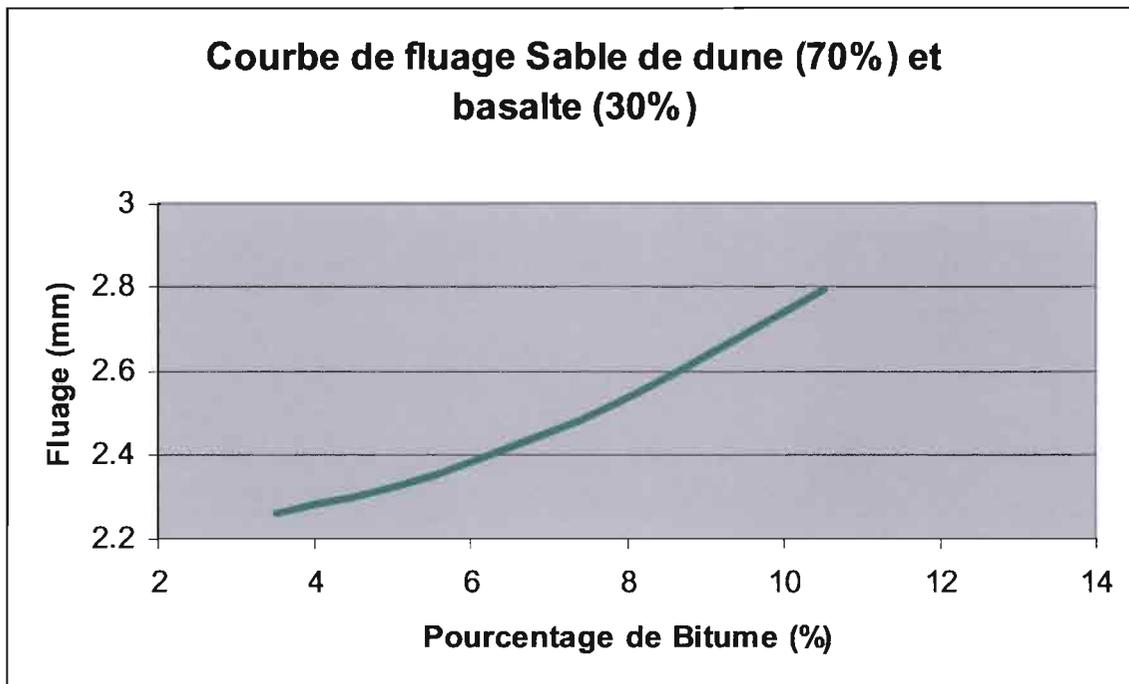
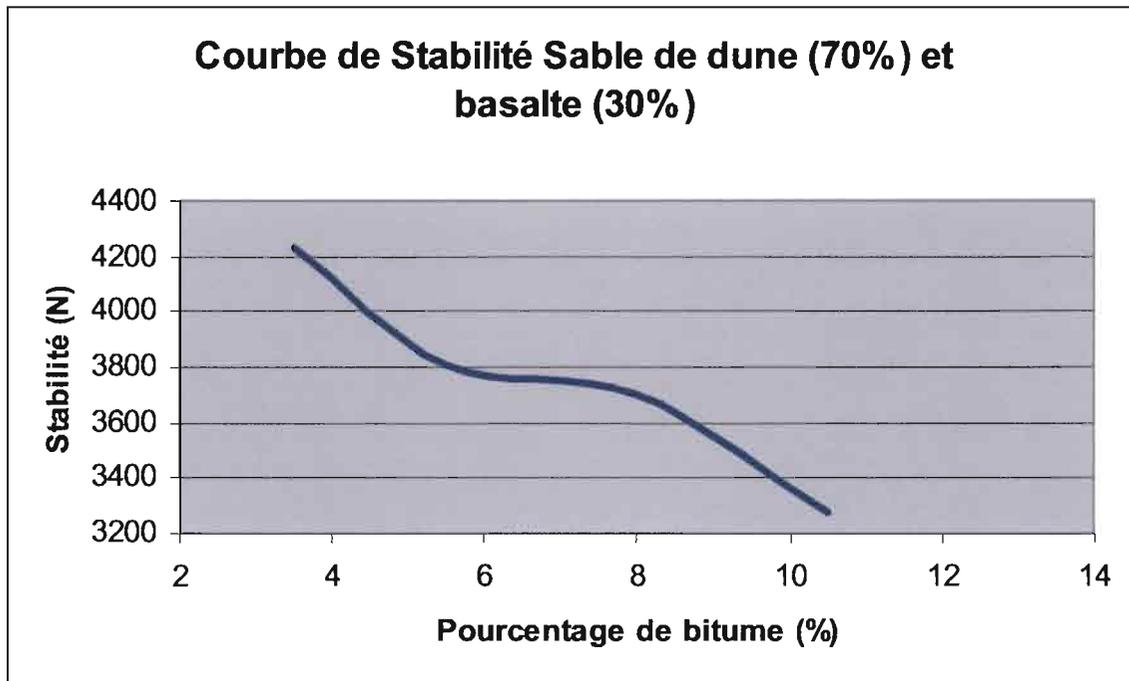
N° Tamis	% Retenus	Diamètre (mm)	% Passants
4	0	4.75	100
5	0.6	4	99.4
10	29	2	71
16	37.9	1.18	62.1
20	49.09	0.85	50.91
40	62.2	0.425	37.8
50	78.3	0.3	21.7
80	89.99	0.25	10.01
100	97.4	0.15	2.6
140	99.54	0.106	0.46
200	99.96	0.075	0.04

Résultats Analyse granulométrique

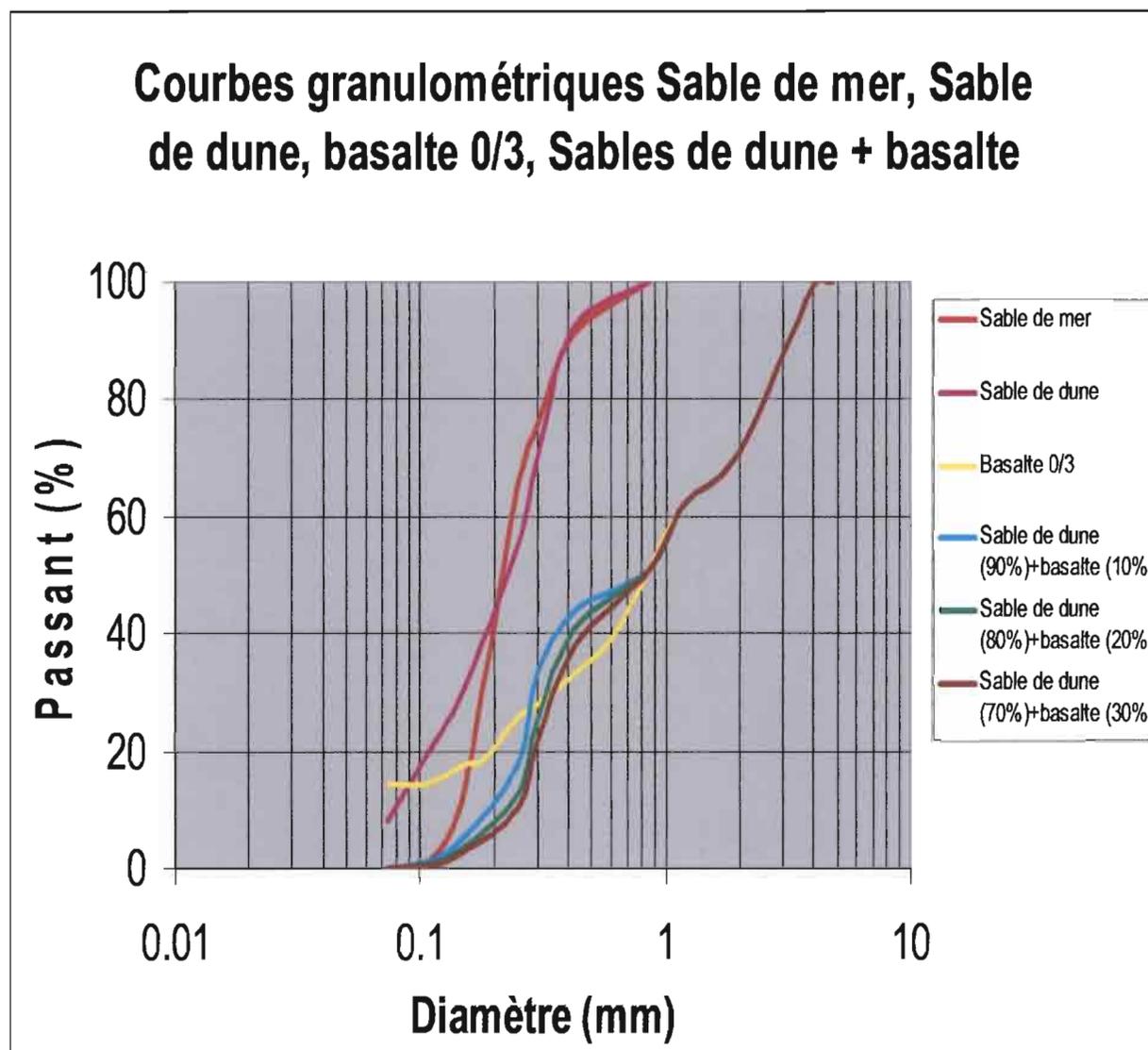


% Bitume	Stabilité (N)	Fluage (mm)
3.5	4233.6	2.26
5.5	3807.1	2.35
8	3696.9	2.54
10.5	3272.8	2.8

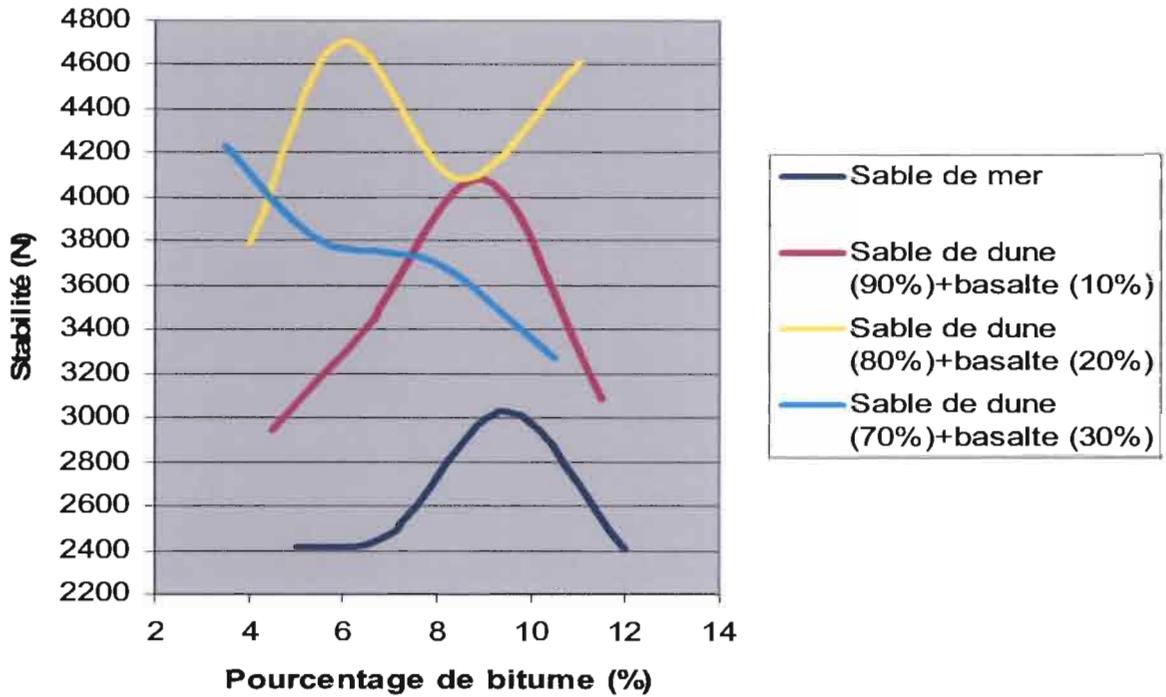
Résultats Essai Marshall



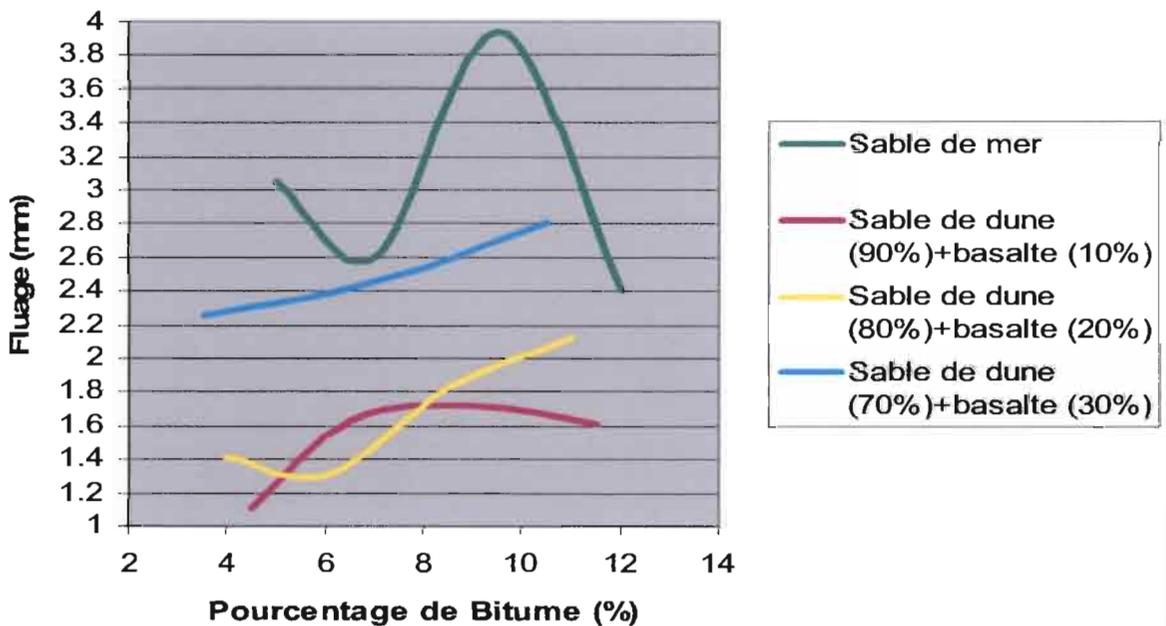
RESULTATS ESSAIS SUR VARIANTES SABLE-BITUME



Courbes de Stabilité Sable de mer, sables de dune + basalte



Courbes de fluage Sable de mer, sables de dune + basalte



Annexe 2 : Essais sur le Banco-coquillage

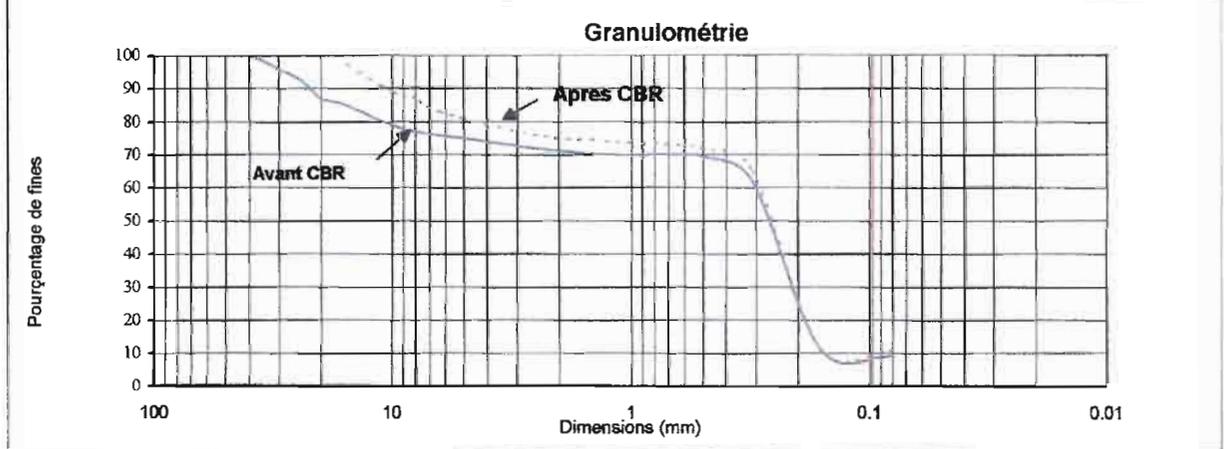
- Résultats Essais d'identification sur le banco coquillage
- Amélioration du banco-coquillage : Résultats Variation du CBR en fonction du pourcentage de ciment

RESULTATS ESSAIS D'IDENTIFICATION SUR LE BANCO-COQUILLAGE

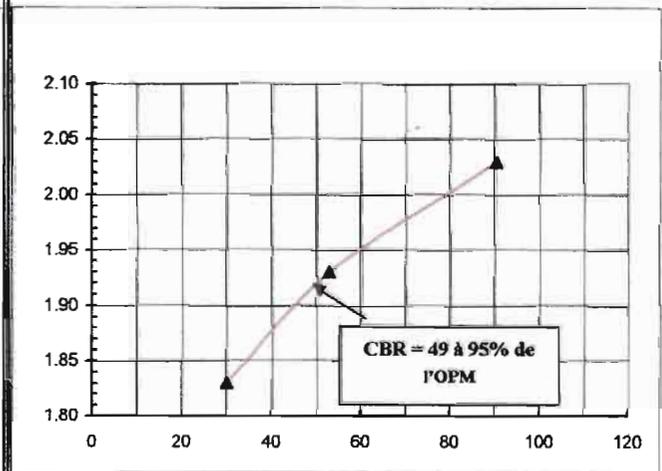
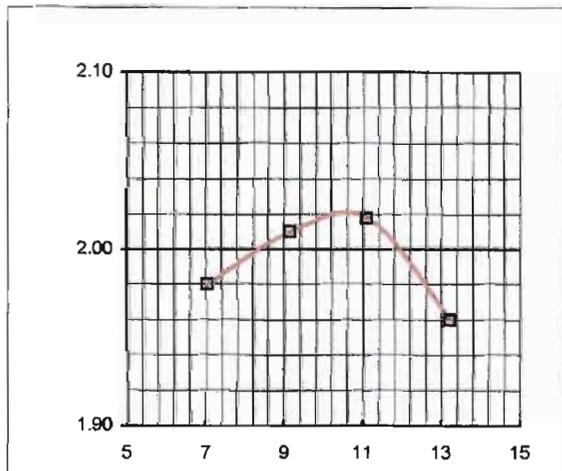
DOSSIER :
 PROVENANCE : CARRIERE DE RAO
 NATURE : BANCO COQUILLIER



Ech	Couche étudiée	Limites d'Atterberg			ES	Classification USCS
		Wl	Wp	Ip		
1	Avant CBR	20.23	9.61	10.62		
2	Après CBR	19.64	9.10	10.54		SM



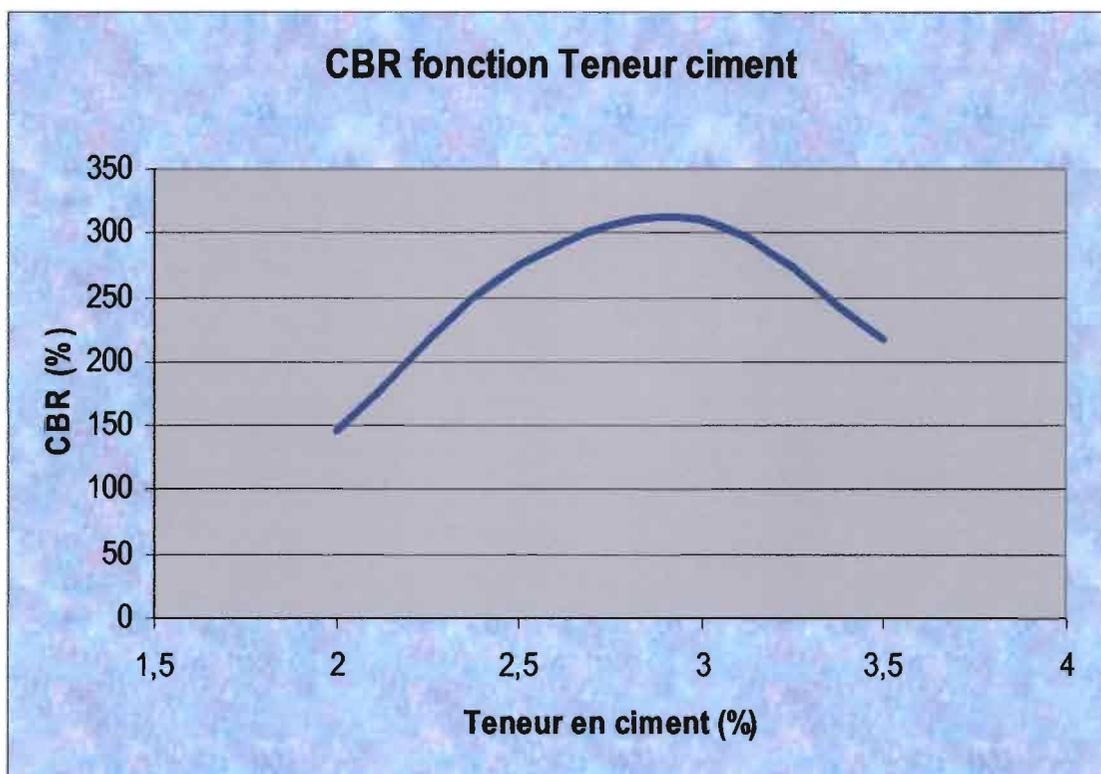
Essai PROCTOR			Essai CBR (après 96 heures d'imbibition)				
Couche étudiée	Densité sèche maximum	Teneur en eau optimum	Couche étudiée	N coups	γ_d	w%	Gonflement (%)
	2.02	10.83		55	2.03	10.68	
				25	1.930	11.72	
				10	1.83	12.39	



AMELIORATION DU BANCO-COQUILLAGE : RESULTATS VARIATION DU CBR EN FONCTION DU POURCENTAGE DE CIMENT

Teneur en ciment (%)	CBR (%)
2	146
2,5	275
3	310
3,5	217

Variation du CBR en fonction du pourcentage de ciment



Courbe du CBR en fonction de la teneur en ciment

Annexe 3 : Résultats Essais d'identification sur les matériaux provenant des sondages S1 et S2

- Matériaux : Sondage S1

- Matériaux : Sondage S2

MATERIAUX : SONDAGE S1

MSILAB

Av. Insa COULIBALY BP 5262 S1 LOUIS SOR
 tél. : 33/82/06/00/1
 fax. : 33/82/06/04/6
 msilab@orange.sn

SOL DE PLATEFORME S1

SABLE

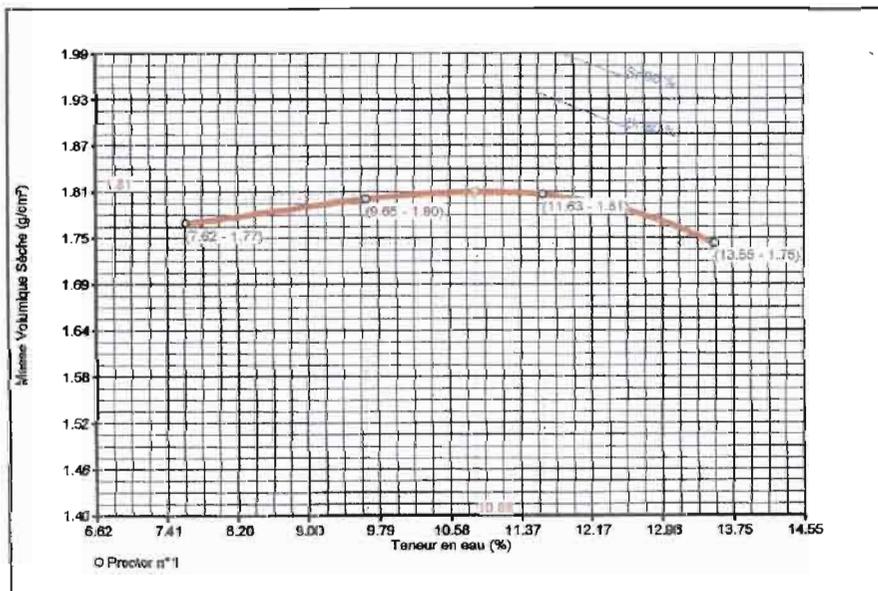


Dossier :	Date d'ouverture :
Chantier :	Code archive :
Référence dossier :	Type étude :

Référence(s) Norme(s) :	Teneur en Eau :
Essai Proctor réalisé selon :	Ressuage :
Masse(s) Volumique(s) :	autre(s) norme(s) :
prélevement(s)-échantillon(s) :	

Information(s) Essai(s) référence : Proc-00 nom : Proctor n°1 date début essai : 04/08/2009 opérateur : PAPIS/NDIAYE/DOUCOURE moule : Moule Proctor énergie : Energie Modifiée (PM) 5 couches (25 coups/couche) manuelle % refus à 5 mm : 0.00 % % refus à 20 mm : 0.00 % masse vol. des solides : 2.65 g/cm³ teneur en eau initiale : 0.00 % classement : information(s) complémentaire(s) :	lieu de prélèvement : BARALE NDIAYE prélevé par : MSILAB date de prélèvement : 03/08/2009 sondage : S1 profondeur : Ind. nature : SABLE observation(s) : néant
--	--

Eau de mouillage (%)	8		10		12		14		14					
Masse totale humide [g]	3800.0		3670.0		3910.0		3675.0							
Masse du moule [g]	2000.0		2000.0		2000.0		2000.0							
Masse nette humide [g]	1800.0		1870.0		1910.0		1875.0							
Volumé du moule [cm³]	943.0		946.0		945.0		945.0							
N° barre :	1a	1b	2a	2b	3a	3b	4a	4b	5a	5b	6a	6b	7a	7b
Masse totale humide [g]	1000.5		1050.7		1402.5		1158.4							
Masse totale sèche [g]	937.4		968.4		1269.7		1032.6							
Masse tere [g]	106.9		115.3		127.7		103.9							
Masse d'eau [g]	83.1		82.3		132.8		125.8							
Masse nette sèche [g]	828.5		863.1		1142.0		928.7							
Teneur en eau (%)	7.62		9.65		11.63		13.55							
Teneur eau moyenne (%)	7.62		9.65		11.63		13.55							
Masse vol. humide [g/cm³]	1.91		1.98		2.02		1.98							
Masse vol. sèche [g/cm³]	1.77		1.80		1.81		1.75							



Proctor n°1
 • Optimum : 1.81 g/cm³
 • Wopt : 10.88 %
 • La plage de teneur en eau pour 95% de l'optimum est de [10.88-10.88]

Le responsable du dossier :

 L'opérateur : PAPIS/NDIAYE/DOUCOURE

MATERIAUX : SONDAGE S2

MSILAB
 Av. Insa COULBALLY BP 5262 SI LOUIS SOR
 tél. : 33/82/06/00/1
 fax. : 33/82/06/04/6
 msilab@orange.sn

ZONE EXPERIMENTALE 300 m SABLE LEGEREMENT ARGILEUX

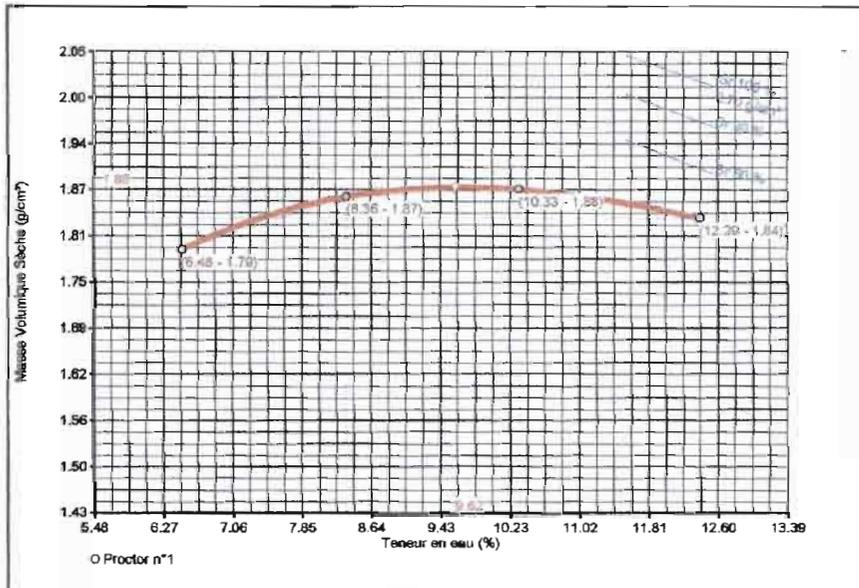


Dossier : _____ **Date d'ouverture :** _____
Chantier : _____ **Code archive :** _____
Référence dossier : _____ **Type étude :** _____

Référence(s) Norme(s)
Essai Proctor réalisé selon : _____ **Teneur en Eau :** _____
Masses(s) Volumique(s) : _____ **Reessage :** _____
prélèvement(s) échantillon(s) : _____ **autre(s) norme(s) :** _____

Information(s) Essai(s)
 référence : Proc-00 **lieu de prélèvement :** ZONE EXPERIMENTALE (300 m)
 nom : Proctor n°1 **prélevé par :** MSILAB
 date début essai : 04/08/2009 **date de prélèvement :** 03/08/2009
opérateur : PAPIS/NDIAYE/DOUCOURE **sondage :** S2
moule : Moule Proctor **profondeur :** ind.
énergie : Energie Modifiée (PM) 5 couches (25 coups/couche) manuelle
nature : SABLE LEGEREMENT ARGILEUX
 % refus à 5 mm : 0.00 %
 % refus à 20 mm : 0.00 %
 masse vol. des solides : 2.65 g/cm³
 teneur en eau initiale : 0.00 %
classement : _____
Information(s) complémentaire(s) : _____ **observation(s) :** néant

Eau de mouillage (%)	6		8		10		12		14					
	1a	1b	2a	2b	3a	3b	4a	4b	5a	5b	6a	6b	7a	7b
Masses totale humide [g]	3800.0		3910.0		3955.0		3950.0							
Masses du moule [g]	2000.0		2000.0		2000.0		2000.0							
Masses nettes humides [g]	1800.0		1910.0		1955.0		1950.0							
Volumes du moule [cm ³]	943.0		945.0		945.0		945.0							
N° tare														
Masses totale humide [g]	1277.6		836.3		1025.0		1145.0							
Masses totale sèche [g]	1208.9		779.1		939.3		1030.8							
Masses tare [g]	149.0		107.1		109.5		108.9							
Masses d'eau [g]	68.7		58.2		86.7		114.2							
Masses nettes sèche [g]	1059.9		872.0		829.8		921.9							
Teneur en eau (%)	6.48		8.36		10.33		12.39							
Teneur eau moyenne (%)	6.48		8.36		10.33		12.39							
Masses vol. humide [g/cm ³]	1.91		2.02		2.07		2.06							
Masses vol. sèche [g/cm ³]	1.79		1.87		1.88		1.84							



Proctor n°1
 • Optimum : 1.88 g/cm³
 • Wopt : 9.62 %
 • La plage de teneur en eau pour 95% de l'optimum est de [9.62-9.62]

Le responsable du dossier :

L'opérateur :
 PAPIS/NDIAYE/DOUCOURE

Annexe 4 : Illustrations graphiques

- Couche de base en sable-bitume sur le tronçon Guéoul – Baralé (Entrée LOUGA)
- Eléments sur le comportement des sables traités au bitume pour assises de chaussées avec accotement non revêtus
 - Eléments sur le comportement des sables traités au bitume pour assises :
 - Dégradations de rives
 - Localisation des carrières de Banco-coquillage au Sénégal.
 - Carrières de Banco-coquillage
 - Mise en œuvre du Banco-coquillage / ciment
 - Scarification ancien revêtement sur Baralé – Saint-Louis
- Dégradations sur la route Baralé – Saint-Louis (Partie en Banco-coquillage)

COUCHE DE BASE EN SABLE-BITUME SUR LE TRONCON GUEOUL – BARALE (Entrée LOUGA)

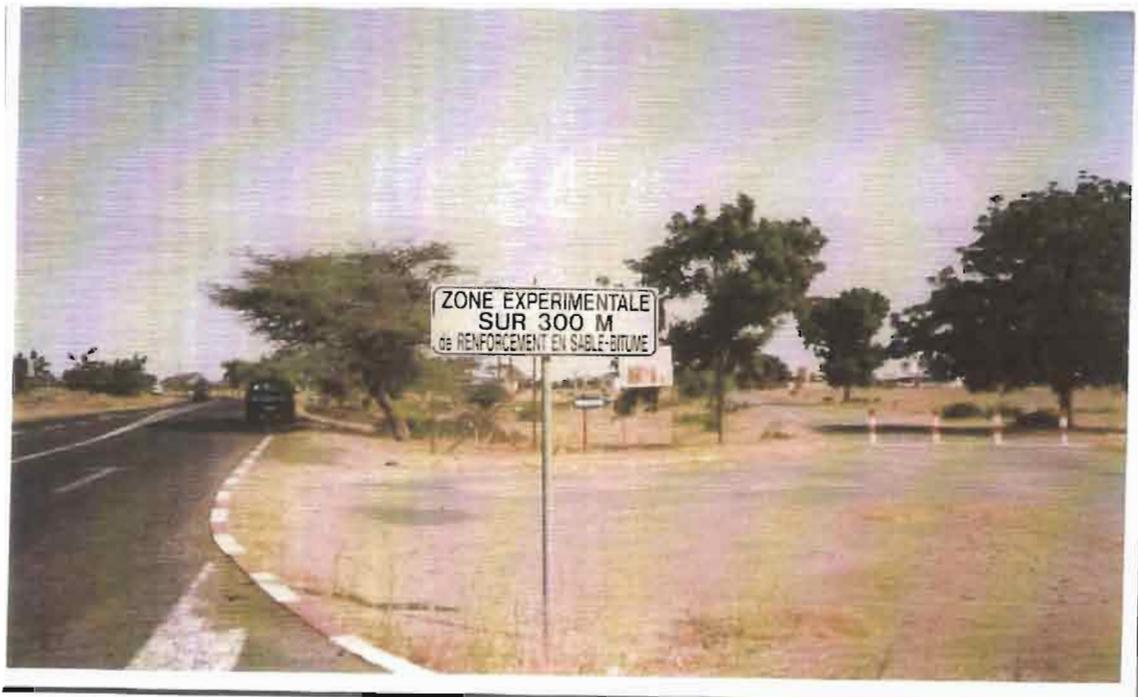


Photo n°1 : Début de la zone expérimentale

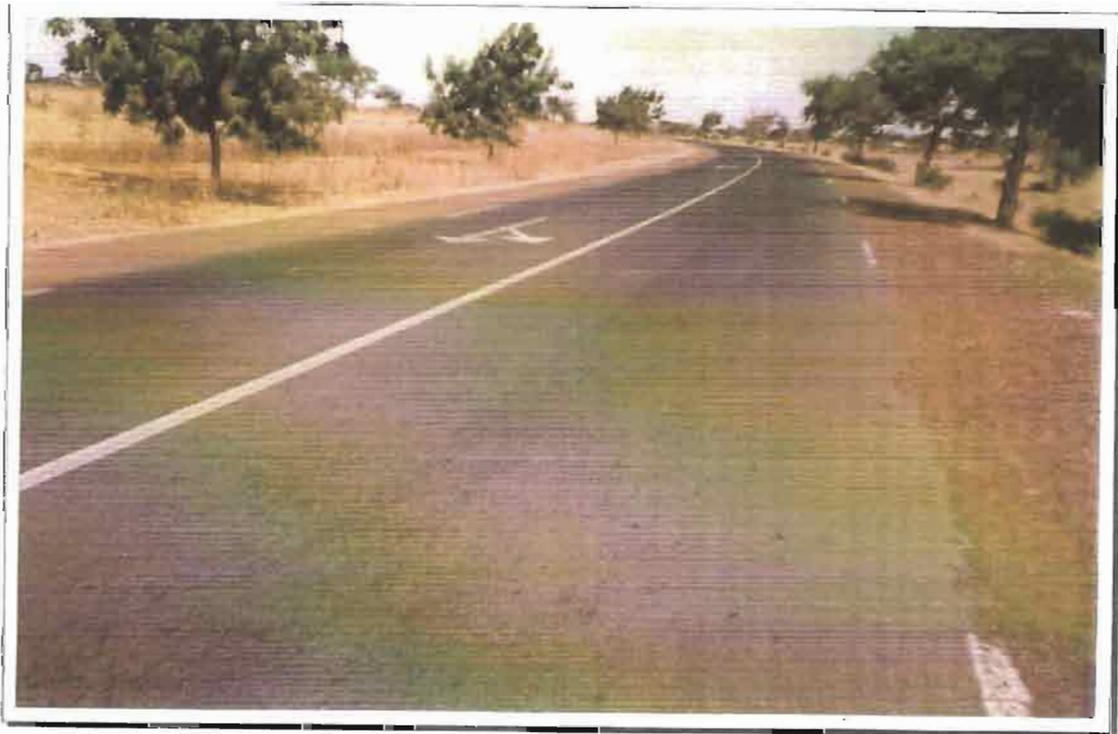
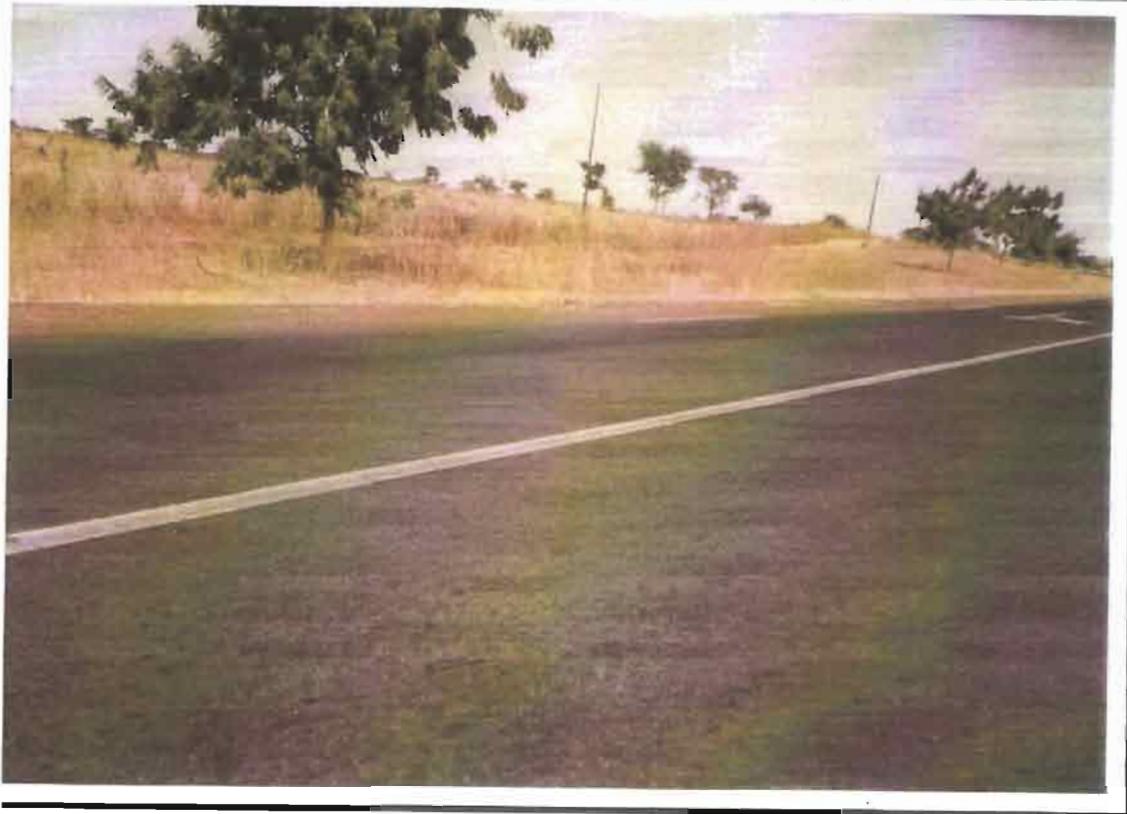


Photo n°2 : Sifflet de raccordement.



Photos n°3 et 4 : Aspect du revêtement sans aucun défaut même dans les virages

ELEMENTS SUR LE COMPORTEMENT DES SABLES TRAITES AU BITUME POUR ASSISES DE CHAUSSEES AVEC ACCOTEMENT NON REVETUS



Photo n°5 : Un maillage à petites dalles régulières se forme sur l'accotement non revêtu
(Source réf. [16])



Photo n°6 : Par endroit ce maillage se propage sur la chaussée revêtu. (Source réf. [16]).

ELEMENTS SUR LE COMPORTEMENT DES SABLES TRAITES AU BITUME POUR ASSISES DE CHAUSSEES : DEGRADATIONS DE RIVES

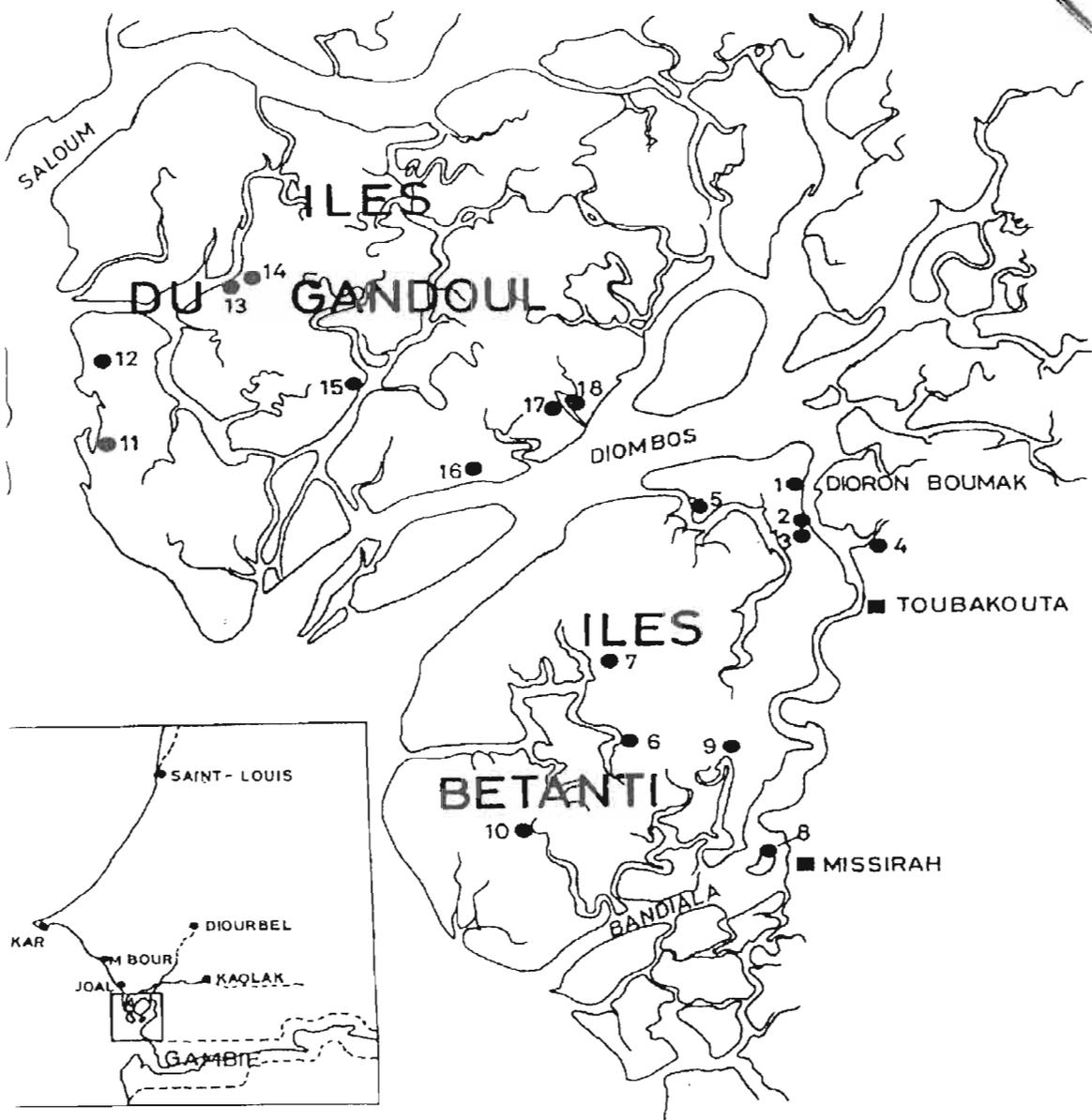


Photo n°7 : Par endroit des griffes d'érosion se forment (cas des zones en remblai)
(Source réf. [16]).



Photo n°8 : Ces griffes donnent lieu à un affouillement sous la chaussée (Source réf. [16]).

LOCALISATION DES CARRIERES DE BANCO-COQUILLAGE



● site en banco coquillage

Figure n°1 : Carte de localisation de carrières de banco-coquillage au Sénégal

(Source réf. [17]).

CARRIERES DE BANCO-COQUILLAGE



Photo n°9 : Carrière de GANDON (Source réf. [1]).



Photo n°10 : Carrière de RAO (Source réf. [1]).

MISE EN ŒUVRE DU BANCO-COQUILLAGE / CIMENT



Photo n°11 : Etalement du mélange au pied dameur équipé d'une lame frontale
(Source réf. [1]).

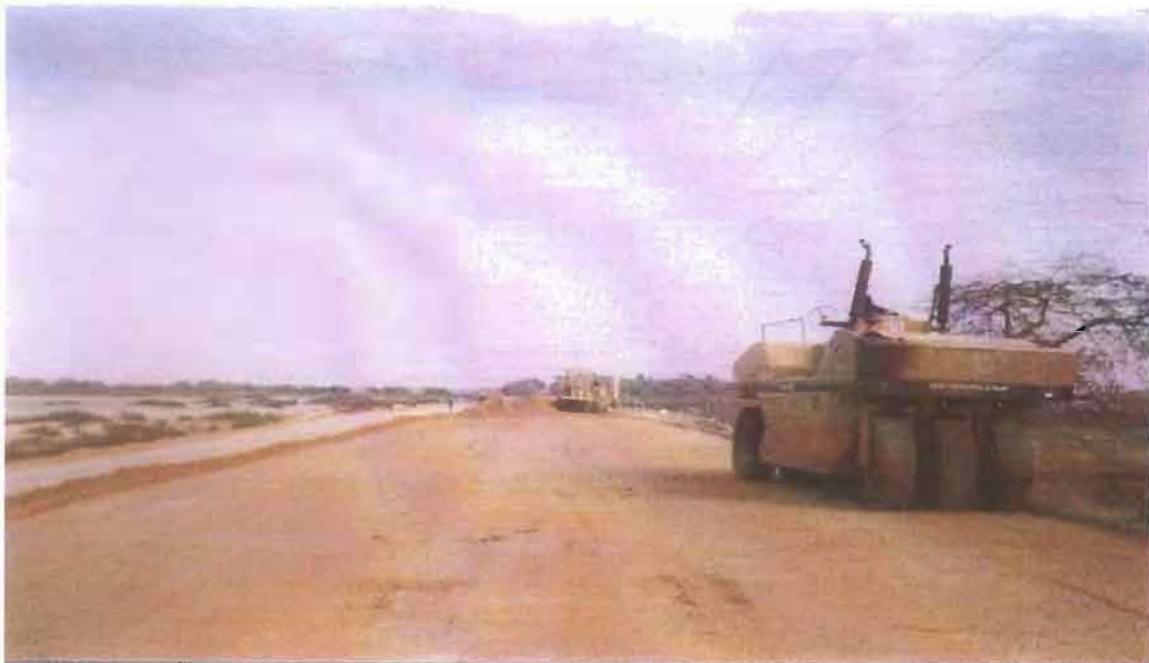


Photo n°12 : Couche de base en banco-coquillage terminé et avant imprégnation
(Source réf. [1]).

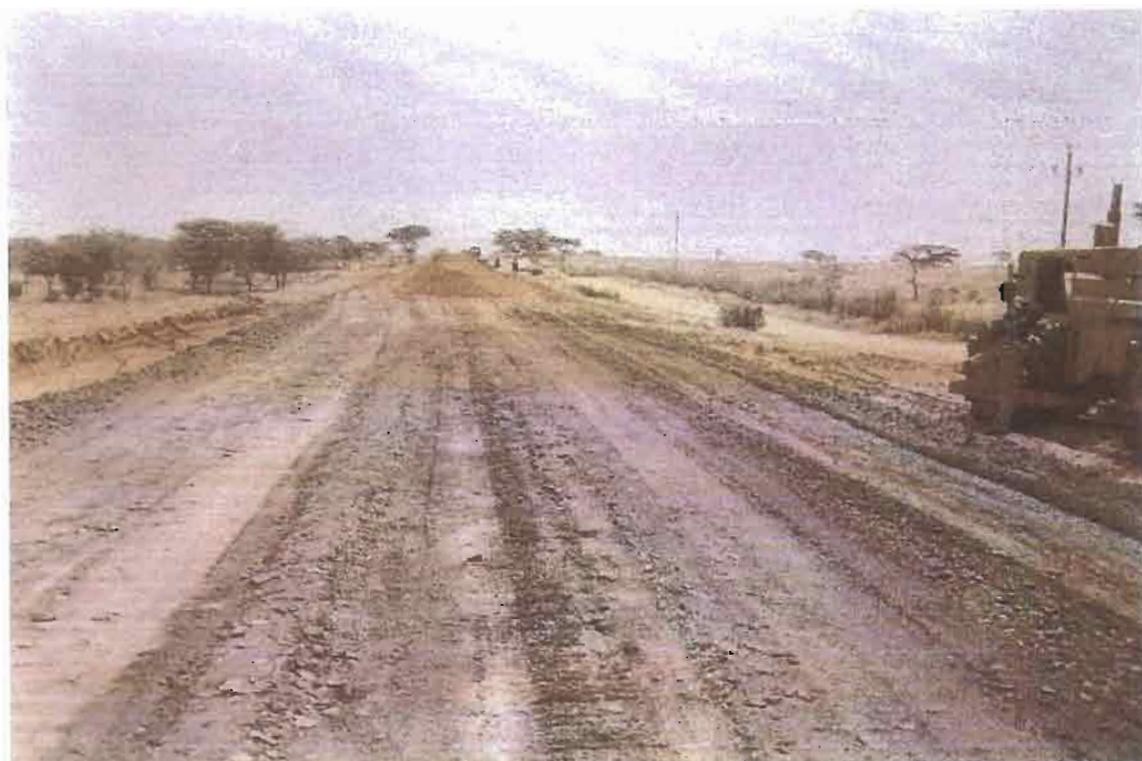


Photo n°13 : Imprégnation couche de base de banco-coquillage (Source réf. [3]).



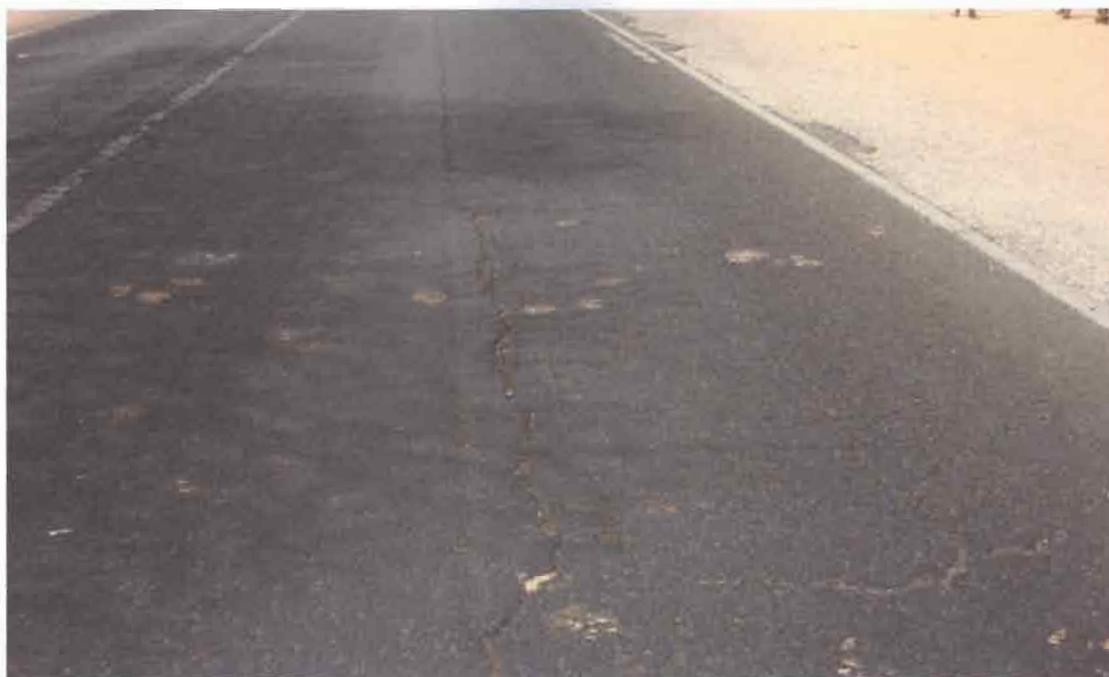
Photo n°14 : Fissures de retrait thermique sur l'accotement imprégné (au PK 194+200)
(Source réf. [1]).

SCARIFICATION ANCIEN REVETEMENT SUR BARALE – SAINT-LOUIS



Photos n°15 et 16 : Revêtement scarifié (Source réf. [3]).

DEGRADATIONS SUR LA ROUTE BARALE – SAINT-LOUIS (Partie en Banco-coquillage)



Photos n°17 : Fissurations + départ de matériaux



Photos n°18 : Départ de matériaux (liant + mastic)