

RÉPUBLIQUE DU SÉNÉGAL  
UNIVERSITÉ CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIES  
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



GC.0663

**RAPPORT DE PROJET DE FIN D'ÉTUDE  
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGÉNIEUR DE CONCEPTION**

**Titre : MISE EN ÉVIDENCE D'UN OPTIMUM DE  
FINES DANS LES SABLES FILLÉRISÉS  
POUR BÉTON DE SABLE : APPLICATION À  
DES GRANULATS DU SÉNÉGAL**

Auteur : Mohamadou Bamba DIAGNE  
Directeur : Ismaïla GUEYE  
Codirecteur : Serigne L. THIOUNE Massamba DIENE  
Directeur externe : Ibrahima CISSÉ

Juillet 1996

# SOMMAIRE

L'objectif de ce rapport final est de présenter une étude sur la mise en évidence d'un optimum de fines dans les sables fillérisés pour béton de sable avec application aux chaussées et aux parpaings de remplissage. Ceci est une des réponses possibles devant la situation de raréfaction progressive des ressources et des consommations accrues d'énergie qui ont actuellement rendues la construction routière et d'habitations onéreuses.

Dans ce rapport, après une présentation du béton de sable en guise d'introduction, une présentation sommaire sur les granulats sera faite par rapport à la situation actuelle et ce qu'il pourrait en être dans un futur proche.

Mais il sera surtout question de donner les spécifications de nos fillers et de poser de manière générale les problèmes posés par les vides en matière de construction. Cela sera suivi par les propositions de solution, ce sera l'étude bibliographique.

La troisième partie traitera des travaux expérimentaux qui constituent le noeud de ce travail. Il s'agit là d'essais physico-mécaniques classiques largement connus en travaux de génie civil qui doivent nous permettre d'atteindre les objectifs suivants :

- la prévision des performances d'un certain béton de sable à partir de la teneur en fines naturelle du sable fillérisé

- de savoir si c'est nécessaire, la quantité de fines à ajouter au sable fillérisé pour lui conférer une résistance maximale ;

- de savoir aussi, à dosage en ciment équivalent lequel des sables fillérisés usuels (basalte, grès, silicite, calcaire) donnera la plus grande résistance ou les meilleures caractéristiques physiques ;

- et enfin proposer un classement des sables fillérisés en fonction des propriétés recherchées.

- montrer les résultats obtenus et les performances du matériau.

# DÉDICACE

Je dédie ce travail

A Dieu tout puissant (Allah) et à son prophète Mohamed (PSL)

A mon guide éclairé Cheikh Ahmadou Bamba Khadimou Rassoul

A feu mon père Mamadou DIAGNE qui a fait de moi un partisan des causes de  
raison

A ma chère mère qui a su conserver l'héritage de mon père

A mes frères et soeurs qui m'ont toujours soutenus

A ma futur femme que je chérie déjà même l'ignorant

<< Il faut toujours affronter la réalité de face. C'est dans  
les moments difficiles qu'on connaît les grands hommes >> **Montesquieu**

# REMERCIEMENTS

A travers ce mémoire, je voudrais rendre hommage à certaines personnes qui ont contribué de près ou de loin à son élaboration.

Tout d'abord **Mr Ismaïla GUEYE**, Professeur à l'École Polytechnique de Thiès pour son soutien pédagogique tout au long de ce travail.

**Mr Massamba DIENE**, Professeur à l'École Polytechnique de Thiès pour sa disponibilité et son apport pédagogique constant.

**Mr Serigne Lèye THIOUNE**, Directeur de l'Aménagement Urbain à la Communauté Urbaine de Dakar pour sa collaboration franche et sincère.

**Mr Ibrahima CISSÉ**, Professeur à l'ex ENSUT pour nous avoir choisi ce sujet et de nous avoir apporté son savoir faire à tout moment.

**Le Colonel Pape Mbareck DIOP** qui nous a été d'un apport considérable pour notre documentation.

**Le laboratoire d'essai de la SOCOCIM** à travers **Mr Malick AMAR** pour nous avoir aidé à réaliser certains essais.

**Le Département de Génie-Civil** de l'École Polytechnique de Thiès tout entier.

A **Mr Lamine LO**, Technicien en mécanique des sols au laboratoire de géotechnique de l'École Polytechnique de Thiès

A **Mlle Mame Coumba DIAGNE** qui nous a assuré la saisie entière de ce travail.

# LISTE DES FIGURES

- Fig.1.1** Compacité en fonction de la taille des grains
- Fig.1.2** Effet de l'addition sur la résistance du béton en fonction de E/C
- Fig.1.3.a** Effet de la résistance sur la granulométrie : variation de E/C
- Fig.1.3.b** Effet de la résistance sur la granulométrie : variation du dosage en ciment
- Fig.2.1** Remplissage théorique d'un récipient par le mélange de deux granulats
- Fig.2.2** Effet de paroi
- Fig.2.3** Effet d'interférence
- Fig.2.4** Les deux interactions entre granulats : les effets de paroi et d'interférence
- Fig.2.5** Mélange de deux granulats dont un est très fin
- Fig.2.6** Porosité et étendu granulaire
- Fig.2.7** Consistance en fonction des dosages en eau et en ciment

**Fig.3.1** Variation de la résistance en traction en fonction de la teneur en fines (pour chaussées)

**Fig.3.2** Variation de la résistance en traction en fonction de la teneur en fines (pour parpaings)

**Fig.3.3** Variation de la résistance en compression en fonction de la teneur en fines (pour chaussées)

**Fig.3.4** Variation de la résistance en compression en fonction de la teneur en fines (pour parpaings)

**Fig.3.5** Variation de la résistance en compression en fonction du temps (mûrissement à l'air)

**Fig.3.6** Variation de la résistance en compression en fonction du temps (mûrissement à l'eau)

**Fig.3.7** Résistance en fonction de la densité (application aux chaussées)

**Fig.3.8** Résistance en fonction de la densité (application aux parpaings)

# LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 1.1** Répartition de la production nationale de granulats
- Tableau 1.2** Estimation de la demande nationale en granulats
- Tableau 1.3** Dosage minimum en ciment suivant la granularité
- Tableau 3.1** Résultats de l'analyse granulométrique à sec
- Tableau 3.2** Résultats de l'analyse granulométrique après lavage
- Tableau 3.3** Résultat de l'analyse chimique des ajouts
- Tableau 3.4** Densité sèche et poids spécifique des ajouts
- Tableau 3.5** Surface spécifique des ajouts
- Tableau 3.6** Absorptivité des ajouts
- Tableau 3.7** Formulation résumée pour les chaussées
- Tableau 3.8** Formulation résumée pour les parpaings de remplissage

- Tableau 3.9** Résistance à la traction par fendage pour  
béton de chaussée en fonction du temps  
(mûrissement à l'air)
- Tableau 3.10** Résistance à la traction par fendage pour  
béton de chaussée en fonction du temps  
(mûrissement à l'eau)
- Tableau 3.11** Résistance en traction par fendage pour  
béton de chaussée en fonction du temps  
(mûrissement à l'eau)
- Tableau 3.12** Résistance en traction par fendage pour  
béton de chaussée en fonction du temps  
(mûrissement à l'eau)
- Tableau 3.13** Résistance en compression en fonction du  
temps pour béton de chaussée (mûrissement à  
l'air)
- Tableau 3.14** Résistance en compression en fonction du  
temps pour béton de chaussée (mûrissement à  
l'eau)
- Tableau 3.15** Résistance en compression en fonction du  
temps pour béton de parpaings (mûrissement à  
l'air)
- Tableau 3.16** Résistance en compression en fonction du

temps pour béton de parpaings (mûrissement à l'eau)

**Tableau 3.17** Classification des matériaux d'ajouts

**Tableau 3.18** Caractéristiques physiques des bétons de sable pour chaussées

**Tableau 3.19** Caractéristiques physiques des bétons de sable pour parpaings

**Tableau 3.20** Espacement des joints en fonction de l'épaisseur de la dalle

**Tableau 3.21** Différentes classes de trafic

**Tableau 3.22** Différentes classes de portance de la plateforme

**Tableau 3.23** Classes de résistance pour différents niveaux de trafic

**Tableau 4.1** Epaisseur des couches de roulement et de revêtement

**Tableau 4.2** Dosage des différents constituants

**Tableau 4.3** Quantité de matériaux pour 1 km de béton de sable

**Tableau 4.4** Coût du km de chaussée en béton de sable à ajout de basalte

**Tableau 4.5** Coût du km de chaussée en béton de sable à ajout de silicite

**Tableau 4.6** Coût du km de chaussée en béton de sable à ajout de calcaire de Bandia

**Tableau 4.7** Coût du km de chaussée en béton de sable à ajout de calcaire de Bargny

**Tableau 4.8** Coût du km de chaussée en béton de sable à ajout de grès

# LISTE DES SYMBOLES

- g = volume absolu de gros granulat
- S = volume absolu de granulat fin
- u = indice des vides pour un mélange sec
- A = indice des vides du granulat fin
- G = indice des vides du granulat grossier
- V = volume des vides du mélange
- $d_s$  = dimension moyenne des grains du granulat fin
- $d_g$  = dimension moyenne des grains du granulat grossier
- N = nombre de grains
- Sg = surface des grains grossiers
- E.S = équivalent de sable
- $M_f$  = module de finesse
- $C_u$  = coefficient d'uniformité
- $C_c$  = coefficient de courbure
- Ps = porosité
- G/S = rapport gravier sur sable
- E/C = rapport eau sur ciment
- L.R.P.C. : Laboratoire Régional des ponts et chaussées  
(Paris)
- L.C.P.C. : Laboratoire central des ponts et chaussées  
(Bordeaux)
- $D_{max}$  = diamètre maximal
- d = densité sèche
- s = poids spécifique
- CEBTP : Centre Expérimental de Recherche et d'Étude du  
Bâtiment et des Travaux Publics
- DEMG : Direction de l'Énergie des Mines et de la Géologie

# TABLE DES MATIÈRES

<b>SOMMAIRE</b>	I
<b>DÉDICACE</b>	III
<b>REMERCIEMENTS</b>	IV
<b>LISTE DES FIGURES</b>	V
<b>LISTE DES TABLEAUX</b>	VII
<b>LISTE DES SYMBOLES</b>	XI
<b>INTRODUCTION</b>	1
<b>CHAPITRE 1 : DESCRIPTION DE LA SITUATION ACTUELLE SUR LES FILLERS ET LES BÉTONS DE SABLE</b>	
<b>1.1 GÉNÉRALITÉS SUR LES FILLERS UTILISÉS EN BÉTON DE SABLE</b>	<b>3</b>
<b>1.2 PRODUCTION DES FILLERS AU SÉNÉGAL</b>	<b>5</b>
1.2.1 Les roches basaltiques	5
1.2.2 Estimation quantitative	6
<b>1.3 GÉNÈSE DE L'UTILISATION DES BÉTONS DE SABLE</b>	<b>7</b>
1.3.1 Les expériences française	8
1.3.2 Les expériences soviétiques	8
1.3.3 L'état des travaux au Sénégal	10
<b>1.4 GÉNÉRALITÉ SUR LES BÉTONS DE SABLE</b>	<b>11</b>
1.4.1 Définitions générales	11
1.4.2 Définition des différentes composantes	14
<b>1.5 PROPRIÉTÉS ESSENTIELLES</b>	<b>16</b>
1.5.1 Granularité et maniabilité	16
1.5.2 Granulométrie et résistance	16
<b>1.6 AUTRES PROPRIÉTÉS</b>	<b>19</b>
1.6.1 Retrait et fluage	19
	XII

<b>1.7 Durabilité des bétons de sable</b>	<b>20</b>
<b>1.8 INFLUENCE DE L'AJOUT DE GRAVILLONS</b>	<b>21</b>
1.8.1 La résistance aux chocs	21
1.8.2 La résistance à l'attrition	22
1.8.3 La résistance à la compression	22
1.8.4 Le module d'élasticité	22

## **CHAPITRE 2 : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE** **25**

<b>2.1 GÉNÉRALITÉS SUR LES VIDES</b>	<b>26</b>
2.1.1 Les mélanges de deux granulats secs (grossiers et fins) : les effets de paroi et d'interférence	26
2.1.2 La théorie de la granularité optimale selon CAQUOT (1937)	43
2.1.3 Remarques critiques sur la théorie de CAQUOT	49
<b>2.2 LES MÉLANGES DE GRANULAT D'EAU ET DE FINES (CIMENT + AJOUTS)</b>	<b>52</b>
2.2.1 Les trois catégories de mélange	53
2.2.1.1 Mélanges riches en ciment (pauvres en ajout)	53
2.2.1.2 Mélanges pauvres en ciment (riches en ajout)	53
2.2.1.3 Mélanges intermédiaires en ciment (riches en ajout)	54
2.2.2 Les méthodes de compositions et leurs hypothèses	
2.2.2.1 Les conditions de mise en oeuvre	56
2.2.2.2 Le dosage en ciment et en fines	57
2.2.2.3 Le dosage en eau	58
2.2.2.4 Les proportions des granulats inertes	60
<b>2.3 CONCLUSION</b>	<b>61</b>



<b>3.5 RÈGLES DE CONCEPTION DE DIMENSIONNEMENT ET DE RÉALISATION</b>	<b>95</b>
3.5.1 Conception et dimensionnement de chaussées	95
3.5.1.1 Conception	95
3.5.1.2 Dimensionnement	100
3.5.1.2.1 Choix de la classe de trafic	101
3.5.1.2.2 Evaluation de la portance de la plateforme	101
3.5.1.2.3 Définition de la classe de résistance du béton	101
3.5.1.2.4 Dimensionnement proprement dit	102
<b>CHAPITRE 4 : ETUDE ECONOMIQUE</b>	<b>108</b>
4.1 HYPOTHÈSES DE CALCUL DES COÛTS	108
4.2 CAS DES FAIBLES TRAFICS	109
4.2.1 Composition des différents bétons et quantité des composants pour 1 km de chaussée	110
4.2.2 Etude des coûts	111
4.2.3 Cas des chaussées en béton de sable	111
4.2.4 Cas des chaussées enrobées denses	114
4.3 ETUDE DES COÛTS DES PARPAINGS	115
<b>CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS</b>	<b>116</b>
<b>ANNEXES</b>	
<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>	

# INTRODUCTION

La construction de manière générale constitue aujourd'hui un casse tête aussi bien pour les ménages que pour la puissance publique. Pour les premiers on notera la quête sans cesse d'une habitation descente tandis que pour le second à savoir l'État, les nécessités de développement lui impose la construction et l'aménagement d'ouvrages capables de promouvoir ses programmes de développement. L'un de ces ouvrages est la route.

Avec le contexte de raréfaction croissante des ressources et le coût élevé de l'énergie, la route est aujourd'hui l'un des investissements les plus coûteux, pour nos pays en voie de

développement. Cette raréfaction est surtout accrue par l'utilisation massive de matériaux classiques : basalte, latérite comme granulats et sable de plage. Tous font l'objet actuellement d'interdiction d'exploitation partielle pour les premiers et formelle pour le dernier par le décret 79-860 du 25 Septembre 1979. C'est dans ce sens qu'une nouvelle orientation vers le béton de sable s'est opérée. Cela est d'autant plus justifiée que cette technique - loin d'être nouvelle comme on le pense - favorise l'utilisation des matériaux locaux, l'assainissement de l'environnement par l'utilisation de matériaux résiduels (fillers 0/3), ce qui a pour aboutissement une augmentation de la valeur ajoutée et une plus grande accessibilité à l'habitat en particulier et à

la construction de manière générale. Les caractéristiques du béton de sable par rapport à notre domaine d'étude - réduction des vides et augmentation de la compacité - seront mis en évidence au niveau de la recherche bibliographique tandis que les caractéristiques physico-mécaniques seront établis par une étude technique et des essais de laboratoire.

## **CHAPITRE I :**

# **DESCRIPTION DE LA SITUATION ACTUELLE SUR LES FILLERS ET LES BÉTONS DE SABLE**

- 1- GÉNÉRALITÉS SUR LES FILLERS UTILISÉS EN BÉTON DE SABLE**
- 2- PRODUCTION DES FILLERS AU SÉNÉGAL**
- 3- GENÈSE DE L'UTILISATION DES BÉTONS DE SABLE**
- 4- GÉNÉRALITÉ SUR LES BÉTONS DE SABLE**
- 5- PROPRIÉTÉS ESSENTIELLES**
- 6- AUTRES PROPRIÉTÉS**

# CHAPITRE 1 : DESCRIPTION DE LA SITUATION ACTUELLE

## 1.1 GÉNÉRALITÉS SUR LES FILLERS UTILISÉS EN BÉTON DE SABLE

L'étude des fillers utilisés dans les bétons de sable se fera à partir des granulats jusqu'à la roche mère. Ces granulats sont issus de roches éruptives métamorphiques ou sédimentaires ou tout simplement de matériaux naturels (alluvions), pour des besoins d'utilisation font l'objet de concassage. Le produit résiduel de ce concassage donne le filler. Les propriétés des granulats et des fillers sont liés à celles de la roche d'origine : caractéristiques physiques, mécaniques, chimiques, minéralogiques qui renseignent sur l'altérabilité, la résistance mécanique, la granularité etc... Les fillers en quantité énorme mais inconnus sont presque tous concentrés dans la partie ouest du pays ce qui s'explique par le simple fait que cette zone est la plus riche en granulats du pays. Cependant pour ce faire une idée de la quantité inestimable de filler immobilisée nous nous baserons sur les données de la Direction de l'Énergie des Mines et de la Géologie (D.E.M.G) cf. : tableau 1.1 et 1.2

Années	1986	1987	1988	1989	1990	1991	TOTAL	
<b>Granulats</b>								
Grés	2 834	4 115	4 182	5 417	23 792	10 167	50 507	8,9
Calcaires	15 934	18 502	21 248	24 834	34 626	39 276	154 420	27,1
Basaltes	3 270	8 466	12 219	12 445	13 659	15 844	65 903	11,6
sables	19 030	26 898	31 972	40 510	61 200	80 753	260 363	45,8
Graveleux Latéritiques	4 362	4 733	3 700	4 000	7 680	13 209	37 684	6,6
<b>Total</b>	45 430	62 714	73 321	87 206	140 957	159 249	568 877	100
	8	11	12,9	15,3	24,8	28	100	

**Tableau 1.1 : Répartition de la production nationale de granulats (en m3)  
pour le quinquennat 1986-1991**

Source : Direction de l'Energie, des Mines et de la Géologie (D.E.M.G)

Années	1992	1993	1994	1995	1996	1997
<b>Nature de la demande</b>						
Construction routière	32 200	35 500	46 000	68 100	98 800	128 950
Entretien routier	37 400	48 200	59 350	98 200	128 800	158 910
Régie des Chemins de fer	40 500	49 700	76 000	105 900	150 900	160 000
Entretien Régie	32 600	38 600	56 600	99 200	112 600	152 400
Canal du Cayor	32 000	32 000	32 000	32 000	32 000	32 000
Bâtiment	59 175	63 900	94 450	95 450	130 950	207 100
<b>Total</b>	233 875	267 900	364 400	498 850	654 050	839 360

**Tableau 1.2 : Estimation de la demande nationale en granulats (m3)  
pour le quinquennat 1992-1997**

Si tous nos granulats d'étude ne sont pas utilisés en technologie routière ou en bâtiment comme matériaux de base, ils peuvent tous l'être l'un ou l'autre dans un béton de sable, suivant les caractéristiques recherchées.

## **1.2 PRODUCTION DES FILLERS AU SÉNÉGAL**

Le Sénégal est un petit pays de 197 000 Km<sup>2</sup> qui a la quasi totalité de ses réserves en matériaux granulaires concentrées dans sa partie occidentale dans les régions de Thiès et Dakar. Cette présence de grandes quantités de granulats est matérialisée par les affleurements basaltiques de Dakar et Thiès, issus d'un ensemble sédimentaire essentiellement composé de formation calcaire, marneuse, marno-calcaire et gréseuse. Nos matériaux d'étude, sont des sables fillérisés, résidus de concassage de matériaux basaltiques, gréseux, calcaires de résidu industriels. Comme le silexite et le sable de dune rouge présent dans la quasi totalité de la superficie du pays.

### **1.2.1 Les Roches Basaltiques**

Depuis l'interdiction d'exploitation par le décret 72-662 dans la région de Dakar seul le site de Diack, situé à 30 km de Thiès fait l'objet d'extraction de basalte. Néanmoins d'autres gisements existent notamment à Sène-Sérère, au niveau du Ravin des voleurs, à Keur Mamour etc. Étendues sur une superficie de 95 000 m<sup>2</sup>, les réserves de Diack actuellement à moitié exploitées, étaient estimées à DIX MILLIONS de tonnes sur une puissance de 5 m.

Quand au gré, son exploitation se fait aux sites de Toglou,

Ndayane et Mbang. Ils sont en moyenne partie recouverts d'une formation latéritique donc occasionnant une puissance qui peut dépasser 10 m.

Pour les calcaires ils proviennent des affleurements de Bandia, Popenguine, Mbour et Panthior. En dehors de ces sites de la presqu'île du Cap-Vert on peut en trouver dans la vallée du Ferlo, dans la vallée du Fleuve Sénégal, dans les régions de Ourossogui, Ogo, Kanet et à l'Ouest de Thilogne (BRGM 1984).

Pour le silexite, il s'agit de rejets industriels non recyclés de la Compagnie des Phosphates de Taïba.

### **1.2.2 Estimation Quantitative**

Comme mentionné précédemment, la majeure partie des fillers utilisés sont des rejets industriels ou des résidus de concassage non quantifiés. Néanmoins une estimation de la roche d'origine peut donner une idée approximative des quantités de fillers disponibles.

Pour le gré les réserves, d'après une estimation de 1984 (BRGM) sont évaluées à 3 450 000 tonnes dont 150 000 à Toglou, 300 000 à Mbang et 300 000 tonnes à Paki.

Pour le calcaire les travaux ont révélé des réserves estimées à 84 millions de tonnes au-dessus de la nappe phréatique.

Mais c'est pour le silexite qu'on enregistre les quantités les plus importantes avec une production annuelle de 1 150 000 tonnes et un stock de 28 800 000 tonnes à Terril de

Keur Momar FALL et 76 800 000 tonnes à Ndomor DIOP.

Le sable de dune quand à lui existe en des quantités inépuisables, dans la quasi totalité du littoral.

A l'exception du basalte et du calcaire qui se vendent respectivement à 3 000 F et 1 000 F le m<sup>3</sup> tous les autres fillers sont des résidus. C'est pour ces raisons à savoir la quantité inestimable de sable de dune et de résidus non recyclés mais aussi du coût relativement bas ou nul qui justifient les études sur le béton de sable.

### **1.3 GÉNÈSE DE L'UTILISATION DES BÉTONS DE SABLE**

Contrairement à l'idée que se font pas mal de personne sur ce matériau, l'utilisation des bétons de sable date de plus d'un siècle. En effet c'est vers 1853 période à laquelle les moyens de locomotion motorisés faisaient défaut, que l'idée d'utiliser des matériaux trouvés sur place germa. Cela était une solution à un double problème à savoir : éliminer la contrainte liée au transport de matériaux sur de longues distances mais aussi éviter les recherches de matériaux rares.

Partant des mélanges de sable de chaux et d'eau pour lier les briques ou pierres, on en arriva à diversifier l'usage en ajoutant à ces mortiers de la brique, de la tuile cassée puis du gravier et enfin de la pierre cassée ; ce fut la naissance des premiers bétons de sable. Depuis lors, les français et les soviétiques se sont formidablement fait remarqués par des techniques de mise en oeuvre et d'utilisation de ce matériau.

### 1.3.1 Les Expériences Françaises

L'Ingénieur français COIGNET (1853), dans l'optique de proposer des constructions économiques monolithes et résistantes à mis au point le "**béton aggloméré**" ou "**coignet**" du nom de l'inventeur. Il s'agit d'un mélange sans cailloux, de sable, de cendres, de scories de charbon brûlé, de terre argileuse cuite et pilée, de chaux hydraulique naturelle et d'eau en faible quantité.

La première construction en béton aggloméré banché fut une vaste maison encore visible au nord de Paris (à la rue Charles-Micheles à St-Denis). Elle servit d'expérience pour de nombreuses constructions et réseaux d'assainissement du grand mur de soutènement de la place de Trocadéro à Paris, de l'Aqueduc des eaux de captation de la Vanne dans la traversée de la forêt de Fontainebleau. D'autres exemples peuvent être ciblés aux États-Unis et plus précisément à Brooklin et en Égypte.

### 1.3.2 Les Expériences Soviétiques

Elles sont marquées par une formulation originale de Nicolas de Rochefort à St-Petersbourg obtenue en broyant ensemble sable et clinker à parts égales puis mélangés à ce produit du sable avec un volume de sable trois fois supérieur à celui du produit broyé. Les résistances obtenues furent les mêmes que celles d'un mélange sable-ciment composé au tiers par du ciment et le reste par du sable. Le broyage du mélange sable/clinker d'après les recherches du Professeur **Rehbinder** des surfaces physico-chimiques actives qui, fraîches, fixaient plus efficacement

le liant ; ce que NICOLAS de Rochefort trouva peut être par hasard vient d'être confirmé scientifiquement. Ces études permirent de nombreuses réalisations parmi lesquelles on peut citer entre autres :

- les pistes d'aérodromes militaires de Pevec d'Arkangelsk,
- les bâtiments (toitures à plis, éléments divers préfabriqués dans la ville de Nadym en Sibérie),
- les voiles édifiées par coffrages grillants sur de grandes surfaces (à Verroney-Moscou),
- le tamponnage de puits de pétrole, tunnels et métros, travaux de rénovation d'ouvrages d'art etc.

Contrairement à l'ex-Union Soviétique, la France est un pays riche en granulats ce qui ne favorise pas les recherches pour la promotion du béton de sable. Et cela s'est traduit par une décélération des activités de recherche. Et ce n'est que vers les années soixante dix avec l'émergence des mouvements écologiques que sont apparues des interdictions d'exploitation que les activités de recherches se sont accélérées à nouveau avec des techniques d'utilisation plus avancées et des formulations couvrant une plus large gamme. Et les premières applications qui datent des années quatre vingts furent réalisées avec succès à l'initiative du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Bordeaux : injections de

ponts sous-oeuvre, poutres, chaussées de lotissement, dalles planchers.

Mais promouvoir un produit dans n'importe quel secteur des sciences est facilité par une mise en commun des potentiels technique, scientifique, humain et administratif. C'est ce qu'a compris le Ministère Français chargé de l'Équipement et de la Recherche en mettant sur pied le projet **SABLOCRETE** (1994) qui est un projet de "recherche-développement" qui regroupe en son sein les plus grands laboratoires français de génie-civil (publics ou privés) dans une mise en commun des connaissances théoriques, en principe d'utilisation, de formulation et de mise en oeuvre.

### 1.3.3 L'État des Travaux au Sénégal

Le Sénégal a tout intérêt à travailler dans la promotion de ce matériau au vu des quantités inépuisables de sable et du contexte de rareté des granulats. Ceci pas dans le but de remplacer les routes en béton de ciment ou bitumineuses ou de béton classique mais tout simplement dans l'objectif d'en faire un matériau de substitution partout où les exigences mécaniques sont inférieures à celles requises pour les routes classiques citées ci-dessus. C'est dans cette optique que plusieurs thèses ont été soutenues à l'École Polytechnique de Thiès dans le souci d'adapter des travaux faits ailleurs à nos réalités locales. A l'instar de la France et de l'ex-Union soviétique des expériences pratiques ont été tentées avec succès dans le pays. Entre autre on peut citer :

- les aménagements piétonniers dans le quartier de Médina à Dakar ;
  
- les aires de stockages et de manutention au niveau de la Société HAMO (habitation Moderne) dans le quartier de Mbaou dans la banlieue de Dakar ;
  
- et actuellement le projet de construction d'une route à St-Louis, situé à 270 km de Dakar, longue de 6 km et large de 6,5 m ;
  
- dallage au niveau de la Direction de l'Aménagement Urbain (D.A.U) de la Communauté Urbaine de Dakar...

## **1.4 GÉNÉRALITÉS SUR LES BÉTONS DE SABLE**

### **1.4.1 Définition**

Les bétons de sable sont des mélanges de sable, de ciment, d'eau et de fines d'ajouts. Pour une meilleure compréhension, il n'est toutefois pas inutile de les situer par rapport aux bétons classiques. Ces derniers sont généralement constitués d'un granulats 0/16 à 0/25 et comportent selon l'utilisation envisagée, entre 250 et 400 kg de ciment par mètre cube.

Compte tenu du diamètre maximale ( $D_{max}$ ) des grains, le dosage en fines (ciment) est suffisant pour assurer au béton une compacité maximale. Si l'on veut diminuer la valeur de ( $D_{max}$ ) au-dessous de 16 mm, les différentes lois de répartition granulaires s'accordent pour dire qu'une

conservation de la compacité maximale, nécessite une augmentation de la teneur en fines, donc en ciment. Cette loi est bien connue et est traduite par l'équation suivante

$$C = k \sqrt[3]{D}$$

C = teneur en ciment en kg

k = 550 ou 700 suivant la compacité souhaitée

D = diamètre maximal des grains (mm)

Le tableau 1.3 ci-après donne le dosage minimum en ciment suivant la granularité.

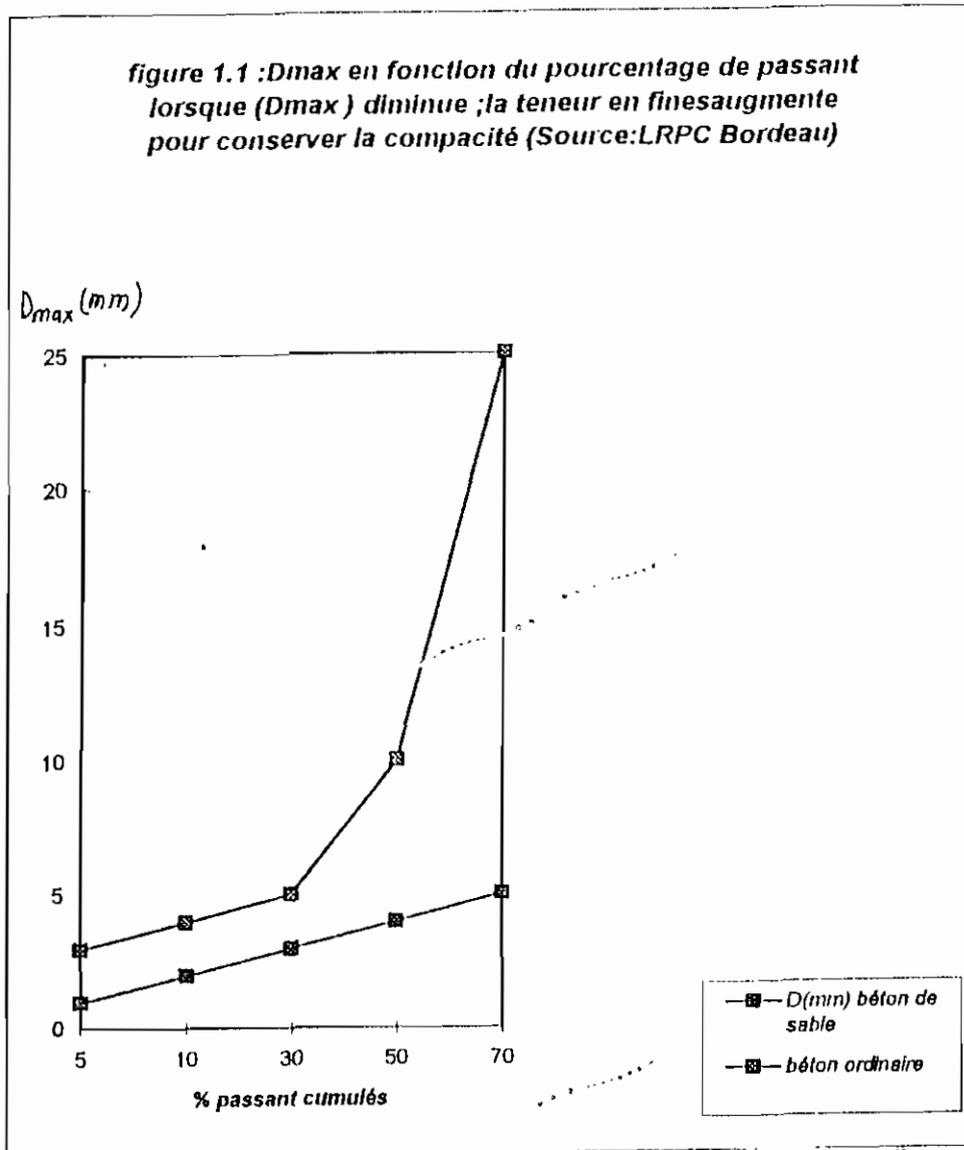
Granularité	$\sqrt[3]{D}$	550 $\sqrt[3]{D}$	700 $\sqrt[3]{D}$	
0/25	1.904	290	370	BETON
0/20	1.821	300	385	
0/16	1.741	315	400	
0/8	1.516	360	460	
0/6,3	1.445	380	480	MORTIER
0/2	1.149	480	610	
0/1	1.000	550	700	

**TABEAU 1.1 : Dosage minimum en ciment suivant la granularité**

Dans la gamme des sables ( $D_{\max} \leq 6$  mm) on est donc amené à envisager des dosages en ciment compris entre 450 et 700 kg/m<sup>3</sup> : ce sont les mortiers. Les bétons de sable relèvent d'une autre approche : elle consiste à faire la distinction entre les fines nécessaires à l'obtention d'une bonne compacité, et le ciment nécessaire pour une résistance suffisante pour l'usage envisagé.

Les bétons de sable ont donc les mêmes dosages en ciment que les bétons classiques (250 à 400 kg/m<sup>3</sup>) et la compacité

est atteinte par un ajout complémentaire de fines comme le calcaire, le grès, le silexite etc... La figure 1.1 montre la variation de la compacité en fonction de la taille des grains.



### 1.4.2 Définitions des différentes composantes

Comme pour tout mélange, chaque constituant a un rôle bien défini pour l'obtention des performances souhaitées.

**Les Sables** : il peut s'agir soit d'un sable naturel alluvionnaire, de basaltière, d'un sable de carrière issu de concassage d'une roche massive ou détritique ou tout simplement d'un sable de dune comme pour notre cas. La seule restriction d'emploi des sables réside dans leur propreté.

**Les fines d'ajout** : une qualité essentielle du béton de façon générale est sa compacité. Les paramètres essentiels qui vont jouer sur la compacité sont : la granulométrie du mélange et sa teneur en eau, l'énergie de mise en place.

L'optimisation de la compacité, en relation avec la granulométrie, obéit à certaines règles. Le principe est simple. Les éléments les plus fins se logent dans les vides des éléments les plus gros.

Du fait de la valeur de  $D_{max}$  relativement faible ( $D_{max} \leq 5\text{mm}$ ) en appliquant la relation classique en  $\sqrt[3]{D}$  la quantité de ciment à utiliser devient importante. Le rôle des fines sera de compléter la quantité de ciment obtenue à partir de l'équation de la page 12.

Les dosages en fines d'addition seront souvent importants : entre 70 et 220  $\text{kg/m}^3$  et même au delà. Par voie de conséquence leur caractère (nature géologique, chimique, forme, etc) vont influencer grandement sur les caractéristiques de la formule employée.

On distingue principalement les fines actives (laitier moulu, cendres volantes, pouzzolanes broyées...) et les fines inertes comme celles que nous utilisons dans le cas de notre étude (grès, silexite, basalte, calcaire,...).

**Les ciments** : comme pour les bétons classiques le choix du ciment est fait à partir de sa classe de résistance, de ses caractéristiques d'hydratation, de l'agressivité du milieu et de l'usage auquel on le destine. Pour bénéficier pleinement de l'activité hydraulique des fines d'addition, on privilégie souvent les CPA par rapport aux CPJ.

**L'eau** : l'eau utilisée est la même que celle requise pour les bétons traditionnels. La quantité efficace comprend en dehors de l'eau de gâchage une quantité non négligeable apportée par les additions et surtout par les sables.

En dehors de ces principaux composants d'autres éléments peuvent être ajoutés au béton. Ce sont :

- **les adjuvants** : qui sont utilisés pour améliorer certaines caractéristiques comme la maniabilité, la diminution de la teneur en eau etc. Les adjuvants sont des plastifiants, super plastifiants, défloculants etc...

- **les ajouts** : ce sont souvent des fibres pour réduire le retrait au premier âge ou des gravillons dispersés dans la masse pour améliorer certaines caractéristiques (fluage, retrait, maniabilité, résistance...).

- **les colorants** : ce sont les mêmes que ceux utilisés pour les bétons classiques, seulement avec les bétons de sable un soin particulier doit être apporté à l'homogénéisation et à une formulation adéquate pour garder une stabilité de la teinte dans le temps.

## **1.5 PROPRIÉTÉS ESSENTIELLES**

### **1.5.1 Granulométrie et Maniabilité**

Contrairement au béton classique, les bétons de sable présentent un rapport Eau/Ciment systématiquement supérieur à 0,5. Ce rapport E/C doit se situer entre 0,6 et 0,7. Ceci s'explique par une valeur de la surface spécifique plus importante du fait de la présence des fines et d'une quantité de sable plus importante. La maniabilité s'améliore inversement par rapport au module de finesse  $M_f$ .

### **1.5.2 Granulométrie et Résistance**

La résistance pour un dosage en ciment constant peut varier suivant certains paramètres tels que la finesse de l'addition, sa nature et la dimension  $D_{max}$  (O/D).

\* **La finesse de l'addition** : que ce soit avec un sable alluvionnaire ou un sable de dune, la finesse de l'addition se traduit par une amélioration de la compacité et donc de la résistance.

\* **La nature de l'addition** : (à dosage égale) la figure 1.2 permet de constater la différence de niveau de

performance atteint selon la nature du filler. Si l'addition de fines permet d'améliorer systématiquement la résistance, ce gain est en effet très variable. Par exemple avec E/C de 0,82 pour un témoin (sans fines) à 32 MPa on varie avec addition de 34 à 53 MPa selon la nature des fines ajoutées. La différence est encore plus considérable si l'on se place à maniabilité constante. Les fillers les plus efficaces sont ceux qui, hydrauliquement actifs, entraînent également une réduction d'eau.

**FIGURE 1.2 : Résistance en compression ( $R_c$ ) en MPa à 28 jours (Ref : LRPC de Bordeaux)**

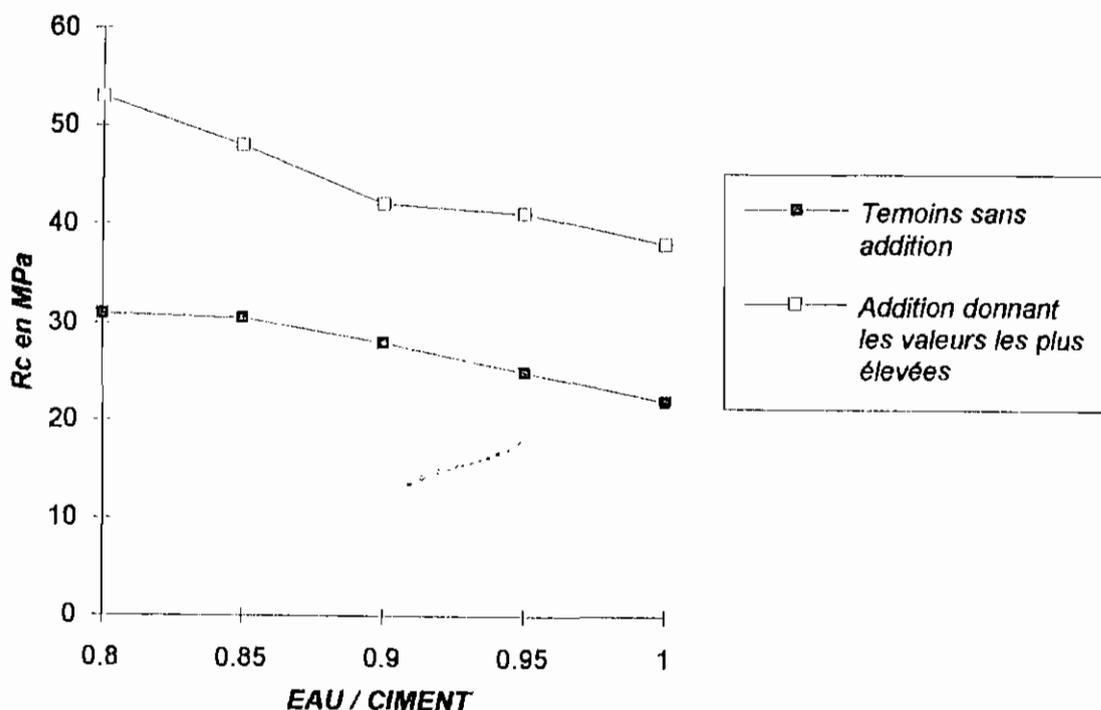
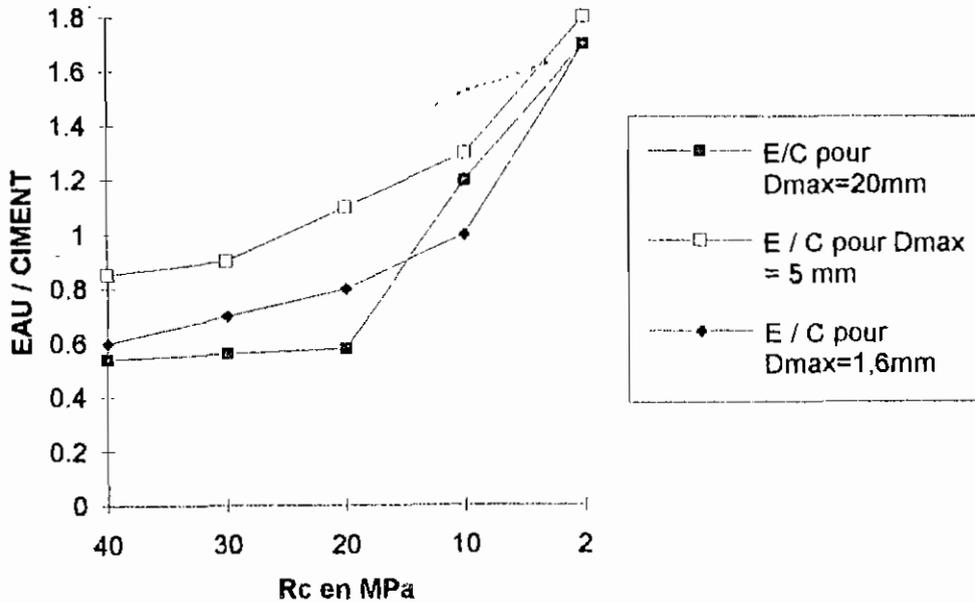
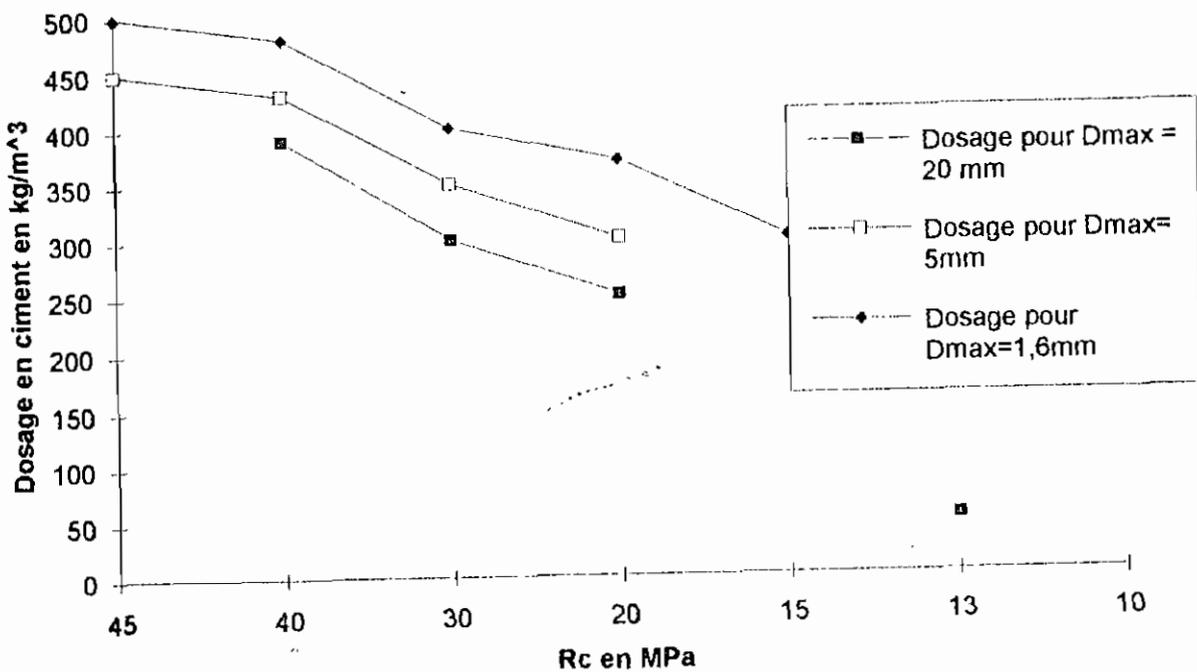


Figure 3.a : Effet de la granularité sur la résistance en compression



Suivant la valeur de Dmax, la résistance en compression varie de manière non négligeable avec le rapport EAU/CIMENT qui influe sensiblement sur la résistance du béton

Figure 3.b : Effet de la granularité sur la résistance en compression



Le dosage en ciment du béton donne des valeurs de résistance différentes suivant la valeur de Dmax.

\* **La dimension du  $D_{max}$  (O/D)** : l'influence de la dimension maximale des grains  $D_{max}$  se fera d'une part par rapport à la valeur de E/C puis d'autre part à celle du dosage en ciment.

On constate d'après la figure 3a que la valeur de  $D_{max}$  varie faiblement pour une valeur de E/C constante et en tout état de cause pas défavorable aux sables. La seule différence tient à la maniabilité très différente selon les bétons. Si le béton est maniable dans le cas d'un 0/20, on aura une maniabilité de type préfabrication dans le cas du sable.

Par rapport au dosage en ciment à E/C différent avec un dosage fixé les différences sont beaucoup plus importantes. La maniabilité étant différente, on aura beaucoup plus d'eau dans le cas du sable, ce qui a pour conséquence une chute de résistance.

## **1.6 AUTRES PROPRIÉTÉS**

### **1.6.1 Retrait et fluage**

\* **Le retrait** : des essais ont permis de constater qu'en milieu étanche (isolé) le béton de sable présente des valeurs de retrait d'auto dessiccation voisines de celle du béton traditionnel. Par contre s'il est séché à l'air libre le béton classique présente des valeurs inférieures de moitié par rapport à celles du béton de sable. Le phénomène est vraisemblablement dû à une distribution et à une taille des vides différentes entre les deux matériaux.

\* **Le fluage** : en matière de fluage un phénomène analogue à celui d'un béton ordinaire est remarqué lié vraisemblablement à la structure du matériau. Cela est confirmé par ailleurs par les valeurs de module d'élasticité très différenciées entre béton de sable et béton classique.

## **1.7 Durabilité des bétons de sable**

Parler de durabilité est plus aisée si le milieu d'utilisation du matériau est connu d'avance (milieu urbain, région montagneuse, milieu marin, ambiances agressives) pour la prise en compte des considérations telles que :

- perméabilité à l'air et à l'eau,
- carbonation,
- pénétration des ions chlorures.

Mais aussi parler de durabilité revient d'une part à l'étude des paramètres physiques tels que porosité, organisation géométrique des pores, perméabilité et d'autre part des phénomènes internes que sont : l'accélération et l'attaque sulfatique différée, qui sont des processus d'altération accélérés par les échanges hydrauliques avec le milieu extérieur.

D'une façon générale, les bétons de sable sont plus poreux que les bétons traditionnels s'ils ont davantage de vides, la taille et le nombre de ces vides se distinguent de ceux du béton traditionnel : ils sont plus nombreux, plus petits

et d'avantage mono-dimensionnels. Leur nombre plus élevé entraîne une probabilité de colmatage plus fréquente et plus aisée compte tenu de leur faible taille. Cette distribution poreuse particulière, observée sur beaucoup de béton de sable optimisés dans le cadre du projet national **SABLOCRETE** contribue pour une bonne part à leur bon comportement vis-à-vis des essais de durabilité cités précédemment.

## **1.8 INFLUENCE DE L'AJOUT DE GRAVILLONS**

L'idée d'incorporer des gravillons dans une composition de béton de sable peut surprendre ou paraître contradictoire avec la volonté d'utilisation de ce type de béton. On a vu cependant (cf. paragraphe 1.5.1) qu'un tel ajout ne modifie pas les propriétés spécifiques du béton de sable pour peu que le dosage en gravillon soit faible. Un tel ajout a par contre un effet bénéfique sur certaines caractéristiques, notamment le fluage. Il a paru intéressant de vérifier cet effet sur d'autres caractéristiques des bétons de sable.

### **1.8.1 La résistance aux chocs**

La particularité des bétons de sable à mieux résister aux chocs, constatée expérimentalement a été attribuée à leur structure plus fine et plus homogène permettant de mieux répartir les impacts et, d'éviter les éclatements que l'on observe sur les bétons classiques.

Cette propriété a été mise en évidence par l'essai Los Angeles.

### **1.8.2 La résistance à l'attrition**

Quantifiée par l'essai Deval on peut constater comme il était possible que l'ajout de gravillons quelle que soit sa nature améliore sensiblement (jusqu'à 50 %) cette caractéristique. Au delà de  $G/S = 0,5$  il n'y a plus d'amélioration.

### **1.8.3 La résistance à la compression**

Un ajout de gravillons avec  $G/S = 0,25$  se révèle très valorisant, au delà l'influence sur la résistance à la compression est beaucoup moins significative.

### **1.8.4 Le module d'élasticité**

De manière générale les matériaux granulaires O/D ont des modules d'élasticité plus faibles que celui du béton classique. Ce module diminue lorsque  $D_{max}$  diminue. Un béton de sable ayant une résistance en compression de 24 à 30 MPa a généralement un module d'élasticité de l'ordre de 22 000 MPa (Source : Béton de sable Pratiques d'utilisation -LRPC Bordeaux)

A travers les pages précédentes nous pouvons conclure que les raisons d'utilisation des bétons de sable existent et se confirment d'avantage. Entre autres raisons, on peut citer quelques caractéristiques spécifiques de ce matériau bétons :

- la maniabilité qui augmente les possibilités de pompage sur de longues distances et diminue l'énergie de mise en place ;

- la cohésion et l'absence de ségrégation qui permettent les travaux en milieu aquatique, le coulage en place des pieux etc ;
  
- la petite granularité, utile dans les travaux d'injection ou le bétonnage de milieu à forte densité de ferrailage ;
  
- le bel aspect de surface : facteur de plus en plus pris en compte dans tous les travaux, les bétons de sable permettent la réalisation d'effets architectoniques tant sur la forme que sur l'aspect. Cette énumération à titre d'exemple, loin d'être exhaustive ne devrait pas cacher les limites de ce matériau ;

Dans l'état actuel des connaissances, les bétons de sable ne peuvent pas prétendre remplacer systématiquement les bétons classiques, soit pour des raisons économiques, soit pour des raisons techniques.

Économiquement les limites se trouvent dans le fait que les bétons de sable les plus résistants sont ceux qui ont un fort dosage en ciment (supérieure ou égale à 450 kg/m<sup>3</sup>) avec une série d'ajout plus ou moins rare (fumée de silice, adjuvant plastifiant coûteux) ce qui rend leurs coûts voisins de ceux des bétons traditionnels.

Techniquement des "zones d'ombres" existent sur la connaissance des caractéristiques et du comportement des bétons de sable :

- s'ils ont le même niveau de retrait que les bétons

## CHAPITRE 1 : DESCRIPTION DE LA SITUATION ACTUELLE

classiques leur module d'élasticité est par contre inférieur de 20 à 30 % à celui du béton ordinaire ; (Source : BÉTON DE SABLE - Pratique d'utilisation - LRPC de Bordeaux) ;

- leur comportement en fluage peu connu les exclut dans l'immédiat des éléments de structure fortement sollicités ou précontraints ;

- enfin les données sur la durabilité sont encore peu nombreuses, encore que rassurantes, on cite des réalisations en béton de sable plus que centenaires (voir paragraphe 1.3.1).

Les bétons de sable, bien que très anciens, sont tenus en sommeil du fait de la facilité d'obtenir des résistances élevées avec des granulats de plus gros diamètre. La raréfaction de ces derniers associée au coût des transports posent, à l'heure actuelle le problème d'un nouvel essor de la technique des bétons de sable.

## **CHAPITRE II :**

### **ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

**1- GÉNÉRALITÉS SUR LES VIDES**

**2- RAPPELS SUR LA THÉORIE DES MÉLANGES DE GRANULAT D'EAU ET DE FINES  
(CIMENT + AJOUT)**

l'effet de paroi. A cet égard une théorie complète de la granulation optimale reste à trouver.

## **2.1 GÉNÉRALITÉS SUR LES VIDES**

On souhaite minimiser la porosité d'un béton au terme de sa mise en place pour qu'il soit mécaniquement plus résistant et qu'il dure plus longtemps. Nous ne discuterons pas de la relation entre les porosités du béton de sable suivant qu'il soit mis en oeuvre en laboratoire ou sur chantier - Nous considérons que ces conditions comme étant celles du laboratoire. On suppose en outre que les provenances des constituants sont arrêtées et qu'il ne reste plus qu'à choisir leurs compositions ; ce sont ces proportions - paramètres mesurables - qui définissent l'ensemble des proportions tel que, la porosité mesurée sur éprouvette soit minimale. Pour ce faire nous nous proposons de faire un bref rappel sur les études de compacité.

### **2.1.1 Le mélange de deux granulats secs (grossiers et fins) : les effets de paroi et d'interférence**

En supposant que les deux granulats ne diffèrent que par la dimension moyenne de leurs grains, et par commodité nous appellerons l'un, le granulats grossier et l'autre le granulats fin. Nous désignerons par :

$g$  : le volume absolu du gros granulats, c'est-à-dire la somme des volumes occupés par ses grains.

$s$  : le volume absolu du granulats fin.

Le mélange sera caractérisé par la proportion de l'un des granulats, par exemple, le rapport du volume du gros granulat sur le volume absolu du mélange :

$$n = g / (g+s)$$

Si l'on cherche à remplir un récipient avec un granulat, une partie seulement du volume disponible est prise par les grains ("les pleins"), le reste est le volume des interstices entre les grains ("les vides"). Le rapport entre le volume des "vides (V) et le volume des "pleines" est l'indice des vide :

$$u = V / (g+s)$$

Cet indice caractérise globalement la structure du granulat.

Le volume du récipient est le volume apparent du granulat. Nous désignerons par :

A : l'indice des vides du granulat fin

G : l'indice des vides du granulat grossier

On souhaite connaître la variation de u, indice des vides du mélange en fonction de n, proportion de granulat grossier.

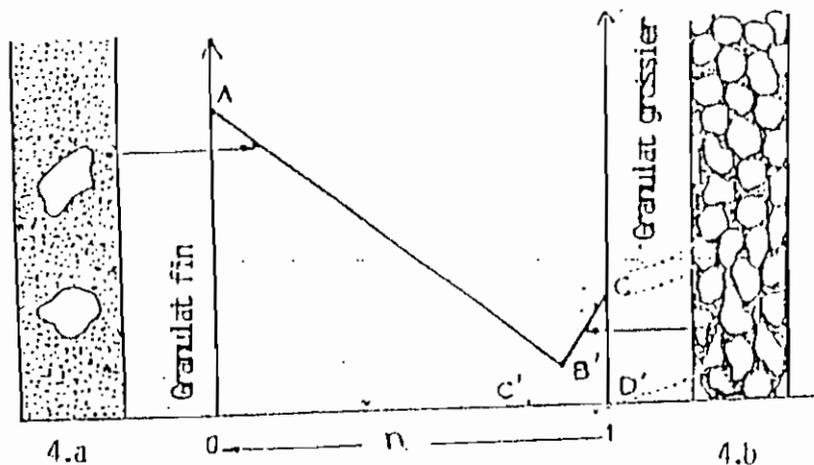
Par définition,

pour  $n = 0$  (granulat fin, seul),  $u = A$

pour  $n = 1$  (granulat grossier, seul)  $u = C$

En un premier temps, nous calculerons la variation de l'indice des vides du mélange en supposant que l'indice de l'un des granulats dans le mélange n'est pas modifié par la présence de l'autre. Afin de simplifier l'écriture, nous conviendrons de régler les quantités  $s$  et  $g$  de telle sorte que le volume absolu du mélange soit toujours égal à l'unité :  $s + g = 1$

donc  $g = n$  et  $s = (1 - n)$  : de plus le volume des vides du mélange est égal à  $u$ . Cette convention simplifie l'écriture. Partons d'abord du granulat fin et ajoutons quelques grains grossiers.



**Figure 2.1** : Remplissage théorique d'un récipient par le mélange de deux granulats

Cela revient à diminuer le volume apparent occupé par le granulat fin (fig.2.2a). Dans ce volume apparent réduit, ce dernier conserve, par hypothèse, la même structure, donc le même indice des vides  $A$ . Les vides du mélange ne sont que les interstices entre les grains fins :

$$u = A.S = A(1-n) \quad [\text{éq.2.1}]$$

A l'inverse partons maintenant du granulat grossier en ajoutant quelques grains du granulat fin. Par hypothèse, la structure du granulat grossier donc son indice des vides reste inchangée (fig. 2.1). Les grains fins se logent dans les interstices laissés par les grains grossiers. Le volume des vides du mélange est égal au volume des vides du granulat grossier diminué du volume absolu du granulat fin.

$$u = C.g-s = Cn - (1-n) = (c+1)n-1 \quad [\text{éq. 2.2}]$$

On trouve donc deux lois différentes de variation de l'indice des vides suivant qu'on ajoute le granulat fin au grossier ou inversement (fig.2.1). Cela prouve que les hypothèses choisies ne peuvent être vérifiées simultanément par un même mélange : on ne peut conserver à la fois la structure du granulat grossier et celle du granulat fin. En fait, de manière générale ni l'une ni l'autre n'est conservée. Les deux structures interfèrent dans le mélange, et, c'est cette interférence qu'il convient d'étudier expérimentalement.

Les études (en France) ont fait apparaître deux types

d'interaction :

- L'effet de paroi
- l'effet d'interférence

Pour comprendre ces deux effets, nous allons essayer de reprendre l'explication donnée par BARON (1976) sous une forme plus accessible dans les lignes suivantes :

**\* Effet de paroi :**

Lorsqu'on mélange réellement quelques grains du granulat grossier ou granulat fin et qu'on détermine expérimentalement l'indice des vides, on constate que cet indice est supérieur à ce qui donnerai l'équation 2.1. On trouve à partir de la figure 2.2 a:

$$u = A(1-n) + Dn \quad [\text{éq. 2.3}]$$

Pour comprendre l'origine physique de cet accroissement, il est plus commode de multiplier par (s+g) chaque membre de cette équation ce qui donne :

$$V = As + dg \quad [\text{éq. 2.4}]$$

V : volume des vides du mélange (m<sup>3</sup>)

s : volume du granulat fin (m<sup>3</sup>)

g : volume du granulat grossier (m<sup>3</sup>)

Expérimentalement on montre que le coefficient "d" dépend

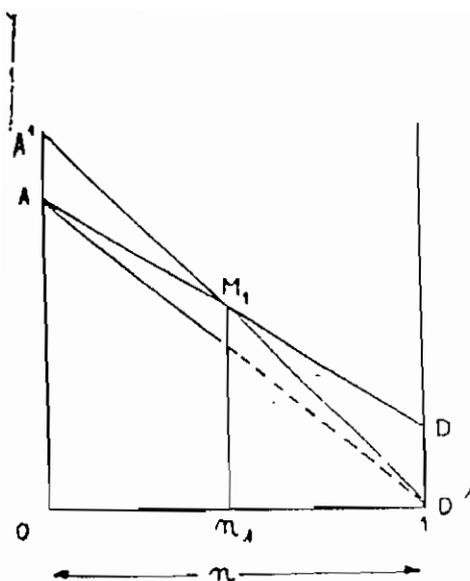


Figure 2.2.a

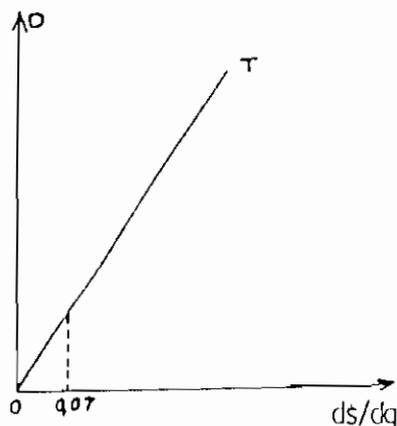


Figure 2.2.b

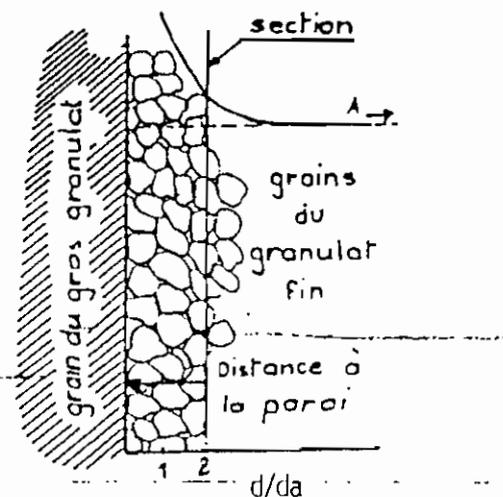


Figure 2.2.c

Figure 2.2 Effet de paroi (Source "Principe de Composition des bétons à porosité minimal" : BARON J.)

La droite AD représente la variation de l'indice des vides mesurée  $u$ , en fonction de la proportion de grains grossiers  $n$  (granulat fin dominant). Cette droite est située au-dessus de la droite AD' correspondant à l'hypothèse de non interaction (fig. 2.2.a). Pour une proportion  $n_1$  de granulat grossier, l'indice des vides du mélange est représenté par l'ordonnée du point M1 ; tout se passe comme si l'indice des vides du sable dans ce mélange était A1 (le point A1 est situé à l'intersection de la droite D'M1 et de l'axe  $n = 0$ ). A1 est supérieur à A (indice des vides du granulat fin seul). L'ordonnée de D, caractérisant l'interaction augmente avec le rapport des dimensions  $d_s/d_g$  des grains fins aux grains grossiers. Lorsque ce rapport n'est pas trop grand, la courbe représentative peut être confondue avec sa tangente T à l'origine (fig. 2.2.b).

L'interaction peut être interprétée comme l'effet des parois des grains du granulat grossier sur l'arrangement des grains du granulat fin. Dans toute section parallèle à la paroi (fig. 2.2.c), on peut définir un indice des vides local  $u' = A$ , au voisinage de la paroi  $n$  augmente et tend vers l'infini quand on s'approche de la paroi.

La présence de toute paroi, et notamment de celle des grains du granulat grossier décompacte le granulat fin ; on comprend alors pourquoi la droite AD se situe au-dessus de la droite AD'.

C'est restreindre singulièrement la portée du raisonnement de CAQUOT qui prend soin de préciser que : **"l'effet de paroi joue de la même façon entre les grains du chapelet théorique"** [CAQUOT-1937].

Certes il faut compter avec les parois des coffrages, des grains et des armatures car toutes influent sur l'arrangement des grains. Mais pour les grains de sable, par exemple, la somme des aires reste petite par rapport à celle de tous les gravillons. L'effet de paroi est tout d'abord une interaction entre les grains. Le modèle de la paroi rectiligne indéfinie n'est correcte que si l'un des granulats est fin par rapport à l'autre (ce que nous avons exprimé en posant  $d_s/d_g \ll 1$ ). Quand ce n'est plus le cas, le modèle comme l'équation 2.4 perd sa valeur, mais l'effet de paroi évidemment demeure, et l'équation 2.3 reste valable.

**\* Effet d'interférence**

Lorsqu'on augmente la proportion de granulat grossier dans le mélange, on finit par atteindre une proportion  $n_1$  correspondant à un seuil de concentration en granulat grossier telle que :

$$\text{pour } n \leq n_1 \quad u = A(1 - n) + D_n$$

$$\text{pour } n > n_1 \quad u > A(1 - n) + D_n$$

Autrement dit :

- en deçà de ce seuil de concentration en granulat

grossier, les grains grossiers nombreux ne perturbent l'arrangement du granulat fin que par l'effet de leur paroi,

- au delà, il se produit une interaction supplémentaire : "l'effet d'interférence" décrit par Weymouth en 1933.

Remarquons d'abord que l'effet de paroi ne dépend pas de la distribution des grains grossiers au sein du granulat fin. Ceux-ci peuvent être uniformément répartis ou, au contraire, rassemblés dans un coin, peu importe, pourvu que l'aire totale des parois, en contact avec les grains fins soit toujours la même.

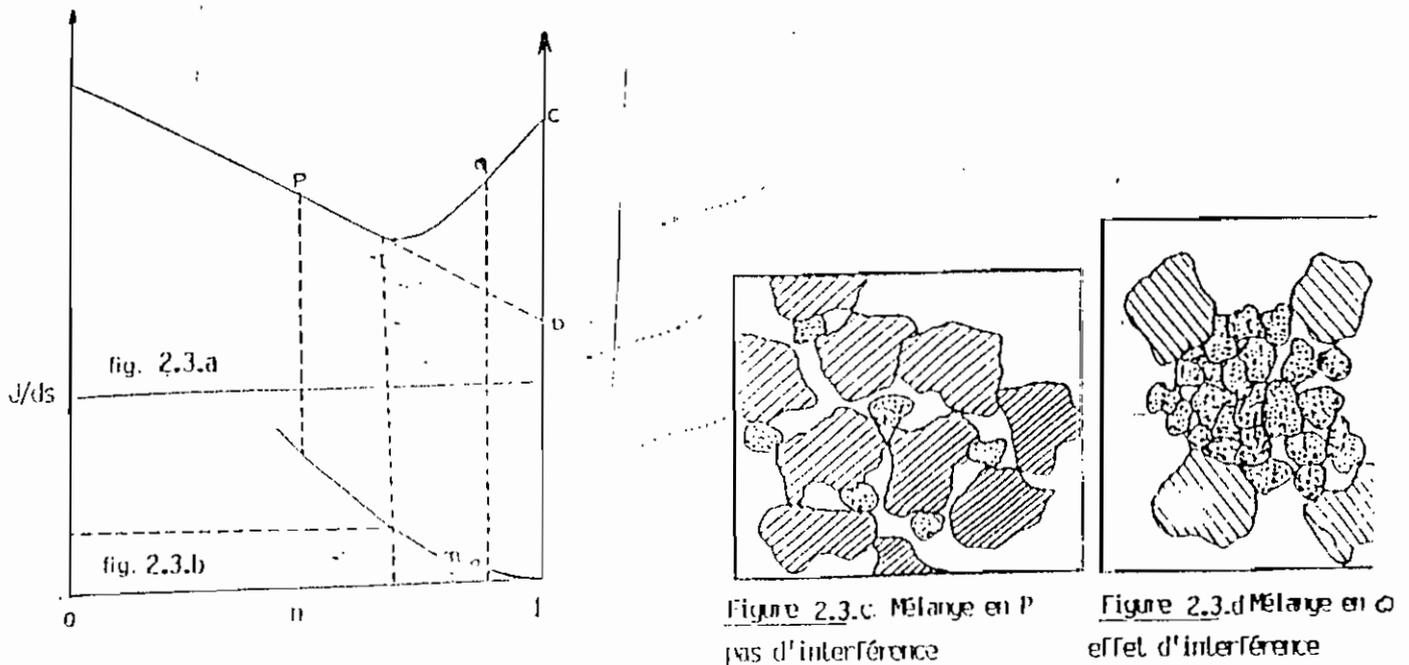


Figure 2.3.c. Mélange en P pas d'interférence

Figure 2.3.d. Mélange en Q effet d'interférence

Figure 2.3 : Effet d'interférence Source "Principe de composition du béton à porosité minimale" : BAYON J.)

La courbe de variation de l'indice des vides du mélange  $v$  en fonction de la proportion de granulat grossier  $n$  est confondue avec la droite  $AD$  jusqu'au point  $I$  d'abscisse  $n=1$ . À droite de  $I$ , courbe située au-dessus de  $AD$  (fig. 2.3.a)

Le rapport  $J/ds > 1$ , il n'y a pas d'effet d'interférence (fig. 2.3.c) en  $Q$ ,  $J/ds < 1$ , il y a effet d'interférence, les grains fins sont emprisonnés dans les interstices de granulat grossier (fig. 2.3.d)

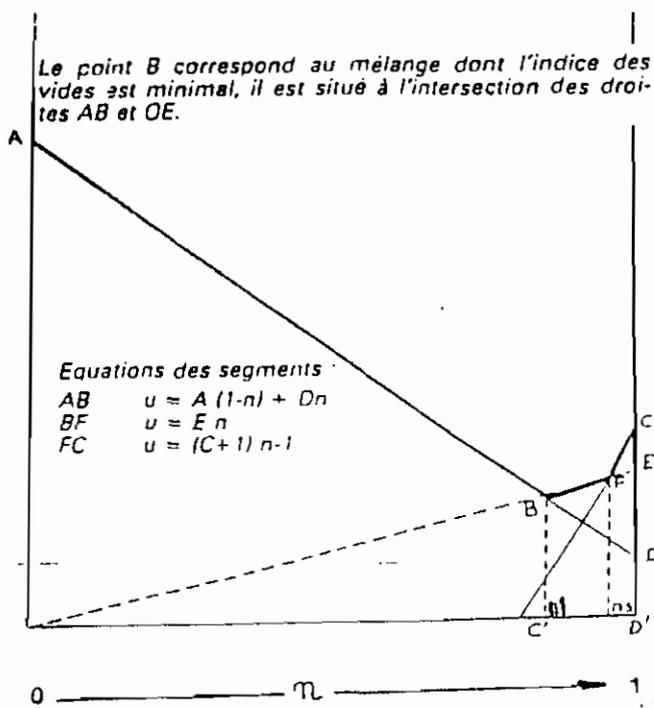


Figure 2.4 Mélange de deux granulats dont un est très fin

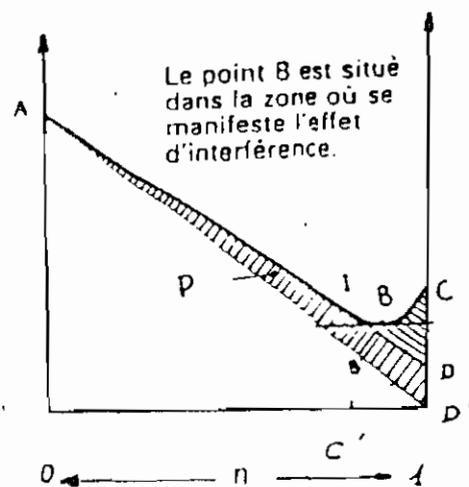


Figure 2.5 Les deux interactions entre granulats : les effets de paroi et d'interférence

La courbe AIC représente la variation de l'indice des vides lorsqu'on mélange un granulat fin et un granulat grossier. Elle fait apparaître deux interactions : l'effet de paroi et l'effet d'interférence.

La courbe donnant la variation de l'indice des vides est un cas particulier de celle représentée précédemment (fig.2.4) Elle peut être assimilée à trois segments de droite :

- le segment AB ( $0 < n < n_1$ ) par la droite AD (fig.2.2 et 2.4)
- le segment FC ( $n_s < n < 1$ ) porté par la droite CC' (fig.2.4)  
L'existence de ce schéma tient au fait qu'une certaine proportion de grains fins peut se loger dans les interstices du granulat grossier.
- le segment BF porté par une droite passant par l'origine et correspondant simplement à une approximation empirique [POWERS 1968].

## CHAPITRE 2 : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Si aujourd'hui les bétons de sable présentent un certain intérêt pour les chercheurs, et qu'il n'en soit pas ainsi pour les utilisateurs, la raison principale se trouve sur les caractéristiques mécaniques de ce matériau et particulièrement sa résistance. Cette caractéristique est liée à plusieurs facteurs externes au matériau tels que la quantité d'eau, la quantité de liant mais aussi des facteurs internes comme la nature chimique de l'ajout utilisé ou le pourcentage de vide existant dans le matériau.

Pour les besoins de nos travaux, nous nous pencherons particulièrement sur le pourcentage de vide communément appelé porosité ou compacité du matériau.

Pour ce faire nous dégagerons les règles permettant de minimiser la porosité pour un mode de mise en place donné et un mélange humide (il peut être sec).

L'étude des mélanges binaires de granulats secs montrent l'existence de deux formes d'interaction entre les granulats : l'une additive - **effet de paroi** - l'autre non additive - **effet d'interférence** - .

La théorie de la granulation optimale due à CAQUOT permet de généraliser les résultats trouvés sur les mélanges binaires. Elle montre l'importance d'un dosage optimal en éléments fins (ciment + fines inertes). Cette théorie est probablement la seule à tirer, d'une façon cohérente, les conséquences d'une interaction entre les grains. Cependant elle ne retient que la forme additive de cette interaction,

Imaginons de dilater les grains grossiers jusqu'à ce qu'ils soient en contact les uns avec les autres. A un kilomètre près, on trouvera la structure du granulat grossier seul, donc, même indice des vides  $C$  et même volume absolu des gros grains pour un volume apparent unité:  $1/(1+c)$ . La dimension moyenne de ces granulats imaginaires sera  $(d_g+j)$ ,  $j$  étant par définition le jeu du granulat dans le mélange. Le nombre de grains  $N$  est toujours le même et le volume absolu de grains dilatés par unité de volume apparent est :

$$1/(1 + C) = N \cdot \frac{\pi}{\sigma} \cdot (d_g + j)^3$$

En approchant cette équation de la précédente, on peut calculer  $j(n)$  :

$$j = \left( \frac{1}{d_g} \right) \left[ (1 + u) / n \cdot (1 + c)^{1/3} - 1 \right] \quad [\text{éq. 2.5}]$$

$j$  est une fonction décroissante de  $n$  lorsque la proportion de grains grossiers  $n$  augmente, le jeu entre les grains grossiers diminue. Il est nul lorsque  $u = (c + 1)n - 1$

On retrouve ainsi l'équation qui correspond au cas où les grains fins se logent dans les interstices des grossiers vont perturber la structure du granulat grossier :

$$j(n) = ds \quad [\text{éq. 2.5}']$$

$ds$  étant la dimension moyenne des grains fins (la dimension des grains fins étant définie comme celle des grains

(Source : "Principe de composition du béton de porosité minimale : BARRON J). On conçoit que l'effet des grains grossiers ne puisse se réduire à celui de leurs parois que s'ils restent rares et disséminés dans le granulat fin. Lorsque leur proportion augmente, la manière dont ils sont disposés les uns par rapport aux autres finira par compter. Il arrivera un moment par exemple, où une certaine quantité de granulat fin sera emprisonnée dans les interstices aménagés entre les grains grossiers. Il y aura interférence entre les effets de parois voisines des grains grossiers, décompactant le même volume de granulat fin. Alors l'arrangement du granulat fin dans le mélange caractérisé par son indice des vides, dépendra non seulement des aires de parois mais aussi de la disposition relative des parois voisines, c'est-à-dire de la forme de ces interstices. Il y aura en quelque sorte interférence entre la structure du granulat grossier et celle du granulat fin. C'est ce qu'il nous faut maintenant préciser.

Il nous faut donc caractériser la distribution des grains grossiers dans le mélange. Pour cela, nous allons définir une grandeur que nous appellerons "jeu du granulat" : il faut entendre ici par le mot "jeu" au sens du jeu d'un assemblage. Nous supposerons que tous les grains ont la même forme. Celle-ci pouvant être quelconque. La mesure de la dimension moyenne des grains grossiers est  $d_g$ . On considère un mélange de volume apparent unité et contenant  $N$  gros grains. Le volume absolu du gros granulat est égal à :

$$g = n/n(n+1) = \frac{\pi}{\sigma} N. d^3 g$$

surtout du rapport des dimensions entre les grains fins et grossiers. Lorsque ce rapport est petit, inférieur à 0,1 par exemple on peut écrire à partir de la figure (fig.2.2b) :

$$D = K' * d_s / d_g$$

$d_s$  : dimension moyenne des grains du granulat fin

$d_g$  : dimension moyenne des grains du granulat grossier.

Pour des grains de forme donnée, le rapport  $g/d_g$  est proportionnel à la surface  $S_g$  de l'ensemble des grains du granulat grossier. En effet, pour  $N$  grains, le volume  $g$  est proportionnel à  $N.d_g^3$  et à la surface  $N.d_g^2$ , donc à  $g/d_g$  :

$$S_g / g = K'' * N d_g^2 / N d_g^3 = K'' / d_g$$

$S_g$  est la surface des grains grossier dans le mélange. Finalement l'accroissement devient :

$$D_g = K'.d_s.g / d_g = K' / K''.d_s.S_g = K.d_s.d_g$$

On trouve ainsi à partir des résultats expérimentaux [ENPC (1976)], la formule établie théoriquement par CAQUOT (1937).

L'explication proposée justifie cette interaction soit appelée "effet de paroi". Cependant on doit se garder d'une confusion très courante qu'un schéma comme celui de la figure 2.2 peut entretenir. Le paroi rectiligne indéfinie évoque presque infailliblement un coffrage et, du coup, on ne pense plus qu'à l'effet de paroi des coffrages.

grossiers précédemment). Les équations 2.5 et 2.5' permettant de calculer  $n$  connaissant les dimensions moyennes des grains grossiers et fins et l'indice des vides  $C$  du granulat grossier. Malheureusement, elle n'est bien vérifiée que dans le cas étudié ici qui est bien particulier :

- les grains fins et grossiers ont tous même forme ;
- les dimensions des grains appartenant à l'un ou à l'autre granulat sont bien différents.

Dans ce cas simple ci :

$n \leq n_1$  alors  $j \geq d_s$  et il n'y a pas d'interférence

$n > n_1$  alors  $j < d_s$  et il y a interférence

Plusieurs auteurs se sont efforcés d'étendre la validité de l'équation 2.5' à une granulométrie continue distinguant par exemple le ciment comme "granulat fin" et regroupant tous les granulats inertes comme "granulat grossier". Il reste difficile de donner à  $j$  et à  $d_s$  une signification qui ne soit pas un tant soit peu arbitraire et l'équation 2.5' même modifiée, n'est pas toujours accordée aux faits.

L'effet d'interférence ne s'en manifeste pas moins cependant, dès que la concentration des grains grossiers est suffisamment forte.

Soulignons une différence importante entre les deux interactions qu'on vient de décrire. Tant que les grains fins sont suffisamment petits devant les grossiers, l'effet

de paroi est linéaire et satisfait au principe de superposition : l'effet de deux parois est la somme des effets de chacune d'elle. Au contraire l'effet d'interférence qui apparaît à partir d'une proportion seuil n'est jamais linéaire. Il ne peut satisfaire, même approximativement, au principe de superposition : il dépend de la structure du granulat grossier considérée comme un tout.

Du fait des effets de paroi et d'interférence, l'indice des vides ne peut être inférieure à une valeur minimale correspondant à une proportion optimale de granulat grossier (fig.2.4). Cette valeur optimale se situe nécessairement au-dessus de la droite AD ou exceptionnellement sur cette droite même. Pour cette raison, lorsque **les proportions du mélange sont optimales, il y a, en général un effet d'interférence** du granulat grossier sur le granulat fin. L'effet d'interférence ne se prête pas commodément à simplification. Cependant lorsqu'un granulat est très fin par rapport à l'autre, il est possible de schématiser la variation de l'indice des vides du mélange par trois droites (fig.2.8). Ce cas est intéressant en pratique car il correspond au mélange d'un ciment anhydre (granulat fin), d'un squelette granulaire inerte composé d'un sable, et d'un gravillon (l'ensemble formant le granulat grossier). Une partie des grains fins du ciment peut se loger dans les interstices du squelette inerte.

Pour mettre ce fait particulier en valeur, nous définirons une nouvelle proportion limite  $n_s$  telle que pour  $n > n_s$

tout le ciment se loge dans les interstices du granulat grossier sans modifier la structure de ce dernier (on vérifie alors expérimentalement que l'équation de la droite  $cc'$  représente bien l'évolution de la porosité du mélange. Quand il en est ainsi, l'effet de paroi n'est plus la seule interaction entre les granulats et, par conséquent  $n_s > n_l$ . On est donc conduit à distinguer trois cas :

- pour  $n > n_s > n_l$  :

$$u = (c+1)n-1 \quad [\text{éq.2.6}]$$

Il s'agit de l'équation de la droite  $cc'$  de la figure 2.1, mais cette fois-ci, vérifiée expérimentalement. Dans ce cas il y a bien effet d'interférence puisque les grains fins sont dans les interstices des grains grossiers, mais le jeu du granulat est nul et c'est ce qui permet la simplification. Si on ajoute des grains fins, (disons du ciment) de sorte que

$n > n_s > n_l$ , il y a toujours effet d'interférence mais le jeu du granulat n'est pas nul. On trouve alors le cas le plus général. Cependant, si l'un des granulats est suffisamment fin par rapport à l'autre, l'intervalle comprise entre  $n_s$  et  $n_l$  sera petit devant l'unité. La courbe  $U(n)$  dans cet intervalle, pourra être assimilée à une droite de pente positive. Empiriquement, il semble même possible de faire passer cette droite par l'origine [POWERS 1968]. Par conséquent :

- pour  $n_s > n > n_1$  :

$$u = E.n \quad [\text{éq. 2.7}]$$

Il s'agit d'une équation empirique approximative. E est un coefficient qui n'a pas une signification physique simple. Bien entendu, comme dans le cas général :

pour  $n < n_1$  :

$$u = A(1-n) + D_n$$

puisque'il n'y a plus d'effet d'interférence, mais seulement effet de paroi.

Par conséquent lorsqu'un des granulats est très fin par rapport à l'autre, la variation de l'indice des vides du mélange en fonction des proportions peut être interprétée selon trois lois bien différentes suivant que le mélange soit riche en granulat fin, pauvre, ou intermédiaire. Nous résumons la situation en soulignant au passage dans chacun des cas le rôle du granulat grossier.

#### **1- Mélange riche en granulat fin**

$n < n_1$

$$u = A(1-n) + D_n$$

le granulat grossier intervient par sa surface spécifique.

#### **2- Mélange pauvre en granulat fin**

$n > n_s$

$$u = (c+1)n-1$$

Le granulat grossier intervient par son indice des vides.

### **3- Mélanges intermédiaires**

$$n_1 < n < n_s$$

$$u = E_n$$

Le granulat grossier intervient par la granularité de ses interstices, donc à la fois par sa surface spécifique et son indice des vides.

#### **2.1.2 La théorie de la granulation optimale selon CAQUOT (1937)**

Cette théorie est la plus complète dont nous disposons actuellement. C'est sur elle que se fondent les méthodes de composition de FAURY et de JOISEL. Même si elle n'est pas entièrement satisfaisante, elle demeure pleine d'enseignements. Nous nous proposons de rappeler la ligne générale qui a conduit au résultat final. - La granulométrie optimale - sans refaire l'historique de la théorie qu'on peut voir dans la bibliographie. La théorie a été établie par la démarche suivante constituée de trois étapes :

1- Établissement de la granulométrie optimale d'un mélange indéfini (mélange contenant des grains grossiers et aussi petits que l'on veut)

2- Recherche de la correction à appliquer aux proportions d'un mélange dont la dimension des grains est bornée supérieurement.

3- Recherche de la correction à appliquer aux propositions d'un mélange dont la dimension des grains est donnée inférieurement.

Pour ces corrections on aboutit à un mélange fini dont les proportions sont voisines de l'optimum.

La première étape est basée sur un résultat expérimental bien connu quand on cherche à minimiser le volume des vides d'un mélange de plusieurs granulats, on constate que le volume minimal trouvé :

- est peu influencé par l'échelonnement des dimensions intermédiaires des granulats,

- dépend surtout du rapport entre la dimension du plus gros granulat (D) et celle du plus fin (d) on trouve (fig. 2.6)

$$V = V_0(d/D)^{1/5} \quad [\text{éq. 2.8}]$$

V : volume des vides du mélange (d/D)

V<sub>0</sub> : constante déterminée expérimentalement.

Procédons par une analyse basée sur la dimension des granulats du mélange (chaque granulat composé de grains de même grosseur). Les granulats étant numérotés du plus gros au plus fin, la dimension du grain le plus fin prise comme unité.

N° 1 2 3 .....P, P+1.....q

d 1 k k<sup>2</sup>.....k, P-1, K(p).....K(q-1)

Soit une progression des dimensions des grains en suite géométrique de raison  $k(k>1)$  pour les "q" grains de chaque mélange.

Pour cette première étape, le résultat - équation de la granularité optimale - du mélange indéfini est :

$$V_{p+1} / V_p = k^{1/5} = (d_{p+1} / d_p)^{1/5} = g_{p+1} / g_p \quad (\text{équation 9})$$

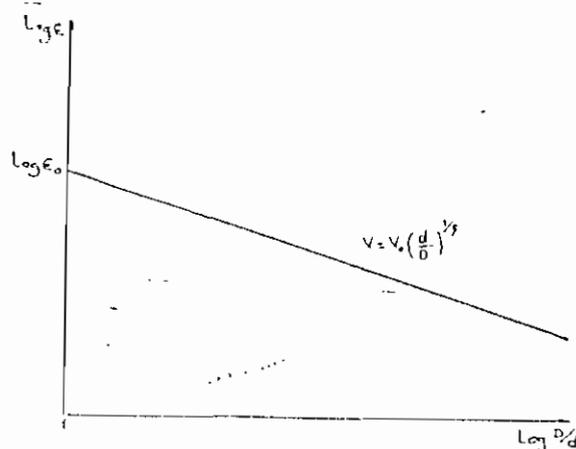
$P = 1 \dots \dots \dots q$  rang du granulat dans le mélange

$k^P$  = taille du granulat de rang p

$V_p$  = volume apparent du granulat de rang p (m<sup>3</sup>)

$g_p$  = volume absolu du granulat de rang p (m<sup>3</sup>)

$d_p$  = dimension des grains de rang p (mm)



**Figure 2.6 : Porosité et étendue granulaire**

On caractérise l'étendue granulaire d'un granulat par le rapport  $D/d$ .

$D$  est la dimension du tamis retenant 10 % de granulat,  $d$  est la dimension du tamis retenant 90 % du granulat.

Pour chaque rapport  $D/d$  la granularité est choisie de manière à minimiser la porosité. On représente ici la variation de cette porosité minimale en fonction du rapport  $D/d$ . Dans un graphique log-log, la courbe représentative de

cette variation est une droite de pente 1/5.

et la granularité optimale du mélange indéfini peut aussi s'écrire :

$$g_i/g_j = v_i/v_j = (d_i/d_j)^{1/5} \quad [\text{éq. 2.10}]$$

$V_i$  : volume apparent de tous les granulats jusqu'au rang  $i$  ( $m^3$ )

$g_i$  : volume absolu du granulat de rang  $i$  ( $m^3$ )

$d_i$  : dimension des grains du granulat  $i$  ( $m^3$ )

Pour la deuxième étape - correction à appliquer aux proportions d'un mélange dont la dimension des grains est bornée supérieurement - CAQUOT s'est donné les trois règles simplificatrices suivantes :

1- on ne corrigera la proportion que d'un seul granulat, le plus gros évidemment ;

2- la correction sera faite de telle sorte que tous les granulats de dimensions inférieures soient approximativement dans la situation qui serait la leur au sein d'un mélange indéfini de granulométrie optimale ;

3- des deux types d'interaction possibles entre grains on ne retiendra que celui qui obéit au principe de superposition : l'effet de paroi.

Le résultat final obtenu est l'équation 2.11 ci-après :

$$G_g/V_p = (X - d_g/D) / (1 + d_g/d) \quad [\text{éq.2.11}]$$

avec

$$X = [k^{1/5} - 1] / [1 - k^{-4/5}]$$

D = rayon du coffrage (m)

$g_g$  = volume absolu du granulat grossier (m<sup>3</sup>)

$d_g$  = dimension du granulat grossier (mm)

Pour la troisième et dernière étape - correction à apporter aux proportions d'un mélange dont la dimension des grains est bornée inférieurement - les règles simplificatrices sont les mêmes que pour la deuxième étape. Et les résultats expérimentaux trouvés montrent alors que l'addition d'un grain fin réduit le volume optimal du granulat le plus grossier dans une proportion  $f$  qui ne dépend que du rapport des dimensions des deux granulats :

$$g_j = g'_j \cdot f(d_j/d_i) \quad \text{avec } d_j > d_i$$

$g'_j$  = volume optimal du granulat  $j$  avant l'addition du granulat  $i$

(m<sup>3</sup>)

$g_j$  = volume optimal du granulat  $j$  après l'addition du granulat  $i$

(m<sup>3</sup>)

Les valeurs de la fonction  $f$  données par l'expérience sont les suivantes :

$d_j/d_i$	2	4	8	16	64	256	512
$f$	0,59	0,68	0,77	0,87	0,97	1	1

On remarque que la fonction  $f$  tend rapidement vers 1 quand le rapport des dimensions augmente [ $f = 1$  pour  $d_j/d_i = 2(E + 8)$ ].

Appliquons le principe de superposition pour relier  $g_1$  à  $c$  (petit  $c \neq$  de  $C$  précédent) ( $c =$  volume du ciment dans le mélange fini). Pour calculer le volume optimal  $g_1$  de la granularité indéfinie, on peut en effet partir du volume optimal  $c$  (supposé connu) du granulat homologue dans le mélange fini, puis tenir compte de l'interaction avec :

- le granulat de dimension  $1/k$  en multipliant  $c$  par  $f_1$  ;
  - le granulat de dimension  $1/k_2$  en multipliant  $c$  par  $f_2$  ;
- et  $c$ ,

le granulat de dimension  $1/k$  en multipliant  $c$  par  $f_p$  ; etc,  
 finalement :

$$g_1 = c.f_1.f_2..... f_p.....$$

ou encore  $g_1 = c.f^*$

en désignant par  $f^*$  le produit infini  $f_1 f_2 f_3.....f_p$

On vérifie numériquement que  $f^*$  a une valeur finie :

pour  $k = 16$ ,  $f^* = 0,8711 \dots\dots = 0,87$

pour  $k = 64$ ,  $f^* = 0,9711 \dots\dots = 0,97$

### **2.1.3 Remarques critiques sur la théorie de CAQUOT**

En suivant les trois étapes du raisonnement on note plusieurs difficultés de la théorie de CAQUOT.

#### **1- Première étape : Granulométrie indéfini optimale**

L'équation 2.10 de cette granulométrie est obtenue en étendant la validité d'un résultat expérimental (celui de la figure 2.6) à une situation fictive où  $p$  granulats sont isolés "par la pensée" d'un mélange qui en contient  $q$ . Rien ne prouve que cette extension soit légitime. On doit convenir que, telle qu'elle se présente, l'équation 2.10 n'est ni démontrée ni expérimentalement prouvée.

#### **2- Deuxième et troisième étapes : Les corrections nécessaires pour les mélanges finis**

Le calcul de ces corrections suppose l'additivité des interactions entre granulats. Mais nous l'avons vu, seul l'effet de paroi est additif : l'effet d'interférence ne l'est pas. Or c'est l'apparition de cet effet qui détermine la proportion optimale. Et CAQUOT vérifie bien à posteriori que le volume des vides de ces mélanges augmente avec la surface des grains les plus grossiers. De ce point de vue l'effet de paroi est prépondérant ; toute autre interaction est

négligeable. Mais cela ne prouve pas qu'on puisse négliger l'effet d'interférence pour déterminer les proportions optimales. On s'en convaincra en examinant la figure 2.4. Le point B correspondant au mélange optimal, est voisin de AD, droite des mélanges où l'effet de paroi s'exerce seul (l'effet d'interférence  $y$  est nul) ; l'ordonnée de B, le volume des vides du mélange optimal dépend presque uniquement de l'effet de paroi seul (comme le vérifie CAQUOT). En revanche, l'abscisse de B, proportion du mélange optimal, est déterminée par celle de I, correspondant à l'apparition de l'effet d'interférence.

### **3 Deuxième et troisième étape : Quelles proportions corriger ?**

CAQUOT limite les corrections à la proportion du plus grossier granulat et à celle du plus fin, il souhaite ainsi placer les granulats intermédiaires dans une situation voisine de celle qu'ils avaient dans une granulométrie indéfinie optimale. Ce faisant, il ne prétend pas aboutir à une granulométrie finie optimale mais seulement à une granulométrie proche de cet optimum. La difficulté provient ici de ce qu'on ne saurait dire dans quelle mesure elle en est proche. N'aurait-il pas fallu corriger les proportions des deux ou trois plus gros granulats (et non d'un seul) et des deux ou trois granulats plus fins (et non d'un seul) ? A la limite on peut même se demander si toutes les proportions ne devraient pas être corrigées ; ou encore - cela revient au même - s'il existe une granulométrie optimale ?

Ces réserves faites, on ne saurait affirmer que la courbe granulométrique donnée par la théorie puisse être considérée, en pratique, comme suffisamment voisine de l'optimum ; mais on ne saurait non plus, affirmer le contraire. Le mieux semble être alors de se livrer à une vérification expérimentale, c'est ce qu'à fait JOISEL avec une grande minutie [JOISEL - 1952] Le résultat est là : six points expérimentaux presque parfaitement alignés sur la droite prévue par la théorie (fig. 2.6). On peut penser que cela suffit à balayer toutes les réserves. Eh bien, ce n'est pas si sûr.. Expérimentalement on ne peut optimiser en faisant varier six paramètres à la fois mais sur deux ou trois pas plus ; il faut fixer quelques valeurs, c'est-à-dire, optimiser sur des coupes.. Mais le choix de ces coupes peut influencer le résultat final ; il en est ainsi de celles opérées par JOISEL : elles se caractérisent par une parfaite symétrie qui n'est pas étrangère à l'alignement final des points expérimentaux. Bref, l'expérience ne contredit pas le résultat théorique mais elle ne l'affranchit pas non plus des réserves faites.

Mais cette théorie comme nous le disions au début, malgré ses difficultés en suspens, reste pleine d'enseignements :

- elle met l'accent sur l'interaction entre les granulats - même si elle ne prend pas en compte toutes les formes de cette interaction,
- elle explique qualitativement et partiellement sans doute pourquoi la proportion du plus gros granulats doit être majorée,

- elle montre l'importance d'un dosage en éléments fins optimaux (ciment et fine inertes),

- elle s'accorde enfin avec deux résultats expérimentaux importants : car non seulement les vides, mais le dosage optimal en ciment et fines inertes varient en effet comme  $(d/D)$ .

Après ces quelques lignes sur l'optimisation de la porosité des mélanges secs nous allons essayer d'en faire autant pour les mélanges humides (eau + fines + granulats).

## **2.2 LES MÉLANGES DE GRANULAT D'EAU ET DE FINES (CIMENT AJOUT)**

L'eau, milieu électrique, modifie les forces intergranulaires, cette influence est sensible pour les grains les plus fins (ciment + fines) : elle devient négligeable pour les grains plus grossiers (sable + gravillon). Partant de la granulométrie optimale d'un mélange sec, l'addition d'eau modifie le dosage optimal en ciment et fines inertes ; on admet que les autres proportions restent inchangées, cela permet de se limiter maintenant à l'étude du dosage optimal en ciment et en eau. Les principales méthodes utilisées en France, celles de FAURY et VALETTE, notamment, ne donnent pas les mêmes règles pour trouver ces dosages ; or chacune se réfère à ces résultats expérimentaux. On souhaite montrer ici comment les règles empiriques peuvent dépendre de la

catégorie du mélange étudié.

### **2.2.1 Les trois catégories de mélange**

Tous les bétons de sable destinés à être mis en place dans les mêmes conditions doivent avoir une même consistance. Il est intéressant de comparer ces bétons entre eux. Pour cela, il suffit de couper le faisceau des droites de la figure 2.8 par une droite horizontale, de côté égale à la consistance choisie. Les abscisses des points d'intersection sont directement proportionnelles aux pentes des droites du faisceau : elles permettent de calculer la variation du dosage en eau [ $e/(c + g)$ ], nécessaire pour avoir une consistance donnée, en fonction de la composition du squelette granulaire [ $s/(c + g)$ ]. Cette variation est semblable à celle de la porosité des mélanges binaires de granulats secs (fig.2.4) ; en particulier, on observe que le dosage en eau nécessaire est minimale pour un dosage en ciment optimal.

#### **2.2.1.1 Mélanges riches en ciment (Pauvres en ajout)**

Le dosage en eau nécessaire apparaît comme la somme de ce qu'il faut pour mouiller le granulats inerte et le ciment. A dosage en ciment constant, le dosage en eau nécessaire est d'autant plus faible que le granulats inerte est plus grossier.

#### **2.2.1.2 Mélanges pauvres en ciment (riches en ajout)**

Tout se passe comme si le ciment et l'eau servaient indifféremment à remplir des vides du granulats inerte. Si

l'on ôte un volume donné de ciment, il faut pour maintenir une même consistance, ajouter un volume égal d'eau.

A dosage en ciment constant, le dosage en eau nécessaire est d'autant plus faible que le granulat inerte est moins poreux à l'état sec.

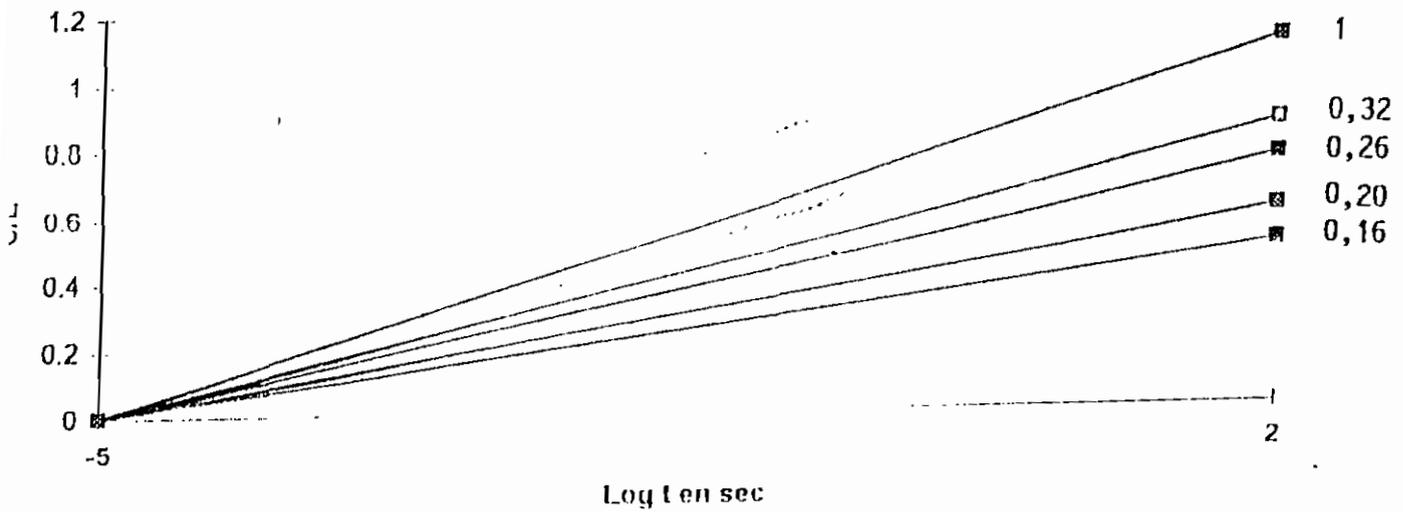
### **2.2.1.3 Mélanges Intermédiaires**

A dosage en ciment constant, le dosage en eau nécessaire dépend à la fois de la surface spécifique et de la porosité du granulat inerte : l'optimisation ne peut alors être qu'expérimentale.

### **2.2.2 Les méthodes de composition et leurs hypothèses**

Il existe en France plusieurs méthodes de composition [FAURY, 1958 ; JOISEL, 1952 ; VALETTE, 1963 ; DREUX, 1970 ; LCPC (Laboratoire Centre des Ponts et Chaussées) ; BARON LESAGE, 1976]. Toutes se réfèrent aux travaux de FERET (1892 et 1896) et sous des formulations différentes. Le but visé paraît être le même : **"chercher des compositions de matériaux inertes telles que, pour un dosage donné en ciment, la quantité des vides soit minimum"** [CAQUOT - 1956]. Chacun s'accorde aussi pour préciser que les vides à minimiser sont ceux du béton de sable dans l'ouvrage et non dans l'éprouvette, cela implique que le béton de sable ait une

Figure 2.7 Consistance en fonction du dosage en eau et en ciment



On caractérise la consistance par le logarithme de la durée d'écoulement au maniabilimètre L.C.L. soit  $\log t$  ( $t$  exprimé en secondes)

Chacune des droites représente la variation de la consistance en fonction du rapport C/E (volume de ciment rapporté au volume d'eau) pour une valeur donnée du dosage en ciment. Les valeurs inscrites à l'extrémité supérieure de chacune des droites sont celles des rapports  $g/(c + g)$  correspondants ( $g$  = volume des granulats,  $c$  = volume de ciment).

Toutes les droites concourent au point A. (C/E = 0,  $\log t = -5$ )

consistance convenable pour être mis en place dans les conditions propres au chantier. Il s'agit donc de rechercher un optimum, on conçoit bien qu'il y ait pour cela plusieurs méthodes comme plusieurs chemins possibles pour atteindre un sommet. Du moins, toutes ces méthodes devraient-elles conduire au même résultat ? Or, il n'est pas toujours ainsi en pratique, ni même lorsqu'une comparaison est faite en laboratoire avec tout le soin désirable [JOISEL - 1952]. La raison en est sans doute que chacune de ces méthodes doit pour simplifier, s'appuyer sur quelques hypothèses et que celles-ci ne sont pas les mêmes d'une méthode à l'autre. Ce sont ces hypothèses principales que nous allons passer en revue et discuter : nous examinons successivement celles concernant :

- les conditions de mise en oeuvre ;
- le dosage en ciment et en fines ;
- le dosage en eau ;
- les proportions des granulats inertes.

### **2.2.2.1 Les conditions de mise en oeuvre**

Toutes les méthodes souhaitent en tenir compte mais différent quand à la façon de les caractériser.

La majorité admet que, pour des conditions données; il existe une consistance recommandable [DREUX, méthode LCPC], cela conduit à optimiser le béton de sable pour une consistance donnée ; ou, ce qui revient au même, pour des conditions données de mise en place [JOISEL, FAURY]. Ces conditions incluent la dimension et l'encombrement des

coffrages, le nombre, la dimension et la puissance des pervibrateurs (par exemple) mais aussi le débit (volume mise en place par unité de temps) auquel correspond, en laboratoire, une durée de vibration.

L'hypothèse simplificatrice consiste ici à caractériser ces conditions extrêmement complexes par une seule valeur ; celle de la consistance recommandable c'est-à-dire celle de la maniabilité critique. Elle n'est admissible qu'à l'intérieur du domaine de validité de la maniabilité c'est-à-dire :

- lorsque les appareils de mesure de la consistance imitent assez bien les conditions de mise en oeuvre du chantier (il n'est pas nécessaire que l'imitation soit parfaite) ;
- lorsque les mélanges comparés ont un dosage en ciment et fines voisin de l'optimum.

#### **2.2.2.2. Le dosage en ciment et en fines**

Toutes les méthodes ne distinguent pas clairement les deux rôles du ciment : fines de remplissage et liant hydraulique. En tant que liant hydraulique, son dosage dépend de sa classe et de sa résistance mécanique recherchée ; en tant que fines de remplissage, il existe un dosage optimal pour lequel la porosité du béton est minimale (voir paragraphe 2.1)

Cette distinction est possible en pratique ; il suffit de jouer sur la classe du liant hydraulique et sur l'apport de fines inertes. CAQUOT, et à sa suite FAURY et JOISEL

accordent beaucoup d'importance à ce dosage optimal en éléments fins. DREUX s'appuyant d'ailleurs sur les résultats des auteurs précédents, remarque cependant que : **"le dosage en ciment optimal pour le remplissage est, dans la plupart des cas, beaucoup plus faible que celui nécessaire pour la résistance désirée ou imposée par le contrat"**.

S'il en était ainsi, le dosage optimal en ciment et fines perdait bien en effet toute importance pratique. Mais les résultats expérimentaux résumés par l'équation :

$$C_{opt} = \frac{k}{\sqrt[5]{D}}$$

définie précédemment montrent que le dosage optimal est, en fait, du même ordre que celui nécessaire pour obtenir la résistance désirée. On doit même s'attendre à ce que, dans certains cas, il faille ajouter des fines inertes, (c'est bien ce qui se passe dans plusieurs chantiers). La distinction entre les deux rôles de ciment garde alors toute sa valeur ; elle prend plus d'importance encore avec l'accroissement du coût de l'énergie et l'utilisation presque généralisée de ciments à constituant secondaires.

### **2.2.2.3 Dosage en eau**

Toutes les méthodes recommandent un ajustement de ce dosage lors des épreuves de convenue sur chantier. Mais elles ne peuvent pas, pour autant, se passer d'hypothèses et celles-ci influent sur les proportions des granulats inertes.

Là encore, on doit distinguer :

- d'une part les méthodes fondées sur une comparaison des mélanges d'égale consistance ou -ce qui revient au même- des mélanges tous mis en place de la même façon ;

- d'autre part la méthode de Valette : avec cette dernière on souhaite également comparer les bétons de sable d'égale consistance mais cette caractéristique n'est pas mesurée systématiquement. On admet :

- que la quantité d'eau totale est la somme de l'eau nécessaire pour mouiller chacun des constituants :

$$E = e_c \cdot C + e_s \cdot S + e_g \cdot G$$

- que lorsque les proportions C, S ou G varient, la consistance des bétons de sable reste la même pourvu que les constituants soient mouillés de la même façon :  $e_c$ ,  $e_s$ ,  $e_g$  constants.

La méthode LCPC fait une hypothèse différente. Tous les bétons de sable sont comparés à égale consistance : on admet que les proportions optimales des constituants solides sont indépendantes à celles qui consistent à représenter par un faisceau de droites les courbes de la figure 2.7. Elle est donc, en général, bien en accord avec les résultats expérimentaux.

Comme il est indiqué plus haut, elle peut cependant être mis en défaut exceptionnellement, lorsque les sables contiennent des minéraux nocifs comme les feldspaths ou les micas. Une autre formulation de la même hypothèse consiste

à dire que les proportions optimales des constituants solides sont indépendantes du dosage en eau. C'est d'autant mieux admissible que ce dosage en eau varie finalement assez peu.

#### **2.2.2.4 Les proportions des granulats inertes**

Rappelons que pour CAQUOT, la loi granulométrique simple est celle du mélange indéfini. Pour l'instant, il faut placer les granulats intermédiaires dans la situation qu'ils auraient au sein du mélange indéfini, il faut donc en particulier, que le dosage en fines soit optimal. En suivant la ligne de ce raisonnement on doit conclure que le domaine de validité des courbes de référence (de FAURY et JOISEL) n'est limité qu'au voisinage du point B (fig.2.4). C'est une raison supplémentaire - s'il en faut - pour optimiser le dosage en ciment et en fines. On remarque que ce domaine de validité est aussi celui trouvé pour la maniabilité et, partant, celui de la méthode LCPC [BARON-LESAGE, 1976]. On peut donc résumer ainsi cette revue des principales hypothèses sous-jacentes aux méthodes de composition :

1- On ne peut en général, se passer d'hypothèses simplificatrices (sauf peut-être pour les petites pièces fabriquées industriellement comme blocs, bordures de trottoirs, tuiles etc.) ;

2- la validité (toujours approximative) de chacune de ces hypothèses doit faire l'objet d'un examen attentif, dans le

meilleur des cas elle dépend de la composition du béton et, notamment, du dosage en éléments fins ;

3- les méthodes graphiques (JOISEL, FAURY, DREUX), la méthode expérimentale LCPC, sont plus sûrs lorsque le dosage en éléments fins (ciments + fines inertes) est voisin de l'optimum. Ce dernier peut être déterminé expérimentalement et sinon estimé par la formule empirique approchée :

$$C(\text{kg} / \text{m}^3) = k / D^{1/5} \quad (k = 550 \text{ ou } 700)$$

4- l'optimisation recherchée par la méthode de VALETTE n'est pas celle recherchée par les méthodes précédentes. Pour faciliter une comparaison objective entre les bétons proposés il convient de mesurer :

- la durée nécessaire pour obtenir le resuage du mortier en surface en reliant cette durée au débit de bétonnage prévu ou souhaité
- la consistance des mélanges étudiés.

### **2.3 CONCLUSION**

Ce chapitre n'apporte aucune règle permettant d'atteindre à coup sûr l'optimum : le béton de sable en place de porosité minimale. Mais son but était plus modeste : comprendre pourquoi il existe plusieurs méthodes de composition, certaines aboutissant à des résultats sensiblement

différents. A ce titre nous montreront dans le chapitre qui suit, que notre méthode de composition, bien qu'ayant le même objectif avec celles précitées gardera une certaine spécificité qui lui est propre.

La porosité des mélanges secs présente deux composantes. L'une additive (effet de paroi) l'autre non additive (effet d'interférence). Il en est de même de la quantité d'eau nécessaire pour qu'un béton ait une consistance donnée ; l'eau de mouillage des granulats est la composante additive mais, en deçà d'un certain dosage en éléments fins, il faut davantage d'eau ; apparaît alors une composante non additive liée à la répartition des vides dans le mélange granulaire.

## **CHAPITRE III :**

### **ÉTUDE EXPÉRIMENTALE**

**1- CHOIX ET IDENTIFICATION**

**2- CHOIX DE LA MÉTHODE DE FORMULATION**

**3- RÉSULTATS DES ESSAIS MÉCANIQUES**

**4- RÈGLES DE CONCEPTION DE DIMENSIONNEMENT ET DE RÉALISATION**

## CHAPITRE 3 : ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

Après une présentation générale du sujet d'étude dans les deux premiers chapitres, nous allons ici dégager le noyau de ce travail ; cela passera d'abord par une présentation des matériaux, suivie des essais réalisés et de l'interprétation des résultats et pour terminer par le dimensionnement des parpaings et des chaussées.

### 3.1 CHOIX DES MATÉRIAUX

L'illustration des caractéristiques mécaniques des matériaux nous paraît indispensable pour ce travail. Notons que les choix sont guidés principalement par la disponibilité des matériaux (lieu d'exploitation et coût). Et, comme nous pouvons le constater nos matériaux s'obtiennent tous des régions de Thiès ou Dakar.

#### 3.1.1 Le Sable de dune

Avec l'interdiction d'exploitation par le décret 79.880 du 25 Septembre 1979, des sables de plage, le sable de dune - le plus abondant dans le pays - fut celle qui s'utilise le plus dans la construction. Cependant les études ont montré qu'il offrait des résistances voisines sinon égale à celles du sable de plage. Les sables utilisés pour ce travail sont ceux de Thiès ,de couleur brune.

**3.1.2 Les sables fillérisés**

Il s'agit de cinq sables fillérisés 0/3, résidus de concassage, de granulats, de basalte, de grés, de silex et de calcaire.

**3.1.2.1 Le sable fillérisé de basalte**

Il est obtenu à partir du site de Diack (région de Thiès) situé à 100 km de Dakar. Il est de couleur grise à noire, très dur, à grains fins.

**3.1.2.2 Le sable fillérisé de grés**

Les gisements de Toglou sont nos sources d'approvisionnement. Le grés est un matériau de couleur rose à orange à grains fins.

**3.1.2.3 Le sable fillérisé de calcaire**

Contrairement aux autres fillers, nous disposons ici de deux types de calcaire provenant des carrières de Bargny (à Dakar) et de Bandia (Département de Mbour). Ce sont des matériaux de couleur blanche et à grains fins.

**3.1.2.4 Le sable fillérisé de silex**

Il est obtenu à partir du site de Taïba. Le granulats se présente souvent suivant des blocs à cœur sombre et à cortex blanc.

**3.2 IDENTIFICATION DES MATÉRIAUX**

Cette identification se fera d'abord par la détermination

des compositions massiques des différents ajouts : l'étude granulométrique.

### 3.2.1 Analyse granulométrique

Les courbes granulométriques des différents matériaux étudiés sont représentées en annexe. D'une part, pour chaque matériau, une superposition des courbes à sec et avec lavage a été faite pour faire ressortir les différences existantes et, d'autre part, un regroupement des courbes pour les cinq matériaux (à sec et avec lavage). Pour les deux types de granulométrie, les résultats sont mentionnés dans les deux tableaux ci-après :

Matériaux	Paramètres granulométriques				
	% de fines ( $<80\mu\text{m}$ )	$C_u$	$C_c$	$M_f$	$0/D$
Sable de dune	4	3	1	1	0/0,6
Calcaire 0/3 de Bargny	16	22	1	2	0/4
Calcaire 0/3 de Bandia	12	6	1	2	0/4
Basalte 0/3 Diack	14	20	2	2	0,075/4
Gré 0/3 de Toglou	9	8	0,92	1,83	0/3,35
Silexte 0/3 de Taïba	8	11,25	1,1	2,28	0/4,5

**Tableau 3.1 : Résultats de l'analyse granulométrique à sec**

Matériaux	Paramètres granulométriques				
	% de fines ( $< 80\mu\text{m}$ )	$C_u$	$C_c$	$M_f$	O/D
Sable de dune	4	2,95	1,08	1,3	0/0,03
Calcaire 0/3 de Bargny	30	100	1,56	1,99	0/3
Calcaire 0/3 de Bandia	33	25	1,734	1,86	0/3,5
Basalte 0/3 de Diack	29	80	1,012	1,99	0/4
Gré 0/3 de Toglou	19	7,5	0,3	1,77	0/3,5
Silixte 0/3 de Taïba	18,5	17,5	1,11	2,11	0/2,4

**Tableau 3.2 : Résultats de l'analyse granulométrique après lavage**

$M_f$  : module de finesse

$C_u$  : coefficient d'uniformité de Hazen  $C_u = D_{60}/D_{10}$

$C_c$  : coefficient de courbure de Hazen  $C_c = (D_{30})^2 / (D_{60} \times D_{10})$

Le sable de dune utilisé est un sable très fin ( $M_f = 1,3$ ) avec un pourcentage de fines relativement égal à 3 % et une valeur d'Équivalent sable E.S égale à 54. Notons que cette valeur de E.S est nettement en deçà du minimum requis ( $E.S_{\min} = 65$ ), mais nous sommes obligés de nous y contenter parce qu'étant les seuls sables disponibles en exploitation dans la ville de Thiès. Cependant les matériaux d'ajouts présentent des valeurs de  $M_f$  suffisantes pour être utilisées dans la composition des bétons de sable : ils sont sujets au compactage et bien gradués ( $C_u \geq 4$  et  $C_c < 3$ ).

Comparativement avec le lavage, on note une sensible augmentation du pourcentage de fines qui peut être justifiée par la provenance du matériau (lié dans le sol à des argiles) et la longue exposition à l'air, ce qui favorise l'altération du matériau par l'érosion éolienne. Cette comparaison nous fait noter aussi une diminution du module de finesse  $M_f$  et une augmentation des valeurs de  $C_u$  et  $C_c$ . Mais toutes ces valeurs concourent à la confirmation de l'utilisation de ces ajouts dans les bétons de sable.

Pour les essais que nous feront dans ce chapitre, ce sont les valeurs de la granulométrie après lavage qui seront utilisées. Cette utilisation est justifiée par les courbes C1 à C6 à l'annexe.

### 3.2.2 Analyse chimique

Les résultats sont consignés dans le tableau ci-après :

Echantillons	$SiO_2$	$Fe_2O_3$	$Al_2O_3$	CaO	MgO	$SO_3$	P.Feu	M.V	Total
Calcaire de Bandia	4,04	0,9	0,42	52,16	0,89		41,04	2,7	99,45
Calcaire de Bargny	6,74	1,16	0,84	50,06	1,68		39,29	2,69	99,67
Basalte de Diack	49,33	12,04	13,48	9,69	8,64	0,24	3,78	2,96	97,2
Gré de Toglou	89,30	2,43	5,06	0,24	0,12	0,73	2,04	3,68	99,97
Silexite de Taïba	69,05	3,43	1,33	16,64	0,90	0,77	5,55	2,71	97,67

**Tableau 3.3 : Résultats de l'analyse chimique des ajouts**

Cette analyse chimique nous a été faite par le laboratoire de la SOCO CIM et nous y retiendrons deux faits qui nous paraissent les plus importants : la présence relativement élevée de silice ( $\text{SiO}_2$ ) dans le basalte, le grès et le silexite et de l'oxyde de calcium ( $\text{CaO}$ ) dans le calcaire. Cette présence de silice et des éléments alcalins comme le sodium et le potassium qui peuvent provenir de l'eau de gâchage ou des granulats composants le béton, donnent des composés expansifs qui peuvent conduire à la fissuration du béton. Certaines conditions sont nécessaires pour l'apparition de l'alcali-granat elles sont :

- la présence d'un granulats potentiellement réactif ;
- une concentration élevée en éléments alcalins dans la solution interstitielle ;
- une ambiance de conservation du béton présentant une humidité relative élevée :  $\text{HR} > 80 \%$ . L'absence d'une de ces conditions élimine tout risque d'apparition de l'alcali-granat.

### **3.2.3 Détermination du poids spécifique $\gamma_s$ et de la densité $\gamma_d$**

Elles ont été obtenus à travers plusieurs essais. Les valeurs finales de  $\gamma_s$  et  $\gamma_d$  sont des valeurs moyennes d'au moins trois échantillons. Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-après :

Matériaux	Poids spécifique $\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	Densité sèche $\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )
Calcaire de Bargny	2,68	1,88
Calcaire de Bandia	2,69	1,9
Basalte de Diack	2,97	1,98
Gré de Toglou	2,68	1,865
Silexite de Taïba	2,73	1,94

**Tableau 3.4. : Densité sèche et poids spécifique des ajouts**

### 3.2.4 Surface spécifique des ajouts

Elle est calculée pour chaque matériau par la relation suivante :

$$100 \Sigma = 0,17G + 0,33g + 2,39S + 12s + 125f$$

$\Sigma$  = surface spécifique

G = grains de diamètres supérieurs à 10 mm

g = grains de diamètres compris entre 5 et 10 mm

S = sable grossiers de diamètre compris entre 5 et 0,315 mm

s = diamètre des sables fins compris entre 0,315 et 0,08 mm

f = grains de diamètres inférieurs à 0,080 mm

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau 3.5 ci-dessous :

Cette abréviation est différente de celle utiliser au chapitre 2. Elle est spécifique à cette formule.

Composition	Matériaux				
	Silexite	Gré	Basalte	Calcaire de Bargny	Calcaire de Bandia
G	0	0	0	0	0
g	0	0	0	0	0
S	9,3	8	10	10	2
s	72,2	73	61	60	65
f	18,5	19	29	30	33
surface spécifique m <sup>2</sup> /kg	119,8	121	128	129,8	132

**Tableau 3.5 : Surface spécifique des ajouts**

Les valeurs de surface spécifique ( $\Sigma$ ) trouvées conviennent pour du béton de sable routier, d'autant plus que pour les routes en noire la valeur recommandée est de 135 m<sup>2</sup>/kg. (Source : Lavoc École Polytechnique Fédéral de Lausanne).

### 3.2.5 Absorptivité des granulats

L'essai réalisé nous a permis de déterminer le pouvoir absorptif des différents fillers. L'absorptivité se calcule de la manière suivante :

**Absorptivité =  $\frac{(B-A)}{A} \times 100$**  (en pourcentage) avec :

**A**

A = Masse de l'échantillon séché à l'étuve mesuré à l'air (g)

B = Masse de l'échantillon à l'état saturé superficiellement sec (g) (s.s.s)

C = Masse de l'échantillon saturé mesuré à l'eau (g) 70

Les résultats de l'essai sont mentionnés dans le tableau 3.6 ci-après :

Matériaux	A = Masse échantillon séché (g)	C = Masse échantillon saturé dans l'eau (g)	B = Masse échantillon à l'état SSS	Abs (%)
Sable de dune	497,80	801,85	500	0,44
Silexite	490,39	778	500	1,96
Basalte	488,65	811,60	500	2,32
Calcaire de Bandia	467,16	780,19	500	4,89
Calcaire de Bargny	469,98	777,24	500	4,7
Gré	494,16	800,4	500	1,18

**Tableau 3.6 : Absorptivité des ajouts**

Nous voyons à travers ce tableau que nos ajouts ont des valeurs d'absorptivité toutes inférieures à 5 % et, comparativement au tableau 3.3 (Analyse chimique), on constate que les matériaux qui ont plus de silice ( $SiO_2$ ) sont ceux qui ont des valeurs d'absorptivité les plus proches de celles du sable de dune.

### 3.3 CHOIX DE LA MÉTHODE DE FORMULATION

La formulation est l'un des caractéristiques les plus importants pour la performance d'un béton (qu'il s'agisse d'un béton de sable ou d'un béton ordinaire), car c'est

d'elle qu'on assure le compromis entre les objectifs recherchés et la nature des matériaux (granulométrie, texture, forme).

Avant d'en arriver à la formulation utilisée dans ce présent travail, rappelons celle de la méthode "SABLOCRETE" : l'une des plus complète et des plus récente, élaborée à l'ENPC de Paris.

### **3.3.1 La méthode de "SABLOCRETE"**

#### **3.3.1.1 Compacité et méthode de formulation**

L'optimisation de la compacité du squelette granulaire est essentiellement basée sur les résultats expérimentaux établis par Caquot et s'énonce en suivant la relation mathématique ci-après pour un mélange d'étendu granulaire  $[d/D]$

$$v = v_0 (d/D)^{0,2} \quad [\text{éq. 3.1}]$$

avec  $v_0$  : une constante expérimentale

$v$  : le volume des vides d'un mélange

#### **3.3.1.2 Dosage en fines d'un béton de sable**

Les fines sont constituées du ciment, de la fine de l'ajout et des grains de sable de diamètre inférieur à  $80\mu\text{m}$ . Donc l'étendue granulaire  $[80\mu\text{m}, D]$  présente une porosité ( $P_s$ ) définie par la formule de Caquot comme suit :

$$P_s = 0,75 \frac{(0,08)^{1/5}}{D} \quad 72$$

(on admet que  $V_0 = 0,75$ ) [éq. 3.2]

Par simplification et désignant par [fines] le volume des particules inférieures à  $80\mu\text{m}$  et par [v] le volume des vides occupés par ces fines, Caquot a obtenu le résultat suivant :

$$[fines] = [v] \quad [\text{éq.3.3}]$$

La combinaison des équations (3.2) et (3.3) donne :

$$[fines] = 0,75 \times \frac{(0,08)^{1/5}}{2 \times D} = 0,38 \times \frac{(0,08)^{1/5}}{D} \quad [\text{éq.3.4}]$$

### 3.3.1.3 Porosité et dosage en eau d'un béton de sable

Une certaine porosité existera toujours bien que le squelette granulaire y compris les fines soit optimisé.

En décomposant (par hypothèse) cette porosité en la somme d'un volume d'eau (e) et d'un volume de vides piégés (v) ; la porosité minimale théorique du béton est donnée par la

relation suivante issue encore des travaux de Caquot :

$$[e+v] = 0,8 (d/D)^{0,2} \quad [\text{éq. 3.5}]$$

En pratique il n'est pas toujours recommandé de faire des bétons avec une stricte quantité d'eau correspondant à la porosité minimale pour des raisons d'ouvrabilité.

Pour des quantités d'eau inférieures à la quantité d'eau permettant d'obtenir l'ouvrabilité optimale, le mélange piégera une forte quantité d'air, quels que soient les moyens de serrage utilisés, et présentera finalement une porosité  $[e+v]$  supérieure à  $[e+v]_{\min}$

Le volume d'air piégé et estimé égale à :

$$[\text{vides}] = k[\text{eau}] \quad (1/\text{m}^3) \quad [\text{éq.3.6}]$$

avec  $k$  compris entre 0,2 et 0,25

#### **3.3.1.4 Estimation du dosage en sable**

C'est le complément du mètre cube des différents constituants du béton. Il est obtenu par le calcul arithmétique ci-après :

$$[\text{sable}] = 1000 - [\text{fines}] - [\text{eau}] - [\text{vides}] \quad (1/\text{m}^3) \\ [\text{éq. 3.7}]$$

Rappelons que dans le cadre de cette formulation le sable est considéré saturé superficiellement sec.

#### **3.3.1.5 Estimation de la résistance en compression**

Après la recherche de la compacité optimale qui a permis de fixer les différents constituants : les fines (particules <80um), l'eau et le sable, nous allons passer à l'évaluation de la résistance en compression. Cette évaluation se base sur une généralisation de la formule de FERET :

$$R_b = \frac{K_f R_c}{\left(1 + \frac{3.1(e + v)}{C(1 K_1 + K_2)}\right)^2} \quad [\text{éq. 3.8}]$$

avec :

$K_f$  : coefficient granulaire compris entre 4,5 et 5

$R_c$  : classe vraie du ciment (MPa)

$e$  : dosage en eau totale ( $l/m^3$ )

$v$  : l'air piégé ( $l/m^3$ )

$C$  : Dosage en ciment ( $kg/m^3$ )

$R_b$  : Résistance du béton à 28 jours (MPa)

et avec :

$$K_1 = K_{cv} CV/C + K_{fs} FS/C \quad [\text{éq.3.9}]$$

$$0,2 < K_{cv} < 0,4$$

$$2 < K_{fs} < 3,3$$

$$\text{et } K_1 \leq 0,5$$

$$K_2 = K_{fil}(Fil/C)$$

$$0 < K_{fil} < 0,4$$

$$\text{et } K_2 < 0,2 \quad [\text{éq.}$$

3.10]

avec :

$K_1$  : coefficient pouzzolanique

$K_2$  : coefficient d'activité du filler utilisé

Kcv, Ffs, Kfil : coefficient d'équivalence en ciment  
des différentes additions en fines

CV, FS, FIL : dosage en cendres volantes, fumée de silice  
et filler (kg/m<sup>3</sup>)

Cependant malgré son caractère élaboré la formulation "SABLOCRETE" mérite d'être commentée :

- les hypothèses sont trop simplificatrices à savoir que la porosité sèche (P<sub>S</sub>) représente 75 % du volume du mélange ;
  - la quantité de fines occupe 50 % de la porosité sèche
  - les coefficients Kf, K1, et K2 ne prennent pas en compte simultanément la forme, la texture, le caractère pouzzolanique et la minéralogie des matériaux ;
  - l'application de cette méthode à des ajouts renfermant des teneurs en filler relativement faibles (< 20 %) conduirait à des quantités excessives de ces derniers.
- Fort de ces remarques, nous nous sommes proposés une autre méthode de formulation qui s'inspire toujours des travaux expérimentaux de CAQUOT.

### **3.3.2 Méthode de formulation proposée**

La formulation sera faite pour les parpaings de remplissage (porteurs ou non) et les chaussées.

Il s'agira d'abord par la relation de CAQUOT de déterminer la quantité de ciment minéral

$$C' = C_{\min} = \frac{F_{cj} + 250}{\sqrt[3]{D}}$$

- pour le parpaings :  $f_{cj} = 80$  bars

$$C_{\min} = \frac{80 + 250}{\sqrt[3]{3}} = 280 \text{ kg/m}^3$$

- pour les chaussées :  $f_{cj} = 200$  bars

$$C_{\min} = \frac{220 + 250}{\sqrt[3]{3}} = 440 \text{ kg/m}^3$$

Les valeurs de  $C'$  représentent les quantités de fines (liant dans le cas de béton ordinaire et liant + fines dans le cas du béton de sable) qui procure le maximum de résistance. Dans le cas du béton ordinaire, cette quantité minimale qui provient de la porosité minimale, correspond à celle qui procure le maximum de rigidité, donc de résistance. Mais dans les bétons de sable du fait que  $D$  est petit ( $\leq 3\text{mm}$ ), cette formule de CAQUOT conduirai à des quantités excessives de ciment. Donc l'approche sera de mettre une quantité de ciment qui procure une bonne résistance et de compléter le reste par des fillers pour combler les pores et renforcer la compacité et par suite la résistance. Si nous désignons par (a) la teneur en fines, nous pouvons écrire que :

$$a = \frac{c'}{c' + \sum Sg} \quad \text{soit, } \sum Sg = Sg_1 + Sg_2 = \frac{(1 - a)(c')}{a}$$

avec : a qui variera de 0,2 à 0,4 par pas de 0,05

$Sg_1$  : masse de la partie grossière de sable de dune (particules > 80µm)

$Sg_2$  : masse de la partie grossière du filler utilisé

Dans les deux cas (chaussées et parpaings), on détermine les dosages de la manière suivante :

Exemple : cas des parpaings  $C' = 280 \text{ kg/m}^3$

Prenant la quantité de ciment à mélanger égale à  $200 \text{ kg/m}^3$ , la quantité de filler à compléter sera égale à  $80 \text{ kg/m}^3$ . on conserve la quantité totale de sable grossier constant et on augmente la quantité de fines progressivement par pas de 10 kg. Ce qui nous mène au système d'équation suivant :

$$\begin{cases} Sg_1 + Sg_2 = (1-a) C' / a & \text{éq. 3.11} \\ F_1 + F_2 = 10, 20, 30, \dots, 80 \end{cases}$$

avec  $F_1$  = masse de fines dans le sable de dune

$F_2$  = masse de fines dans le filler

Si nous appelons par  $f_1$  et  $f_2$  les pourcentages naturels de fines (< 80 µm) dans le sable de dune et le matériau

utilisé (basalte, calcaire, silexite ou grès) respectivement : on peut écrire que :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{f_1}{(1-f_1)} \cdot S_{g1} \\ F_2 = \frac{f_2}{(1-f_2)} \cdot S_{g2} \end{cases}$$

Le système (3.11) devient :

$$\begin{cases} S_{g1} + S_{g2} = \left(\frac{1-a}{a}\right) C' \\ \frac{f_1}{(1-f_1)} \cdot S_{g1} + \frac{f_2}{(1-f_2)} \cdot S_{g2} = 10, 20, \dots, 80 \end{cases}$$

C' étant connu, a étant fixé et  $f_i (i = 1, 2)$  déterminés par

l'analyse granulométrique on trouve un ensemble de combinaison pour chaque matériau.

A chaque fois donc on calculera  $S_{gi} (i = 1, 2)$  et on en déduira les valeurs de  $S_1$  et  $S_2$  égales à :

$$S_1 = \frac{S_{g1}}{(1-f_1)} = \text{Masse totale de sable de dune (fines + partie grossière)}$$

$$S_2 = \frac{S_{g2}}{(1-f_2)} = \text{Masse totale de filler (fines + partie grossière)}$$

Les valeurs trouvées sont mentionnées dans les tableaux al à al0 en annexe. Mais toutes ces valeurs pour chaque matériau ne pouvant faire l'objet d'essais mécaniques - résistance en compression, résistance en traction - C'est pour chaque valeur de a (a = 0,2 ; 0,25 ; 0,3 ; 0,35 ; 0,4) que nous feront ces essais mécaniques suivant un choix. Le choix sera telle que nous puissions couvrir toutes les gammes réalistes du pourcentage de fines

$$\frac{F_1 + F_2}{S_1 + S_2} \cdot 100$$

mais aussi éliminer toutes les valeurs négatives. Ce qui nous donne les tableaux 3.7 et 3.8 ci-après :

La propriété recherchée étant l'effet complémentaire des fillers sur la résistance du béton, la quantité du béton sera maintenue comme pour celle du ciment pour toutes les formulations et pour tous les matériaux avec une valeur de E/C = 0,65.

MATÉRIAUX	Q	C'	C	(1-a)c/a	F1+F2	Sg1	Sg2	S1	S2	F1	F2	%
Basalte	0,2	440	350	1760	120	1632,3	127,69	1700,3	140,31	68,01	12,63	5
	0,25	440	350	1320	90	1224,2	97,76	1275,2	105,24	51,01	9,47	5
	0,3	440	350	1026,67	50	1006,8	19,898	1048,7	21,87	41,9	1,96	4
	0,35	440	350	817,14	90	664,29	152,86	699,96	167,97	27,67	15,12	6
	0,4	440	350	660	120	407,42	252,58	424,4	277,56	16,97	24,98	10
Calcaire de Bandia	0,2	440	350	1760	120	1656,1	103,87	1725,1	114,15	69	10,27	4
	0,25	440	350	1320	120	1175,5	144,5	1224,5	158,8	48,97	14,29	5
	0,3	440	350	1026,67	120	855,06	171,6	890,69	188,58	35,63	16,97	5
	0,35	440	350	817,14	80	715	102,15	744,79	112,25	29,79	10,1	5
	0,4	440	350	660	90	521,14	138,86	542,85	152,6	21,71	13,73	7
Calcaire de Bargny	0,2	440	350	1760	90	1716,6	43,44	1788,1	47,73	71,52	4,29	4
	0,25	440	350	1320	80	1255,1	64,93	1307,4	71,35	52,29	6,42	5
	0,3	440	350	1026,67	90	904,28	122,39	941,96	134,49	37,68	12,1	5
	0,35	440	350	817,14	90	672,2	144,95	700,21	159,28	28,01	14,33	6
	0,4	440	350	660	120	420,5	239,5	438,02	263,19	17,52	23,69	9
Grès de Toglou	0,2	440	350	1760	100	1620,8	139,21	1688,3	152,98	67,53	13,67	5
	0,25	440	350	1320	80	1189,6	130,4	1239,2	143,29	49,56	12,89	5
	0,3	440	350	1026,67	70	884,82	141,84	921,69	155,87	36,87	14,33	4
	0,35	440	350	817,14	100	474,07	343,07	493,82	377	19,75	33,93	8
	0,4	440	350	660	120	179	481	186,46	528,57	7,45	47,57	30
Silexite de Taïba	0,2	440	350	1760	110	1561,6	98,4	1626,7	218,03	65,07	19,62	5
	0,25	440	350	1320	80	1184,7	135,32	1234	148,7	49,36	13,38	5
	0,3	440	350	1026,67	90	771,59	255,07	803,74	280,3	32,15	25,23	6
	0,35	440	350	817,14	120	353,24	463,9	367,96	509,78	14,72	45,88	9
	0,4	440	350	660	80	376,59	283,41	392,28	311,44	15,69	28,03	11

**Tableau 3.7 : Formulation résumée pour les chaussées**

MATÉRIAUX	Q	C'	C	(1-a)c/a	F1+F2	Sg1	Sg2	S1	S2	F1	F2	%
Basalte	0,2	280	220	1120	80	1028,8	91,18	1071,7	100,2	42,87	9,02	5
	0,25	280	220	840	80	717,03	122,97	746,99	135,13	29,87	12,16	5
	0,3	280	220	653,33	90	48,88	171,46	501,96	188,41	20,08	16,96	6
	0,35	280	220	520	90	333,41	186,59	347,3	205,05	13,89	18,45	7
	0,4	280	220	420	100	194,76	225,24	202,87	247,52	8,11	22,27	17
Calcaire de Bandia	0,2	280	220	1120	80	1045,8	74,17	1089,4	84,51	43,37	7,33	5
	0,25	280	220	840	70	762,17	77,83	793,92	85,53	31,76	7,69	4
	0,3	280	220	653,33	80	536,05	117,28	558,39	128,88	22,34	11,59	6
	0,35	280	220	520	90	368,21	151,79	383,55	166,81	15,34	15,01	7
	0,4	280	220	420	120	192,36	227,64	200,37	250,15	8,01	22,51	15
Calcaire de Bargny	0,2	280	220	1120	70	1059,4	60,58	1103,6	66,57	44,14	5,99	4
	0,25	280	220	840	80	723,4	116,6	753,54	128,14	30,14	11,53	5
	0,3	280	220	653,33	110	438,99	214,34	457,28	235,54	18,29	21,19	7
	0,35	280	220	520	110	291,3	228,7	303,44	251,31	12,14	22,62	8
	0,4	280	220	420	110	180,54	239,46	188,06	263,14	7,52	23,68	17
Grès de Toglou	0,2	280	220	1120	50	1102,3	17,71	1148,2	19,46	45,93	1,75	3
	0,25	280	220	840	70	657,8	182,2	685,2	200,2	27,41	18,02	4
	0,3	280	220	653,33	80	378,79	274,54	394,58	300,69	15,78	27,15	9
	0,35	280	220	520	90	164,66	354,34	171,52	390,49	6,86	35,14	12
	0,4	280	220	420	80	96,01	324,99	98,97	357,13	3,96	32,14	36
Silexite de Taïba	0,2	280	220	1120	60	1047,7	72,32	1091,3	79,47	43,65	7,15	3
	0,25	280	220	840	60	704,85	135,15	734,22	148,51	29,37	13,37	4
	0,3	280	220	653,33	80	368,43	284,9	383,78	313,08	15,35	28,17	9
	0,35	280	220	520	90	151,24	368,76	157,54	405,23	6,3	36,47	12
	0,4	280	220	420	80	82,74	337,26	86,19	370,62	3,45	33,35	43

Tableau 3.8 : Formulation résumée pour les parpaings de remplissage

### 3.4 RÉSULTATS DES ESSAIS MÉCANIQUES

Il s'agit d'essais de résistance mécanique en traction par fendage et de résistance en compression. Les éprouvettes sont des cylindres d'élanement égale à 2 (hauteur/diamètre) x 2.

L'idéal était de confectionner des éprouvettes parallélépipédiques 4 x 4 x 16 à partir desquelles l'optimum sera trouvé pour chaque matériau.

A partir de cette optimum, confectionner des éprouvettes cylindriques pour la mesure de la résistance en traction par fendage et de la résistance à la compression.

Cependant il se trouve que les éprouvettes 4 x 4 x 16 sont très faibles pour notre machine de résistance en flexion par traction ce qui nous oblige à confectionner autant d'éprouvette pour le fendage que pour la compression. Les éprouvettes seront muries aussi bien à l'eau qu'à l'air.

#### 3.4.1 Résistance en traction par fendage ( $R_{tf}$ )

La résistance en traction par fendage ( $R_{tf}$ ) se calcule de la manière suivante :

$$R_{tf} = \frac{2.F}{\pi.d.h} = \frac{0.637.F}{d.h}$$

avec : F = charge de rupture de l'éprouvette (daN)

d = diamètre de l'éprouvette (Cm)

h = hauteur de l'éprouvette (Cm)

$R_{tf}$  = résistance à la traction par fendage  
(daN/cm<sup>2</sup>)

Les résultats des essais sont mentionnés ci-après dans les tableaux 3.9 et 3.10 pour une application aux chaussées et dans les tableaux 3.11 et 3.12 pour une application aux parpaings.

### **3.4.2 Résistance en compression ( $R_c$ )**

La résistance en compression est calculée comme suit :

$$R_c = \frac{4.P}{\pi.d^2}$$

avec : P = charge de compression en (daN)

d = diamètre de l'éprouvette (Cm)

$R_c$  = résistance en compression (daN/cm<sup>2</sup>)

Les résultats des essais sont mentionnées ci-après dans les tableaux 3.13 et 3.14 pour une application aux chaussées et dans les tableaux 3.15 et 3.16 pour une application aux parpaings.

Au vu des tableaux 3.9 à 3.16, nous pouvons faire les commentaires suivants :

- le basalte offre les plus grandes résistances suivi du silixe, du calcaire de Bandia puis de Bargny et en fin du grès d'où le tableau de classification ci-après :

Matériau	R <sub>c28</sub>	R <sub>t f28</sub>	Classement par ordre décroissant
Basalte	30,20	3,50	1
Silexite	27,12	2,85	2
Calcaire de Bandia	24,90	2,77	3
Calcaire de Bargny	24,71	2,77	4
Grès de Toglou	23,50	2,75	5

**Tableau 3.17 : Classification des matériaux par ordre de résistance décroissant**

La valeur de la résistance maximum en traction ou en compression est obtenue pour une valeur optimale du pourcentage de fines compris entre 9 % et 12 %. Comme le montre les figures 3.1 et 3.2 obtenues à partir des essais de fendage et de compression.

- Pour les conditions de mûrissement, nous recommandons celle qui se fait à l'eau parce que donnant les plus grandes valeurs de résistance.

L'influence des conditions de mûrissement a été étudiée par A. HUMMEL (Ahouansou 1993). Plus la température est élevée plus la vitesse d'hydratation est grande. La chaleur accélère la prise et le durcissement alors que le froid ralentit la prise et peut même l'arrêter. Il existe une température idéale de

Ajouts	Basalte 0/3 de Diack					Calcaire 0/3 de Bandia					Calcaire 0/3 de Bargny					Grès 0/3 de Toglou					Silixite 0/3 de Taiba				
	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
Résistances																									
Rtf 7j (MPa)	1,65	1,77	1,5	1,89	1,98	1,44	1,46	1,46	1,62	1,7	1,31	1,57	1,6	1,6	1,67	1,39	1,43	1,3	1,65	1,52	1,59	1,64	1,78	1,81	1,9
Rtf 14j (MPa)	2,08	2,22	1,98	2,34	2,42	1,88	1,95	1,97	1,97	2,27	1,86	1,95	1,95	1,97	2,25	1,81	1,84	1,86	2,2	1,8	1,98	1,98	2,11	2,38	2,4
Rtf 28j (MPa)	2,54	2,6	2,16	2,66	2,78	2,01	2,5	2,5	2,52	2,61	2	2,47	2,47	2,48	2,59	2,38	2,4	2	2,46	1,86	2,42	2,45	2,54	2,68	2,7
% de fines	5	5	4	6	10	4	5	5	5	7	4	5	5	6	9	5	5	4	8	30	5	5	6	9	11

**Tableau 3.9: Résistance à la traction par fondage (Rtf) en fonction du temps application au béton de sable pour chaussées (mûrissement à l'air > 26° C)**

Ajouts	Basalte 0/3 de Diack					Calcaire 0/3 de Bandia					Calcaire 0/3 de Bargny					Grès 0/3 de Toglou					Silixite 0/3 de Taiba				
	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
Résistances																									
Rtf 7j (MPa)	1,65	1,65	1,55	1,68	1,71	1,39	1,55	1,55	1,59	1,63	1,37	1,5	1,57	1,57	1,6	1,54	1,54	1,32	1,59	1,57	1,57	1,6	1,6	1,65	1,67
Rtf 14j (MPa)	1,82	1,85	1,78	1,88	2	1,7	1,76	1,77	1,7	1,9	1,54	1,75	1,8	1,82	1,9	1,67	1,7	1,44	1,8	1,8	1,79	1,84	1,86	1,92	1,97
Rtf 28j (MPa)	3,37	3,41	3,27	3,42	3,5	2,62	2,67	2,7	2,7	2,77	2,6	2,61	2,67	2,71	2,77	2,54	2,57	2,49	2,75	1,89	2,73	2,75	2,77	2,82	2,85
% de fines	5	5	4	6	10	4	5	5	5	7	4	5	5	6	9	5	5	4	8	30	5	5	6	9	11

**Tableau 3.10: Résistance à la traction par fondage (Rtf) en fonction du temps application au béton de sable pour chaussées (mûrissement à l'eau)**

Ajouts	Basalte 0/3 de Diack					Calcaire 0/3 de Bandia					Calcaire 0/3 de Bargny					Grès 0/3 de Toglou					Silexite 0/3 de Taïba				
	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
Résistances																									
Rtf 7j (MPa)	1,63	1,65	1,67	1,7	1,57	1,58	1,65	1,65	1,7	1,32	1,56	1,6	1,68	1,7	1,3	1,49	1,5	1,64	1,65	1,25	1,59	1,6	1,68	1,7	1,3
Rtf 14j (MPa)	1,68	1,7	1,77	1,79	1,6	1,69	1,7	1,7	1,77	1,38	1,65	1,68	1,76	1,77	1,4	1,53	1,54	1,72	1,71	1,3	1,65	1,66	1,77	1,78	1,35
Rtf 28j (MPa)	1,78	1,78	1,86	1,89	1,65	1,78	1,77	1,8	1,85	1,5	1,72	1,73	1,83	1,85	1,45	1,6	1,6	1,79	1,77	1,38	1,73	1,75	1,88	1,88	1,4
% de fines	5	5	6	7	15	5	4	6	7	15	4	5	7	8	17	3	4	9	12	36	3	4	9	12	43

**Tableau 3.11** Résistance en traction par fondage (Rtf) en fonction du temps application au béton de sable pour perpains (mûrissement à l'air > 26° C)

Ajouts	Basalte 0/3 de Diack					Calcaire 0/3 de Bandia					Calcaire 0/3 de Bargny					Grès 0/3 de Toglou					Silexite 0/3 de Taïba				
	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
Résistances																									
Rtf 7j (MPa)	1,6	1,6	1,65	1,67	1,5	1,54	1,6	1,62	1,68	1,3	1,52	1,57	1,64	1,67	1,31	1,41	1,48	1,61	1,59	1,21	1,57	1,57	1,66	1,65	1,26
Rtf 14j (MPa)	1,67	1,7	1,78	1,8	1,6	1,68	1,7	1,72	1,76	1,4	1,63	1,65	1,74	1,76	1,37	1,6	1,61	1,7	1,69	1,28	1,68	1,68	1,8	1,8	1,37
Rtf 28j (MPa)	1,8	1,8	1,86	1,96	1,7	1,81	1,8	1,85	1,88	1,52	1,76	1,76	1,85	1,88	1,5	1,69	1,69	1,85	1,8	1,4	1,76	1,77	1,91	1,89	1,45
% de fines	5	5	6	7	15	5	4	6	7	15	4	5	7	8	17	3	4	9	12	36	3	4	9	12	43

**Tableau 3.12 :** Résistance en traction par fondage (Rtf) en fonction du temps application au béton de sable pour perpains (mûrissement à l'eau)

Ajouts	Basalte 0/3 de Diack					Calcaire 0/3 de Bandia					Calcaire 0/3 de Bargny					Grès 0/3 de Toglou					Silexite 0/3 de Taïba				
	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
Résistances																									
Rc 7j (MPa)	10,4	10,2	8,7	15,6	15	9,7	10,2	12,5	12,1	13	9,55	11,42	11,65	12,5	13,2	8,5	8,9	9,75	11,7	7,9	9,25	10,31	12,36	16,51	13,7
Rc 14j (MPa)	13,8	13,6	10,6	17	17,8	11,9	13,41	14,3	14,1	15,78	9,8	12,3	12,7	13,4	15,1	12,4	12,6	13,8	15,95	11,7	11,3	12,6	15,82	18,63	16,42
Rc 28j (MPa)	23,4	22	16,8	26	27,28	15,21	18,77	19,14	19,4	21,6	15,1	18,2	18,6	19,7	20,9	17,25	17,6	18,75	20,8	16,82	18,4	19	21,71	25,41	22,4
% de fines	5	5	4	6	10	4	5	5	5	7	4	5	5	6	9	5	5	4	8	30	5	5	6	9	11

**Tableau 3.13 :** Résistances en compression (Rc) en fonction du temps application au béton de sable pour chaussées (mûrissement à l'air > 26° C)

Ajouts	Basalte 0/3 de Diack					Calcaire 0/3 de Bandia					Calcaire 0/3 de Bargny					Grès 0/3 de Toglou					Silexite 0/3 de Taïba				
	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,3	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
Résistances																									
Rc 7j (MPa)	9,7	9,4	8	13,6	14,5	8,9	9,8	10,4	10,6	12	8,7	9,7	10,4	11,8	12,8	6,95	8	7,48	9,8	6,55	9,1	9,6	10,4	13,7	12,5
Rc 14j (MPa)	15,6	14,2	11,4	17,5	18,2	13,9	15,7	16,5	16,7	18,8	11	14,1	14,5	15,3	17,8	16,3	16	15,4	18,4	14,3	14	14,61	17,8	21,8	19,7
Rc 28j (MPa)	27,2	25,31	21,91	29	30,2	17,5	21,8	22,13	22,4	24,9	17	21,2	21,4	22,5	24,71	21	21	21,35	23,5	19,2	21	21,32	24,5	28,4	27,1
% de fines	5	5	4	6	10	4	5	5	5	7	4	5	5	6	9	5	5	4	8	30	5	5	6	9	11

**Tableau 3.14 :** Résistances en compression (Rc) en fonction du temps application au béton de sable pour chaussées (mûrissement à l'air)

Ajouts	Basalte 0/3 de Diack					Calcaire 0/3 de Bandia					Calcaire 0/3 de Bargny					Grès 0/3 de Toglou					Silexite 0/3 de Taïba				
	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
Résistances																									
Rc 7j (MPa)	0,85	0,95	1	1,5	0,99	0,95	0,8	0,95	1	0,85	0,75	0,9	0,9	1	0,55		0,7	1,2	0,8	0,5	0,7	0,75	1	0,95	0,8
Rc 14j (MPa)	1,3	1,55	1,8	2,75	1,3	1,2	1	1,2	1,75	1,25	1,35	1,65	1,6	1,7	1		0,85	1,8	1,3	0,95	1	1,5	2	1,75	0,95
Rc 28j (MPa)	2,2	2,7	3,15	4,1	2	1,75	1,6	1,8	2	1,75	1,6	1,75	1,9	2	1,45	1,55	1,6	2,1	1,95	1,65	1,75	2,3	2,7	2,45	1,5
% de fines	5	5	6	7	15	5	4	6	7	15	4	5	7	8	17	3	4	9	12	36	3	4	9	12	43

**Tableau 3.15 : Résistance en compression (Rc) en fonction du temps application au béton de sable pour perpaings (mûrissement à l'air > 26° C)**

Ajouts	Basalte 0/3 de Diack					Calcaire 0/3 de Bandia					Calcaire 0/3 de Bargny					Grès 0/3 de Toglou					Silexite 0/3 de Taïba				
	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
Rc 7j (MPa)	0,75	0,9	0,95	1,25	0,75	0,65	0,6	0,75	0,8	0,6	0,5	0,8	0,85	1	0,5	0,6	0,5	1	0,7	0,45	0,65	0,95	1,3	1,1	0,55
Rc 14j (MPa)	2	2,3	3,1	4,9	2,3	1,75	1,5	2,3	2,9	1,5	1,5	1,95	2	2,5	1,3	1,1	1,2	2,25	1,35	1	2	2,6	2,75	2,65	1,9
Rc 28j (MPa)	3,25	3,41	4	7	4,25	2,5	2	2,9	3,3	2,5	2,55	2,7	3	3,2	2,25	2	2,3	3,2	2,25	1,95	2,95	3,75	3,9	3,8	2,25
% de fines	5	5	6	7	15	5	4	6	7	15	4	5	7	8	17	3	4	9	12	36	3	4	9	12	43

**Tableau 3.16 : Résistance en compression (Rc) en fonction du temps application au béton de sable pour perpaings (mûrissement à l'eau)**

mûrissement. Elle est de 13° C. Cette température doit être constante pendant le mûrissement du béton. Une illustration de l'évolution du mûrissement en fonction du temps et des conditions ( l'air ambiant ou à l'eau) est donnée par les figures 3.5 et 3.6 ci-après :

### **3.4.3 Caractéristiques physiques et densité du béton**

Les paramètres physiques qui ont été retenus dans cette analyse sont :

- le pourcentage d'air occlus ;
- la compacité.

Dans une autre étude l'ouvrabilité ou consistance ne saurait être occultée, nous n'en faisons pas état ici du fait de la constance du rapport EAU/CIMENT (E/C = 0,65) pour tous les matériaux et pour tous les échantillons.

La densité réelle est mesurée avant écrasement des éprouvettes. Le pourcentage d'air occlus est calculé par la relation suivante :

$$\% \text{ air occlus} = \frac{V_0 - V}{V} \cdot 100$$

$V_0$  = volume d'une éprouvette de diamètre 11 mm

$V$  = volume des matières solides

De même que le pourcentage d'air occlus la compacité



(compacité obtenue à l'état naturel sans apport d'énergie)  
est elle aussi calculée par la relation suivante :

$$\text{compacité} = \frac{\gamma}{\gamma_{\text{dref}}}$$

$\gamma$  = (voir tableau 3.4)

$\gamma_{\text{dref}}$  = densité de référence = densité avant écrasement de l'éprouvette

Les résultats sont reportés dans les tableaux ci-après :

Matériaux	Basalte	Silexite	Calcaire Bandia	Calcaire Bargny	Grès
Densité réelle	2,25	2,20	2,15	2,14	2,18
% air occlus	6,60	4,1	5,0	4,90	3,79
Compacité	0,76	0,755	0,754	0,761	0,750

**Tableau 3.18 : Caractéristiques physiques des bétons de sable pour chaussées**

Matériaux	Basalte	Silexite	Calcaire Bandia	Calcaire Bargny	Grès
Densité réelle	2,05	1,98	1,88	1,86	1,90
% air occlus	7,70	3,40	3,0	3,18	4,5
Compacité	0,88	0,881	0,884	0,878	0,855

**Tableau 3.19 : Caractéristiques physiques des bétons de sable pour parpaings**

Cependant une réflexion plus poussée peut être faite entre  
la

Fig 3.1 Courbe de variation de la résistance en traction en fonction du pourcentage de fines (chaussées)

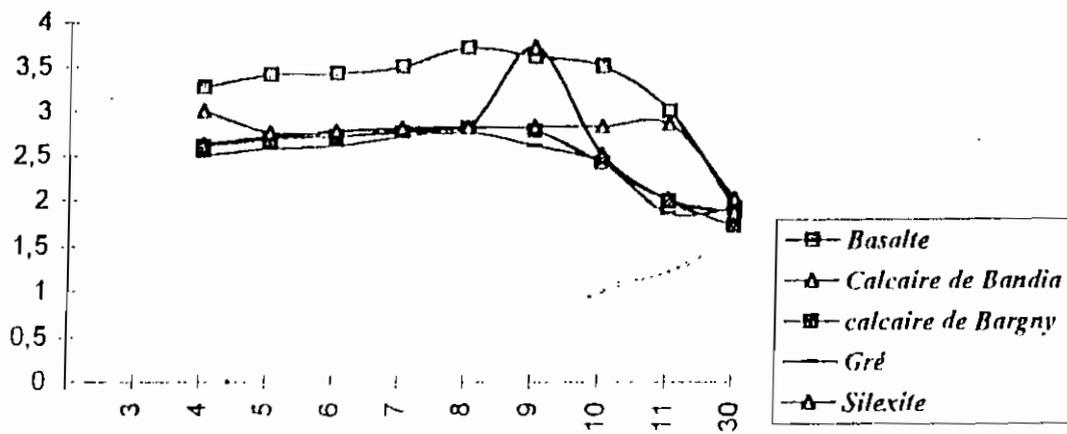
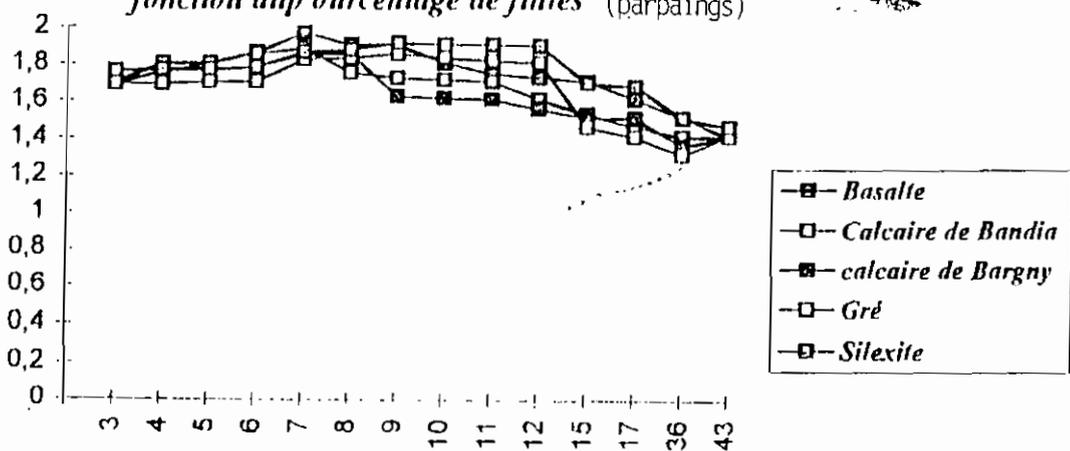


Figure 3.2 variation de la résistance en traction par fendage en fonction du pourcentage de fines (parpaings)



densité du béton avant écrasement de l'échantillon et sa résistance. Et nous constatons à l'aide des figures 3.7 et 3.8 qu'il existe une densité qui procure une résistance maximale. Et qu'au delà de cette valeur une augmentation de la densité fait chuter la résistance.

## **3.5 RÈGLES DE CONCEPTION DE DIMENSIONNEMENT ET DE RÉALISATION**

### **3.5.1 Conception et dimensionnement de chaussées**

Dans le cadre de ce travail nous nous sommes inspirés de la méthode française de conception et de dimensionnement de chaussées largement utilisée dans nos pays tropicaux.

#### **3.5.1.1 Conception**

De manière générale une conception élaborée respectant les règles fondamentales de conception liées à l'infrastructure, l'assainissement et aux matériaux constituant la chaussée, facilite sa réalisation et son utilisation.

Des simplifications substantielles peuvent être apportées au niveau de la conception de la structure. Ceci en fonction des caractéristiques mécaniques du béton (grande rigidité, fortes résistances vis-à-vis des sollicitations). Et elles auront comme conséquence une réduction notable de l'investissement.

**1- L'infrastructure :**

Les qualités essentielles d'un revêtement en béton sont leur tenue à la fatigue qui garantit leur durabilité, et leur grande rigidité qui permet d'assurer une bonne répartition des charges sur le support. Celui-ci n'est de ce fait que peu sollicité. Dans ce cas donc - des structures rigides - on se passe de fondations complexes et l'économie ainsi engendrée les rend très compétitive notamment pour les routes à faibles trafics, où la dalle est, en règle générale, coulée directement sur le sol sans couche de fondation.

**2- L'assainissement :**

La collecte et l'évacuation des eaux pluviales permet de protéger les ouvrages de génie civil contre les dégâts qu'elles peuvent provoquer.

L'ensemble des travaux correspondant à ce volet porte le nom d'assainissement.

L'assainissement des routes vise à évacuer toutes les eaux (souterraines et superficielles) qui sont susceptibles d'affaiblir et d'endommager le corps de chaussée ou de favoriser l'insécurité du trafic. C'est pourquoi, il s'appuie sur un ensemble de dispositifs fonctionnant selon des principes spécifiques aux différentes catégories d'eaux. Ce sont entre autres les dispositifs d'assèchement de la surface de roulement, les dispositifs de drainage, les canalisations etc...

**3- Les joints :**

La fissuration d'un béton est un phénomène inévitable, aussi est-il important de les localiser d'avance, de manière précise et déterminée : c'est le rôle des joints. En fait la chaussée en béton se présente comme une succession de dalles séparées par des joints. La conception correcte des joints est une condition essentielle de la pérennité de la chaussée. On distingue trois grandes familles de joints :

- **les joints transversaux** : elles sont perpendiculaires à l'axe de la route et sont classées en trois catégories :

\* **les joints de retrait** : leur rôle est de réduire les sollicitations dues au retrait et au gradient de température. Ils sont plus fréquents dans un revêtement en béton. Ils sont réalisés en créant dans le revêtement une saignée ou une entaille matérialisant un plan de faiblesse. Ces joints doivent avoir une profondeur comprise entre  $1/4$  et  $1/3$  de l'épaisseur du revêtement et une largeur comprise entre 3 et 5 mm.

L'espacement des joints est fonction des propriétés du béton, des caractéristiques de friction de l'infrastructure et de l'épaisseur du revêtement. Le tableau ci-dessous donne les espacements recommandés en fonction des épaisseurs de dalles.

Épaisseur de la dalle (cm)	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Espacement des joints (m)	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00

**Tableau 3.20 : Espacement des joints en fonction de l'épaisseur de la dalle, (CIM béton 1995)**

\* **les joints de construction** : ils sont réalisés après chaque arrêt de bétonnage supérieur à une demie-heure. La dalle est rataillée à 90° pour obtenir un bord franc, et solidarisée avec la coulée de béton suivante à l'aide de goujous d'un diamètre de 30 mm, placés dans le sens longitudinal et espacés de 0,75 m.

\* **les joints de dilatation** : ils servent à compenser les variations dimensionnelles des dalles dues essentiellement à la variation de température. Ils constituent une interruption totale de la dalle.

Quand les joints de retrait sont correctement espacés, comme il a été précisé plus haut, des joints de dilatation ne sont pas requis sauf dans des cas particuliers. Ils sont utilisés alors pour séparer complètement la dalle de certains équipements fixes comme les regards d'égouts, les socles de lampadaires, les bâtiments, les approches d'ouvrage d'art, les virages à faible rayon de courbure, ceci afin d'empêcher que le revêtement n'y exerce une poussée. Un soin particulier doit être accordé à leur réalisation.

**- Les joints longitudinaux**

Ces joints sont parallèles à l'axe de la route. Ils servent principalement à compenser les contraintes provoquées par le gradient thermique. Ils ne sont nécessaires que si la largeur de la chaussée est supérieur à 4,50 mètres.

**4- Disposition des joints :**

Les règles suivantes doivent être pris en compte pour une conception correcte d'un schéma de jointolement :

- les joints découpent un revêtement en dalles. Il est préférable de donner à ces dalles une forme carrée ou rectangulaire avec un rapport dimensionnel maximum de 1,5 à 1 ;

- l'espacement des joints transversaux et longitudinaux doit se situer entre 3 m et 5 m ;

- ces formes autres que carrés ou rectangulaires sont cependant permises pour les classes 1 et 2 de la norme correspondant à des bétons qualifiés de maigres, avec un dosage en ciment compris entre 150 et 220 kg/m<sup>3</sup>.

La classe 3 correspond à des bétons de sable dosés entre 300 et 370 kg/m<sup>3</sup>. La classe 6 de la norme paraît peu applicable aux bétons de sable pour des raisons économiques.

Ces classes sont définis dans le paragraphe suivant.

### 3.5.1.2 Dimensionnement

Le dimensionnement se fera en respectant les étapes suivantes :

- la détermination de la classe de trafic,
- l'évaluation de la portance de la plateforme,
- la définition de la classe de résistance du béton,
- et enfin le dimensionnement

#### 3.5.1.2.1 Choix de la classe de trafic

La classe de trafic est désignée à partir du trafic moyen journalier annuel (JMA) estimé à la mise en service et exprimé en poids lourd de charge utile supérieure ou égale à (03) trois tonnes. Le pourcentage de poids lourds est supposé de l'ordre de 30 % du trafic total qui correspond aux valeurs que nous donnons ci-après :

$$\begin{aligned}
 T_1 &< 5.10^5 \\
 5.10^5 &< T_2 < 1.5.10^6 \\
 1.5 \cdot 10^6 &< T_3 < 4.10^6 \\
 4.10^6 &< T_4 < 10^7 \\
 10^7 &< T_5 < 2.10^7
 \end{aligned}$$

(Source : Guide Pratique de Dimensionnement des Chaussées dans les Pays Tropicaux - C.E.B.T.P) (1984)

#### 3.5.1.2.2 Evaluation de la portance de la plateforme

Cinq classes de portance ont été retenues correspondant à cinq classes de sols constamment rencontrées dans nos pays.

Elles sont données dans le tableau suivant :

Classe de portance	Remarques sur le sol (essieu de 13 tonnes)	Indice de portance C.B.R	Module de déformation de la plaque $EV_2$ (MPa)
P <sub>0</sub>	Circulation impossible, sol inapte très déformable	$CBR \leq 3$	$EV_2 \leq 15$
P <sub>1</sub>	Ornières derrière l'essieu de 13 t déformable	$3 < CBR \leq 6$	$15 < EV_2 \leq 30$
P <sub>2</sub>	Pas d'ornières derrière l'essieu de 13 t, peu déformable	$6 < CBR \leq 10$	$30 < EV_2 \leq 50$
P <sub>3</sub>	Pas d'ornières derrière l'essieu de 13 t, peu déformable	$10 < CBR \leq 20$	$50 < EV_2 \leq 120$
P <sub>4</sub>	Pas d'ornières derrière l'essieu de 13 t, très peu déformable	$20 < CBR \leq 50$	$120 < EV_2 \leq 250$

**Tableau 3.22 : Différentes classes de portance de la plateforme (CIM béton, 1995)**

**3.5.1.2.3 : Définition de la classe de résistance du béton**

Les sollicitations auxquelles seront soumises les bétons routiers (sollicitations répétées du trafic, effets climatiques) nous obligent à définir des classes de résistance en fonction du trafic.

Le tableau suivant donne les résistances caractéristiques par différents trafics.

Classes de résistances NFP 98170	Résistances en traction (fendage) NFP18408	Résistance en compression NFP 18406	Flexion	Trafic
6	-	3.3	5.5	T3
5	-	2.7	4.5	T4, T5
4	-	2.4	4	T5
3	25	2	3.33	T6
2	20	1.7	2.83	-
1	15	1.2	2	-

**Tableau 3.23 : Classes de résistances pour différents niveaux de trafic (Source : Béton de sable  
Caractéristiques et pratiques d'utilisation, CIM béton - 1995)**

**3.5.1.2 .4 Dimensionnement proprement dit**

Le dimensionnement des chaussées se fera à partir des résistances en traction par fendage. Suite à des essais réalisés au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Bordeaux (LRPC) (1994), l'utilisation du béton de sable pour les forts trafics n'est recommandée qu'en couche de base par contre pour les faibles trafics, ils peuvent être utilisés en couche de roulement.

Pour faire le dimensionnement nous supposerons un niveau de portance suffisant pour l'assise (du fait de l'absence de site déterminée pour une application de notre étude )

et niveau de trafic donné.

Pour les deux types de trafics (forts ou faibles) nous ferons les suppositions suivantes :

- Forts trafics exemple  $T_4$

- . période de service : 20 ans
- . taux de croissance du trafic : 7 % par an ;
- . résistance du béton à la traction par fendage à 28 jours

$$R_{tf} = 3,3 \text{ Mpa} ;$$

- Faibles trafics exemple  $T_2$

- . périodes de service : 20 ans
- . taux de croissance du trafic : 4 % par an ;
- . résistance du béton à la traction par fendage à 28 jours

:

$$R_{tf} = 2,7 \text{ Mpa},$$

Fort de ces hypothèses nous allons procéder de la manière suivante :

- Choisir un niveau de trafic ;
- pour chaque matériau, supposer les épaisseurs des différentes couches de la chaussée ;
- à l'aide du logiciel ALIZE 3 déterminer les contraintes et les déplacements auxquels elles sont soumises ;

- De ces contraintes et déplacements, vérifier la durée de vie de la chaussée par rapport aux différentes formes de ruptures par fatigue à savoir :
  - la fissuration de l'enrobé,
  - la fatigue en flexion des couches traitées aux liants hydrauliques,
  - le poinçonnement du sol d'assise,
  - l'apparition d'ornièrre en surface (sur le revêtement),

Si la durée de vie trouvée reste dans la plage de celle qui a été supposée au départ, on maintient les épaisseurs des différentes couches ; sinon refaire autant d'itérations que nécessaires pour avoir une durée de vie adéquate.

**\* Exemple de dimensionnement : cas d'un faible trafic T<sub>2</sub>**

Les paramètres d'entrées sont données dans le tableau ci-après :

Ajouts	Basalte	Silexite	Cal.Bandia	Cal.Bargny	Gré
Module d'élasticité E (bars)	20 000	18 000	17 000	16 000	15 500
Coefficient de Poisson $\nu$	0.21	0.2	0.18	0.17	0.16

Les valeurs de module d'élasticité et de coefficient de poisson ont été obtenues à partir d'un certain nombre d'essai relativement faibles (3 pour les uns et 4 pour les autres) ainsi avons nous eu recours à la littérature pour nous caller aux valeurs conseillées.

Ces valeurs consignées dans le tableau ci-dessus sont celles de la couche de roulement en béton de sable. Pour ce qui est du revêtement en bitume gravillons 0/3 et de la couche de fondation les valeurs suivantes ont été retenues :

bitume gravillonné 0/3 :  $E = 30000$   $V = 0.35$  épaisseur

3 cm

fondation :  $E = 15000$   $V = 0.16$

Après plusieurs essais les valeurs suivantes ont été retenues :

Ajouts	Basalte	Silexite	Cal.Bandia	Cal.Bargny	Gré
Rtf28 (Mpa)	2,78	2.70	2.61	2.59	2.46
épaisseurs (cm)	17	21	23	23	25
espacements	5.25	5.25	5.75	5.75	6.25

**Tableau 3.24 : Épaisseur de la couche de roulement (pour un trafic T<sub>2</sub>) en fonction de la résistance en traction par fondage.**

Les valeurs de contraintes et des déplacements pour chaque ajout sont mentionnées dans les tableaux T<sub>2</sub>, en annexe.

\* Vérification des différentes formes de fatigue.

Pour notre exemple, du fait de la méconnaissance du site, le poinçonnement de l'assise ne se fera par.

- vérification de la fissuration du revêtement

Les valeurs du nombre de cycles de chargement est donnée par la relations suivante :

$$N_e = \left( \frac{1,6 \times 10^{-3}}{\epsilon_N} \right)^{\frac{1}{0,21}}$$

$\epsilon_N$  = déformation tangentielles à la base du revêtement.

Pour nos différents matériaux, la valeur de  $N_e$  en fonction  $\epsilon_N$  est égale à :

Basalte	$\epsilon_N = 8,792 \text{ E-5}$	$N_e = 10^6$	cycles de chargement
silexite	$\epsilon_N = 8,989 \text{ E-5}$	$N_e = 9.10^5$	cycles de chargement
calcaire	$\epsilon_N = 9,788 \text{ E-5}$	$N_e = 6 \cdot 10^5$	cycles de chargement
gré	$\epsilon_N = 9,968 \text{ E-5}$	$N_e = 6 \cdot 10^5$	cycles de chargement

- Vérification de la fatigue en flexion de la couche de roulement

Elle se fait par la relation ci-après :

$$N_f = 10^{20 \left( 1 - \frac{\sigma_r}{\sigma_0} \right)}$$

avec

$N_f$  = le nombre de cycles de chargement

$\sigma_r$  = contrainte tangentielle au niveau supérieure de la couche de roulement

$\sigma_0$  = contrainte de rupture en traction par flexion de la couche traitée au liant hydraulique

Pour nos différents matériaux les valeurs  $N_f$  en fonction de  $\sigma_r$  et  $\sigma_0$  sont :

Basalte	$\sigma_r = 16,6$ bars	$\sigma_0 = 2,96$ bars	$N_f = 2,715 \cdot 10^{16}$ cycles
Silexite	$\sigma_r = 16,2$ bars	$\sigma_0 = 2,53$ bars	$N_f = 7,525 \cdot 10^{16}$ cycles
Calcaire	$\sigma_r = 15,70$ bars	$\sigma_0 = 2,23$ bars	$N_f = 1,443 \cdot 10^{17}$ cycles
Gré	$\sigma_r = 16,6$ bars	$\sigma_0 = 2,96$ bars	$N_f = 2,715 \cdot 10^{16}$ cycles

Le nombre de cycle de chargement à considérer pour la durée de vie de la chaussée sera égale à  $\min(N_e, N_f) = N$  pour chaque matériau.

Donc pour chaque matériau  $N = N_e$ .

Ces valeurs comparées au niveau du trafic initial à savoir  $T_2$  ( $5 \cdot 10^5 < T_2 < 1.5 \cdot 10^6$ ). On voit alors que les épaisseurs du tableau 3.24 conviennent bien.

Les valeurs de  $\sigma_r$  ont été trouvées en fonction des valeurs de  $R_{tf}$  suivant la relation expérimentale

$$\sigma_r = 0,6 R_{tf}$$

**CHAPITRE IV :**

**ÉTUDE ÉCONOMIQUE**

## CHAPITRE 4 : ÉTUDE ÉCONOMIQUE

L'objectif de ce chapitre est de faire une évaluation économique de l'étude technique précédente et de faire une comparaison entre chaussées en bétons de sables et chaussées en enrobés denses.

### 4.1 HYPOTHÈSE DE CALCUL DES COÛTS

1- On considère une couche de fondation identique pour les deux types de chaussées (cas forts trafics).

2- Les coûts calculés ne prennent pas en compte les frais éventuels d'entretien, pour lesquels nous n'avons pas une idée précise pour les routes en béton de sable.

3- la largeur des chaussées est prise égale à 7m pour les chaussées supportant de forts trafics (exemple T<sub>6</sub>, T<sub>5</sub>) et 6m pour les faibles trafics (T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>).

4- Pour les chaussées en béton de sable nous retenons un enduit gravillonné 0/3 de 3cm comme mentionné dans le chapitre précédent.

5- la distance maximale de transport des sables de dune et de sables fillerisés est supposée égale à 35 km en moyenne.

6- Pour les paramètres qualitatives tels que le confort, la sécurité etc, nous les considérons identiques. Elles peuvent cependant être estimés par une étude plus approfondie pour chaque variante.

7- Pour les faibles trafics, la dalle en béton de sable est directement coulée sur la plateforme support compactée.

## **4.2 CAS DES FAIBLES TRAFICS T5**

La chaussée en béton de sable comportera en dehors de la couche de fondation une dalle en béton de sable et une couche de 3 cm de bitume gravillonné 0/3 dosé à 20 l/m<sup>2</sup> de chaussée.

Matériaux	Basalte	Silexite	Calcaire de Bandia	Calcaire de Bargny	Gré
Épaisseurs Bds (cm)	19	21	23	23	25
Bitume gravillonné 0/3 (cm)	3	3	3	3	3

**Tableau 4.1 : Épaisseur de la couche de roulement**

### **4.2.1 Composition des différents bétons et quantité des composantes pour 1 km de chaussée**

Ces compositions sont celles trouvées dans le chapitre III (paragrphe 3.3.2) nous les rappelons dans le tableau ci-après obtenus à partir des tableaux 3.9 et 3.7

Ajouts	Basalte	Silexite	Calcaire de Bandia	Calcaire de Bargny	Gré
Eau (e/m <sup>3</sup> )	227,5	230	235	235	245
Ciment kg/m <sup>3</sup>	350	350	350	350	350
Sable de dune (kg/m <sup>3</sup> )	424,5	392	543	438	494
Sable fillérisé (kg/m <sup>3</sup> )	277,56	311	152	263	377

**Tableau 4.2 : Dosage des différents constituants**

Suivant les dosages du tableau ci-dessous et des épaisseurs respectives, nous donnons dans le tableau qui suit les quantités de matériaux requises.

Ajouts	Basalte 0/3	Silexite 0/3	Calcaire Bandia 0/3	Calcaire Bargny 0/3	Gré 0/3
Volume de Bds (m <sup>3</sup> )	1140	1260	1380	1380	1500
Eau (m <sup>3</sup> )	259	290	324	324	368
Ciment (tonne)	399	441	483	483	525
Filler (tonne)	317	392	210	363	566
Sable (tonne)	484	494	738	605	741

**Tableau 4.3 : Quantités de matériaux pour 1 km de chaussée en béton de sable**

**4.2.2 Etude des coûts**

**4.2.3 Cas des chaussées en béton de sable**

Rappelons d'abord les prix unitaires pour les différents constituants :

- Ciment 48.500 F CFA/tonne (variable)
- Eau 742 F CFA/m<sup>3</sup>
- Bitume gravillonné 0/3 18.000 F CFA/m<sup>3</sup>
- Basalte 0/3 3.000 F CFA/m<sup>3</sup>
- Calcaire 0/3 1.000 F CFA/m<sup>3</sup>
- Silexite 0/3 résidu
- Gré 0/3 résidu

Les tableaux qui suivent donnent les coûts d'investissement à court terme (fréquente variation de prix des différents constituants) en fonction de l'ajout utilisé.

Composants	Quantités	Prix Unitaire	Coûts HTVA	Remarques
Eau	259	742	192 178	
Ciment	399	48 500	19 351 500	
Sable dune	484	662	320 408	transporté
Transport	484	48	23 053	sur 35 km
Filler	317	1 818	576 306	transporté
Transport	317	48	15 099	sur 35 km
Bitume gravillonné	120	18 000	2 160 000	
Coût hors main d'oeuvre			22 638 544	
Main d'oeuvre	10 %		2 263 854	
<b>Total</b>			<b>24 902 398</b>	

**Tableau 4.4 : Coût du km de chaussée en béton de sable à ajout de basalte**

Composants	Quantités	Prix Unitaire	Coûts HTVA	Remarques
Eau	290	742	215 180	
Ciment	441	48 500	21 388 500	
Sable dune	494	662	327 028	transporté
Transport	494	48	23 529	sur 35 km
Filler				transporté
Transport	392	48	18 671	sur 35 km
Bitume gravillonné 0/3	120	18 000	2 160 000	
Coût hors main d'oeuvre			24 132 908	
main d'oeuvre			2 413 291	
<b>Total</b>			<b>26 546 199</b>	

**Tableau 4.5 : Coût du km de chaussée en béton de sable à ajout de silice**

Composants	Quantités	Prix Unitaire	Coûts HTVA	Remarques
Eau	324	742	240 408	
Ciment	483	48 500	23 425 500	
Sable dune	738	662	488 556	transporté
Transport	738	48	35 151	sur 35 km
Filler	210	667	140 070	transporté
Transport	210	48	10 002	sur 35 km
Bitume gravillonné 0/3	120	18 000	2 160 000	
Coût hors main d'oeuvre			26 499 687	
Main d'oeuvre	10 %		2 649 969	
<b>Total</b>			<b>29 149 656</b>	

**Tableau 4.6 : Coût du km de chaussée en béton de sable à ajout de calcaire de Bendia**

Composants	Quantités	Prix Unitaire	Coûts HTVA	Remarques
Eau	324	742	240 408	
Ciment	483	48 500	23 425 500	
Sable dune	605	662	400 510	transporté
Transport	605	48	28 816	sur 35 km
Filler	363	667	242 121	transporté
Transport	363	48	17 290	sur 35 km
Bitume gravillonné 0/3	120	18 000	2 160 000	
Coût hors main d'oeuvre			26 514 645	
Main d'oeuvre	10 %		2 651 464	
<b>Total</b>			<b>29 166 109</b>	

**Tableau 4.7 : Coût du km de chaussée en béton de sable à ajout de selaire de Bergny**

Composants	Quantités	Prix Unitaire	Coûts HTVA	Remarques
Eau	368	742	273 056	
Ciment	525	48 500	25 462 500	
Sable dune	741	662	490 542	transporté
Transport	741	48	35 294	sur 35 km
Filler				transporté
Transport	566	48	26 959	sur 35 km
Bitume gravillonné 0/3	120	18 000	2 160 000	
Coût hors main d'oeuvre			28 448 350	
main d'oeuvre			2 844 835	
<b>Total</b>			<b>31 293 185</b>	

**Tableau 4.8 : Coût du km de chaussée en béton de sable à ajout de gré**

#### 4.2.4 Cas des chaussées en enrobés denses

Nous faisons une évaluation de coût à partir de données obtenues du Bureau de Gestion des Données Routières (1995).

##### \* Couche de base en latérite amélioré au ciment

- épaisseur de la couche de latérite 20 cm
- volume de latérite =  $0,2 \times 7 \times 1000 = 1400 \text{ m}^3$
- prix unitaire = 12 000 F/m<sup>3</sup>
- transport sur 20 km =  $1400 \times 20 \times 47,63 \times 1,5 = 2\ 016\ 000$  F
- coût au km =  $1400 \times 1200 + 2\ 016\ 000 = 2\ 696\ 000$  F

##### \* Couche de roulement en enrobés denses

- épaisseur de la couche = 3 cm
- volume d'enrobés =  $0,03 \times 7 \times 1000 = 210 \text{ m}^3$
- Masse d'enrobés =  $2,4 \times 210 = 504 \text{ t}$
- Coût au km des enrobés =  $89\ 286 \times 672 = 45\ 000\ 144$  F  
(ce coût tient compte de la main d'oeuvre)

##### \* Coût global de la structure

- Couche de base en latérite amélioré = 2 696 000 F
  - Couche de roulement en enrobés denses = 45 000 144 F
- Total =  $2\ 696\ 000 + 45\ 000\ 144 = 47\ 696\ 144$  F

En faisant le rapport du coût de la chaussée en enrobés dense sur le coût de la chaussée en béton de sable on trouve une valeur moyenne de 1,9.

Cette valeur obtenue en faisant la moyenne des cinq rapports pour nos cinq ajouts reflète tout simplement la

compétitivité des bétons de sable pour certaines applications déterminées.

### **4.3 ÉTUDE DU COÛT DES PARPAINGS**

Comme le montre les tableaux 3.16 et 3.14 les résistances offertes par le béton de sable sont largement suffisantes pour une application en bâtiment. Les performances offertes par le béton ordinaire dépassent souvent les valeurs requises ce qui ne rime pas avec une optimisation des matériaux ou du coût de la construction.

Pour une comparaison économique, il faut dire que la différence entre parpaings en béton de sable et parpaings en béton ordinaire réside au niveau des caractéristiques physiques d'abord. Les premiers ont une meilleure compacité une plus grande maniabilité et surtout une plus faible rugosité. Leurs coûts sont sensiblement égales à ceux des parpaings habituels.

Pour le dimensionnement des parpaings nous nous conformerons aux moules habituellement utilisés dans la construction (moules de 20, 15, et 10 cm).

## CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Après cette étude on se rend compte que les raisons ne manquent plus pour une utilisation à plus grande échelle de ce matériau.

Partant des réserves inépuisables de sable réparties à travers le pays en passant par des ressources géologiques favorables et des coûts relativement faibles des produits fillerisés.

Les recherches expérimentaux révèlent une utilisation possible du béton de sable en couche de roulement pour les faibles trafics et en couche de fondation pour les forts trafics. Pour des raisons économiques évidentes l'utilisation du béton de sable en couche de roulement pour les forts trafics est déconseillée. Des constats faits, on peut aussi dire que les sables fillerisés de basalte sont de loin les meilleurs, suivi des silexites, des calcaires et enfin des grès.

Notons cependant que cette étude occulte l'utilisation d'adjuvant pouvant réduire la quantité d'eau, et, par conséquent améliorer la résistance et de réduire l'épaisseur des dalles trouvée dans l'étude expérimentale.

Il est recommandé, sinon même nécessaire d'utiliser en couche de roulement un enduit gravillonné 0/3 pour d'une part imperméabiliser la chaussée et d'autre part améliorer l'adhérence avec les pneumatiques.

Notons toute fois avec intérêt que ce matériau, pour sa

meilleure connaissance, la réalisation de plusieurs planches d'essais s'impose pour non seulement des études plus approfondies mais aussi plus élaborées.

L'évaluation économique de l'entretien des routes en béton de sable s'avère aussi difficile du fait de l'absence d'expériences dans le passé qui pourraient aujourd'hui révéler des formes de dégradations réelles qui pourraient être prises en compte pour une comparaison plus objective.

Quand aux parpaings, moins exigeants qu'une application en technologie routière, sont d'une application plus évidente. L'état de surface est nettement meilleure. L'ouvrabilité plus facile, la résistance mécanique suffisante et le coût plus bas.

Pour une autre étude, il serait intéressant de connaître le comportement des bétons de sable à la place du béton armé en technologie de bâtiment.

Les limites de cette étude expérimentale nous font penser donc à une suite qui aurait pour objectif de déterminer de manière empirique certains paramètres de matériau tels le module d'élasticité sous plusieurs directions de chargement ainsi le coefficient de poisson. - Il en est de même pour la dégradation en surface du béton de sable s'il est utilisé en couche de roulement -

Nous en rappelons tout simplement que l'objectif de ce travail n'était pas de remplacer le béton de sable par un autre matériau mais tout simplement de prouver la pertinence de son utilisation pour certains travaux en lieu et place du béton ordinaire, et ce avec satisfaction.

# RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BARON J et LESAGE (1976) : La composition du béton hydraulique du Laboratoire au chantier Rapport de recherche n°64 L.C.P.C - Paris (Décembre 1976)

C.E.B.T.P (1984) : Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux

CIM Béton (1995) : Conception et exécution du béton désactivé 86 pages

CIIC (1990) Document technique : Conception et dimensionnement 8 pages

Centre de Recherches Routières Bruxelles (1984) : Étude en laboratoire des possibilités de valorisation des scories d'aciéries et des laitiers de haut fourneau en construction routière

CEREEQ (1994) : Essais effectués sur le silexite de Taïba (rapport d'essai) 1994

CAQUOT A. (1937) : Le rôle des matériaux continus Mécanique des structures

DIOP Mbareck . : Rapport du laboratoire des ponts et chaussées de Bordeaux. Suite à la mission technique de Dakar 41 pages

EUSEBIO A. C.. (1995) : Projet de fin d'étude (PFE) d'ingénieur de conception École Polytechnique de Thiès 62 pages

FREY FRANÇOIS : Analyse des structures en milieux continus Mécanique des structures.

FREY François Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (Presses Polytechniques et universitaires romandes)

LCPC-SETRA (1987) : Catalogue des structures types de chaussées neuves Guide de dimensionnement des renforcements de chaussées

SABLOCRETE (1994) Béton de sable : Caractéristiques et pratiques d'utilisation

SIDIBE M. (1995) : Projet de fin d'étude (PFE) d'ingénieur de conception École Polytechnique de Thiès

ITINÉRAIRES DE GIRONDE (1994) : Document technique : le béton de sable 15 pages

## **ANNEXES**

**ANNEXE 1 :**

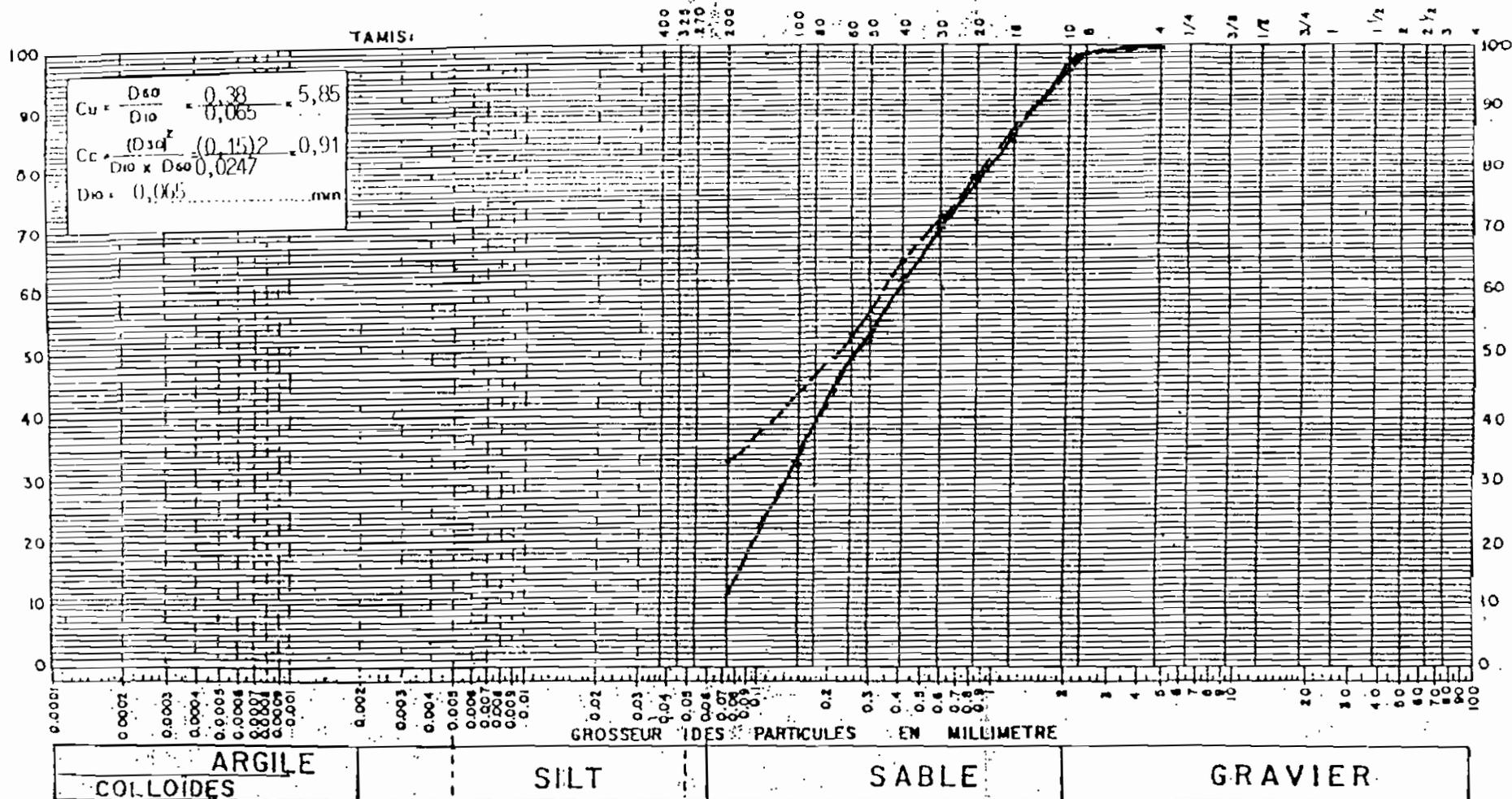
**RÉSULTATS DE L'ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE**



DATE 15/01/96

ECHANTILLON NO. C4

COURBE GRANULOMETRIQUE



Courbe C5

Description : Calcaire de Bandia composé de : pour une granulométrie à sec

Remarques : 2 % de gravier, 86 % de sable et 12 % de fines, ces valeurs sont de 2 %, 65 %, 33 % respectivement après lavage

----- courbe après lavage

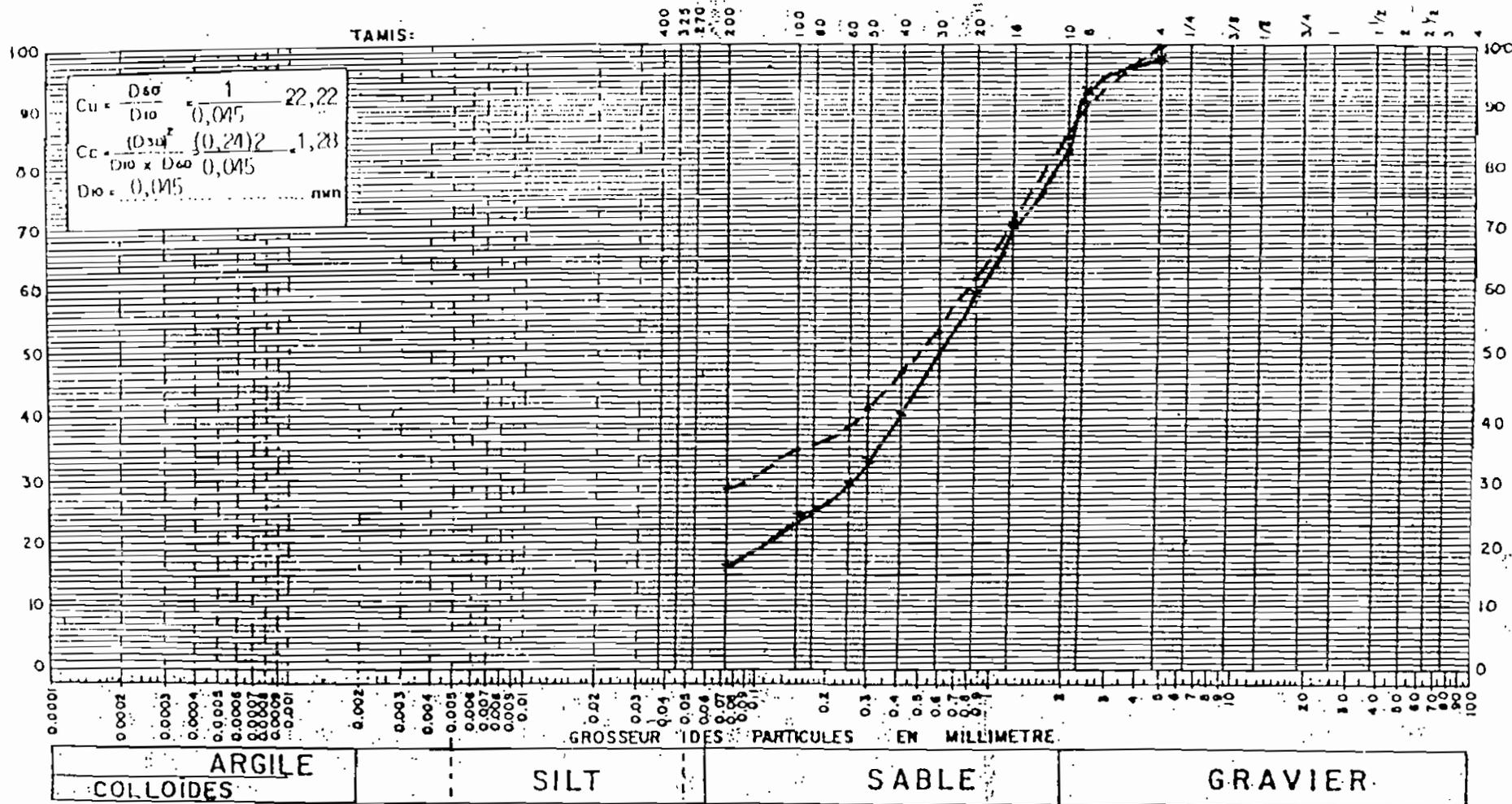
\_\_\_\_\_ " à sec



DATE 15/01/96

ECHANTILLON NO. C 3

COURBE GRANULOMETRIQUE



Courbe C4

Description : Calcaire de Bargny composé de : pour une granulométrie à sec

Remarques : 17 % de gravier, 77 % de sable et 16 % de fines, ces valeurs sont de 10 %, 60 %, et 30 % après lavage

----- courbe après lavage

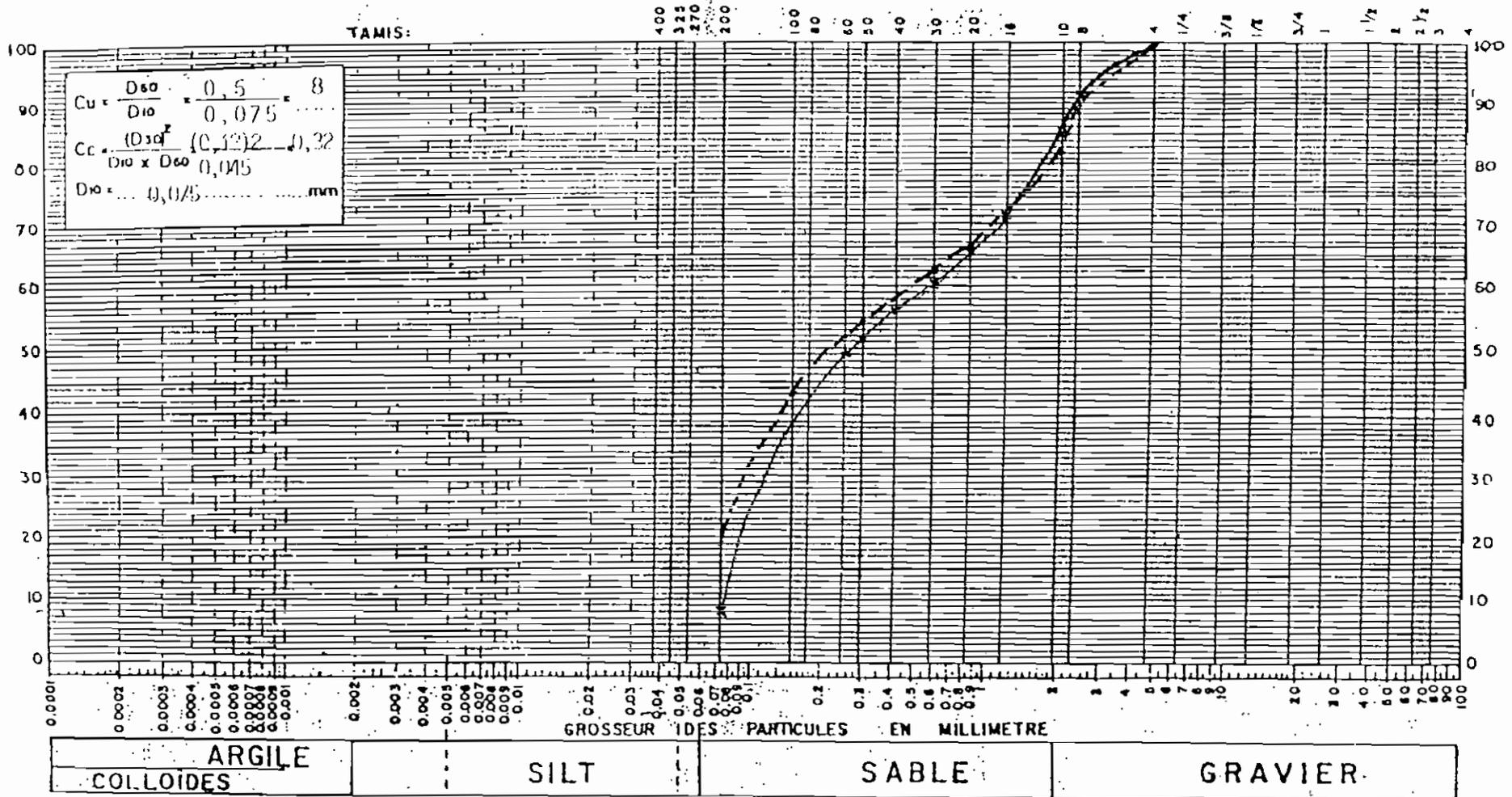
\_\_\_\_\_ " à sec



DATE 15/01/96

ECHANTILLON NO. C.1

COURBE GRANULOMETRIQUE



AFNOR → Courbe C3

Description : Grès de Toglou composé de : pour une granulométrie à sec

Remarques : 8 % de gravier, 83 % de sable et 9 % de fines, ces valeurs sont respectivement de 8 %, 73 %, et 19 % après lavage

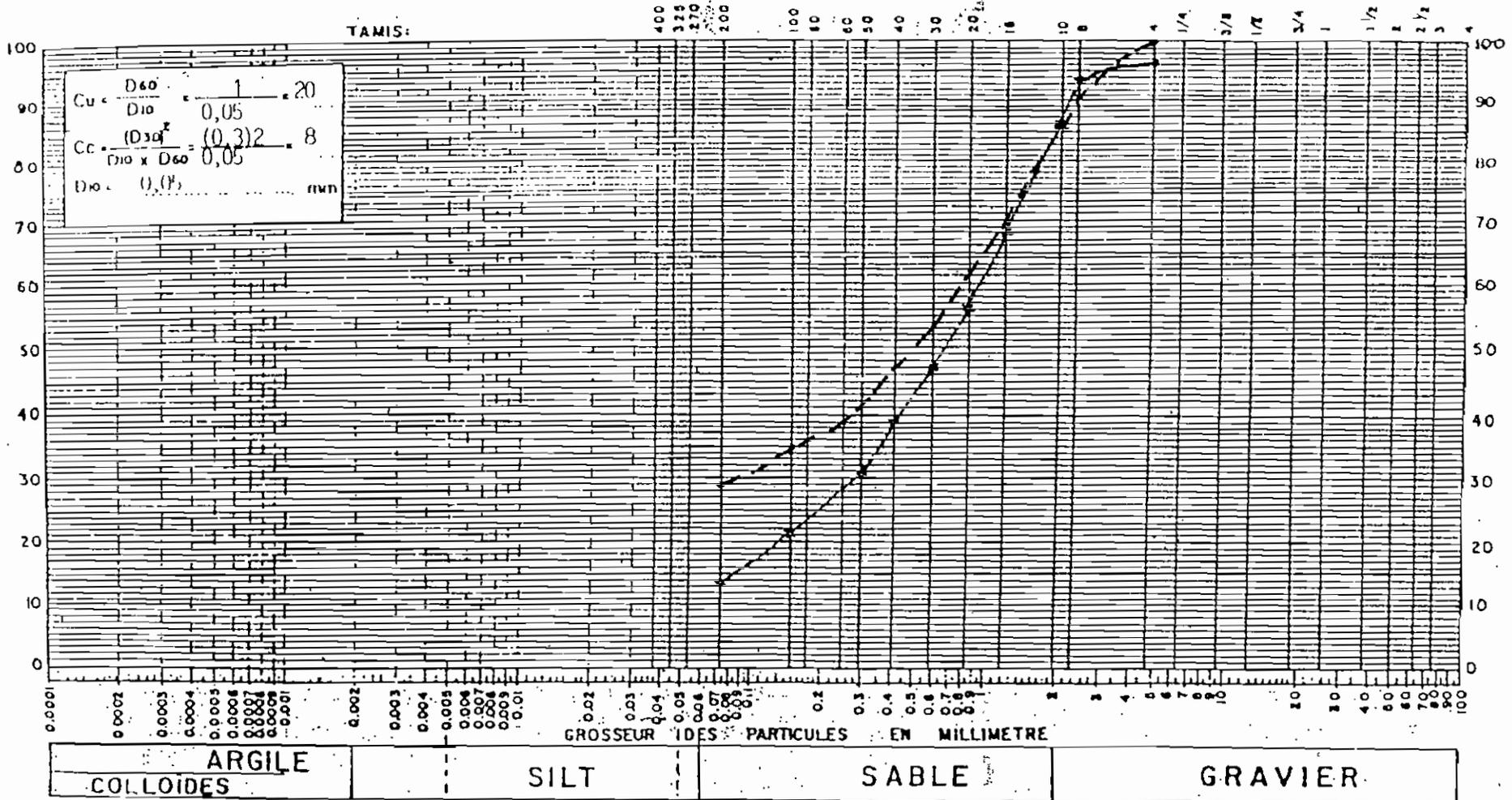
----- courbe après lavage  
\_\_\_\_\_ " à sec



DATE 15/01/96

ECHANTILLON NO. C2

COURBE GRANULOMETRIQUE



Courbe C2

Description : Basalte de Diack (Thiès) composé de : pour une granularité à sec

Remarques : 6 % de gravier, 80 % de sable et 14 % de fines, les valeurs sont respectivement de 10 %, 61 % et 29 % après lavage

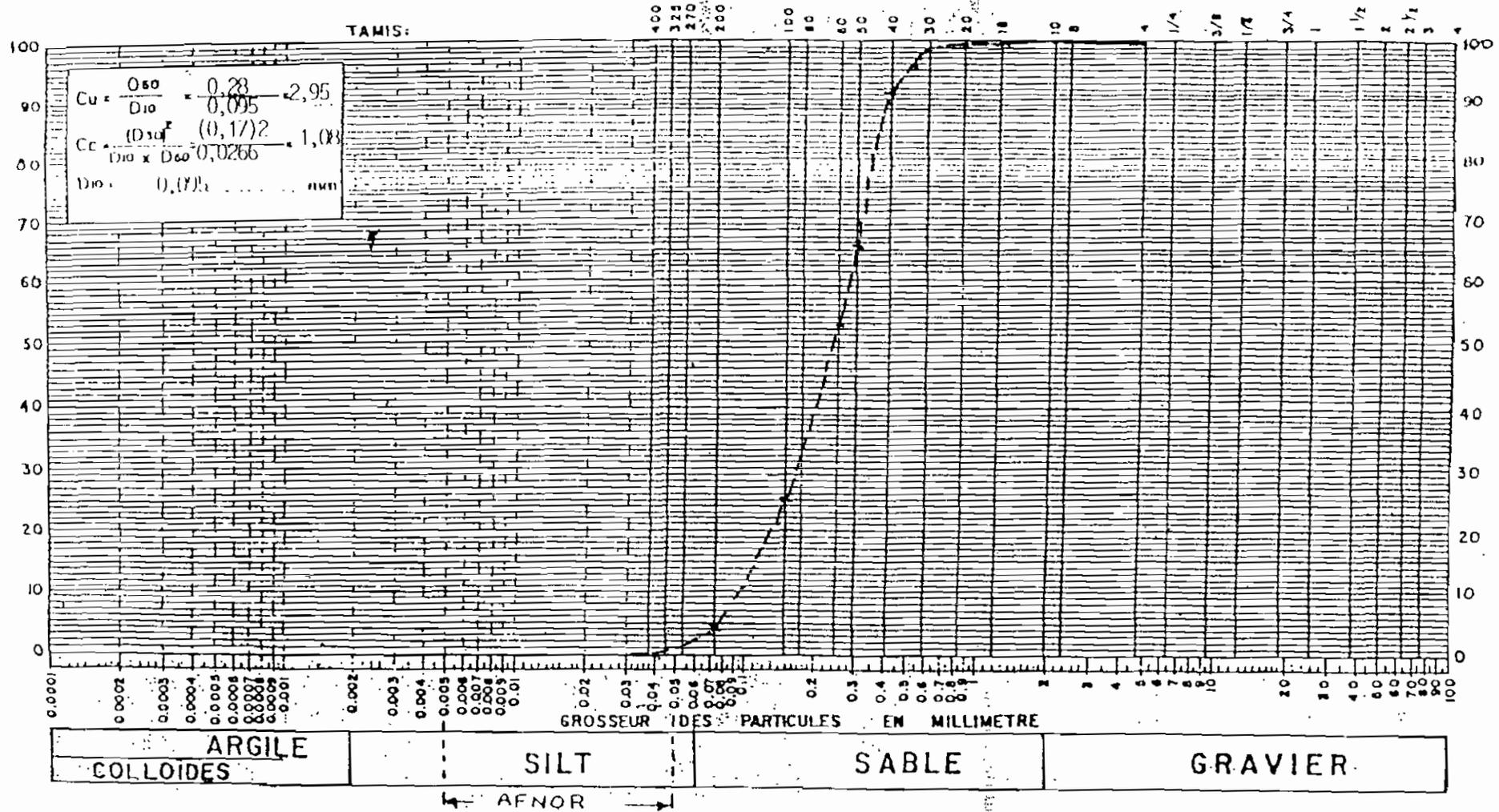
----- Courbe après lavage  
----- " " à sec



DATE \_\_\_\_\_

ECHANTILLON NO. C 6

COURBE GRANULOMETRIQUE



Courbe C1

Description : Sable de dure composé de :

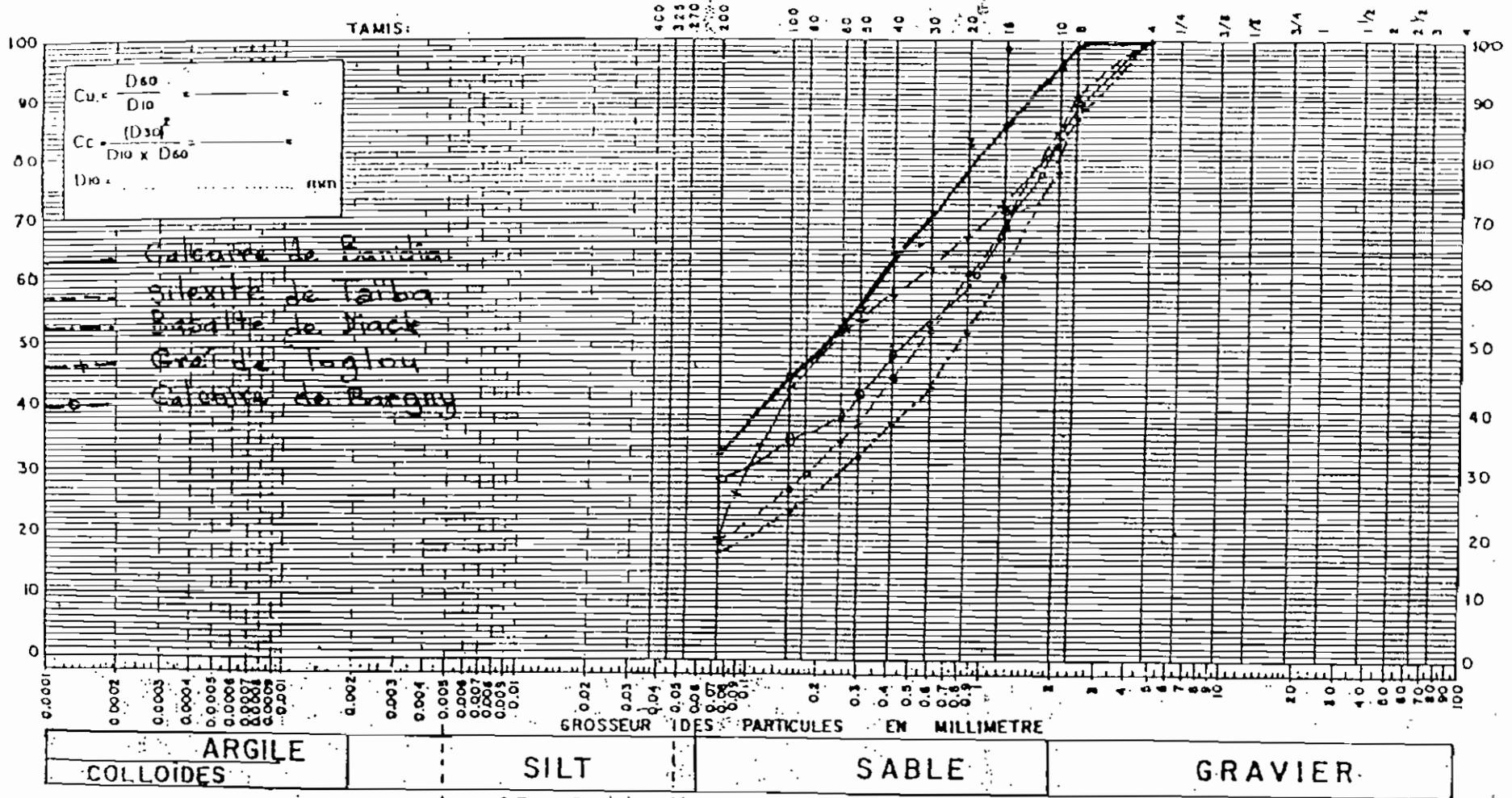
Remarques : 96 % de sable et 4 % de fines



DATE \_\_\_\_\_

ECHANTILLON NO. 08

COURBE GRANULOMETRIQUE (après lavage)



Courbe C7

Description : \_\_\_\_\_

Remarques : Pour les valeurs de Cc, Cu, M<sub>f</sub>, d/D... Voir tableau 4

## **ANNEXE 2 :**

**FORMULATION POUR LES DIFFÉRENTS FILLERS**

tableau a1											
Application: chaussee											
Formulation pour le Basalte avec f1= 4% et f2 =29%											
a	C'	C	C'*(1-a)/a	F1+F2	Sg1	Sg2	S1	S2	F1	F2	[(F1+F2)*100/(S1+S2)]
0.2	440	350	1760	30	1877.9	-117.95	1956.2	-129.61	78.24782	-11.6651	3%
0.2	440	350	1760	50	1823.4	-63.362	1899.3	-69.629	75.97344	-6.26662	4%
0.2	440	350	1760	60	1796.1	-36.07	1870.9	-39.637	74.83624	-3.56735	4%
0.2	440	350	1760	70	1768.8	-8.7773	1842.5	-9.6454	73.69905	-0.86808	4%
0.2	440	350	1760	80	1741.5	18.515	1814	20.346	72.56186	1.83118	4%
0.2	440	350	1760	90	1714.2	45.808	1785.6	50.338	71.42467	4.53045	4%
0.2	440	350	1760	100	1686.9	73.1	1757.2	80.33	70.28748	7.22971	4%
0.2	440	350	1760	110	1659.6	100.39	1728.8	110.32	69.15029	9.92898	4%
0.2	440	350	1760	120	1632.3	127.69	1700.3	140.31	68.0131	12.6282	5%
0.25	440	350	1320	40	1360.7	-40.699	1417.4	-44.724	56.69578	-4.02515	3%
0.25	440	350	1320	50	1333.4	-13.406	1389	-14.732	55.55859	-1.32588	4%
0.25	440	350	1320	60	1306.1	13.886	1360.5	15.26	54.4214	1.37339	4%
0.25	440	350	1320	70	1278.8	41.179	1332.1	45.252	53.28421	4.07265	4%
0.25	440	350	1320	80	1251.5	68.472	1303.7	75.244	52.14702	6.77192	5%
0.25	440	350	1320	90	1224.2	95.764	1275.2	105.24	51.00983	9.47118	5%
0.25	440	350	1320	100	1196.9	123.06	1246.8	135.23	49.87263	12.1704	5%
0.25	440	350	1320	110	1169.7	150.35	1218.4	165.22	48.73544	14.8697	5%
0.25	440	350	1320	120	1142.4	177.64	1190	195.21	47.59825	17.569	5%
0.3	440	350	1026.6667	40	1034.1	-7.3945	1077.1	-8.1258	43.08588	-0.73132	3%
0.3	440	350	1026.6667	50	1006.8	19.898	1048.7	21.868	41.94869	1.96794	4%
0.3	440	350	1026.6667	60	979.48	47.191	1020.3	51.858	40.8115	4.66721	4%
0.3	440	350	1026.6667	70	952.18	74.483	991.86	81.85	39.67431	7.36648	4%
0.3	440	350	1026.6667	80	924.89	101.78	963.43	111.84	38.53712	10.0657	5%
0.3	440	350	1026.6667	90	897.6	129.07	935	141.83	37.39993	12.765	5%
0.3	440	350	1026.6667	100	870.31	156.36	906.57	171.83	36.26274	15.4643	5%
0.3	440	350	1026.6667	110	843.01	183.65	878.14	201.82	35.12555	18.1635	5%
0.3	440	350	1026.6667	120	815.72	210.95	849.71	231.81	33.98836	20.8628	6%
0.35	440	350	817.14286	40	800.75	16.394	834.11	18.016	33.36452	1.62141	3%
0.35	440	350	817.14286	50	773.46	43.687	805.68	48.008	32.22733	4.32068	4%
0.35	440	350	817.14286	60	746.16	70.979	777.25	77.999	31.09014	7.01994	4%
0.35	440	350	817.14286	70	718.87	98.272	748.82	107.99	29.95295	9.71921	4%
0.35	440	350	817.14286	80	691.58	125.56	720.39	137.98	28.81576	12.4185	5%
0.35	440	350	817.14286	90	664.29	152.86	691.86	167.97	27.67857	15.1177	6%
0.35	440	350	817.14286	100	636.99	180.15	663.53	197.97	26.54138	17.817	6%
0.35	440	350	817.14286	110	609.7	207.44	635.1	227.96	25.40419	20.5163	6%
0.35	440	350	817.14286	120	582.41	234.73	606.67	257.95	24.267	23.2155	6%
0.4	440	350	660	40	625.76	34.236	651.84	37.622	26.07351	3.38596	4%
0.4	440	350	660	50	598.47	61.528	623.41	67.614	24.93632	6.08522	4%
0.4	440	350	660	60	571.18	88.821	594.98	97.605	23.79913	8.78449	4%
0.4	440	350	660	70	543.89	116.11	558.55	127.6	22.66194	11.4838	4%
0.4	440	350	660	80	516.59	143.41	538.12	157.59	21.52475	14.183	7%
0.4	440	350	660	90	489.3	170.7	509.69	187.58	20.38755	16.8823	7%
0.4	440	350	660	100	462.01	197.99	481.26	217.57	19.25036	19.5816	8%
0.4	440	350	660	110	434.72	225.28	452.83	247.56	18.11317	22.2808	9%
0.4	440	350	660	120	407.42	252.58	424.4	277.56	16.97588	24.9801	10%

a = teneur en fines

C' = quantité de ciment pour béton ordinaire en kg/m3

F1 = masse de fines pour le sable de dune en kg/m3

F2 = masse de fines pour le filler en kg/m3

Sg1 = masse de la partie grossière du sable de dune en kg/m3

Sg2 = masse de la partie grossière du filler en kg/m3

S1, S2 = masses totales de fines de la partie grossière pour le sable de dune et le filler

\* Les lignes ombrées sont celles qui ont été choisies pour les essais mécaniques

tableau a2											
Application: chaussée											
Formulation pour le calcaire de Bandia avec f1=4% et f2=33%											
a	C'	C	C'*(1-a)/a	F1+F2	Sg1	Sg2	S1	S2	F1	F2	$[(F1+F2)*100/(S1+S2)]$
0.2	440	350	1760	30	1856	-95.95	1933.3	-105.44	77.33126	-9.4895868	3%
0.2	440	350	1760	50	1811.5	-51.545	1887	-56.643	75.48105	-5.0978861	4%
0.2	440	350	1760	60	1789.3	-29.343	1863.9	-32.245	74.55595	-2.9020358	4%
0.2	440	350	1760	70	1767.1	-7.1403	1840.8	-7.8465	73.63085	-0.7061855	4%
0.2	440	350	1760	80	1744.9	15.062	1817.6	16.552	72.70574	1.48966486	4%
0.2	440	350	1760	90	1722.7	37.265	1794.5	40.95	71.78064	3.6855152	4%
0.2	440	350	1760	100	1700.5	59.467	1771.4	65.349	70.85554	5.88136553	4%
0.2	440	350	1760	110	1678.3	81.67	1748.3	89.747	69.93043	8.07721586	4%
0.2	440	350	1760	120	1656.1	103.87	1725.1	114.15	69.00533	10.2730662	4%
0.25	440	350	1320	40	1353.1	-33.108	1409.5	-36.383	56.37951	-3.274452	4%
0.25	440	350	1320	50	1330.9	-10.906	1386.4	-11.984	55.45441	-1.0786017	4%
0.25	440	350	1320	60	1308.7	11.297	1363.2	12.414	54.52931	1.11724865	4%
0.25	440	350	1320	70	1286.5	33.499	1340.1	36.812	53.6042	3.31309898	4%
0.25	440	350	1320	80	1264.3	55.702	1317	61.211	52.6791	5.50894931	4%
0.25	440	350	1320	90	1242.1	77.904	1293.8	85.609	51.754	7.70479964	5%
0.25	440	350	1320	100	1219.9	100.11	1270.7	110.01	50.82889	9.90064997	5%
0.25	440	350	1320	110	1197.7	122.31	1247.6	134.41	49.90379	12.0965003	5%
0.25	440	350	1320	120	1175.5	144.51	1224.5	158.8	48.97869	14.2923506	5%
0.3	440	350	1026.667	40	1032.7	-6.0154	1075.7	-6.6103	43.02842	-0.594929	4%
0.3	440	350	1026.667	50	1010.5	16.187	1052.6	17.788	42.10332	1.60092128	4%
0.3	440	350	1026.667	60	988.28	38.39	1029.5	42.186	41.17821	3.79677161	4%
0.3	440	350	1026.667	70	966.07	60.592	1006.3	66.585	40.25311	5.99262194	4%
0.3	440	350	1026.667	80	943.87	82.795	983.2	90.983	39.328	8.18847227	5%
0.3	440	350	1026.667	90	921.67	105	960.07	115.38	38.4029	10.3843226	5%
0.3	440	350	1026.667	100	899.47	127.2	936.94	139.78	37.4778	12.5801729	5%
0.3	440	350	1026.667	110	877.26	149.4	913.82	164.18	36.55269	14.7760233	5%
0.3	440	350	1026.667	120	855.06	171.6	890.69	188.58	35.62759	16.9718736	5%
0.35	440	350	817.1429	40	803.81	13.337	837.3	14.656	33.49192	1.31901592	4%
0.35	440	350	817.1429	50	781.6	35.539	814.17	39.054	32.56682	3.51486626	4%
0.35	440	350	817.1429	60	759.4	57.742	791.04	63.452	31.64172	5.71071659	4%
0.35	440	350	817.1429	70	737.2	79.944	767.92	87.851	30.71661	7.90656692	4%
0.35	440	350	817.1429	80	715	102.15	744.79	112.25	29.79151	10.1024172	5%
0.35	440	350	817.1429	90	692.79	124.35	721.66	136.65	28.8664	12.2982676	5%
0.35	440	350	817.1429	100	670.59	146.55	698.53	161.05	27.9413	14.4941179	5%
0.35	440	350	817.1429	110	648.39	168.75	675.4	185.44	27.0162	16.6899682	6%
0.35	440	350	817.1429	120	626.19	190.96	652.28	209.84	26.09109	18.8858186	6%
0.4	440	350	660	40	632.15	27.851	658.49	30.605	26.33955	2.75447466	4%
0.4	440	350	660	50	609.95	50.053	635.36	55.004	25.41445	4.95032499	4%
0.4	440	350	660	60	587.74	72.256	612.23	79.402	24.48934	7.14617532	4%
0.4	440	350	660	70	565.54	94.458	589.11	103.8	23.56424	9.34202565	4%
0.4	440	350	660	80	543.34	116.66	565.98	128.2	22.63914	11.537876	6%
0.4	440	350	660	90	521.14	138.86	542.65	152.6	21.71403	13.7337263	7%
0.4	440	350	660	100	498.93	161.07	519.72	177	20.78893	15.9295766	7%
0.4	440	350	660	110	476.73	183.27	496.8	201.39	19.86382	18.125427	8%
0.4	440	350	660	120	454.53	205.47	473.47	225.79	18.93872	20.3212773	8%

a = teneur en fines

C' = quantité de ciment pour béton ordinaire en kg/m<sup>3</sup>

F1 = masse de fines pour le sable de dune en kg/m<sup>3</sup>

F2 = masse de fines pour le filler en kg/m<sup>3</sup>

Sg1 = Masse de la partie grossière du sable de dune en kg/m<sup>3</sup>

Sg2 = masse de la partie grossière du filler en kg/m<sup>3</sup>

S1, S2 = masses totales de fines de la partie grossière pour le sable de dune et le filler

\* Les lignes ombrées sont celles qui ont été choisies pour les essais mécaniques

Application: chaussée											
Formulation pour le calcaire de Bargny avec f1=4%et f2=30%											
a	C'	C	C'*(1-a)/a	F1+F2	Sg1	Sg2	S1	S2	F1	F2	((F1+F2)*100/(S1+S2))
0.2	440	350	1760	30	1871.8	-111.84	1949.8	-122.9	77.99344	-11.0614	3%
0.2	440	350	1760	50	1820.1	-60.083	1895.9	-66.025	75.83678	-5.94226	4%
0.2	440	350	1760	60	1794.2	-34.203	1869	-37.586	74.75845	-3.3827	4%
0.2	440	350	1760	70	1768.3	-8.323	1842	-9.1461	73.68012	-0.82315	4%
0.2	440	350	1760	80	1742.4	17.557	1815	19.293	72.60179	1.7364	4%
0.2	440	350	1760	90	1716.6	43.437	1788.1	47.733	71.52348	4.295952	4%
0.2	440	350	1760	100	1690.7	69.317	1761.1	76.172	70.44513	6.855505	4%
0.2	440	350	1760	110	1664.8	95.197	1734.2	104.61	69.3668	9.415057	4%
0.2	440	350	1760	120	1638.9	121.08	1707.2	133.05	68.28847	11.97461	5%
0.25	440	350	1320	40	1358.6	-38.592	1415.2	-42.409	56.60801	-3.8168	3%
0.25	440	350	1320	50	1332.7	-12.712	1388.2	-13.969	55.52068	-1.25725	4%
0.25	440	350	1320	60	1306.8	13.168	1361.3	14.47	54.45135	1.3023	4%
0.25	440	350	1320	70	1281	39.048	1334.3	42.909	53.37302	3.861852	4%
0.25	440	350	1320	80	1255.1	64.928	1307.4	71.349	52.29489	6.421405	5%
0.25	440	350	1320	90	1229.2	90.807	1280.4	99.788	51.21636	8.980957	5%
0.25	440	350	1320	100	1203.3	116.69	1253.5	128.23	50.13803	11.54051	5%
0.25	440	350	1320	110	1177.4	142.57	1226.5	156.67	49.0597	14.10006	5%
0.25	440	350	1320	120	1151.6	168.45	1199.5	185.11	47.98137	16.65961	5%
0.3	440	350	1026.667	40	1033.7	-7.0117	1076.7	-7.7052	43.06993	-0.69347	3%
0.3	440	350	1026.667	50	1007.8	18.868	1049.8	20.734	41.9916	1.866084	4%
0.3	440	350	1026.667	60	981.92	44.748	1022.8	49.174	40.91327	4.425636	4%
0.3	440	350	1026.667	70	956.04	70.628	995.87	77.613	39.83494	6.985189	4%
0.3	440	350	1026.667	80	930.16	96.508	968.92	106.05	38.75661	9.544741	5%
0.3	440	350	1026.667	90	904.28	122.39	941.96	134.49	37.67828	12.10429	5%
0.3	440	350	1026.667	100	878.4	148.27	915	162.93	36.59995	14.66385	5%
0.3	440	350	1026.667	110	852.52	174.15	888.04	191.37	35.52162	17.2234	5%
0.3	440	350	1026.667	120	826.64	200.03	861.08	219.81	34.44329	19.78295	5%
0.35	440	350	817.1429	40	801.6	15.546	835	17.083	33.39988	1.537486	4%
0.35	440	350	817.1429	50	775.72	41.426	808.04	45.523	32.32155	4.097039	4%
0.35	440	350	817.1429	60	749.84	67.306	781.08	73.962	31.24322	6.656591	4%
0.35	440	350	817.1429	70	723.96	93.185	754.12	102.4	30.16489	9.216143	4%
0.35	440	350	817.1429	80	698.08	119.07	727.16	130.84	29.08656	11.7757	5%
0.35	440	350	817.1429	90	672.2	144.95	700.21	159.28	28.00823	14.33525	6%
0.35	440	350	817.1429	100	646.32	170.83	673.25	187.72	26.9299	16.8948	6%
0.35	440	350	817.1429	110	620.44	196.71	646.29	216.16	25.85157	19.45435	6%
0.35	440	350	817.1429	120	594.56	222.59	619.33	244.6	24.77324	22.0139	6%
0.4	440	350	660	40	627.54	32.464	653.68	35.674	26.14734	3.210702	4%
0.4	440	350	660	50	601.66	58.344	626.73	64.114	25.06901	5.770255	4%
0.4	440	350	660	60	575.78	84.224	599.77	92.553	23.99068	8.329607	4%
0.4	440	350	660	70	549.9	110.1	572.81	120.99	22.91235	10.88936	4%
0.4	440	350	660	80	524.02	135.98	545.85	149.43	21.83402	13.44891	6%
0.4	440	350	660	90	498.14	161.86	518.89	177.87	20.75569	16.00846	7%
0.4	440	350	660	100	472.26	187.74	491.93	206.31	19.67736	18.56802	8%
0.4	440	350	660	110	446.38	213.62	464.98	234.75	18.59903	21.12757	9%
0.4	440	350	660	120	420.5	239.5	438.02	263.19	17.5207	23.69712	9%

a = teneur en fines

C' = quantité de ciment pour béton ordinaire en kg/m3

F1 = masse de fines pour le sable de dune en kg/m3

F2 = masse de fines pour le filler en kg/m3

Sg1 = masse de la partie grossière du sable de dune en kg/m3

Sg2 = masse de la partie grossière du filler en kg/m3

S1, S2 = masse totales de fines de la partie grossière pour le sable de dune et le filler

\* Les lignes ombrées sont celles qui ont été choisies pour les essais mécaniques

Application: chaussée											
Formulation pour le gres avec f1=4% et f2=19%											
a	C'	C	C'*(1-a)/a	F1+F2	Sg1	Sg2	S1	S2	F1	F2	$((F1+F2)/(S1+S2))*100$
0.2	440	350	1760	40	1932.6	-172.64	2013.2	-189.71	80.52668	-17.0743	3%
0.2	440	350	1760	50	1880.7	-120.67	1959	-132.6	78.36105	-11.9339	3%
0.2	440	350	1760	60	1828.7	-68.69	1904.9	-75.484	76.19543	-6.79354	3%
0.2	440	350	1760	70	1776.7	-16.715	1850.7	-18.368	74.0298	-1.65315	3%
0.2	440	350	1760	80	1724.7	35.26	1796.6	38.747	71.86417	3.48724	4%
0.2	440	350	1760	90	1672.8	87.235	1742.5	95.863	69.69854	8.62763	5%
0.2	440	350	1760	100	1620.8	139.21	1688.3	152.98	67.53292	13.76802	5%
0.2	440	350	1760	110	1568.8	191.19	1634.2	210.09	65.36729	18.90841	5%
0.2	440	350	1760	120	1516.8	243.16	1580	267.21	63.20166	24.0488	5%
0.25	440	350	1320	40	1397.5	-77.505	1455.7	-85.171	58.22938	-7.66535	3%
0.25	440	350	1320	50	1345.5	-25.53	1401.6	-28.055	56.06376	-2.52496	3%
0.25	440	350	1320	60	1293.6	26.445	1347.5	29.06	53.89813	2.61543	3%
0.25	440	350	1320	70	1241.6	78.42	1293.3	86.176	51.7325	7.75582	4%
0.25	440	350	1320	80	1189.6	130.4	1239.2	143.29	49.56687	12.89621	5%
0.25	440	350	1320	90	1137.6	182.37	1185	200.41	47.40125	18.0366	5%
0.25	440	350	1320	100	1085.7	234.35	1130.9	257.52	45.23562	23.17699	6%
0.25	440	350	1320	110	1033.7	286.32	1076.7	314.64	43.06999	28.31738	6%
0.25	440	350	1320	120	981.7	338.3	1022.6	371.75	40.90437	33.45777	6%
0.3	440	350	1026.667	40	1040.7	-14.082	1084.1	-15.474	43.36452	-1.3927	3%
0.3	440	350	1026.667	50	988.77	37.893	1030	41.641	41.19889	3.747687	3%
0.3	440	350	1026.667	60	936.8	89.868	975.83	98.756	39.03326	8.888077	4%
0.3	440	350	1026.667	70	884.82	141.84	921.69	155.87	36.86784	14.02847	4%
0.3	440	350	1026.667	80	832.85	193.82	867.55	212.99	34.70201	19.16886	6%
0.3	440	350	1026.667	90	780.87	245.79	813.41	270.1	32.53638	24.30925	6%
0.3	440	350	1026.667	100	728.9	297.77	759.27	327.22	30.37076	29.44964	7%
0.3	440	350	1026.667	110	676.92	349.74	705.13	384.33	28.20513	34.59003	7%
0.3	440	350	1026.667	120	624.95	401.72	650.99	441.45	26.0395	39.73042	7%
0.35	440	350	817.1429	40	785.92	31.221	818.67	34.308	32.74676	3.087759	3%
0.35	440	350	817.1429	50	733.95	83.196	764.53	91.424	30.58113	8.228148	3%
0.35	440	350	817.1429	60	681.97	135.17	710.39	148.54	28.4155	13.36854	4%
0.35	440	350	817.1429	70	630	187.15	656.25	205.65	26.24988	18.50893	4%
0.35	440	350	817.1429	80	578.02	239.12	602.11	262.77	24.08425	23.64932	7%
0.35	440	350	817.1429	90	526.05	291.1	547.97	319.89	21.91862	28.78971	7%
0.35	440	350	817.1429	100	474.07	343.07	493.82	377	19.75299	33.9301	8%
0.35	440	350	817.1429	110	422.1	395.05	439.68	434.12	17.58737	39.07049	8%
0.35	440	350	817.1429	120	370.12	447.02	385.54	491.23	15.42174	44.21088	9%
0.4	440	350	660	40	594.8	65.198	619.59	71.646	24.78344	6.448105	3%
0.4	440	350	660	50	542.83	117.17	565.45	128.76	22.61781	11.58849	3%
0.4	440	350	660	60	490.85	169.15	511.3	185.88	20.45218	16.72888	4%
0.4	440	350	660	70	438.88	221.12	457.16	242.99	18.28656	21.86927	4%
0.4	440	350	660	80	386.9	273.1	403.02	300.11	16.12093	27.00966	11%
0.4	440	350	660	90	334.93	325.07	348.88	357.22	13.9553	32.15005	13%
0.4	440	350	660	100	282.95	377.05	294.74	414.34	11.78967	37.29044	17%
0.4	440	350	660	110	230.98	429.02	240.6	471.45	9.624047	42.43083	22%
0.4	440	350	660	120	179	481	186.46	528.57	7.45842	47.57122	30%

a = teneur en fines

C' = quantité de ciment pour béton ordinaire en kg/m<sup>3</sup>

F1 = masse de fines pour le sable de dune en kg/m<sup>3</sup>

F2 = masse de fines pour le filler en kg/m<sup>3</sup>

Sg1 = masse de la partie grossière du sable de dune en kg/m<sup>3</sup>

Sg2 = masse de la partie grossière du filler en kg/m<sup>3</sup>

S1, S2 = masses totales de fines de la partie grossière pour le sable de dune et le filler

\* Les lignes ombrées sont celles qui ont été choisies pour les essais mécaniques

Application: chaussee											
Formulation pour le Silixes avec f1=4%et f2=18,5%											
a	C'	C	C'*(1-a)/a	F1+F2	Sg1	Sg2	S1	S2	F1	F2	((F1+F2)*100/(S1+S2))
0.2	440	350	1760	30	1993.1	-233.1	2076.1	-256.15	83.046	-23.05	3%
0.2	440	350	1760	50	1885.2	-125.22	1963.8	-137.61	78.551	-12.38	3%
0.2	440	350	1760	60	1831.3	-71.284	1907.6	-78.334	76.303	-7.05	3%
0.2	440	350	1760	70	1777.3	-17.346	1851.4	-19.062	74.056	-1.716	3%
0.2	440	350	1760	80	1723.4	36.591	1795.2	40.21	71.809	3.6189	4%
0.2	440	350	1760	90	1669.5	90.529	1739	99.482	69.561	8.9534	5%
0.2	440	350	1760	100	1615.5	144.47	1682.8	158.75	67.314	14.288	5%
0.2	440	350	1760	110	1561.6	198.4	1626.7	218.03	65.067	19.622	5%
0.2	440	350	1760	120	1507.7	252.34	1570.5	277.3	62.819	24.957	5%
0.25	440	350	1320	40	1400.4	-80.431	1458.8	-88.386	58.351	-7.955	3%
0.25	440	350	1320	50	1346.5	-26.494	1402.6	-29.114	56.104	-2.62	3%
0.25	440	350	1320	60	1292.6	27.443	1346.4	30.158	53.857	2.7142	3%
0.25	440	350	1320	70	1238.6	81.381	1290.2	89.429	51.609	8.0487	4%
0.25	440	350	1320	80	1184.7	135.32	1234	148.7	49.362	13.383	5%
0.25	440	350	1320	90	1130.7	189.26	1177.9	207.97	47.114	18.718	5%
0.25	440	350	1320	100	1076.8	243.19	1121.7	267.25	44.867	24.052	6%
0.25	440	350	1320	110	1022.9	297.13	1065.5	326.52	42.62	29.387	6%
0.25	440	350	1320	120	968.93	351.07	1009.3	385.79	40.372	34.721	6%
0.3	440	350	1026.667	40	1041.3	-14.613	1084.7	-16.059	43.387	-1.445	3%
0.3	440	350	1026.667	50	987.34	39.324	1028.5	43.213	41.139	3.8892	3%
0.3	440	350	1026.667	60	933.41	93.261	972.3	102.49	38.892	9.2237	4%
0.3	440	350	1026.667	70	879.47	147.2	916.11	161.76	36.644	14.558	4%
0.3	440	350	1026.667	80	825.53	201.14	859.93	221.03	34.397	19.893	6%
0.3	440	350	1026.667	90	771.59	255.07	803.74	280.3	32.15	25.227	6%
0.3	440	350	1026.667	100	717.66	309.01	747.56	339.57	29.902	30.562	7%
0.3	440	350	1026.667	110	663.72	362.95	691.37	398.84	27.655	35.896	7%
0.3	440	350	1026.667	120	609.78	416.89	635.19	458.12	25.408	41.23	7%
0.35	440	350	817.1429	40	784.74	32.399	817.44	35.604	32.698	3.2043	3%
0.35	440	350	817.1429	50	730.81	86.337	761.26	94.876	30.45	8.5388	3%
0.35	440	350	817.1429	60	676.87	140.27	705.07	154.15	28.203	13.873	4%
0.35	440	350	817.1429	70	622.93	194.21	648.89	213.42	25.955	19.208	4%
0.35	440	350	817.1429	80	568.99	248.15	592.7	272.69	23.708	24.542	7%
0.35	440	350	817.1429	90	515.06	302.09	536.52	331.96	21.461	29.877	8%
0.35	440	350	817.1429	100	461.12	356.02	480.33	391.24	19.213	35.211	8%
0.35	440	350	817.1429	110	407.18	409.96	424.15	450.51	16.966	40.546	9%
0.35	440	350	817.1429	120	353.24	463.9	367.96	509.78	14.718	45.88	9%
0.4	440	350	660	40	592.34	67.659	617.02	74.351	24.681	6.6916	3%
0.4	440	350	660	50	538.4	121.6	560.84	133.62	22.433	12.026	3%
0.4	440	350	660	60	484.47	175.53	504.65	192.89	20.186	17.361	4%
0.4	440	350	660	70	430.53	229.47	448.47	252.17	17.939	22.695	4%
0.4	440	350	660	80	376.59	283.41	392.28	311.44	15.691	28.029	11%
0.4	440	350	660	90	322.65	337.35	336.1	370.71	13.444	33.364	14%
0.4	440	350	660	100	268.72	391.28	279.91	429.98	11.197	38.698	18%
0.4	440	350	660	110	214.78	445.22	223.73	489.25	8.9491	44.033	24%
0.4	440	350	660	120	160.84	499.16	167.54	548.53	6.7017	49.367	33%

a = teneur en fines

C' = quantité de ciment pour béton ordinaire en kg/m<sup>3</sup>

F1 = masse de fines pour le sable de dune en kg/m<sup>3</sup>

F2 = masse de fines pour le filler en kg/m<sup>3</sup>

Sg1 = masse de la partie grossière du sable de dune en kg/m<sup>3</sup>

Sg2 = masse de la partie grossière du filler en kg/m<sup>3</sup>

S1, S2 = masses totales de fines de la partie grossière pour le sable de dune et le filler

\*Les lignes ombrées sont celles qui ont été choisies pour les essais mécaniques

Application: parking de remplissage											
Formulation pour le Basalte avec f1=4% et f2=29%											
a	C'	C	C'*(1-a)/a	F1+F2	Sg1	Sg2	S1	S2	F1	F2	$((F1+F2)*100/(S1+S2))$
0.2	280	220	1120	30	1165.3	-45.284	1213.8	-49.762	48.55349	-4.47862	3%
0.2	280	220	1120	50	1110.7	9.3013	1157	10.221	46.27911	0.91991	4%
0.2	280	220	1120	60	1083.4	36.594	1128.5	40.213	45.14192	3.619176	4%
0.2	280	220	1120	70	1056.1	63.886	1100.1	70.205	44.00473	6.318441	4%
0.2	280	220	1120	80	1028.8	91.179	1071.7	100.2	42.86754	9.017707	5%
0.2	280	220	1120	90	1001.5	118.47	1043.3	130.19	41.73035	11.71697	5%
0.2	280	220	1120	100	974.24	145.76	1014.8	160.18	40.59316	14.41624	5%
0.2	280	220	1120	110	946.94	173.06	986.4	190.17	39.45597	17.1155	5%
0.2	280	220	1120	120	919.65	200.35	957.97	220.16	38.31878	19.81477	5%
0.25	280	220	840	40	826.2	13.799	860.63	15.164	34.42504	1.364749	3%
0.25	280	220	840	50	798.91	41.092	832.2	45.156	33.28785	4.064015	4%
0.25	280	220	840	60	771.62	68.384	803.77	75.148	32.15066	6.76328	4%
0.25	280	220	840	70	744.32	95.677	775.34	105.14	31.01346	9.462546	4%
0.25	280	220	840	80	717.03	122.97	746.91	135.13	29.87627	12.16181	5%
0.25	280	220	840	90	689.74	150.26	718.48	165.12	28.73908	14.86108	6%
0.25	280	220	840	100	662.45	177.55	690.05	195.11	27.60189	17.56034	6%
0.25	280	220	840	110	635.15	204.85	661.62	225.11	26.4647	20.25961	6%
0.25	280	220	840	120	607.86	232.14	633.19	255.1	25.32751	22.95888	6%
0.3	280	220	653.3333	40	618.34	34.993	644.1	38.454	25.76419	3.460819	4%
0.3	280	220	653.3333	50	591.05	62.285	615.68	68.445	24.627	6.160084	4%
0.3	280	220	653.3333	60	563.76	89.578	587.25	98.437	23.48981	8.85935	4%
0.3	280	220	653.3333	70	536.46	116.87	558.82	128.43	22.35262	11.55862	4%
0.3	280	220	653.3333	80	509.17	144.16	530.39	158.42	21.21543	14.25788	6%
0.3	280	220	653.3333	90	481.88	171.46	501.96	188.41	20.07824	16.95715	6%
0.3	280	220	653.3333	100	454.59	198.75	473.53	218.4	18.94105	19.65641	7%
0.3	280	220	653.3333	110	427.29	226.04	445.1	248.4	17.80386	22.35568	7%
0.3	280	220	653.3333	120	400	253.33	416.67	278.39	16.66667	25.05495	7%
0.35	280	220	520	40	469.87	50.131	489.45	55.089	19.57787	4.958011	4%
0.35	280	220	520	50	442.58	77.424	461.02	85.081	18.44068	7.657277	4%
0.35	280	220	520	60	415.28	104.72	432.59	115.07	17.30349	10.35654	4%
0.35	280	220	520	70	387.99	132.01	404.16	145.06	16.1663	13.05581	4%
0.35	280	220	520	80	360.7	159.3	375.73	175.06	15.02911	15.75507	7%
0.35	280	220	520	90	333.41	186.59	347.3	205.05	13.89192	18.45434	7%
0.35	280	220	520	100	306.11	213.89	318.87	235.04	12.75473	21.15361	8%
0.35	280	220	520	110	278.82	241.18	290.44	265.03	11.61754	23.85287	8%
0.35	280	220	520	120	251.53	268.47	262.01	295.02	10.48035	26.55214	8%
0.4	280	220	420	40	358.52	61.485	373.45	67.566	14.93814	6.080906	4%
0.4	280	220	420	50	331.22	88.777	345.02	97.557	13.80095	8.780172	4%
0.4	280	220	420	60	303.93	116.07	316.59	127.55	12.66376	11.47944	4%
0.4	280	220	420	70	276.64	143.36	288.16	157.54	11.52656	14.1787	4%
0.4	280	220	420	80	249.34	170.66	259.73	187.53	10.38937	16.87797	10%
0.4	280	220	420	90	222.05	197.95	231.3	217.52	9.252183	19.57723	12%
0.4	280	220	420	100	194.76	225.24	202.87	247.52	8.114993	22.2765	15%
0.4	280	220	420	110	167.47	252.53	174.45	277.51	6.977802	24.97577	18%
0.4	280	220	420	120	140.17	279.83	146.02	307.5	5.840611	27.67503	23%

a = teneur en fines

C' = quantité de ciment pour béton ordinaire en kg/m3

F1 = masse de fines pour le sable de dune en kg/m3

F2 = masse de fines pour le filler en kg/m3

Sg1 = masse de la partie grossière du sable de dune en kg/m3

Sg2 = masse de la partie grossière du filler en kg/m3

S1, S2 = masses totales de fines de la partie grossière pour le sable de dune et le filler

\* Les lignes arbrées sont celles qui ont été choisies pour les essais mécaniques

tableau a7		Application: parking de remplissage Formulation pour le calcaire de Bandia avec f1=4% et f2=33%								
a	C	C'*(1-a)/a	F1+F2	Sg1	Sg2	S1	S2	F1	((F1+F2)*100/(S1+S2))	
0.2	220	1120	30	1156.8	-36.838	1205.04	-40.48	48.2	3%	
0.2	220	1120	50	1112.4	7.5666	1158.785	8.315	46.35	4%	
0.2	220	1120	60	1090.2	29.769	1135.657	32.713	45.43	4%	
0.2	220	1120	70	1068	51.972	1112.53	57.112	44.5	4%	
0.2	220	1120	80	1045.8	74.174	1089.402	81.51	43.58	5%	
0.2	220	1120	90	1023.6	96.377	1066.274	105.91	42.65	5%	
0.2	220	1120	100	1001.4	118.58	1043.147	130.31	41.73	5%	
0.2	220	1120	110	979.22	140.78	1020.019	154.7	40.8	5%	
0.2	220	1120	120	957.02	162.98	996.8917	179.1	39.88	5%	
0.25	220	840	40	828.77	11.226	863.3067	12.336	34.53	4%	
0.25	220	840	50	806.57	33.428	840.1791	36.734	33.61	4%	
0.25	220	840	60	784.37	55.631	817.0515	61.132	32.68	4%	
0.25	220	840	70	762.17	77.833	793.9239	85.531	31.76	4%	
0.25	220	840	80	739.96	100.04	770.7963	109.93	30.83	5%	
0.25	220	840	90	717.76	122.24	747.6687	134.3		5%	
0.25	220	840	100	695.56	144.44	724.5411	158.7		5%	
0.25	220	840	110	673.36	166.64	701.4136	183.12	28.06	6%	
0.25	220	840	120	651.15	188.85	678.286	207.52	27.13	6%	
0.3	220	653.333	40	624.87	28.467	650.9029	31.282	26.04	4%	
0.3	220	653.333	50	602.66	50.669	627.7753	55.68	25.11	4%	
0.3	220	653.333	60	580.46	72.872	604.6477	80.079	24.19	4%	
0.3	220	653.333	70	558.26	95.074	581.5201	104.48	23.26	4%	
0.3	220	653.333	80	536.06	117.28	558.3925	128.88	22.34	6%	
0.3	220	653.333	90	513.85	139.48	535.2649	153.27	21.41	6%	
0.3	220	653.333	100	491.65	161.68	512.1374	177.67	20.49	6%	
0.3	220	653.333	110	469.45	183.88	489.0098	202.07	19.56	6%	
0.3	220	653.333	120	447.25	206.09	465.8822	226.47	18.64	6%	
0.35	220	520	40	479.22	40.782	499.1859	44.815	19.97	4%	
0.35	220	520	50	457.02	62.984	476.0583	69.213	19.04	4%	
0.35	220	520	60	434.81	85.187	452.9307	93.612	18.12	4%	
0.35	220	520	70	412.61	107.39	429.8031	118.01	17.19	4%	
0.35	220	520	80	390.41	129.59	406.6755	142.41	16.27	6%	
0.35	220	520	90	368.21	151.79	383.548	166.81	15.34	7%	
0.35	220	520	100	346	174	360.4204	191.2	14.42	7%	
0.35	220	520	110	323.8	196.2	337.2928	215.6	13.49	7%	
0.35	220	520	120	301.6	218.4	314.1652	240	12.57	7%	
0.4	220	420	40	369.98	50.018	385.3982	54.965	15.42	4%	
0.4	220	420	50	347.78	72.22	362.2706	79.363	14.49	4%	
0.4	220	420	60	325.58	94.423	339.143	103.76	13.57	4%	
0.4	220	420	70	303.37	116.63	316.0154	128.16	12.64	4%	
0.4	220	420	80	281.17	138.83	292.8878	152.56	11.72	9%	
0.4	220	420	90	258.97	161.03	269.7602	176.96	10.79	10%	
0.4	220	420	100	236.77	183.23	246.6326	201.35	9.865	11%	
0.4	220	420	110	214.56	205.44	223.505	225.75	8.94	13%	
0.4	220	420	120	192.36	227.64	200.3774	250.15	8.015	15%	

a = teneur en fines

C' = quantité de ciment pour béton ordinaire en kg/m<sup>3</sup>

F1 = masse de fines pour le sable de dune en kg/m<sup>3</sup>

F2 = masse de fines pour le filler en kg/m<sup>3</sup>

Sg1 = masse de la partie grossière du sable de dune en kg/m<sup>3</sup>

Sg2 = masse de la partie grossière du filler en kg/m<sup>3</sup>

S1, S2 = masses totales de fines de la partie grossière pour le sable de dune et le filler

\* Les lignes ombrées sont celles qui ont été choisies pour les essais mécaniques

Application: parking de remplissage											
Formulation pour le calcaire de Bargny avec f1=4% et f2=30%											
a	C'	C	C'*(1-a)/a	F1+F2	Sg1	Sg2	S1	S2	F1	F2	$((F1+F2)*100/(S1+S2))$
0.2	280	220	1120	30	1162.9	-42.94	1211.4	-47.187	48.45583	-4.24681	3%
0.2	280	220	1120	50	1111.2	8.8199	1157.5	9.6922	46.29917	0.872295	4%
0.2	280	220	1120	60	1085.3	34.7	1130.5	38.132	45.22084	3.431848	4%
0.2	280	220	1120	70	1059.4	60.58	1103.6	66.571	44.14251	5.9914	4%
0.2	280	220	1120	80	1033.5	86.46	1076.6	95.011	43.06418	8.550952	5%
0.2	280	220	1120	90	1007.7	112.34	1049.6	123.45	41.98585	11.1105	5%
0.2	280	220	1120	100	981.78	138.22	1022.7	151.89	40.90752	13.67006	5%
0.2	280	220	1120	110	955.9	164.1	995.73	180.33	39.82919	16.22961	5%
0.2	280	220	1120	120	930.02	189.98	968.77	208.77	38.75086	18.78916	5%
0.25	280	220	840	40	826.92	13.085	861.37	14.379	34.4548	1.29411	4%
0.25	280	220	840	50	801.04	38.965	834.41	42.818	33.37647	3.853662	4%
0.25	280	220	840	60	775.16	64.845	807.45	71.258	32.29814	6.413214	4%
0.25	280	220	840	70	749.28	90.725	780.5	99.697	31.21981	8.972766	4%
0.25	280	220	840	80	723.4	116.6	753.54	126.14	30.14148	11.53232	5%
0.25	280	220	840	90	697.52	142.48	726.58	156.58	29.06315	14.09187	5%
0.25	280	220	840	100	671.64	168.36	699.62	185.02	27.98482	16.65142	6%
0.25	280	220	840	110	645.76	194.24	672.66	213.46	26.90649	19.21098	6%
0.25	280	220	840	120	619.88	220.12	645.7	241.89	25.82816	21.77053	6%
0.3	280	220	653.3333	40	620.15	33.182	645.99	36.463	25.83966	3.281687	4%
0.3	280	220	653.3333	50	594.27	59.061	619.03	64.903	24.76133	5.84124	4%
0.3	280	220	653.3333	60	568.39	84.941	592.07	93.342	23.683	8.400792	4%
0.3	280	220	653.3333	70	542.51	110.82	565.12	121.78	22.60467	10.96034	4%
0.3	280	220	653.3333	80	516.63	136.7	538.16	150.22	21.52634	13.5199	6%
0.3	280	220	653.3333	90	490.75	162.58	511.2	178.66	20.44801	16.07945	6%
0.3	280	220	653.3333	100	464.87	188.46	484.24	207.1	19.36968	18.639	6%
0.3	280	220	653.3333	110	438.99	214.34	457.28	235.54	18.29135	21.19855	7%
0.3	280	220	653.3333	120	413.11	240.22	430.33	263.98	17.21302	23.75811	7%
0.35	280	220	520	40	472.46	47.536	492.15	52.238	19.68599	4.701386	4%
0.35	280	220	520	50	446.58	73.416	465.19	80.677	18.60766	7.260938	4%
0.35	280	220	520	60	420.7	99.296	438.23	109.12	17.52933	9.82049	4%
0.35	280	220	520	70	394.82	125.18	411.28	137.56	16.451	12.38004	4%
0.35	280	220	520	80	368.94	151.06	384.32	166	15.37267	14.93959	7%
0.35	280	220	520	90	343.06	176.94	357.36	194.43	14.29434	17.49915	7%
0.35	280	220	520	100	317.18	202.82	330.4	222.87	13.21601	20.0587	7%
0.35	280	220	520	110	291.3	228.7	303.44	251.31	12.13788	22.61825	8%
0.35	280	220	520	120	265.42	254.58	276.48	279.75	11.05935	25.1778	8%
0.4	280	220	420	40	361.7	58.302	376.77	64.068	15.07074	5.766159	4%
0.4	280	220	420	50	335.82	84.182	349.81	92.508	13.99241	8.325712	4%
0.4	280	220	420	60	309.94	110.06	322.85	120.95	12.91408	10.88526	4%
0.4	280	220	420	70	284.06	135.94	295.89	149.39	11.83575	13.44482	4%
0.4	280	220	420	80	258.18	161.82	268.94	177.83	10.75742	16.00437	10%
0.4	280	220	420	90	232.3	187.7	241.98	206.27	9.679089	18.56392	12%
0.4	280	220	420	100	206.42	213.58	215.02	234.71	8.600759	21.12347	14%
0.4	280	220	420	110	180.54	239.46	188.06	263.14	7.522429	23.68303	17%
0.4	280	220	420	120	154.66	265.34	161.1	291.58	6.444099	26.24258	20%

a = teneur en fines

C' = quantité de ciment pour béton ordinaire en kg/m<sup>3</sup>

F1 = masse de fines pour le sable de dune en kg/m<sup>3</sup>

F2 = masse de fines pour le filler en kg/m<sup>3</sup>

Sg1 = masse de la partie grossière du sable de dune en kg/m<sup>3</sup>

Sg2 = masse de la partie grossière du filler en kg/m<sup>3</sup>

S1, S2 = masses totales de fines de la partie grossière pour le sable de dune et le filler

\* Les lignes ombrées sont celles qui ont été choisies pour les essais mécaniques

tableau a9											
Application: parking de remplissage											
Formulation pour le gres avec f1=4% et f2=19%											
a	C'	C	C'*(1-a)/a	F1+F2	Sg1	Sg2	S1'	S2	F1	F2	$[(F1+F2)/(S1+S2)]*100$
0.2	280	220	1120	30	1206.2	-86.237	1256.5	-94.766	50.26	-8.53	3%
0.2	280	220	1120	50	1102.3	17.713	1148.2	19.465	45.93	1.752	3%
0.2	280	220	1120	60	1050.3	69.688	1094.1	76.58	43.76	6.892	3%
0.2	280	220	1120	70	998.34	121.66	1039.9	133.7	41.6	12.03	4%
0.2	280	220	1120	80	946.36	173.64	985.79	190.81	39.43	17.17	6%
0.2	280	220	1120	90	894.39	225.61	931.65	247.93	37.27	22.31	6%
0.2	280	220	1120	100	842.41	277.59	877.51	305.04	35.1	27.45	6%
0.2	280	220	1120	110	790.44	329.56	823.37	362.16	32.93	32.59	6%
0.2	280	220	1120	120	738.46	381.54	769.23	419.27	30.77	37.73	7%
0.25	280	220	840	40	813.72	26.279	847.63	28.878	33.91	2.599	3%
0.25	280	220	840	50	761.75	78.254	793.49	85.993	31.74	7.739	3%
0.25	280	220	840	60	709.77	130.23	739.35	143.11	29.57	12.88	4%
0.25	280	220	840	70	657.8	182.2	685.2	200.22	27.41	18.02	4%
0.25	280	220	840	80	605.82	234.18	631.06	257.34	25.24	23.16	7%
0.25	280	220	840	90	553.85	286.15	576.92	314.45	23.08	28.3	7%
0.25	280	220	840	100	501.87	338.13	522.78	371.57	20.91	33.44	8%
0.25	280	220	840	110	449.9	390.1	468.64	428.69	18.75	38.58	8%
0.25	280	220	840	120	397.92	442.08	414.5	485.8	16.58	43.72	8%
0.3	280	220	653.3333	40	586.69	66.639	611.14	73.23	24.45	6.591	3%
0.3	280	220	653.3333	50	534.72	118.61	557	130.35	22.28	11.73	3%
0.3	280	220	653.3333	60	482.74	170.59	502.86	187.46	20.11	16.87	4%
0.3	280	220	653.3333	70	430.77	222.56	448.72	244.58	17.95	22.01	4%
0.3	280	220	653.3333	80	378.79	274.54	394.58	301.69	15.78	27.15	9%
0.3	280	220	653.3333	90	326.82	326.51	340.44	358.81	13.62	32.29	9%
0.3	280	220	653.3333	100	274.84	378.49	286.3	415.92	11.45	37.43	10%
0.3	280	220	653.3333	110	222.87	430.46	232.16	473.04	9.286	42.57	10%
0.3	280	220	653.3333	120	170.89	482.44	178.01	530.15	7.121	47.71	11%
0.35	280	220	520	40	424.53	95.468	442.22	104.91	17.69	9.442	3%
0.35	280	220	520	50	372.56	147.44	388.08	162.03	15.52	14.58	4%
0.35	280	220	520	60	320.58	199.42	333.94	219.14	13.36	19.72	4%
0.35	280	220	520	70	268.61	251.39	279.8	276.26	11.19	24.86	4%
0.35	280	220	520	80	216.63	303.37	225.66	333.37	9.026	30	11%
0.35	280	220	520	90	164.66	355.34	171.52	390.49	6.861	35.14	12%
0.35	280	220	520	100	112.68	407.32	117.38	447.6	4.695	40.28	12%
0.35	280	220	520	110	60.707	459.29	63.236	504.72	2.529	45.42	13%
0.35	280	220	520	120	8.7318	511.27	9.0956	561.83	0.364	50.56	14%
0.4	280	220	420	40	302.91	117.09	315.53	128.67	12.62	11.58	3%
0.4	280	220	420	50	250.94	169.06	261.39	185.79	10.46	16.72	4%
0.4	280	220	420	60	198.96	221.04	207.25	242.9	8.29	21.86	4%
0.4	280	220	420	70	146.99	273.01	153.11	300.02	6.124	27	4%
0.4	280	220	420	80	95.01	324.99	98.969	357.13	3.959	32.14	36%
0.4	280	220	420	90	43.035	376.96	44.828	414.25	1.793	37.28	87%
0.4	280	220	420	100	-8.9397	428.94	-9.3122	471.36	-0.372	42.42	-452%
0.4	280	220	420	110	-60.915	480.91	-63.453	528.48	-2.538	47.56	-71%
0.4	280	220	420	120	-112.89	532.89	-117.59	585.59	-4.704	52.7	-41%

a = teneur en fines

C' = quantité de ciment pour béton ordinaire en kg/m<sup>3</sup>

F1 = masse de fines pour le sable de dune en kg/m<sup>3</sup>

F2 = masse de fines pour le filler en kg/m<sup>3</sup>

Sg1 = masse de la partie grossière du sable de dune en kg/m<sup>3</sup>

Sg2 = masse de la partie grossière du filler en kg/m<sup>3</sup>

S1, S2 = masses totales de fines de la partie grossière pour le sable de dune et le filler

\* Les lignes ombrées sont celles qui ont été choisies pour les essais mécaniques

Application: parping de remplissage Formulation pour le Silexe avec f1=4% et f2=18,5%											
a	C'	C	C'*(1-a)/a	F1+F2	Sg1	Sg2	S1	S2	F1	F2	$[(F1+F2)*100/(S1+S2)]$
0.2	280	220	1120	30	1209.5	-89.493	1259.9	-98.344	50.4	-8.85	3%
0.2	280	220	1120	50	1101.6	18.382	1147.5	20.2	45.9	1.82	3%
0.2	280	220	1120	60	1047.7	72.319	1091.3	79.472	43.85	7.15	3%
0.2	280	220	1120	70	993.74	126.26	1035.1	138.74	41.41	12.5	4%
0.2	280	220	1120	80	939.81	180.19	978.96	198.02	39.16	17.8	6%
0.2	280	220	1120	90	885.87	234.13	922.78	257.29	36.91	23.2	6%
0.2	280	220	1120	100	831.93	288.07	866.59	316.56	34.66	28.5	6%
0.2	280	220	1120	110	777.99	342.01	810.41	375.83	32.42	33.8	7%
0.2	280	220	1120	120	724.06	395.94	754.23	435.1	30.17	39.2	7%
0.25	280	220	840	40	812.73	27.271	846.59	29.968	33.86	2.7	3%
0.25	280	220	840	50	758.79	81.208	790.41	89.24	31.62	8.03	3%
0.25	280	220	840	60	704.85	135.15	734.22	148.51	29.37	13.4	4%
0.25	280	220	840	70	650.92	189.08	678.04	207.78	27.12	18.7	4%
0.25	280	220	840	80	596.98	243.02	621.85	267.06	24.87	24	7%
0.25	280	220	840	90	543.04	296.96	565.67	326.33	22.05	29.4	7%
0.25	280	220	840	100	489.1	350.9	509.48	385.6	20.38	34.7	8%
0.25	280	220	840	110	435.17	404.83	453.3	444.87	18.13	40	8%
0.25	280	220	840	120	381.23	458.77	397.11	504.14	15.88	45.4	9%
0.3	280	220	653.3333	40	584.18	69.155	608.52	75.994	24.34	6.84	3%
0.3	280	220	653.3333	50	530.24	123.09	552.33	135.27	22.09	12.2	3%
0.3	280	220	653.3333	60	476.3	177.03	496.15	194.54	19.85	17.5	4%
0.3	280	220	653.3333	70	422.37	230.97	439.96	253.81	17.6	22.8	4%
0.3	280	220	653.3333	80	368.43	284.9	363.78	313.08	15.35	28.2	9%
0.3	280	220	653.3333	90	314.49	338.84	327.59	372.35	13.1	33.5	9%
0.3	280	220	653.3333	100	260.55	392.78	271.41	431.63	10.86	38.8	10%
0.3	280	220	653.3333	110	206.62	446.72	215.23	490.9	8.609	44.2	11%
0.3	280	220	653.3333	120	152.68	500.65	159.04	550.17	6.362	49.5	11%
0.35	280	220	520	40	420.93	99.072	438.47	108.87	17.54	9.8	3%
0.35	280	220	520	50	366.99	153.01	382.28	168.14	15.29	15.1	4%
0.35	280	220	520	60	313.05	206.95	326.1	227.41	13.04	20.5	4%
0.35	280	220	520	70	259.12	260.88	269.91	286.69	10.8	25.8	4%
0.35	280	220	520	80	205.18	314.82	213.73	345.96	8.549	31.1	11%
0.35	280	220	520	90	151.24	368.76	157.54	405.23	6.302	36.5	12%
0.35	280	220	520	100	97.303	422.7	101.36	464.5	4.054	41.8	13%
0.35	280	220	520	110	43.366	476.63	45.173	523.77	1.807	47.1	14%
0.35	280	220	520	120	-10.572	530.57	-11.012	583.05	-0.44	52.5	14%
0.4	280	220	420	40	298.49	121.51	310.93	133.53	12.44	12	3%
0.4	280	220	420	50	244.55	175.45	254.74	192.8	10.19	17.4	4%
0.4	280	220	420	60	190.61	229.39	198.56	252.07	7.942	22.7	4%
0.4	280	220	420	70	136.68	283.32	142.37	311.34	5.695	28	4%
0.4	280	220	420	80	82.74	337.26	86.188	370.62	3.448	33.4	43%
0.4	280	220	420	90	28.803	391.2	30.003	429.89	1.2	38.7	133%
0.4	280	220	420	100	-25.135	445.13	-26.182	489.16	-1.05	44	-164%
0.4	280	220	420	110	-79.072	499.07	-82.367	548.43	-3.29	49.4	-56%
0.4	280	220	420	120	-133.01	553.01	-138.55	607.7	-5.54	54.7	-35%

a = teneur en fines

C' = quantité de ciment pour béton ordinaire en kg/m3

F1 = masse de fines pour le sable de dune en kg/m3

F2 = masse de fines pour le filler en kg/m3

Sg1 = masse de la partie grossière du sable de dune en kg/m3

Sg2 = masse de la partie grossière du filler en kg/m3

S1, S2 = masses totales de fines de la partie grossière pour le sable de dune et le filler

\* Les lignes ombrées sont celles qui ont été choisies pour les essais mécaniques

## **ANNEXE 3 :**

**CALCUL DES CONTRAINTES ET DÉFORMATIONS  
PAR LE LOGICIEL ALIZE 3**

Basalte (T2)

POSITION DE LA VALEUR MAXIMALE POUR UN JUMELAGE

A SOUS UNE ROUE SIMPLE

B SOUS UNE DES ROUES DU JUMELAGE

C AU CENTRE DU JUMELAGE

A = 12.500      D = 37.500      Q = 6.620

NOMBRE DE COUCHES      3

Z		EPSILON T	SIGMA T	EPSILON Z	SIGMA Z
.00	E= 30000. NU= .35 H1= 3.00	-431E-05C	-.746E+00C	.139E-03B	.662+01A
3.00	DECOLLE	-114E-03B	-.136E +01B	-.879E-04C	-.631E-01C
3.00	E= 20000. NU= .21 H2= 19.00	.155E-03B	.555E + 01B	-.6169-05C	-.631E-01C
28.00	DECOLLE	-.156E-03C	-.296E+01B	-.195E-03B	-284E+01B
28.00	E= 15000. NU= .16 H3= INFINI	.905E-04C	.208E+01B	.149E-03B	-284E+01B
D		9.18mm/100		R*D	
R		367.42m		3371.94m*mm/100	

**TABEAU 11 :**      MODULES ET CONTRAINTES EN BARS

Silexite (T2)

POSITION DE LA VALEUR MAXIMALE POUR UN JUMELAGE

A SOUS UNE ROUE SIMPLE

B SOUS UNE DES ROUES DU JUMELAGE

C AU CENTRE DU JUMELAGE

A = 12.500    D = 37.500    Q = 6.620

NOMBRE DE COUCHES    3

Z		EPSILON T	SIGMA T	EPSILON Z	SIGMA Z
.00	E= 30000. NU= .35 H1= 3.00	-224E-05C	-798E+00C	.135E-03B	.662+01A
3.00	DECOLLE	-118E-03B	-.153E +01B	-.899E-04C	-.460E-01C
3.00	E= 18000. NU= .21 H2= 21.00	.168E-03B	.533E + 01B	-.495-05C	-.460E-01C
24.00	DECOLLE	-.150E-03C	-.253E+01B	-.192E-03B	-260E+01B
24.00	E= 15000. NU= .16 H3= INFINI	.845E-04C	.191E+01B	.137E-03B	-260E+01B
D		9.35mm / 100		R*D	
R		350.32m		3273.90m*mm / 100	

**TABLEAU T2 :**    MODULES ET CONTRAINTES EN BARS

Bandia (T2)

POSITION DE LA VALEUR MAXIMALE POUR UN JUMELAGE

A SOUS UNE ROUE SIMPLE

B SOUS UNE DES ROUES DU JUMELAGE

C AU CENTRE DU JUMELAGE

A = 12.500      D = 37.500      Q = 6.620

NOMBRE DE COUCHES      3

Z		EPSILON T	SIGMA T	EPSILON Z	SIGMA Z
.00	E= 30000. NU= .35 H1= 3.00	-110E-05C	-.837E+00C	.132E-03B	.662+01A
3.00	DECOLLE	-120E-03B	-.164E +01B	-.878E-04C	-.345E-01C
3.00	E= 17000. NU= .18 H2= 23.00	.182E-03B	.513E + 01B	-.414-05C	-.345E-01C
26.00	DECOLLE	-.140E-03C	-.223E+01B	-.178E-03B	-236E+01B
26.00	E= 15000. NU= .16 H3= INFINI	.783E-04C	.174E+01B	.124E-03B	-236E+01B
D		9.45mm/100		R*D	
R		341.63M		3228.06m*m/100	

**TABEAU T3 :**      MODULES ET CONTRAINTES EN BARS

Bargny (T2)

POSITION DE LA VALEUR MAXIMALE POUR UN JUMELAGE

A SOUS UNE ROUE SIMPLE

B SOUS UNE DES ROUES DU JUMELAGE

C AU CENTRE DU JUMELAGE

A = 12.500    D = 37.500    Q = 6.620

NOMBRE DE COUCHES    3

Z		EPSILON T	SIGMA T	EPSILON Z	SIGMA Z
.00	E= 30000. NU= .35 H1= 3.00	-978E-05A	-841E+00C	.128E-03B	.662+01A
3.00	DECOLLE	-124E-03B	-.182E +01B	-.888E-04C	-.216E-01C
3.00	E= 16000. NU= .17 H2= 23.00	.194E-03B	.520E + 01B	-.256-05C	-.216E-01C
26.00	DECOLLE	-.145E-03B	-.215E+01B	-.188E-03B	-.240E+01B
26.00	E= 15000. NU= .15 H3= INFINI	.812E-04C	.175E+01B	.129E-03B	-.240E+01B
D		9.66mm/100		R*D	
R		323.28m		3228.06m*m/100	

**TABLEAU T4 :** MODULES ET CONTRAINTES EN BARS

Grès (T2)

POSITION DE LA VALEUR MAXIMALE POUR UN JUMELAGE

A SOUS UNE ROUE SIMPLE

B SOUS UNE DES ROUES DU JUMELAGE

C AU CENTRE DU JUMELAGE

A = 12.500    D = 37.500    Q = 6.620

NOMBRE DE COUCHES    3

Z		EPSILON T	SIGMA T	EPSILON Z	SIGMA Z
.00	E= 30000. NU= ,35 H1= 3.00	.111E-04A	-.871E+00C	.126E-03B	.662+01A
3.00	DECOLLE	-126E-03B	-.188E +01B	-.997E-04C	-.143E-01C
3.00	E= 15500. NU= .16 H2= 25.00	.203E-03B	.493E + 01B	-.229-05C	-.143E-01C
28.00	DECOLLE	-.137E-03C	-.193E+01B	-.173E+01B	-.218E+01B
28.00	E= 15000. NU= .15 H3= INFINI	.749E-04C	.159E+01B	.117E-03B	.218E+01B
D R		9.72mm / 100 320.13m		R*D 3112.373m*mm/100	

**TABLEAU 15 :** MODULES ET CONTRAINTES EN BARS