

UNIVERSITATEA « POLITEHNICA » TIMISOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCTII

TEZA DE DOCTORAT

Contributions à l'étude de l'influence de l'eau
sur la construction et l'entretien des routes

Doctorand
Ing. Rizkallah Degheim

Coducator Stiintific
Prof. dr. ing. Laurentiu Nicoara

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

621.784
366 C

TIMISOARA, 1998

UNIVERSITATEA « POLITEHNICA » TIMISOARA
FACULTATEA DE CONSTRUCTII

Drd. ing. Rizkallah Degheim

TEZA DE DOCTORAT

Contributions à l'étude de l'influence de l'eau
sur la construction et l'entretien des routes

Conducator stiintific
Prof. dr. ing. Laurentiu Nicoara

Timisoara, 1998

Je tiens à remercier tous ceux qui ont collaboré à fonder cet ouvrage: mes parents, mes professeurs et la comité de l'université polytechnique de Timisoara surtout le Professeur dr. ing. Laurentiu Nicoara qui m'a aidé à sélectionner les sujets de la thèse, à les modifier et améliorer. Je le remercie d'avoir s'entraidé à choisir les matières des examens et des referas.

Je remercie aussi la commission attribuée à cette thèse surtout les docteurs ingénieurs Messieurs:

Stelian DOROBANTU (Bucarest)
Mihai ILIESCU (Cluj-Napoca)
Gheorghe LUCACI (Timisoara).

Qu'ils veuillent tous à trouver le témoignage de mes remerciements et à bien apercevoir mes considérations.

Rizkallah Degheim

Professeur Campus
Colloque de la Rilem à Palerme
1990

« Quelles que soient les dispositions prises, les meilleures possibles, pour satisfaire aux conditions définies et à ce que l'on appelle les « règles de l'art », le résultat atteint sera cependant surtout dépendant de l'action de quelques hommes humbles et obscurs. C'est pourquoi j'ai, dans diverses interventions personnelles, insisté sur la nécessité d'une qualification suffisante du personnel de contrôle et de surveillance ».

J. Kerisel
Ancien président de la
Société Internationale
de Mécanique des sols
et Travaux de Fondations.
« Préface du livre Mécanique
des sols et de fondations 1, »
1983

« J'ai toujours été frappé par les quelques mots que le grand mathématicien Hadamard écrivait en exergue de son cours " d'Analyse Mathématique " à l'Ecole Polytechnique: « Il n'y a pas de problèmes résolus: il n'y a que des problèmes plus ou moins résolus ». Et pourtant, il s'agissait d'Analyse Mathématique. Combien encore plus vraie est cette remarque en mécanique des sols! ».

TABLE DES MATIERES

Avant-propos	7
Notations et symboles	9
CHAPITRE 1 - L'eau et la route	11
1.1. Etude géotechnique	13
1.1.1. Géologie générale	13
1.1.2. Sondages de reconnaissance	17
1.2. L'eau et les précipitations atmosphériques	24
1.2.1. Les effets des précipitations atmosphériques	24
1.2.2. Défense contre les précipitations	24
1.3. L'eau et la route	29
1.4. Effets de l'eau comme matériau routier	30
1.5. Conclusion	34
Légendes des photographies et figures	35
CHAPITRE 2 - L'influence de l'eau sur le béton	39
2.1. Ouvrabilité et dosage en eau	39
2.1.1. Affaissement au cône d'Abrams	40
2.1.2. Etalement à la table à secousses	41
2.2. L'eau et le béton	41
2.2.1. Composition d'un béton	42
2.3. Résistance d'un béton	43
2.4. Contrôle des bétons	44
2.5. Influence de l'eau sur le béton	45
2.5.1. En vue des résistances mécaniques	45
2.5.2. En vue des constituants et son comportement	48
2.6. Correction du dosage en eau	48
2.7. Conclusion	50
Légendes des figures	51
CHAPITRE 3 - L'influence de l'eau sur le sol	52
3.1. Théorie de compactage et courbe Proctor	52
3.2. Classement des sols et courbes Proctor	55
3.3. Planches d'essais	58
3.3.1. Planches d'essais sur la fondation	58
3.3.2. Commentaires, constatations et recommandations pour la mise en oeuvre de fondation	65
3.3.3. Planche d'essais sur la couche de base	70

3.3.4.	Commentaires, constatations et recommandations pour la mise en oeuvre de la base	70
3.4.	Compactage et teneur en eau	76
3.5.	Stabilisation mécanique des latérites	76
3.5.1.	Commentaires sur les résultats	78
3.6.	Relations techniques	81
3.7.	L'essai CBR	83
3.8.	Conclusion	85
	Légende des photographies et figures	87
CHAPITRE 4 - L'eau et le revêtement		91
4.1.	Les émulsions	91
4.2.	Enduit superficiel	94
4.3.	Les bétons bitumineux	98
4.4.	Macadam	100
4.5.	L'influence de l'eau sur le revêtement	103
4.6.	Conclusion	105
	Légende des photographies et figures	107
Chapitre 5 - L'eau et l'entretien des routes		110
5.1.	Influence de l'eau sur les routes	110
5.1.1.	Routes en terres	110
5.1.2.	Routes revêtues	111
5.2.	Influence de l'eau sur le béton armé	
5.3.	Eau au dessous de 0° C	112
5.4.	L'eau et l'entretien des routes	112
5.4.1.	Entretien contre les effets des pluies	113
5.4.2.	Entretien pendant l'hiver	116
5.5.	Conclusion	119
	Légende des photographies et figures	120
CHAPITRE 6 - Conclusions générales		122
Annexes		126
Annexe 1	Légende des tableaux et relations	127
Annexe 2	Trafic sur la route Boffa-Kolabouyi	136
Annexe 3	Histogrammes et synoptique géotechnique sur la route Lipova-Arad-Nadlac	137
Annexe 4	Références bibliographiques	142

AVANT - PROPOS

L'eau est nécessaire pour la vie des êtres humains comme pour les ouvrages en génie civil. En outre, elle doit être utilisée avec sobriété car l'addition et la réduction des quantités nécessaires provoquent parfois des effets dangereux contre la bonne tenue des tâches de génie civil (fondations, routes, ouvrages, etc...).

Pour aborder le sujet de la thèse « Contributions à l'influence de l'eau sur la construction et l'entretien des routes », l'auteur a décomposé cette influence en quatre chapitres et a traité l'entretien des routes au chapitre 5.

Le chapitre 1 démarre avec les précipitations atmosphériques et les schématise par :

PRECIPITATIONS			
Infiltration	Stagnation	Evaporation	Ruissellement

Puis, recherche les effets néfastes de l'eau et donne les solutions nécessaires pour la protection de la route contre les actions désastreuses de l'eau et expose les ouvrages pour l'écoulement des eaux sous la chaussée.

Enfin, il affronte l'eau comme un matériau routier dangereux quand il est en excès et donne des considérations à prendre lors de l'étude et de l'exécution d'un projet routier.

Puis viennent les considérations à prendre sur le béton: le chapitre 2 explique les méthodes correspondantes d'études et de composition d'un béton, l'ouvrabilité, l'influence de l'eau sur le comportement des bétons et sur les résistances mécaniques.

Le chapitre 3 traite l'influence de l'eau sur le sol et aborde les planches d'essais sur la couche de fondation et la couche de base traitée au ciment en introduisant les constatations et

relations techniques observées et notées lors du contrôle du projet routier de la route Boffa-Kolabouyi en Guinée.

Le chapitre 4 affronte l'eau et le revêtement et traite l'influence de l'eau sur les émulsions, les bétons bitumineux et le macadam. Il donne un exemple sur le choix des dosages en liant et gravillons pour la réalisation de l'enduit superficiel en introduisant la planche d'essais réalisée sur la route Boffa-Kolabouyi en Guinée.

Les principes et la stratégie de l'entretien routier pendant l'hiver et la saison pluvieuse sont abordées au chapitre 5: l'eau et l'entretien des routes.

Ce chapitre traite aussi l'influence de l'eau sur les routes en terre, les macadams, les revêtements et les bétons en ciment et examine quelques maladies en donnant des recettes à considérer lors de l'étude ou de l'exécution d'un projet routier.

Le chapitre 6 donne des conclusions générales sur les sujets traités en incorporant des remarques observées par l'auteur.

Le doctorand a trouvé utile d'introduire des conclusions générales en rassemblant les conséquences et résultats des expériences faites sur des projets routiers en Libye, en Guinée, en Syrie et en Roumanie en incorporant les résultats des essais concernant les substitutions des matériaux des déblais réalisées sur un projet routier en Guinée et des histogrammes avec des valeurs moyennes et écarts types sur le projet de la construction de la route Boffa-Kolabouyi en Guinée et la réhabilitation de la route Lipova-Arad-Nadlac en Roumanie pour fournir des observations plus ou moins constructives.

Enfin, j'ai aussi trouvé nécessaire de fournir un exemple de synoptique géotechnique et par tronçon de 1 km de la réhabilitation de la route Lipova-Arad-Nadlac pour donner une idée sur le contrôle d'un projet routier en introduisant les résultats des essais réalisés au laboratoire du chantier et in situ pour les différentes étapes d'exécution.

NOTATIONS ET SYMBOLES

- d Diamètre du tube de drain, en mètres;
- D₁₅ Sol filtrant, diamètre du tamis dans lequel passent 15 % en poids des matériaux;
- d₈₅ Diamètre du tamis dans lequel passent 85 % en poids des matériaux du terrain;
- Cv Coefficient d'uniformité défini par d₆₀ / d₁₀;
- g Profondeur du gel, en cm;
- F Indice du gel;
- K Conductibilité, en cal / cm / s / °C; ou coefficient de perméabilité, en cm / s;
- L Chaleur volumique, en cal / cm³
- e Epaisseur couche antigel, en cm ou teneur en eau d'un sol, en %;
- ds Densité sèche d'un sol, en g / cm³
- c Epaisseur de la chaussée, en cm;
- f Coefficient de foisonnement du sable, en %;
- Mf Module de finesse d'un granulat;
- C/E Rapport dosage en ciment sur dosage en eau;
- Rc28 Résistance à la compression simple sur éprouvettes écrasées après 28 jours, en MPa;

- Rc7 Résistances à la compression simple sur éprouvettes écrasées après 7 jours, en Mpa;
- Rt28 Résistance à la traction sur éprouvettes écrasées après 28 jours, en Mpa;
- ES Equivalent de sable, en %;
- i Gradient hydraulique;
- W Teneur en eau optimale, en %;
- W' Teneur en eau corrigée, en %;
- ds' Densité sèche corrigée, en g / cm³;
- m Pourcentage en poids des éléments > à 20 mm, en %;
- Gs Poids spécifiques absolu des éléments > à 20 mm, en g / cm³;
- Dh Densité humide in situ, en g / cm³;
- Ds Densité sèche in situ, en g / cm³;
- W_L Limite de liquidité, en %;
- W_p Limite de plasticité, en %;
- I_p Indice de plasticité, en %;
- CBR Indice Portant Californien;
- S Stabilité, en KN;
- R Résistance du béton bitumineux après conservation à sec, en bars;
- r Résistance du béton bitumineux après conervation dans l'eau, en bars.

CHAPITRE 1

L'EAU ET LA ROUTE

L'eau que les précipitations atmosphériques ont répandues sur la surface d'un terrain quelconque se trouve devant 4 possibilités: rester en place, s'évaporer, ruisseler sur la surface ou s'infiltrer à travers celle-ci.

En effet, tous les termes du bilan hydrique que l'on peut schématiser de la manière suivante:

P (Précipitation) = S (stagnation) + E (Evaporation) + R (Ruissellement) + I (Infiltration) conjugués aux autres facteurs de l'environnement (relief, végétation, natures des sols), concourent par leur importance relative suivant les zones climatiques.

En Guinée, les précipitations sont caractérisées par des intensités et durées élevées. La pluviométrie varie de 1 à 4 mètres pour une durée de 3 à 9 mois selon la zone (maritime, forestière, désertique, etc...).

L'auteur a mesuré en 1993 et 1994 une pluviométrie plus ou moins égale à 2 mètres à l'aide du pluviomètre installé à la base vie de Tunifily (fig. N°1) entre Boffa et Kolabouyi. Cette région appartient à la région appelée la Guinée maritime. On constate que les précipitations sont plus élevées pendant juillet, août, septembre et octobre et ont une valeur attendant les 2 mètres par an.

En Roumanie, la pluviométrie est de 500 à 1100 mm suivant les zones climatiques (plaines ou montagneuses).

La protection contre l'eau doit être examinée à tous les stades de la vie d'une route, c'est à dire:

Route Boffa-Kolabouyi

PLUVIOMETRIE

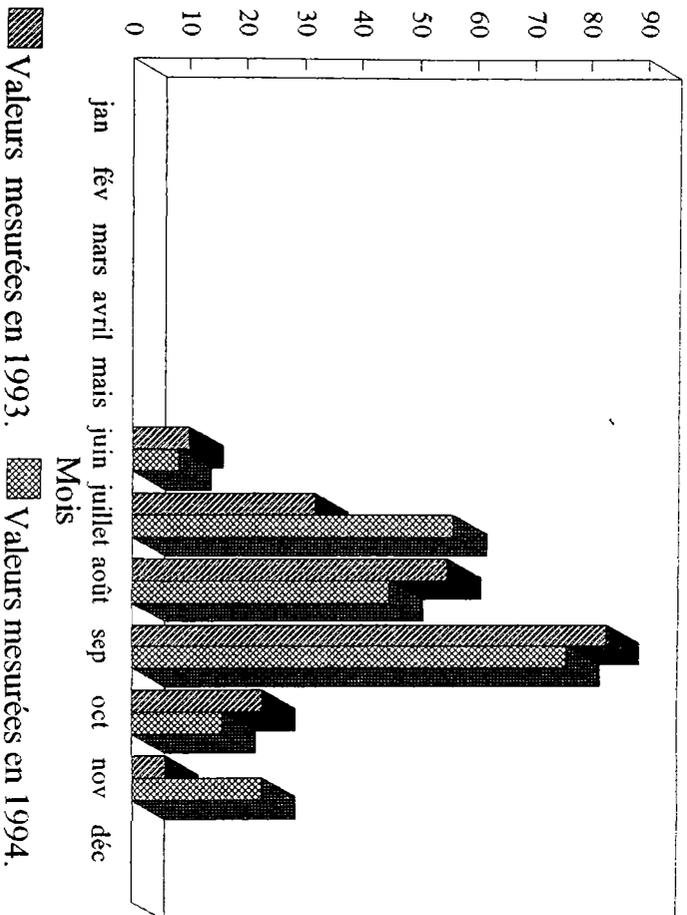


FIGURE N°1

Pluviométrie mesurée à la base vie de Tunifly en Guinée. On constate que les précipitations ont une intensité d'environ 2 mètres pour une durée de 4 mois / an.

- lors de l'élaboration du projet d'une route nouvelle;
- pendant la construction de cette route;
- au cours de la vie ultérieure de la route, tant qu'elle ne subit pas des travaux d'entretien;
- lorsque la route subit des modifications.

Pour que la protection contre l'eau soit efficace, il est utile de procéder à une étude géotechnique.

1.1. ETUDE GEOTECHNIQUE

L'étude comporte la réalisation des essais sur les matériaux destinés à être utilisés pour la construction de la route et de trouver leur comportement à l'eau. Elle doit aussi consister à incorporer les constatations sur la géologie générale, les caractéristiques de chaque emprunt, définir la qualité des matériaux de déblais et classer les matériaux rencontrés en vue de leur utilisation ou réutilisation (déblais).

Les résultats devront être analysés à partir de l'étude jusqu'à la fin de l'exécution.

L'auteur a réalisé l'étude géotechnique suivante lors de l'exécution de la route Boffa-Kolabouyi en Guinée.

1.1.1. Géologie générale

La Guinée dispose une position moyenne par rapport à l'Equateur et au Tropique de Cancer. Elle est constituée de quatre régions naturelles. La zone Boffa-Kolabouyi appartient à la région de la Guinée maritime (anciennement la basse Guinée).

Du point de vue géomorphologue la route Boffa-Kolabouyi est caractérisée par un paysage colinéaire à plaine fluviale:

- les hauteurs de reliefs colinéaires atteignent environ 400m.

- 12 fleuves sont rencontrés sur le long du tracé:

Songolon, Singuila, Kitali, Songoron khouré, Diberedi, Koumba, Kinkon, Kissilikhouré, Wassa-wassa, Dangaran, Bangaran et Meyerkhouré.

Du point de vue géologique, les matériaux rencontrés peuvent être classés comme suit:

- sables argileux
- graveleux latéritiques
- cuirasses
- grès

Les sables argileux:

Ils doivent leur origine à l'érosion, au transport et à la resédimentation de particules fines de la part de cours fluviaux. Ils ont une couleur rougeâtre, jaunâtre, brune et grise. On les rencontre en couche supérieure sur la majeure partie du tracé. Ils recouvrent soit les graveleux ou la cuirasse latéritique, soit directement les grès altérés ou décomposés.

Les graveleux latéritiques:

On les rencontre le long ou à proximité du tracé; la densité de ces matériaux sont plus élevée sur les soixante premiers kilomètres (à partir de Boffa).

Ces matériaux représentent les mouvements tectoniques qui ont affecté la structure géologique et le stade ultime d'évolution de certains sols soumis à des alternances de saisons sèches et de pluies abondantes. Ils sont souvent hétérogènes et certains d'entre eux ont des nodules friables.

Ainsi, l'érosion et le transfert hydraulique ont formé des gîtes de matériaux graveleux qui ont servi pour l'exécution de la chaussée.

La localisation de ces gîtes est affichée sur les figures 2 et 3.

Les cuirasses latéritiques:

On les rencontre sous les graveleux latéritiques ou sous le sable argileux. Ces cuirasses sont très compacts sur les 60 premiers kilomètres à partir de Boffa, moins indurés sur les 35 derniers kilomètres.

Les grès:

a) grès décomposés:

Ils se présentent sous forme d'un sable blanchâtre, brun ou marron. On les rencontre de façon ponctuelle.

b) grès altérés

On les rencontre sous le sable argileux ou sous le graveleux latéritique et surtout au fond des déblais.

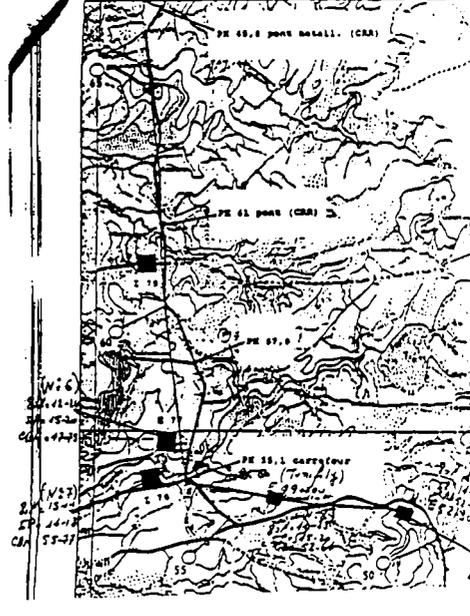
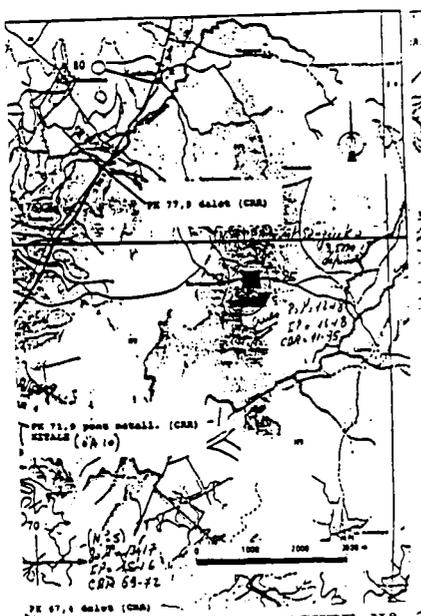
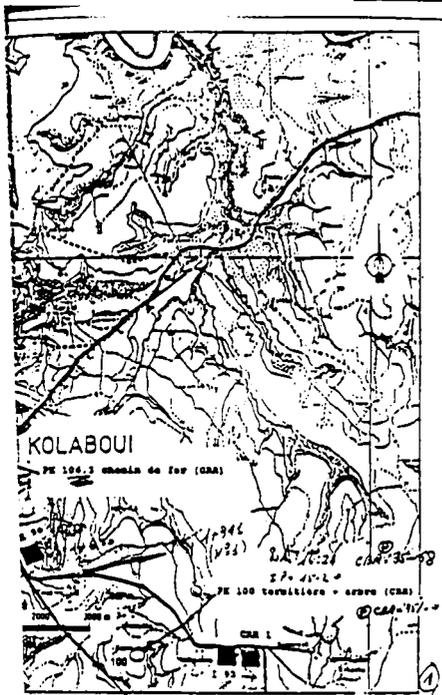


FIGURE N° 2

Les caractéristiques de ces matériaux sont étudiées plus précisément dans les sondages de reconnaissance des déblais.

1.1.2. Sondages de reconnaissance

Afin de pouvoir définir la qualité des matériaux de déblais, l'auteur a effectué 382 sondages au niveau: -0,30 à -0,60m sous le niveau de la chaussée finie (encore appelé "ligne rouge").

Le but de sondages est de:

- déterminer l'épaisseur de la terre végétale.
- préciser les caractéristiques des matériaux en vue de leur réutilisation (portance du sol).
- évaluer la chute de l'indice CBR en présence de l'eau.

Les essais ont été réalisés au laboratoire de l'Entreprise JEAN LEFEBVRE à Kangolia (route Dubreka-Boffa) puis au laboratoire du chantier à la base vie de Tunifily.

Les résultats des essais d'identification et de géotechnique routière sont les suivants:

-Sable argileux:

ESSAI	MINIMUM	MAXIMUM
Passant à 80µ %	11	62
LL %	NM	55
IP %	NM	34
OPM T/M3	1,71	2,11
W OPM %	8,20	20,70
CBR à 95% OPM (4jours)	10	73

Il s'agit donc le plus souvent de sols de type A-6 et A-7 de la classification HRB.

-Graveleux latéritiques:

Passant à 80µ%	< 35
IP%	11-35
CBR à 95% OPM (4jours)	24-87 (avec une moyenne de 61 pour un écart type de 19,7 et un nombre de mesures= 92). 4 mesures ont donné : CBR > 100.

621. 797
366 C

Il s'agit des matériaux de type A-2-6 et A-2-7 selon la classification HRB.

L'auteur a déterminé des relations techniques en réalisant des essais sur la portance des sols en introduisant des teneurs en eau plus élevées que la teneur en eau optimale.

Le doctorant a constaté que le CBR chute de 35 à 50 % quand les matériaux ont une teneur en eau de 2 % en plus que la teneur en eau optimum déterminée selon l'essai Proctor. Cette diminution de CBR dépend du type des matériaux:

pour les sables argileux, le CBR à + 2 % de W Opt chute 50 %, par contre pour les graveleux latéritiques le CBR à + 2 % chute de 35 %.

Pour les déblais dont le CBR est < 20, l'auteur a défini des substitutions selon les modalités ci dessous:

15<CBR<20	h=20cm
10<CBR<15	h=50cm
5<CBR<10	h=75cm

Les résultats, par déblai, sont représentés par les tableaux récapitulatifs ci-après:

TABLEAUX I

N°	80μ	IP	CBR	substitution		remarques
				oui	non	
D2	39-50	15-27	17-28	*		sub.du P145-P161
D3	20-61	19-38	30-37		*	fond latérites
D4	-	-	-	*		rasant
D5	46-54	17-26	21-23	*		-
D6	49-56	22-28	17-22	*		
D7	19-34	10-19	23-46		*	fond latérites

D8	13-48	15-31	14-52	*		sub.du P375-P381
D9	41-48	20-28	12-24	*		
D10	31-47	22-28	17-25	*		
D11	40-46	22-28	16-27	*		
D12+ D13	38-40	22-24	35-45		*	
D14	37-47	18-34	23-40		*	
D15	43-47	18-30	23-35		*	
D16	45-51	17-24	23-35		*	
D17	37-62	14-26	18-29	*		
D18	41-52	17-22	22-38		*	
D19	46-60	19-24	15-19	*		
D20	42-55	16-23	12-43	*		
D21	38-55	15-22	28		*	
D22	-	-	-	*		rasant
D23	26-42	18-19	11-18	*		
D24	29-39	13-22	29-30		*	
D25	41-50	18-22	17-37	*		sub.du P1240- 1265
D26	35-43	16-22	35	*		pour avoir des matériaux homogènes annexe 26-4-93
D27				*		rasant
D28	22-24	13-21	40-50	*		grès annexe du 19-4-93
D29	27-35	12-17	32-42		*	
D30	28-29	13-18	40		*	

D31	27-51	13-20	40		*	
D32	32-36	12-18	42-48		*	
D33	11-26	12-13	74		*	
D34	30-47	13-21	13-37		*	CBR=53àW% 22àW+2
D35	-	-	26		*	
D36	19	13	51		*	
D37	-	-	-	*		rasant annexe 22-3-93
D38	31-51	17-23	13-27	*		
D39	38-41	17-23	28-48		*	
D40	26-35	15-19	22-60		*	
D41	12-28	14-17	28		*	
D42	39-42	18-22	33-43		*	
D43	15-21	13-21	53-56		*	
D44	36-46	14-22	23-28		*	
D45	36-41	15-18	32-45		*	
D46	34-39	12-22	24-27		*	
D47	29-30	12-18	52-54		*	
D48	12-14	16-21	70-112		*	
D49	13-14	19-20	65-70		*	
D50	17-22	20-23	50-100		*	Ex. IP=19- 20%;CBR= 66 couche de fond.
D51	15-20	18-23	59-62		*	
D52	11-20	17-21	55-130		*	
D53	40-41	15-17	25-32		*	
D54	32-42	18-19	25-32		*	

D55	18-21	19-22	33-80		*	
D56	36-41	18	30		*	
D57	-	-	-	*		rasant
D58	13-22	19-24	54-70		*	
D59	40-57	18-23	25-28		*	
D60	34-50	14-21	14-19	*		sub.D60+R 61 au P2812
D61	13-30	11-18	36-96		*	
D62	-	-	-		*	latérites
D63	14-29	11-13	65		*	
D64	23	12	62		*	
D65	15-34	9-25	23-83	*		sub. du P2997- P3011
D66	12-18	10-14	35		*	
D67	32-35	13-14	43-47	*		dalles et grès
D68	-	-	-	*		profils mixtes
D69	-	-	-	*		pr. mixtes
D70				*		profils mixtes
D71	19	22	42		*	
D72	24	10	30		*	
D73	14	12	37		*	
D74	18-26	NM-10	34-43		*	
D75	11-15	14-17	56-77	*		grès
D76	13-14	14-21	48		*	
D77	-	-	-		*	
D78	13	16	43	*		rasant

D79	10-15	11-15	70-83	*		dalles et grès
D80	8-16	11-13	44-68	*		rocher
D81	12-13	12-13	45-69		*	
D83	-	-	27 à W+2		*	
D84	17-19	10-15	25-42		*	
D85	9-12	17-19	72		*	
D86	9	16	64-82		*	
D87	13	17	46		*	
D88	10-11	15-18	59-75		*	
D89	14	14	83	*		rocher
D90	33-34	14-22	52-73		*	
D91	6	8	42	*		rocher
D92	15-32	13-14	44-56	*		rocher
D93	-	-	-	*		rasant
D94	14-32	14-19	39-68	*		rocher fin du déblai entre P3919- P3926
D95	8-33	17-19	27-83		*	
D96	34-37	14-15	40		*	
D97	9	9	78		*	
D98	10-12	16-23	69-84		*	
D99	33-45	13-23	40-49		*	
D100	12-30	14-18	23-44		*	
D101	16-43	13-18	23-52		*	
D102	10-13	15-16	61	*		grès
D103	10-13	13-17	52-67		*	

D104	9-20	11-19	62-67		*	
D105	36-45	13-19	24-49		*	
D106	14-34	12-15	41	*		grès
D107	30-48	14-17	22-64		*	
D108	13-32	10-11	24	*		rasant
D109	33-35	12	28-34	*		grès
D110	32	14	64		*	
D111	34-36	13	60		*	
D112	11	16	72		*	
D113	38	13	25		*	
D114	28-33	12-13	28-58		*	
D115	-	-	-	*		du P4436- P4440 dalles

L'auteur, lors de l'exécution du projet et en vue des résultats ci-dessus, a ordonné à l'entreprise chargée de la construction de la route de procéder au substitution des déblais ayant:

- des matériaux hétérogènes (D26 par exemple);
- des dalles ou grès (D28, D75...);
- des profils rasants (D4, D22...);
- des CBR < 20 (D2, D8...).

La substitution des déblais ayant des dalles, des grès et des matériaux hétérogènes est très nécessaire pour éviter des résistances inégales, ce qui entraîne, par suite des tassements différents.

Tout cela en donnant des remarques et en limitant par profils les zones des déblais soumis à la substitution.

1.2. L'EAU ET LES PRECIPITATIONS ATMOSPHERIQUES

1.2.1. Les effets des précipitations atmosphériques

L'eau qui s'évapore est généralement inoffensive.

L'eau qui stagne sur la chaussée provoque des éclaboussements (Photos 1 et 2) et, en hivers, forme des plaques de glace, celle qui stagne sur un accotement terrassé peut en réduire la portance au point de le rendre impraticable.

L'eau qui ruisselle trop rapidement sur les surfaces terrassées provoque l'érosion causant ensuite et sur les routes non revêtues, par exemple, un ravinement qui peut être longitudinal ou transversal (Photos 3 et 4).

L'eau en ruisselant à la surface du terrain, peut produire des érosions d'une certaine importance et surtout l'érosion des talus de remblais (Photo 5).

Cette érosion est la conséquence du ruissellement des eaux de pluies recueillies sur la surface des talus et provenant de la plate-forme.

L'érosion est souvent active sur les talus des remblais et, en particulier, au contact des murs en aile ou de retour des ouvrages. Elle peut aussi provenir d'un mauvais drainage (descentes d'eau non prévues ou non entretenues...).

L'eau qui s'infiltré altère les qualités de presque tous les matériaux qu'elle atteint et favorise leur contamination par des éléments fins provenant du dessous ou du dessus; elle s'attaque aux enrobés, elle corrode les aciers des revêtements bétonnés et des ouvrages d'art. Tous ces effets sont aggravés lorsque l'eau infiltrée, freinée dans sa descente par une couche peu perméable, forme sur celle-ci une nappe suspendue, soit dans l'accotement, soit dans le corps de chaussée même, avec possibilité de propagation de l'un vers l'autre.

1.2.2. Défense contre les effets de précipitations

Le rapport entre l'eau qui ruisselle et la quantité totale précipitée est appelé coefficient de " déperdition "; il varie selon les terrains et en fonction de leur nature, de la pente et de la proportion d'eau absorbée.

La défense contre les effets des précipitations atmosphériques consiste à résoudre les problèmes suivantes:

- du drainage;
- des talus;
- la réduction des infiltrations dans le revêtement;
- les ouvrages pour l'écoulement des eaux;
- des terrains marécageux.

Le problème du drainage revient à éviter que l'eau de la nappe aquifère atteigne la zone du terrain qui intéresse la superstructure; pour cela, il faudra la dévier, en lui offrant un chemin plus facile, le drain, qui l'élimine totalement ou abaisse son niveau.

Il est capital, avant de commencer à effectuer la fouille pour étudier le terrain, de connaître avec une exactitude suffisante la constitution géologique du terrain à traverser, et de se former une opinion claire sur la nature du sol et ses propriétés, relativement au drainage, en déterminant la profondeur des stratifications et leur aptitude à retenir l'eau ou à l'absorber par capillarité. Il sera du plus haut intérêt de connaître la proportion d'argile des différentes couches, qui, au-delà de certaines limites, provoque, en général, une augmentation des conditions défavorables.

Pour cela il faut déterminer la nature du sol en prenant des échantillons, dans l'axe du tracé de la route, à une profondeur variable au dessous de sa cote, entre 0,9 et 1,2 m; si le terrain est uniforme, on prélèvera ces échantillons tous les 300m.

Les drains sont des conduits qui, à l'intérieur du sol à une profondeur convenable, recueillent l'eau et la dirigent vers les collecteurs, l'éloignant ainsi de la zone à assécher. Les drains peuvent être en ciment ou en terre cuite, perforés sur une moitié ou placés de façon à laisser une certaine distance entre leurs extrémités. Ils peuvent également être constitués par des canaux recouverts de dalles que l'on place en laissant entre elles des petites rainures pour donner accès à l'eau.

Si le drain est placé dans la nappe phréatique, afin de baisser son niveau, et si on emploie des tuyaux perforés, les orifices peuvent être mis, soit vers le haut, soit vers le bas; cette dernière disposition aurait, dit-on, l'avantage de réduire les obstructions possibles par entraînement de terre

Le type courant de drain est celui d'un tube en ciment de diamètre de 4 à 20 cm, déposé sur un lit d'argile, afin de former un véritable canal imperméable; recouvert de pierre cassée (fig.

N°4). Il ne faut pas que les drains soient à plus de 75 cm de profondeur. On peut utiliser des drains en pierre sèche, formant un canal que l'on couvre de dalles (fig. N°5); C'est une solution pratique et bien souvent économique. La distance entre les drains ne doit être ni grande, car on risquera de laisser des zones non asséchées, ni trop petite, car ce serait anti-économique; elle varie normalement de 5,5 à 20 m. Quand la proportion d'argile augmente, les drains doivent être rapprochés. Leur déclivité ne sera pas inférieure à 2 ‰, et ils formeront un angle de 60° par rapport à l'axe du collecteur principal. La tranchée de drainage est remplie, de préférence, de matériaux pierreux de dimensions uniformes, de 2 à 7 cm.

Le choix du diamètre du drain, est une question de jugement et d'expérience plutôt que calcul; il dépend de la déclivité et du débit à évacuer. On emploie, par exemple, les formule de Prony et Eytelwein:

$$v = 3,95 \cdot k \sqrt{50 d h / 1 + 50d} \quad (1.1.)$$

v = vitesse, en mètres par seconde;

d = diamètre, en mètres;

h = dénivellation l, en mètres;

k = constante qui dépend du diamètre et dont la valeur est donnée par le tableau II ci dessous:

TABLEAU II

d	0,04	0,065	0,08	0,10	0,125	0,15	0,175	0,2
k	0,75	0,78	0,8	0,83	0,86	0,88	0,9	0,92

Le débit se détermine en partant des données expérimentales obtenues dans la zone à drainer; connaissant la hauteur d'eau précipitée et le coefficient de déperdition, on peut obtenir la quantité d'eau qui s'infiltré par unité de surface et, de là, le débit à évacuer par mètre linéaire de drain. Les sols poreux se drainent facilement; l'eau qui s'infiltré à travers ces sols est facilement recueillie par le drain et la surface du terrain demeure sèche. Le drainage est moins efficace dans les terrains argileux, et les difficultés augmentent à mesure que la dimension des particules d'argile diminue. Il n'est pas possible d'évacuer totalement par drainage l'eau continue dans un terrain argileux, mais la proportion en est fortement diminuée et le niveau de la couche phréatique y est sensiblement abaissé. Dans des terrains marneux, les drains sont absolument inefficaces.

FIGURE N° 4

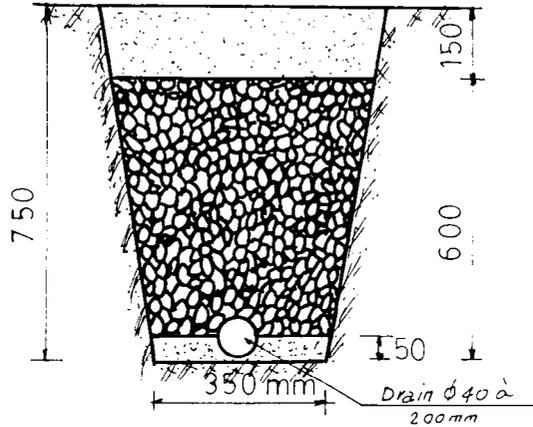
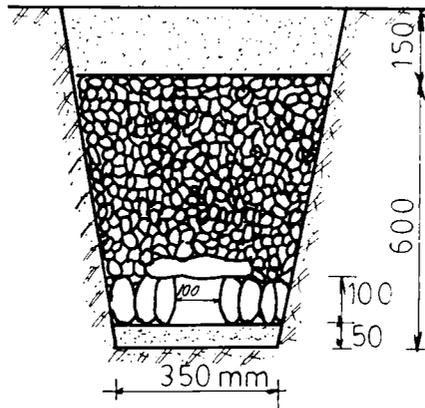


FIGURE N° 5



L'auteur a résolu le problème de résurgence sur la chaussée lors de l'exécution de la réhabilitation de la route Mamou-Faranah (180 Km) en guinée, en procédant au drainage par une couche drainante constituée par une assise contenant peu d'éléments fins, assez uniforme pour éviter la ségrégation (coefficient d'uniformité de 20 au maximum).

Si la route traverse des zones de déblai et que des sources jaillissent, il est nécessaire de les capter de façon à les éloigner de la zone d'érosion dangereuse en rassemblant les eaux en les recueillant dans les fossés de la route, ou même en évitant qu'elles y arrivent, à l'aide de fossés de captage ou fossés de crête.

Les talus de grande hauteur doit être coupé par des banquettes destinées à intercepter et canaliser le ruissellement avant qu'il n'est atteint une vitesse excessive.

Les eaux ruisselant de la chaussée, des accotements et des talus sont nécessairement rassemblées dans un ou plusieurs collecteurs situés entre le bord de la chaussée et le pied du talus. Ces collecteurs peuvent être des fossés ouverts de différentes sections, des canalisations enterrées ou des caniveaux (Photos 6 et 7).

Dans les sections en remblai, les eaux qui proviennent d'un talus sont recueillies dans un fossé de pieds de talus ou fossé de protection. Des murs en aile sont nécessaire pour éviter que les terres du remblai puissent boucher les orifices de l'ouvrage.

Dans les agglomérations, il est nécessaire de prévoir des filets d'eau et des bordures avec des avaloirs.

La solution la plus efficace pour la réduction des infiltrations dans le revêtement est celle qui supprime le plus grand nombre possible de joints.

Les ouvrages sous chaussée les plus courants, pour l'évacuation des débits sont les buses métalliques (photo 8) ou en béton armé épaisses de 0,07 à 0,10 m.

Finalement, l'eau qui se trouvera immédiatement en dessous de la surface du terrain donnera lieu à des zones marécageuses dont les sols possèdent des matières organiques. Ces sols devront être évacués.

L'auteur, lors de la construction de la route Boffa-Kolabouyi et dans des points bas, a ordonné à purger les sols tourbeux organiques. Ces sols ont été évacués et remplacés par des matériaux non compressibles (sables ou latérites).

Les curages en terrains marécageux ont été nécessaires car les matériaux rencontrés ont été insuffisamment porteurs.

L'auteur a utilisé des géotextiles pour éviter l'effet des tassements différentiels.

1.3. L'EAU ET LA ROUTE

L'eau est un matériau essentiel et indispensable pour l'exécution des projets de génie civil. Elle est employée surtout pour l'élaboration, la composition, la préparation et la fabrication des matières utilisées pour la construction des routes, par exemple pour:

- la préparation des émulsions;
- les terrassements;
- les remblais;
- les différentes couches de la chaussée;
- les macadams;
- les bétons de ciment et etc.

Les caractéristiques de l'eau pour chaque utilisation ont été standardisées par des Normes, par exemple les Normes Françaises AFNOR ou Roumaines STAS.

En plus, la convenance à l'utilisation de l'eau pour les tâches de génie civil a été véritablement bien définie. La Norme AFNOR P 18-303 a définie la convenance de l'eau utilisée pour les bétons de ciment, appelée eau de gâchage, comme suit:

- les eaux potables conviennent évidemment;
- les eaux de rinçage de bétonnières sont habituellement utilisables mais leur aptitude à vérifier (changement de ciment, adjuvants). Il en est de même pour les eaux pompées ou, surtout, de rejets industriels.
- les eaux de mer peuvent servir (à la rigueur) pour les bétons non armés ni précontraints.
- les eaux usées et eaux de Vannes contenant des détergents ne conviennent pas.

Par contre, il est évident de procéder aux essais d'aptitude qui comprennent une inspection visuelle, des essais de résistances et des analyses chimiques.

Pour la préparation des émulsions, l'eau choisie ne doit contenir qu'un minimum d'impuretés organiques et minérales.

Si l'eau est un matériau essentiel, la quantité à mélanger, introduire et incorporer doit être obligatoirement respectée selon les proportions et les taux déterminés par des essais réalisés au laboratoire afin d'éviter des effets désastreux et parfois catastrophiques surtout au point de vue économique.

1.4. EFFETS DE L'EAU UTILISEE COMME MATERIAU ROUTIER

L'eau, quand elle n'est pas utilisée selon la proportion exigée, provoque sur les matériaux destinés à la construction d'une route (remblais, plate-forme et couches de fondation et base traitées ou crues) des effets désastreux constitués par:

- 1) Un gonflement;
- 2) La modification des caractéristiques mécaniques du sol;
- 3) Une diminution de résistance;
- 4) Des tassements différents;
- 5) Des médiocres compacités.

Si la teneur en eau n'est pas proche de l'optimum, les compacités ne seront pas atteintes surtout en cas d'excès d'eau.

Lors de la construction de la route Boffa-Kolabouyi, l'entreprise a laissé entendre que les spécifications du marché sont irréalisables.

L'auteur, pour déterminer les teneurs en eau, a prélevé sur une longueur de 100 m 45 échantillons systématiquement répartis sur la section à raison de 5 essais par profil et 9 profils par section.

Les résultats sont dressés dans le tableau III.

TABLEAU III

profil	a	b	c	d	e
425	10,4	7,4	7,3	8,4	4,2
425 bis	8,4	9,2	10,2	11,3	10,4
426	9,6	10,9	10	10,4	13,6
426 bis	13,5	11	10,5	10,4	12,9
428	11,1	10,5	10,4	10,9	13,3
428 bis	11,1	10,9	9,9	9,5	9,5
429	10,2	15,8	10	8,9	9
429 bis	9,7	10,2	9,6	8,7	10,1
430	10,2	10	9,8	10,6	10,8

Comment peut-on atteindre la compacité sollicitée avec une telle dispersion de teneurs en eau?

L'augmentation ou la diminution de l'eau affectera sur la compacité et la portance du sol.

Le doctorand a conseillé l'entreprise de scarifier les matériaux et de les humidifier par arrosage et homogénéisation à la niveleuse. Il a proposé à l'entreprise, pour la réalisation de la couche de fondation (échantillons prélevés sur cette couche), de respecter la valeur de la teneur en eau déterminée par l'essai Proctor modifié.

La valeur de W_{opt} , sur ce tronçon de la route, est de 10,6 % pour une densité sèche maximale de 2,00 g / cm³. Il n'est pas probable d'obtenir la compacité demandée avec des valeurs de teneurs en eau in situ entre 4 % et 16 %.

Il est évident que lorsque la teneur en eau est élevée, versant droit de la courbe Proctor, l'eau absorbe une importante partie de l'énergie de compactage sans aucun profit. Donc, même si on augmente le nombre de passes on n'arrivera jamais à la compacité voulue. En plus, les matériaux forment de la boue et rendent l'accès inabordable sur le chantier.

Ce phénomène est moins grave sur le versant gauche appelé versant sec.

Un autre effet est la portance du sol. L'augmentation ou la diminution de la teneur en eau réduit cette portance.

L'auteur a réalisé plusieurs essais au laboratoire du chantier de la route Boffa-Kolabouyi pour déterminer les effets de l'eau sur les matériaux destinés à la réalisation du projet.

Il a déduit les résultats comme suit:

1) Portance du sol:

Le CBR chute de 35 à 50 % pour des matériaux ayant une teneur en eau de 2 % en plus que l'optimum. La diminution du CBR dépend des types des matériaux:

- sable argileux:

$$\text{CBR à } W_{opt} + 2 \% = 0,5 \text{ CBR à } W_{opt} \quad (1.2.)$$

- graveleux latéritiques:

$$\text{CBR à } W_{opt} + 2 \% = 0,65 \text{ CBR à } W_{opt} \quad (1.3.)$$

On constate que la portance du sol chute de 50 % pour les sables argileux. Par contre, pour les graveleux latéritiques cette

portance baisse de 35 % pour une teneur en eau ayant la même valeur (+ 2 % de la teneur en eau optimale).

En plus , l'auteur a exécuté des essais de résistance à la compression simple à 28 jours sur des graveleux latéritiques stabilisés au ciment avec une teneur en eau - 2 % de l'optimum et a noté que:

$$Rc \text{ à } W \text{ opt} - 2 \% = 0,7 Rc \text{ à } W \text{ opt} \quad (1.4.)$$

2) Degré de compactage:

Le doctorand a réalisé des essais pour évaluer l'influence de la compacité sur la portance du sol. Il a comparé les résultats sur éprouvettes compactées à 95 % avec celle compactées à 98 %. Il a déduit le suivant:

$$CBR \text{ à } 98 \% = 1,25 CBR \text{ à } 95 \% \quad (1.5.)$$

$$Rc \text{ à } 98\% = 1,35 Rc \text{ à } 95\%^1 \quad (1.6.)$$

L'auteur note que:

1) la portance du sol chute sur les éprouvettes confectionnées à des teneurs en eau plus élevées que l'optimum (relations 1.2. et 1.3.).

2) la portance du sol ou la résistance à la compression chute aussi sur les matériaux ayant une teneur en eau moins élevée que l'optimum (relation 1.4.).

3) la portance du sol croît avec le degré de compactage.

4) sur la planche ci dessus et avec des teneurs en eau entre 4 et 16 %, l'auteur déduit:

ayant des teneurs en eau ± 6 % que l'optimum; non seulement la compacité ne sera pas atteinte; mais, la portance du sol sera faible au point de la rendre égale à 0.

5) l'auteur signale que l'essai CBR sur des matériaux stabilisés au ciment doit être effectué après 3 jours de cure à l'air + 4 jours d'immersion.

Par contre, pour les matériaux crus l'essai CBR doit être réalisé après 4 jours d'imbibition.

¹ Matériaux stabilisés au ciment; éprouvettes écrasées après 28 jours.

6) d'autres relations avec des explications seront traitées au chapitre 3: l'influence de l'eau sur le sol.

7) si le degré de compactage n'est pas atteint, la durée de la vie de la route sera moins que celle souhaitée. La compacité doit arriver à la valeur demandée pour toute les couches et aussi pour les ouvrages sous la chaussée; les buses, par exemple.

L'auteur a réalisé en juin 1997 une mission sur la construction de la route Mamou-Kankan en Guinée pour examiner les fissures sur le revêtement achevé fin 1996. Il a noté que sur le long de la route et à l'endroit où il y a des buses ces fissures se sont présentées. Il a constaté que le lit de pose des buses n'a pas été bien compacté. Catastrophes!!!

L'eau, quand elle est en excès réduit la résistance mécanique des bétons. Une faible résistance témoigne une faible contrainte appliquée sur l'ouvrage. La quantité d'eau à ajouter pour le gâchage du ciment doit être bien respectée et le pourcentage C/E déterminée lors de la réalisation des épreuves d'étude et de convenance doit être bien observé à l'exécution.

La résistance est la qualité essentielle à rechercher pour un béton. Elle décroît en fonction du dosage en eau E et croît en même temps que le dosage en ciment C et c'est pourquoi il faut toujours considérer le rapport C/E comme facteur global intervenant dans la résistance du béton.

L'auteur a constaté que lorsque l'eau est en excès, la résistance mécanique chute. Il a toujours appliqué des réfections de prix sur les ouvrages ayant des résistances non conformes à condition que la contrainte appliquée soit inférieure à la contrainte admissible si non l'ouvrage sera refusé. Ce sujet sera traité en détail au chapitre 2: l'influence de l'eau sur le béton.

L'eau, avec une faible quantité provoque une ségrégation et il est authentique et évident que les résistances baissent.

L'eau, pour les macadams à l'eau, joue le rôle d'un lubrifiant pour la matière d'agrégation car l'arrosage est réalisé en fin d'opération et cause l'encastrement final de l'ensemble (matériaux + matière d'agrégation). Si l'arrosage est trop copieux, il peut donner de la boue qui ne convient ni au trafic ni au revêtement. La quantité nécessaire à l'arrosage doit être bien respectée.

Donc, il est évident que:

L'eau, utilisée pour la réalisation des projets routiers, possède des effets désastreux si sa quantité est en excès ou en diminution à celle déterminée préalablement au laboratoire. Cette quantité doit être observée lors de l'exécution pour éviter ces effets qui sont parfois catastrophiques.

1.5. CONCLUSION

1) Lors de l'étude ou de l'exécution d'un projet routier, il est utile de procéder à une étude géotechnique générale en incorporant un chapitre qui traite le comportement des matériaux à l'eau.

2) Ce comportement à l'eau doit être étudié pour chaque type de matériaux et aussi pour les sondages de reconnaissance.

3) L'eau est un matériau essentiel pour l'exécution des projets de génie civil. Elle est employée pour l'élaboration, la composition, la préparation et la fabrication de plusieurs matières destinées soit à la construction ou à la réhabilitation des routes.

4) Si la quantité d'eau n'est pas respectée, l'eau aura des effets catastrophiques: elle fait chuter la portance du sol, provoquer des problèmes sur la compacité et causer des fissures, réduire la résistance mécanique des bétons de ciment et entraîner des ségrégations et de la boue etc...

5) Si la quantité d'eau est respectée la compacité arrivera à la valeur demandée pour un nombre de passes cohérent et économique.

LEGENDE DES PHOTOGRAPHIES ET FIGURES

1) PHOTOGRAPHIES

1.1. - 1.2. L'eau stagnant sur la chaussée provoque des éclaboussements. L'eau devra être évacuée vers un exutoire en donnant une pente nécessaire au revêtement.

1.3. L'eau qui ruisselle trop rapidement sur les surfaces terrassées provoque l'érosion causant ensuite un ravinement longitudinal.

1.4. L'eau qui ruisselle provoque des ravinelements transversaux.

1.5. Erosion de talus de remblai avant prise de la végétation. L'eau en ruisselant à la surface du terrain peut produire des érosions de talus de remblais.

1.6. Type de collecteurs; caniveaux ouverts en béton.

1.7. Type de collecteurs; caniveaux renforcés.

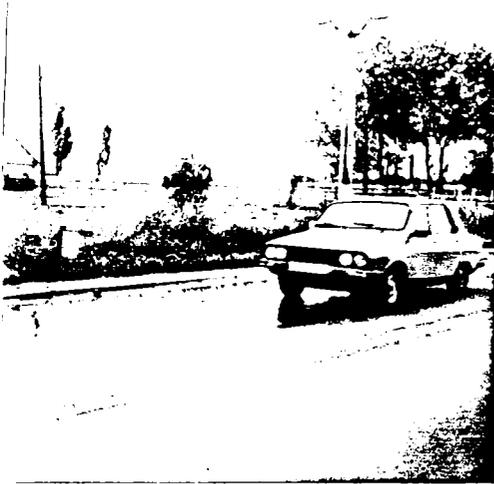
1.8. Buses métalliques de grandes dimensions et perrés maçonnés. La compacité du lit de pose devra bien être contrôlée pour éviter des fissures éventuelles sur le revêtement.

2) FIGURES

N°1 page 12 Mesure de la pluviométrie à la base de Tunifily en Guinée. Les précipitations ont une intensité de deux mètres pour une durée de 4 mois par an.

N°2-N°3/15-16 Plan de localisation des gîtes de graveleux latéritiques de la construction de la route Boffa-Kolabouyi en Guinée. Les essais d'identification et de géotechnique routier devront être bien étudiés en trouvant les effets de l'eau sur ces matériaux. Les résultats devront être fixés sur le plan de localisation.

N°4-N°5/27 Types de drains pour résoudre le problème de l'eau contre les effets de précipitations atmosphériques.



1.1



1.2



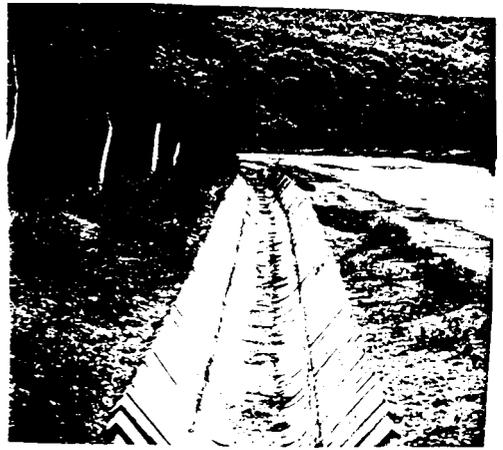
1.3



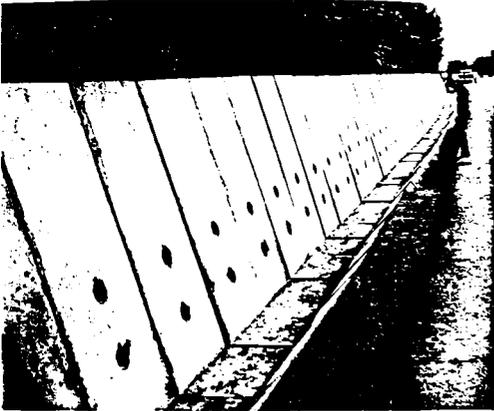
1.4



1.5



1.6



1.7



1.8

CHAPITRE 2

L'INFLUENCE DE L'EAU SUR LE BÉTON

Pour traiter l'influence de l'eau sur le béton, l'auteur a trouvé utile de procéder à l'étude de l'ouvrabilité et puis de chercher l'influence de l'eau sur le béton de ciment en vue de son comportement, sa composition et les valeurs des résistances mécaniques.

La quantité d'eau qu'il est nécessaire d'ajouter pour le gâchage correct du ciment est supérieure à la quantité strictement nécessaire aux seules réactions chimiques.

On distingue:

- L'eau de cristallisation;
- L'eau absorbée qui pénètre plus ou moins à l'intérieur des granulats selon leur degré de porosité;
- L'eau libre et qui s'élimine plus ou moins par séchage.

2.1. OUVRABILITE ET DOSAGE EN EAU

Les caractéristiques de l'eau de gâchage sont normalisées par des Normes; exemple la Norme AFNOR P 18-303.

L'eau peut éventuellement être utilisée sous réserve qu'elle satisfasse aux prescriptions concernant des essais de début et de fin de prise et des essais de résistance.

L'ouvrabilité est une qualité essentielle du béton; elle peut se définir comme la facilité offerte à la mise en oeuvre du béton pour le remplissage parfait du coffrage et du ferrailage. L'ouvrabilité ou maniabilité peut s'apprécier de diverses façons et en particulier par des mesures de plasticité.

Il existe de nombreux essais permettant la mesure de certaines caractéristiques dont dépend l'ouvrabilité. Les plus couramment utilisés dans la pratique sont:

- Cône d'Abrams;
- Table à secousses;

2.1.1. Affaissement au cône d'Abrams (slump-test)

C'est un des plus simples et des plus fréquemment utilisés. Cet essai a fait l'objet de la norme AFNOR P 18-451; il consiste à remplir de béton un moule en tôle tronconique ($D = 20$ cm, $d = 10$ cm et $h = 30$ cm). Le remplissage s'exécute en quatre couches tassées avec une tige d'acier pointue de 16 mm de diamètre à raison de 25 coups par couche; on soulève ensuite le moule avec précaution et on mesure l'affaissement.

Les mesures sont évidemment quelque peu dispersées et il ne faut pas accorder à cet essai un caractère trop rigoureux, mais on peut admettre qu'il caractérise bien la consistance d'un béton et permet le classement approximatif indiqué au tableau IV.

TABLEAU IV

Classe de consistance	Affaissement cm	Tolérance cm
Très ferme (T.F.)	0 à 4	± 1
Ferme (F.)	5 à 9	± 2
Plastique (P.)	10 à 15	± 3
Très plastique (T.P.)	≥ 16	± 3

On constate que le béton peut être classé selon sa consistance. Cet essai est le seul cité et appliqué pour le mesure de consistance du béton frais dans le fascicule 65 des marchés publics de travaux de l'Etat Français concernant l'exécution des ouvrages et constructions en béton armé.

L'auteur, pour déterminer l'ouvrabilité sur les bétons frais réalisés pour la construction de la route Boffa-Kolabouyi et la réhabilitation de la route Mamou-Faranah en Guinée ou pour la réhabilitation de la route Conop-Arad-Nadlac en Roumanie, a réalisé des essais avec le cône d'Abrams. Il a constaté que pour des bétons ayant une ouvrabilité < 10 cm, les résistances seront obtenues à condition d'observer les autres constituants du béton.

2.1.2. Etalement à la table à secousses

Cet essai (flow-test) est une mesure testant plus particulièrement l'aptitude du béton à s'étaler par écoulement, et donne des valeurs faibles pour les bétons présentant une bonne cohésion et des valeurs plus élevées lorsque le béton a tendance à la ségrégation.

L'essai s'exécute sur une table à laquelle on peut imprimer des secousses verticales (élévation suivie d'une chute de 12 mm) à l'aide d'une came commandée par une manivelle.

On démoule sur la table un tronc de cône de béton ($D_0 = 25$ cm; $d_0 = 17$ cm et $h = 12,5$ cm) et on le soumet à une série de 15 secousses; on mesure ensuite le diamètre total D après étalement et la mesure s'exprime en pourcentage d'augmentation du diamètre de base:

$$100 * (D - 25) / 25 (\%) \quad (2.1.)$$

En général on peut admettre comme valeur moyenne pour les bétons courants:

- Très ferme : 10 à 30 %;
- Ferme : 30 à 50 %;
- Plastique : 50 à 70 %;
- Très plastique : 70 à 100 %.

Il est conseillé d'utiliser cet essai pour les valeurs comprises entre 30 et 80 % tout en observant s'il y a ou non ségrégation.

Donc, le béton peut être classé selon l'ouvrabilité déterminée soit par l'essai de flow-test ou par le slump-test.

2.2. L'EAU ET LE BETON

L'eau est le facteur qu'il convient de régler avec précaution lors de la détermination de la composition des bétons.

La quantité d'eau nécessaire dans une composition de béton sera déterminée au cours des essais d'étude et de convenance par quelques mesures d'affaissement au cône. Le dosage en eau nécessaire sera en fonction de la plasticité désirée, principal objectif, en définitive, de ce dosage en eau.

En effet la quantité d'eau dans un mètre cube, sert pour la moitié à peu près à l'hydratation et à la prise du ciment, tandis que l'autre moitié, sous forme d'eau de mouillage, confère au béton ses qualités de plasticité et d'ouvrabilité.

2.2.1. Composition d'un béton

Il est évident que la résistance soit la qualité essentielle à rechercher pour un béton.

Elle décroît en fonction du dosage en eau E et croît en même temps que le dosage en ciment C et c'est pourquoi il faut toujours considérer le rapport C/E comme facteur global intervenant dans la résistance du béton.

Il ne suffit pas, connaissant C/E, de fixer le dosage en ciment et en déduire le dosage en eau E; en effet en choisissant par exemple un faible dosage en ciment, on trouvera un dosage en eau faible; on risquera alors d'obtenir un béton beaucoup trop sec et vice versa. Le dosage en ciment est donc fonction de C/E mais également du dosage en eau E nécessaire pour une ouvrabilité satisfaisante.

Les constituants d'un béton sont:

- le ciment;
- les granulats;
- l'eau de gâchage;
- l'adjuvant.

Lors de l'exécution des ouvrages en béton armé pour la construction de la route Boffa-Kolabouyi et après la réalisation de plusieurs essais d'étude et de convenance, l'auteur a approuvé la composition suivante:

- | | |
|-------------------------|-----------------------------|
| - sable 0/2: | = 650 kg; |
| - agrégats 5/12,5: | = 380 kg; |
| - agrégats 12,5/25: | = 860 kg; |
| - eau théorique: | = 160 litres; |
| - ciment: | = 375 Kg; |
| - plastiretard: | = 0,3 % en poids du ciment; |
| - affaissement au cône: | = (5 - 10) cm. |

Il est évident de contrôler chaque composant du béton pour éviter des surprises lors de la détermination des résistances.

2.3. RESISTANCE D'UN BETON

On constate que l'ouvrabilité et résistance devront être analysées de pair car elles sont étroitement dépendantes l'une de l'autre.

Les essais de résistance sont:

- résistance en compression;
- résistance en traction; soit en traction directe ou par fendage.

Souvent, sur le chantier on détermine la résistance à la compression après 7 et 28 jours. Il faut toujours calculer la résistance nominale et non la moyenne arithmétique en introduisant la plus petite valeur d'une série d'éprouvettes. Par exemple, la résistance nominale à 28 jours demandée par les spécifications du marché de la route Boffa-Kolabouyi est:

27 Mpa à la compression.

2,2 Mpa à la traction.

Cette résistance sera évaluée par:

$$R_n = 85/100 \text{ de } R_a \quad n < 12 \quad (2.2.)$$

$$R_n = R_a - 0,8s \quad n > 12 \text{ avec:} \quad (2.3.)$$

où:

- R_n = la résistance nominale cherchée;
- R_a = moyenne arithmétique; c'est à dire le total des valeurs des éprouvettes divisé par le nombre des éprouvettes;
- s = l'écart quadratique moyen;
- n = nombre des éprouvettes.

L'auteur, en suggérant les règles du fascicule 65, a défini les valeurs des résistances et les nombres des éprouvettes à considérer pour une journée de travail comme suit:

1) Contrôle de la résistance à la compression:

- nombre des éprouvettes: 15 à 28 jours; 6 à 7 jours.
- $R_a = 29 \text{ Mpa}$ $R_u = 23,5 \text{ Mpa}$ $n < 12$
- $R_a = 27 + 0,95 s$ $R_u = 23,5 \text{ Mpa}$ $n > 12$

R_u est la plus petite valeur d'une série d'éprouvettes. Notons que si cette valeur est plus petite que 23,5 Mpa, l'ouvrage sera refusé.

Donc, il ne suffit pas d'avoir une valeur arithmétique conforme pour accepter un ouvrage. Il faut introduire la valeur minimale d'une éprouvette.

2) Contrôle de la résistance à la traction

- nombre des éprouvettes: 3 à 28 jours;
- la valeur de la résistance à la traction après 28 jours est égale à 2,2 Mpa.

2.4. CONTROLE DES BETONS

Le contrôle des bétons sur le projet de la construction et du bitumage de la route Boffa-Kolabouyi a été réalisé conformément aux spécifications du paragraphe 2.3.

Les résistances, du béton de contrôle, à la compression simple à 7 et 28 jours et à la traction à 28 jours ont été mesurées sur les différentes postes de mise en oeuvre:

- la réalisation sur site:
 - appuis et tablier des ouvrages d'art;
 - ouvrages hydrauliques (dalots et têtes de buses).
- la préfabrication des poutres, caniveaux et murs en aile.
- la réalisation des pieux pour les ouvrages d'arts.

Deux centrales ont servi pour la production de bétons, l'une à la base de Tunifily, km 45 et l'autre au km 8 à partir de Boffa.

L'Entreprise, conformément à l'article 37 du CCTP, après avoir procédé aux **épreuves d'étude et de convenance**, a proposé 2 compositions de bétons; l'une avec les agrégats de Gbantama et l'autre avec les agrégats de Boké.

Les résultats de la production portent sur 5776 éprouvettes dont:

- 3909 écrasées à la compression simple à 28 jours;
- 1393 écrasées à la compression simple à 7 jours;
- 269 écrasées à la traction à 28 jours;
- 77 écrasées à la compression simple à 14 jours pour la fondation des ponts en pieux en utilisant le ciment CLK 45 en BIG BAG de 1500 kg;
- 128 écrasées à la compression simple à 28 jours (pieux).

Les spécifications sur les pieux:

- Rc28 > 25 MPa pour les pieux.

Les résultats exposent les caractéristiques suivantes:

- XRc28 = 35,89 MPa pour un écart type de 4,75 pour les éprouvettes conformes aux spécifications;
- XRc7 = 30,76 MPa pour un écart type de 4,45;
- XRt28 = 3,22 MPa pour un écart type de 0,48;
- XRci4 = 27,56 MPa pour un écart type de 2,76` (pieux);
- XRc28 = 30,21 MPa pour un écart type de 2,13 (pieux).

où:

- XR : valeur moyenne;
- 7, 14 et 28 : nombre de jours;
- c et t : compression et traction.

L'auteur a noté que l'écart type de la résistance à la compression simple à 28 jours est de 5,04, y compris les éprouvettes non conformes, et qui est élevé. Donc, il existe des bétons dont la résistance est inférieure aux spécifications. Des réfections de prix ont été appliquées sur certains ouvrages à condition que la contrainte appliquée soit inférieure à celle admissible. Ces réfections ont concernés 4% de la quantité totale du béton.

Les caractéristiques des constituants de bétons sont:

- Los Angeles LA < à 15%
- Equivalent de sable ES 86-93 vue (sable de Tunifily)
78-96 vue (sable de Sangareko)

L'auteur a mesuré l'ouvrabilité du béton réalisé sur la réhabilitation de la route Lipova-Arad-Nadlac par la méthode du cône d'Abrams; la valeur moyenne est de 10 cm.

2.5. INFLUENCE DE L'EAU SUR LE BETON

2.5.1. En vue des résistances mécaniques

L'auteur a observé durant sa profession que l'excès d'eau provoque une diminution de la résistance.

A quoi adjuger un écart type de 5,04 pour les éprouvettes écrasées à la compression simple après 28 jours?.

Au cours de l'exécution des projets, les chefs de chantier préfèrent obtenir un béton ayant une ouvrabilité élevée pour aider le bétonnage et réduire le temps de vibration. La vibration est nécessaire pour donner au béton sa compacité maximale par élimination des vides d'air et parfait remplissage des moules.

Le doctorand a affronté cette problème. On ne peut pas tout vérifier. Il a toujours demandé aux entreprises de respecter:

- 1) la composition du béton, y compris le dosage en eau pour une qualité de plasticité bien adaptée, déterminée lors des essais d'étude et de convenance;
- 2) la période de vibration la plus efficace.

Tout cela, pour arriver aux résistances exigées afin d'éviter l'application des réfections de prix.

D'une façon générale, la qualité des bétons réalisés sur la route Boffa-Kolabouyi a été bien satisfaisante. L'histogramme des résistances à la compression après 28 jours, sur éprouvettes d'élanement 2 écrasées à la presse à béton, est dressé sur la figure N°6.

L'auteur a aussi mesuré les résistances à l'aide du scléromètre après son étalonnage selon la Norme AFNOR.

Le doctorand a constaté que l'excès d'eau provoque aussi des fissurations sur le béton.
Il a remarqué que la résistance à la traction à 28 jours est égale à peu près à 10 % de la résistance à la compression mesurée le même jours:

$$R_t 28 = 0,1 R_c 28 \quad (2.4.)$$

où:

- $R_t 28$: résistance à la traction après 28 jours déterminée selon l'Essai Brésilien «traction par fendage»;
- $R_c 28$: résistance à la compression après 28 jours.

Au cours de la réalisation de la couche de base traitée au ciment à raison de 4- 5 % sur la route Boffa-Kolabouyi, l'auteur a déterminé sur éprouvettes d'élanement 2 la relation suivante:

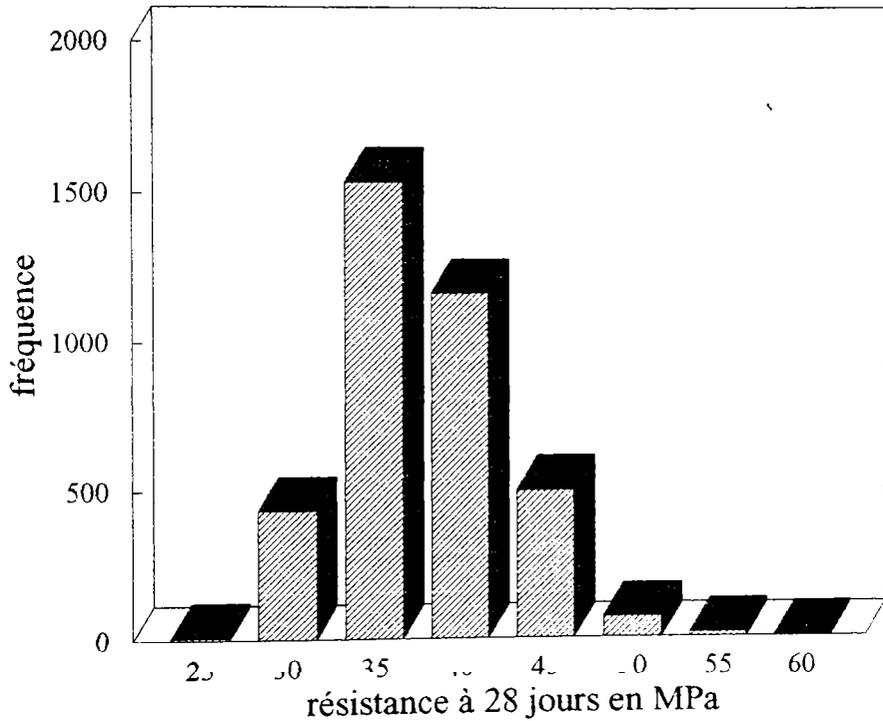
$$R_c 28 \text{ à } W_{opt} - 2 \% = 0,7 R_c 28 \text{ à } W_{opt} \quad (2.5.)$$

où:

- $R_c 28 \text{ à } W_{opt}$; est la résistance à la compression sur éprouvettes stabilisées au ciment moulées à la teneur en eau optimale et écrasées à 28 jours;

ROUTE BOFFA-KOLABOUYI

Histogramme résistances à la compression à 28 jours



$X=35,89$ MPa; $s= 4,75$; $n= 3729$

FIGURE N° 6

- Rc 29 à Wopt - 2 %; est la résistance à la compression sur éprouvettes stabilisées au ciment moulées à la teneur en eau optimale moins 2 % et écrasées à 28 jours.

Donc, mouler les éprouvettes à une teneur en eau inférieure que l'optimum réduira la valeur de la résistance à la compression. Cette valeur a baissé de 30 %.

2.5.2. En vue de ses constituants et son comportement

Si la plasticité n'est pas constante, en raison des difficultés d'un dosage précis de l'eau, le béton peut causer des ennuis dangereux et parfois sont difficiles de remédier.

Une gâchée trop sec provoque dans un ferrailage très dense, un engorgement du béton et des ségrégations.

La ségrégation est due à l'hétérogénéité du béton. Il en résulte que les éléments constituant le béton ont tendance à se séparer les uns des autres en fonction de leur grosseur ou de leur densité.

La ségrégation peut engendrer de graves défauts : porosité, nids de graviers mal enrobés, excès de mortier et d'eau.

Ces défauts peut réagir sur la durabilité de l'ouvrage, car les bétons ségrégés sont plus sensibles à l'eau à l'action des eaux agressives et du gel. En plus, un béton ségrégé protège mal les armatures contre la corrosion.

Donc, pour obtenir un béton de bonne qualité, il faut soigner:

- 1) le dosage en mortier;
- 2) la plasticité;
- 3) l'homogénéité.

en appliquant les règles d'art concernant le coffrage, la vibration et les reprises de bétonnage.

Notons que l'eau peut être utilisée comme enduit de cure du béton soit en l'utilisant seule ou par humidification de sable ou des sacs etc.

L'absence de cure est souvent une cause de fissuration.

2.6. CORRECTION DU DOSAGE EN EAU

Quand on détermine le dosage en eau pour une composition d'un béton, lors des essais d'études et de convenance, les matériaux sont supposés secs.

En plus, la dimension maximale des granulats est égale à 25 mm (dimension la plus courante).

Donc, deux corrections sont nécessaires à considérer sur le dosage en eau pour un mètre cube de béton.

1) Correction de l'humidité:

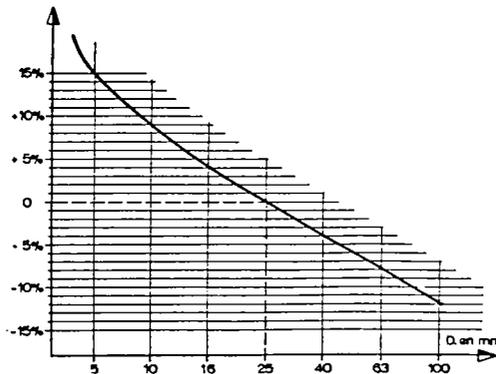
Cette correction sera déterminée par la mesure de la teneur en eau en laboratoire sur les matériaux humides. La quantité d'eau à ajouter sur les granulats humides sera obtenue en déduisant l'eau d'apport contenu dans les granulats.

2) Correction d'eau en fonction de D:

Le graphique de la figure N° 7 donne cette correction. Notons que si la dimension maximale D des granulats est inférieure à 25 mm, la surface spécifique des granulats augmente et, à plasticité équivalente, il faudra légèrement majorer le dosage en eau et vice versa.

Enfin, toute addition d'eau est interdite une fois que le bétonnage soit achevé.

FIGURE N° 7



2.7. CONCLUSION

- 1) L'eau est un matériau indispensable pour le béton. Par contre, la quantité d'eau par mètre cube sera déterminée au cours des essais d'étude et de convenance.
- 2) Le dosage en eau sera en fonction de la plasticité désirée.
- 3) Le dosage en eau peut être amendé si les matériaux lors de l'exécution sont humides ou si la dimension maximale des granulats diffère de 25 mm.
- 4) L'ouvrabilité et résistance mécanique devront être étudiées de pair car elles sont étroitement dépendantes l'une de l'autre.
- 4) Il faut faire la différence entre résistance nominale et arithmétique en introduisant des relations comme, par exemple, celles qui figurent en (2.2.) et (2.3.).
- 6) Le dosage en eau doit être respecté pour éviter:
 - une chute de résistance;
 - des fissurations;
 - des ségrégations.
- 7) Une étude statistique est utile pour déterminer sur un lot (poutre, dalle ou un ouvrage) la valeur moyenne et l'écart type des résultats des résistances ou autres sur un projet.

LEGENDES DES FIGURES

N° 6 page 47 Histogramme de la résistances à la compression simple à 28 jours sur des éprouvettes d'éclatement 2 (moule cylindrique de 16).
Les extrémités des éprouvettes (faces de chargement) ont été surfacées par l'emploi de soufre.
La valeur moyenne portée sur 3729 éprouvettes écrasées à la presse à béton et conformes aux spécifications est $\bar{X} = 35,89$ Mpa (1 Mpa = 10 bars). L'écart type est $s = 4,75$ Mpa.
Si on admet que 10 % des valeurs risquant d'être inférieures à 29 Mpa (valeur exigée), la résistance inférieure (f_i) de ce lot d'éprouvettes sera égale à:
$$f_i = \bar{X} - 1,3 s$$
$$f_i = 35,89 - 1,3 \cdot 4,75 = 29,72 \text{ Mpa}$$

N° 7 page 49 Variation de la correction à apporter au dosage en eau si la dimension maximale (D) des granulats est différente de 25 mm.
Supposons que la dimension D est de 16 mm. Il faut apporter sur le dosage en eau une correction de + 4 %.

Chapitre 3

L'INFLUENCE DE L'EAU SUR LE SOL

L'eau est un matériau essentiel pour les sols utilisés dans la construction des projets routiers.

Lorsqu'un sol est soumis à des charges (remblais, fondations, etc...), il se produit des déformations dans le milieu. Comme ces charges sont le plus souvent verticales, ces déformations sont particulièrement marquées dans la direction même des forces appliquées qui s'ajoutent à la pesanteur: les déformations verticales du sol prennent alors le nom de tassements.

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol. Cette action augmente la compacité du sol, réduit les possibilités de déformation du terrain et améliore sa capacité portante à condition de respecter une teneur en eau dite teneur en eau optimale.

3.1. THEORIE DE COMPACTAGE ET COURBE PROCTOR

Le compactage des sols a des buts différents selon l'ouvrage à réaliser.

Dans un remblai, le compactage a pour but d'éviter ou tout au moins de réduire les tassements ultérieurs de l'ouvrage.

Le compactage des sols de fondation et des différentes couches d'une chaussée a pour but d'augmenter leur portance, c'est à dire leur résistance aux charges.

L'efficacité du compactage est fonction:

- de l'énergie mise en jeu (exemple nombre de passes);

- de la nature de l'engin (cylindres lisses, à pieds de mouton ou appareils vibrants etc...);
- du poids de l'engin;
- de la nature du sol à compacter;
- de la teneur en eau;
- du processus adopté (épaisseurs des couches).

Le poids volumique sec d'un sol varie avec l'énergie de compactage et la teneur en eau. C'est à l'ingénieur Proctor que l'on doit l'étude de cette influence.

Si l'on fait varier la teneur en eau d'un échantillon et que l'on représente graphiquement la variation de la densité sèche avec la teneur en eau (fig. N° 8), on obtient une courbe en cloche qui présente un point haut que l'on appelle optimum Proctor.

Ce phénomène s'explique facilement: lorsque la teneur en eau est élevée, l'eau absorbe une importante partie de l'énergie de compactage sans aucun profit, de plus elle prend la place de grains solides; par contre, lorsque la teneur en eau est faible, l'eau a un rôle lubrifiant non négligeable et la densité sèche augmente avec la teneur en eau.

Sur le versant gauche de la courbe, appelé versant sec, le volume des vides est occupé par l'eau et l'air. Sur le versant droit, appelé versant mouillé, l'eau occupe pratiquement tous les vides, ce qui facilite les déformations par cisaillement.

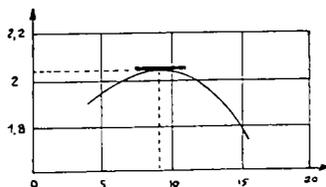
L'allure des courbes de compactage varie avec la nature du sol. Très aplaties pour un sable, elles présentent un maximum très marqué pour un argile plastique.

Lorsque la courbe est aplatie, le compactage est peu influencé par la teneur en eau, les matériaux de ce genre constituent les meilleurs remblais. De toute manière, il est indispensable pour le chantier de connaître l'ensemble de la courbe est de ne pas se limiter aux seules coordonnées de l'optimum.

En faisant varier l'énergie de compactage, on obtient de nouvelles courbes. Si cette énergie augmente, le poids volumique optimal s'accroît et la teneur en eau optimale diminue.

FIGURE N° 8

Densité sèche d_s



Teneur en eau en %

La Norme AFNOR NF P 94-093 a exprimé le principe de l'essai Proctor comme suit:

Les caractéristiques de compactage d'un sol sont déterminées à partir des essais dits: Essai Proctor Normal ou Essai Proctor Modifié.

L'essai Proctor s'effectue dans un moule de 152 mm de diamètre et de 152 mm de hauteur avec disque d'espacement, 127 mm sans disque (appelé moule CBR) ou à la rigueur dans un moule de 101,6 mm de diamètre et de 117 mm de hauteur (appelé moule Proctor), si le matériau passe entièrement au tamis de 5 mm.

Les sols contenant des éléments supérieurs à 20 mm sont écrêtés (élimination du refus à 20 mm) pour l'exécution de l'essai. Eventuellement une correction des résultats est effectuée pour tenir compte de cet écrêtement.

Les caractéristiques des deux essais Proctor sont récapitulées dans le tableau V.

TABLEAU V

Nature de l'essai	Caractéristiques de l'essai	Moule Proctor	Moule CBR
Essai Proctor Normal	Masse de la dame	2490 g	2490 g
	Diamètre du mouton	51 mm	51 mm
	Hauteur de chute	305 mm	305 mm
	Nombres de couches	3	3
	Nombre de coups par couche	25	25
	Masse approximative d'une couche	650 g	1700 g
Essai Proctor Modifié	Masse de la dame	4535 g	4535 g
	Diamètre du mouton	51 mm	51 mm
	Hauteur de chute	457 mm	457 mm
	Nombre de couches	5	5
	Nombre de coups par couches	25	55
	Masse approximative d'une couche	400 g	1050 g

Le matériau à étudier est partiellement desséché à l'air ou à l'étuve à 60 °C. La dessiccation doit être suffisante, lorsque le matériau contient des éléments supérieurs à 20 mm pour permettre une séparation de ces éléments par tamisage sans entraînement des particules plus fines.

3.2. CLASSEMENT DES SOLS ET DIFFERENTES COURBES PROCTOR

Du point de vue de compactage en laboratoire on peut classer les sols de la façon suivante:

TYPE I: Sols dont tous les éléments ont des dimensions < à 5 mm;

TYPE II: Sols dont tous les éléments < à 20 mm;

TYPE III: Sols ne contenant pas plus de 25 % en poids d'éléments > à 20 mm;

TYPE IV: Sols contenant plus de 25 % en poids d'éléments > à 20 mm.

L'essai Proctor est inadapté aux matériaux du type IV. Certains auteurs appliquent la formule de correction jusqu'à 35 % d'éléments supérieurs à 20 mm.

L'auteur a appliqué la correction sur les matériaux ne contenant plus de 25 % en poids des éléments > à 20 mm en appliquant les formules suivantes sur la teneur en eau et la densité sèche.

Les formules de correction dans le cas des matériaux contenant des éléments supérieurs à 20 mm sont les suivantes:

a) correction de la teneur en eau:

La teneur en eau W' corrigée est égale à:

$$W' = W - (m / 100) W \quad (3.1.)$$

où:

- W' est la teneur en eau corrigée;
- W est la teneur en eau optimale déterminée par l'essai Proctor;
- m est le pourcentage en poids du refus sur 20 mm.

b) correction de la densité sèche:

La densité sèche corrigée est égale:

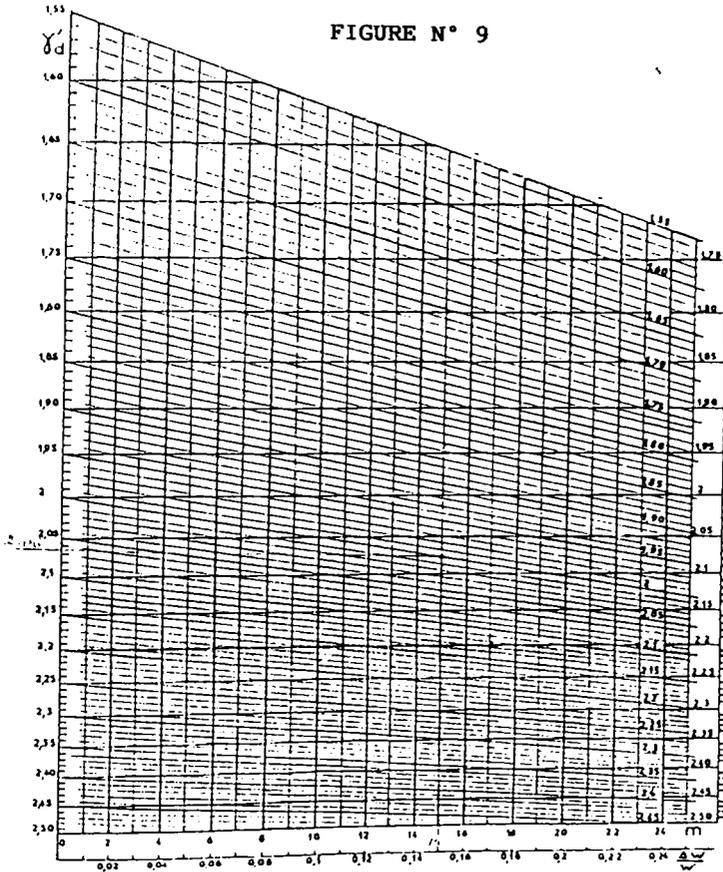
$$d's / ds = 1 / [1 + m:100(ds / Gs - 1)] \quad (3.2.)$$

où:

- $d's$ est la densité sèche corrigée;
- ds est la densité sèche déterminée par l'essai Proctor;

- m est le pourcentage en poids des éléments supérieurs à 20 mm;
- Gs est le poids spécifiques absolu des éléments > à 20 mm.

Les corrections sont facilitées par le nomogramme ci-après (fig. N° 9), établi pour un poids spécifique Gs = 2,65.



Le doctorand a noté, lors des contrôles des compacités in situ, que les corrections de teneur en eau et de la densité sèche sont nécessaires car l'énergie de compactage sera plus intense. Toujours la densité sèche corrigée est plus grande que celle déterminée par l'essai Proctor.

Par exemple, supposons que le refus sur 20 mm est $m = 15 \%$, $G_s = 2,65$ et la densité sèche et la teneur en eau optimale déterminées par l'essai Proctor modifié sont égales à $d_s = 2,0$ g / cm³ et $W = 8 \%$. La densité sèche corrigée sera égale, en utilisant le nomogramme de la figure N° 9, à 2,06 et cette référence doit être utilisée lors du contrôle de la compacité in situ.

La correction de la teneur en eau sera égale, en appliquant la formule de correction de teneur en eau, à 6,8 % et cette teneur en eau doit être respectée pour arriver plus facilement au compactage demandé.

Pour compléter ce paragraphe, l'auteur a trouvé profitable d'introduire différentes courbes Proctor Normal et Modifié, correspondant à deux énergies normalisées de compactage et pour différents types de sols.

Ces courbes sont illustrées sur les figures N° 10 et 11.

FIGURE N° 10

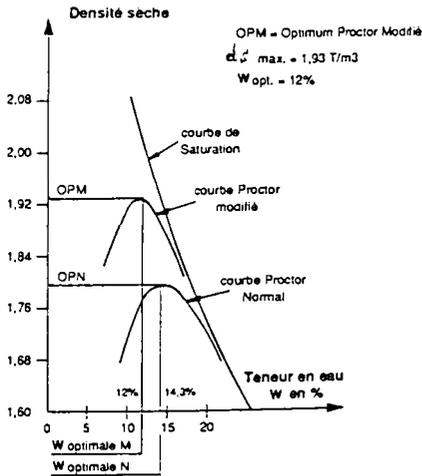
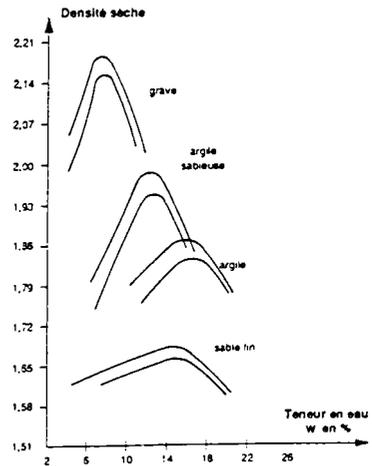


FIGURE N° 11



3.3. PLANCHES D'ESSAIS

Deux planches d'essais ont été réalisées sur la construction de la route Boffa-Kolabouyi en Guinée, une pour la couche de fondation et l'autre pour la couche de base.

L'entreprise chargée de la construction a toujours laissé entendre que les spécifications du marché sont impossibles à obtenir et n'a pas voulu faire des planches d'essais pour prouver ses hypothèses.

Elle a adressé à l'administration Guinéenne et au bureau d'études, un rapport comprenant des considérations générales sur la structure de la chaussée et sur les spécifications du marché.

Après discussions avec le bureau d'études et l'administration, il a été décidé de confier au LCPC une mission d'expertise géotechnique.

Cette mission a été déroulée en avril 1993 et réalisée par deux experts:

-Mr Paul AUTRET, LCPC, Chef des Etudes et Recherches Internationales;

-Mr G. Morel, CER de Rouen, Directeur du Centre d'Essais Routiers.

L'auteur a travaillé avec la mission d'expertise pendant 10 jours au laboratoire et sur le site. Il a observé les remarques et constatations comme suit:

3.3.1. Planche d'essais sur la couche de fondation

L'auteur a constaté lors de la réalisation de la planche d'essai sur la couche de fondation réalisée en latérites crus toutes les difficultés qui naissent lorsque les matériaux sont approvisionnés sur le chantier sans un minimum d'homogénéisation préalable.

Il a déterminé au laboratoire les teneurs en eau en réalisant 45 essais systématiquement répartis sur la section à raison de 5 essais par profil et 9 profils par section.

La longueur de cette planche est de 100 m. Les résultats des teneurs en eau début compactage sont récapitulés dans le tableau III page 30.

Comment pourrait-on contrôler les compacités avec cette dispersion des teneurs en eau (de 4 % à 16 %), impossible!!!.

De la même manière, l'auteur a trouvé deux références de densité Proctor sur cette planche d'essai et à défaut de savoir où elles s'appliquent. Il a constaté que les matériaux ont été mis en oeuvre sans homogénéisation préalable; ils ont été secs et humidifiés par arrosage une fois répandus sur la couche. Donc, le contrôle des spécifications relatives aux densités est impossible. Les matériaux de la couche de fondation doivent être homogénéisés avant leur mise en oeuvre.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants pour différents nombres de passes et amplitude du compacteur vibrant BW 217 et compacteur à pneu PS 500.

TABLEAU VI

profil	Dh	Ds	W%	cp %	h cm	remarques
425	2064	1942	6,3	97,1	15	4 passes
425	2089	1966	6,3	98,3	10	" "
426	2133	1960	8,8	98	15	" "
426	2135	1964	8,7	98,2	10	" "
428	2005	1794	11,6	89,7	15	" "
428	1981	1774	11,6	88,7	10	" "
425	2097	1976	6,1	98,8	15	8 passes
425	2119	1986	6,7	99,3	10	" "
426	2178	2008	8,5	100,4	15	" "
426	2163	1991	8,6	99,6	10	" "
428	2067	1853	11,5	92,7	15	" "
428	2016	1801	12,0	90	10	" "
425	2109	1990	6,0	99,5	15	16 passes
425	2130	1998	6,6	99,9	10	" "
426	2193	2021	8,7	101	15	" "
426	2173	1993	9,0	99,7	10	" "
428	2027	1819	11,5	91	15	" "
428	2018	1821	10,8	91	10	" "

TABLEAU VII

profil	Dh	Ds	W%	cp %	h cm	remarques
425	2067	1916	7,9	95,8	15	4 passes
425	2108	1954	7,9	97,7	10	" "
426	1963	1741	12,7	87	15	" "
426	1941	1706	13,7	85,3	10	" "
428	1964	1761	11,5	88	15	" "
428	1966	1776	10,7	88,8	10	" "
425	2101	1945	8,0	97	15	8 passes
425	2126	1970	7,9	98,5	10	" "
426	1990	1754	13,4	87,7	15	" "
426	1988	1764	12,7	88,2	10	" "
428	1998	1795	10,9	89,8	15	" "
428	1990	1786	11,5	89,3	10	" "
425	2133	1984	7,5	99,2	15	16 passes
425	2167	2027	6,9	101,4	10	" "
426	2016	1778	13,4	88,9	15	" "
426	2026	1796	12,8	89,8	10	" "
428	1999	1796	11,3	89,8	15	" "
428	2000	1807	10,7	90,4	10	" "

TABLEAU VIII

profil	N°	Dh	Ds	W %	comp %	h cm
430-12 C/D	1	2010	1806	11,3	90,3	15
" "	" "	2011	1800	11,7	90	10
429+3 C/D	2	1934	1745	10,8	87,3	15
" "	" "	1924	1733	11,0	86,7	10
429-2,5 C/D	3	1992	1786	11,6	89,3	15
" "	" "	1969	1764	11,6	88,2	10
428+10 C/D	4	2007	1818	10,4	90,9	15
" "	" "	2000	1819	9,9	91	10
428-10 C/D	5	2075	1879	10,4	94	15
" "	" "	2045	1852	10,4	92,6	10
426+6 C/D	6	2082	1886	10,4	94,3	15
" "	" "	2010	1822	10,4	91,1	10
426-4 C/D	7	2030	1842	10,2	92,1	15
" "	" "	1990	1790	11,1	89,5	10
426-15 C/D	8	2104	1993	5,6	99,7	15
" "	" "	2108	1993	5,8	99,7	10
430-12 C/G	1	1964	1797	9,3	89,9	15
" "	" "	1946	1776	9,6	88,8	10
429+3 C/G	2	2010	1785	12,6	89,3	15
" "	" "	1995	1781	12,0	89,1	10
429-2,5 C/G	3	1949	1764	10,5	88,2	15
" "	" "	1923	1736	10,7	86,8	10
426-4 C/G	7	2199	1852	14,4	92,6	15
" "	" "	2143	1878	14,2	93,9	10
426-15 C/G	8	2088	1832	14,0	91,6	15
" "	" "	2138	1881	13,7	94,1	10

TABLEAU IX

profil	côté	N°	W %
430-12	C/D	1	9,1
429+3	C/D	2	9,8
429-2,5	C/D	3	9,6
428+10	C/D	4	10,1
428-10	C/D	5	9,8
426+6	C/D	6	10,5
426-4	C/D	7	9,4
426-15	C/D	8	8,0
430-12	C/G	1	9,4
429+3	C/G	2	10,9
429-2,5	C/G	3	10,4
426-4	C/G	7	13,1
426-15	C/G	8	14,5

TABLEAU X

pr.	V.I	V.F	Ph	Dh	W %	Ds	comp%
425 D	167	1462	2679	2,07	7,4	1,93	96,5
426 D	182	1463	2615	2,04	9,6	1,86	93
428 D	181	1449	2462	1,94	9,2	1,78	89
425 G	164	1446	2660	2,08	7,1	1,94	97
426 G	183	1414	2428	1,97	9,4	1,8	90
428 G	175	1435	2559	2,03	10,6	1,84	92
1/D	135	1433	2598	2,00	8,6	1,84	92
2/D	184	1431	2387	1,91	9,4	1,75	87
3/D	155	1450	2673	2,06	9,1	1,89	94,5
4/D	178	1462	2500	1,95	10,8	1,76	88
5/D	162	1418	2476	1,97	8,9	1,81	90,5
6/D	152	1402	2454	1,96	9,7	1,79	89,5
7/D	162	1502	2431	1,89	9,3	1,73	86,5
8/D	171	1371	2416	4,01	7,2	1,88	94
1/G	141	1549	2713	1,93	7,7	1,79	89,5
7/G	170	1383	2488	2,05	9,7	1,87	93,5
8/G	152	1457	2610	2,00	9,2	1,83	91,5

TABLEAU XI

PROFIL	TROXLER 15 cm.	TROXLER 10 cm.	MEMBRANE
425/D	99,5	99,9	96,5
426/D	101	99,7	93
428/D	91	91	89
425/G	99,2	101,4	97
426/G	88,9	89,8	90
428/G	89,8	90,4	92
1/D	90,3	90	92
2/D	87,3	86,7	87
3/D	89,3	88,2	94,5
4/D	90,9	91	88
5/D	94	92,6	90,5
6/D	94,3	91,1	89,5
7/D	92,1	89,5	86,5
8/D	99,7	99,7	94
1/G	89,9	88,8	89,5
7/G	92,6	93,9	93,5
8/G	91,6	94,1	91,5
X (moyenne)	93	92,8	91,4
s (écart type)	4,3	4,6	3,1

3.3.2. Commentaires, constatations et recommandations pour la mise en oeuvre et le contrôle de la couche de fondation

a) Commentaires sur les tableaux précédents

Dans les tableaux VI à XI, les notations sont les suivantes:

- Dh est la densité humide in situ;
- Ds est la densité sèche in situ;
- W% est la teneur en eau in situ;
- cp% est la compacité in situ;
- h est la hauteur à laquelle la compacité a été mesurée;
- C/D et C/G sont respectivement le côté gauche ou droit du projet en partant de Kolabouyi vers Boffa.

Le tableau VI présente les mesures des compacités du C/D à l'aide du troxler pour deux différentes hauteurs de mesures 10 et 15 cm en introduisant les corrections K = - 55 pour la teneur en eau et D = - 20 pour la densité.

La référence Proctor modifié est égale à OPM = 2,00 gr/cm³ et W = 10,6 % sur matériaux prélevés de 45 trous et mélangés ensemble avec une proportion logique comme les matériaux mis en oeuvre ont deux références de densité Proctor sur cette planche d'essai.

Le compacteur vibrant BW 217 est mis sur la grande amplitude.

La correction (K) des teneurs en eau et (D) des densités est calculée en introduisant la formule suivante pour la correction de la teneur en eau:

$$k = (\% \text{ LAB} - \% \text{ TROXLER} / 100 + \% \text{ TROXLER}) * 1000 \quad (3.3.)$$

où:

- % LAB = teneur en eau moyenne de 10 mesures réalisées au laboratoire;

- % Troxler = teneur en eau moyenne de 10 mesures réalisées à l'aide du Troxler.

La correction de la densité (D) est calculée en comparant entre la moyenne de 10 valeurs de densité mesurées à l'aide du Troxler avec la moyenne de 10 valeurs de densité mesurées par les méthodes connues: densitomètre à membrane, cône de sable, etc... Les coefficients K et D sont en général négatifs.

L'auteur a déterminé les valeurs des corrections K et D pour chaque emprunt car ces coefficients varient d'un emprunt à un autre et parfois dans le même emprunt comme les graveleux latéritiques sont hétérogènes.

Le doctorand a constaté que la densité croît avec le nombre de passes pour la modalité grande amplitude sur le côté droit C/D de cette planche et que les compacités augmentent de 2 % entre 4 et 8 passes et elles sont quasi égales pour 8 et 16 passes. Les teneurs en eau mesurées après fin compactage sont entre 6 % et 12 % ce qui prouve qu'elles ont été variées à la mise en oeuvre.

Le tableau VII expose les mêmes données que le tableau VI sauf le compacteur vibrant est mis sur la petite amplitude et le coté de la planche est C/G.

L'auteur a mesuré les compacités sur cette planche et a constaté qu'elles sont de 4 % en moins que les valeurs déterminées avec la grande amplitude.

Le tableau VIII exprime les mesures des compacités effectuées par l'auteur à l'aide du troxler sur les mêmes points où les compacités ont été mesurées par les experts avec de la double sonde.

Les mesures des teneurs en eau réalisées par le doctorand sur les mêmes points du tableau VIII sont introduites dans IX.

Le tableau X présente les mesures des compacités réalisées par l'auteur à l'aide du densitomètre à membrane.

V.I et V.F sont respectivement les jauges avant et après l'extraction de matériau sur le point de l'essai.

Enfin le tableau XI montre une corrélation réalisée par l'auteur entre les compacités mesurées à l'aide du troxler avec $h = 10$ et 15 cm et celles mesurées à la membrane.

b) Constatations

L'auteur a constaté en analysant les tableaux précédents, les remarques suivantes:

1) Pas de différences sur les valeurs des compacités mesurées au troxler soit $h = 10$ ou 15 cm;

2) Les compacités mesurées à la membrane sont - 1,5 % que celles mesurées au troxler;

3) Les compacités croient avec le nombre de passes pour la modalité grande amplitude;

4) Les compacités avec la modalité petite amplitude sont plus faibles que celles mesurés avec grande amplitude pour un même nombre de passes;

5) Problèmes sur la référence Proctor à cause de l'hétérogénéité des matériaux;

6) La double sonde évolue les compacités en fonction de l'épaisseur compactée (gradient de densité);

7) Les compacités les plus faibles sont obtenues sur les points dont leur teneur en eau est écartée de l'optimum;

8) Le troxler est fidèle;

9) Les tableaux précédents ont été intégrés dans le rapport des experts.

c) Recommandations

En vue des constatations précédentes sur cette planche d'essai, il a été recommandé à accomplir les opérations suivantes:

1) Gerbage ou dépôt reprise des matériaux destinés à la couche de fondation;

2) Mise en oeuvre de la couche de fondation avec préréglage à la niveleuse;

3) Humidification si nécessaire par arrosage et homogénéisation à la niveleuse;

4) 2 passages de compacteur à pneu PS 500 à une vitesse de 4 à 5 km/h;

5) Préréglage si nécessaire;

6) 4 passages de compacteur vibrant BW 217 en grande amplitude et à une vitesse de translation de l'ordre de 4 km/h;

7) Réglage fin;

8) 10 passes de BW 217;

9) 10 passes de PS 500.

10) La densité moyenne troxler doit être supérieure à 95 % de la densité OPM pour 95 % de mesures.

d) Contrôle de la couche de fondation

L'épaisseur de la couche de fondation est de ,15 cm. Dans certaines zones où les matériaux de la plate-forme sont hétérogènes, l'auteur a porté cette épaisseur à 20 cm.

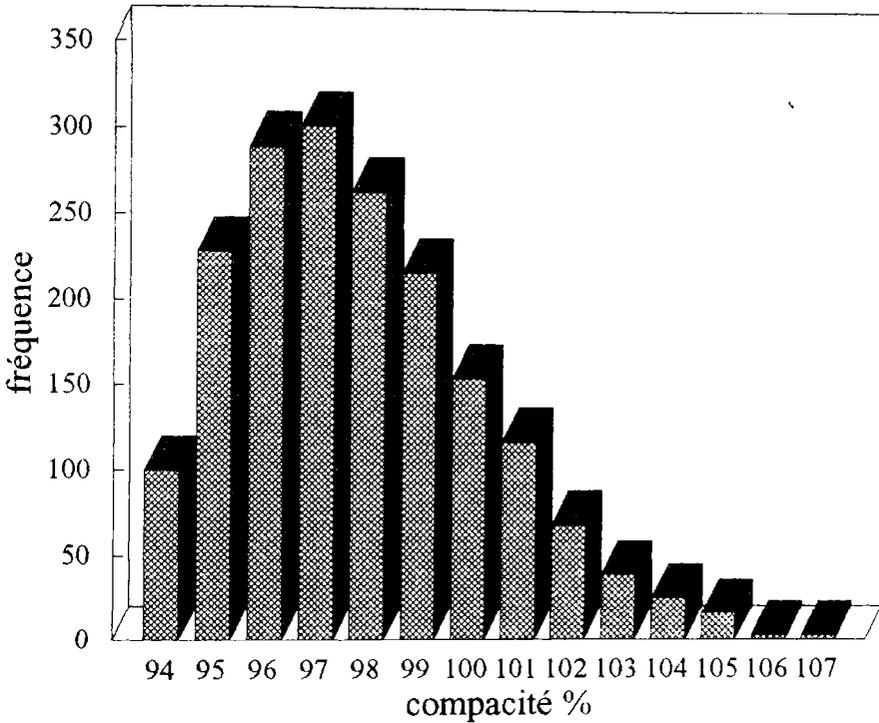
195 essais Proctor modifié ont été réalisés par le doctorand sur la couche de fondation.

La moyenne des compacités mesurées à l'aide du troxler s'est établie à 97,83% avec un écart type de 2,47 pour 1822 mesures.

L'histogramme est illustré en figure N° 12.

ROUTE BOFFA-KOLABOUYI

compacités couche de fondation



$X=97,83\%$; $s=2,47$; $n=1822$ mesures

FIGURE N° 12

3.3.3 Planche d'essai sur la couche de base

Sur la route Boffa-Kolabouyi, chaussée à trafic faible: 350 v/j et trafic cumulé d'essieux standards en 10 ans égal à 149000 PL, l'amélioration par moins de 4 % de ciment pour des graveleux latéritiques a été utilisée pour arriver aux spécifications du marché.

Le pourcentage du ciment C est déterminé sur les essais de la compression simple en utilisant des éprouvettes d'éclatement 2. C sur le chantier est estimé quand (C- 0,5) au laboratoire donne la résistance à la compression simple incluse dans la fourchette:

$$1,5 \text{ à } 2 \text{ Mpa} \quad (3.4.)$$

à condition que cette résistance croît avec le temps:

$$R_c 28 / R_c 7 > 1,25 \quad (3.5.)$$

où:

- R_c 28 est la résistance à la compression simple à 28 jours;
- R_c 7 est la résistance à la compression simple à 7 jours.

L'auteur a réalisé sur cette planche d'essai six prélèvements sur la couche de base avant traitement et a constaté que la dispersion est relativement faible: matériau bien homogénéisé par gerbage. Les caractéristiques « OPM » de la latérite ont été en moyenne:

$$ds \text{ max} = 2,05 \text{ t} / \text{m}^3 \quad W \text{ opm} = 9 \%$$

Les tableaux XII et XIII montrent les résultats de cette planche d'essai en comparant l'évolution de la compacité avec le nombre de passes.

3.3.4. Commentaires, constatations et recommandations pour la mise en oeuvre et le contrôle de la couche de base

a) Commentaires sur les tableaux XII et XIII

Dans les tableaux XII et XIII les notations sont les mêmes que celles mentionnées dans les tableaux concernant la planche d'essai sur la couche de fondation.

TABLEAU XII
 Couche de base: OPM= 2,05 T/M³; W=9%²
 Zone N°(3);C / D

N° point	Dh	Ds	W%	comp. %
1	2200	2025	8,6	98,8
2	2210	2038	8,5	99,4
3	2168	1988	9,1	97
4	2174	1997	8,9	97,4
5	2226	2015	10,5	98,3
6	2180	1989	9,6	97
7	2209	2020	9,4	98,5
8	2227	2043	9,0	99,7
9	2178	1992	9,3	97,2
10	2204	1997	10,3	97,4
11	2256	2053	9,9	100,1
12	2176	2011	8,1	98,1
A(93-3)	2188	2003	9,2	97,7
B(93+7)	2231	2027	10	98,9
C(93+16 D)	2240	2083	7,5	101,6
D(93+16ax)	2140	1978	8,2	96,5
E(94 D)	2207	2058	7,3	100,4
F(94 axe)	2202	2026	8,7	98,8
a	2222	2032	9,4	99,1
b	2154	2000	7,7	97,5
c	2222	2048	8,5	99,9
d	2202	2006	9,7	97,9

²(1-12) planche de population le 07/04/93
 (A-F) troxler entre double sonde le 07/04/93
 (a-d) troxler fin compactage le 06/04/93

TABLEAU XIII - Zone N°(2); C / G -

N°point	Dh	Ds	W %	C %	remarques
1(90+3)	1870	1749	6,9	85,3	Après rég.
2(90+13)	1932	1825	5,9	89,1	" " "
3(91)	1917	1826	5,0	89,1	" " "
4(92+12)	1959	1845	6,2	90,1	" " "
5(92-3)	1499	1823	6,9	88,9	" " "
1	2004	1853	8,1	90,4	4 passes
2	2125	1949	9,0	95,1	" " "
3	2055	1908	7,7	93,1	" " "
4	2134	1951	9,3	95,3	" " "
5	2138	1940	10,3	94,6	" " "
1	2066	1908	8,3	93,1	8 passes
2	2167	1968	10,1	96	" " "
3	2097	1944	7,9	94,8	" " "
4	2163	1995	8,4	97,3	" " "
5	2203	1989	10,8	97	" " "
1	2079	1940	7,1	94,7	16 passes
2	2174	2003	8,5	97,7	" " "
3	2051	1915	7,2	93,4	" " "
4	2180	2021	7,9	98,6	" " "
5	2235	2042	9,5	99,6	" " "
1	2090	1960	6,7	95,6	16+10pneu
2	2174	2014	8,0	98,3	" " "
3	2123	2007	5,8	97,9	" " "
4	2166	2028	6,8	98,9	" " "
(92-3) après(16 +10)	2207	2040	8,2	99,5	" " "

Le tableau XII présente les mesures des compacités, sur le coté droit, réalisées par l'auteur avec le troxler comme suit:

- Les points de A à F présentent les mesures des compacités effectuées entre la double sonde après 24 heures de la réalisation de la planche d'essai;
- Les points 1 à 12 présentent les mesures des compacités après 24 heures pour la détermination de la planche de population;
- Les points de a à d présentent les mesures des compacités réalisées le même jours de la planche.

Le tableau XIII expose les mesures des compacités réalisées par l'auteur en fonction de nombres de passes.

b) Constatations

Cette planche d'essai a bien réussi car les matériaux utilisés ont été homogénéisés.

L'auteur a constaté en analysant les tableaux XII et XIII, les remarques suivantes:

- 1) La compacité est toujours plus élevée quand la valeur de teneur en eau est avoisinante de l'optimum;
- 2) La modalité grande amplitude est utilisée;
- 3) La valeur moyenne des compacités après 8 passes est égale à 96,8 % avec des valeurs inférieures à 95 %;
- 4) la valeur moyenne des compacités après 16 passes du compacteur vibrant BW 217 et 10 passes de pneu PS 500 est égale à 98 % sans aucune valeur inférieure à 95 %.
- 5) Pas de problème sur la référence Proctor avec des matériaux hétérogènes;
- 6) Les tableaux XII et XIII ont été intégrés dans le rapport des experts.

c) Recommandations

En vue des constatations précédentes, il a été recommandé à accomplir les opérations suivantes:

- 1) Gerbage ou dépôt reprise des matériaux destinés à la couche de base;
- 2) Mise en oeuvre et préréglage de la couche de base après compactage léger mais homogène (4 passes de pneu);
- 3) Humidification par arrosage et homogénéisation à la niveleuse en eau voisine de W OPM. La valeur réelle est déterminée pour obtenir au moment du traitement une valeur centrée sur W OPM - 0,5 %;
- 4) Epanchage du ciment par bandes se recouvrant au moins 10 cm;
- 5) La longueur du traitement peut être de l'ordre de 100 m (avant que le ciment fasse prise);
- 6) Vérification à la pige de la profondeur traitée, le traitement au ciment sera à l'aide d'un pulvimixer;
- 7) Compactage au moyen d'un compacteur à pneu et de 2 passes de BW 217. Les deux vibrants interviennent chacun sur 1/2 largeur de chaussée de façon à simplifier la tâche des conducteurs et à éviter des zones de recouvrement dans le profil en long trop importantes;
- 8) Le pneu lesté à 5 T/roue est gonflé au maximum; il est utilisé à une vitesse de translation de l'ordre de 6 km/h;
- 9) Le compacteur vibrant est utilisé en grande amplitude à 3 km/h;
- 10) L'atelier est organisé de la façon suivante:
 - 2 passes de compacteur à pneu;
 - 4 passes de BW 217;
 - réglage fin;
 - 12 passes de BW 217;
 - 10 passes de pneu PS 500;
- 11) Pas une valeur de compacité inférieure à 95 %.

d) Contrôle de la couche de base lors de l'exécution du projet

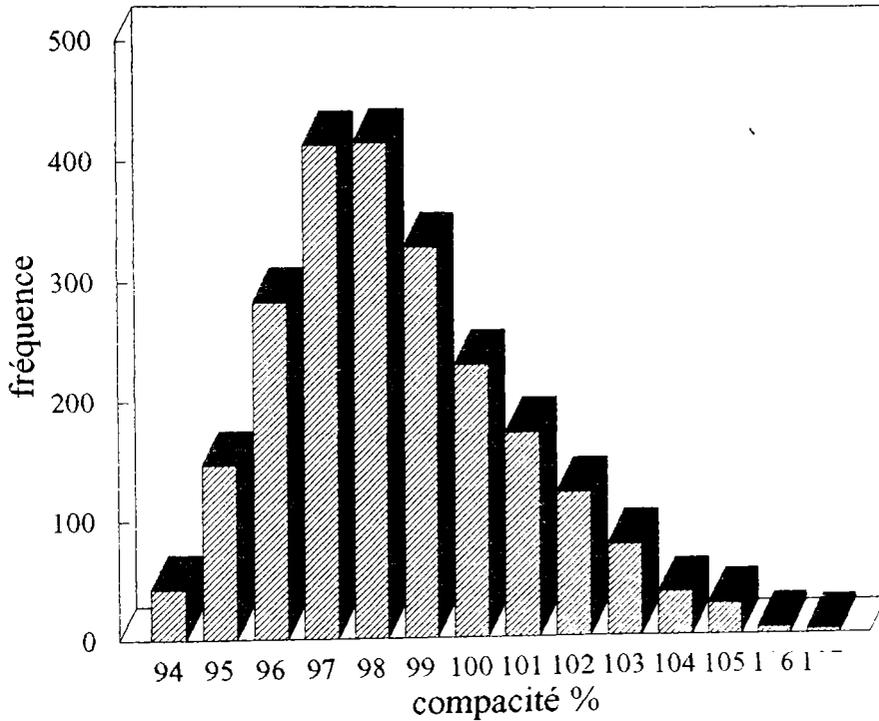
L'épaisseur de la couche de base traitée est de 18 cm. Dans certaines zones où les matériaux de plate-forme sont hétérogènes, l'auteur a porté cette épaisseur à 20 cm.

La valeur moyenne des compacités mesurées par l'auteur à l'aide du troxler s'est établie à 98,47 % ; l'écart type est de 2,38 pour 2310 mesures en réalisant 322 essais Proctor modifié sur la couche de base pour la construction de la route Boffa-Kolabouyi.

L'auteur a mesuré les compacités à une fréquence de 1 mesure tout les 50 m et 3 mesures sur le profil où les matériaux ont été prélevés pour la détermination de l'essai Proctor. L'histogramme est illustré en figure N° 13.

ROUTE BOFFA-KOLABOUYI

compacités couche de base



$X = 98,47\%$; $s = 2,38$; $n = 2310$ mesures

FIGURE N° 13

3.4. COMPACTAGE ET TENEUR EN EAU

Les planches d'essais réalisées sur la couche de fondation et la couche de base traitée au ciment ont montré que les compacités sont facilement obtenues avec des teneurs en eau centrées à la teneur en eau W optimum pour une même énergie de compactage. L'auteur a noté que si la teneur en eau début compactage ne diffère que de $\pm 0,5\%$ de l'optimum, la densité sèche in situ, c'est à dire la compacité, sera atteinte sans problème avec un nombre de passes le plus économique.

En plus, quand la teneur en eau mise en oeuvre est plus grande que l'optimum pas seulement les compacités ne seront pas atteintes, mais aussi le chantier sera inaccessible à cause de la boue motif d'excès d'eau. Ceci conduira à des dépenses énormes au point de vue économique: arrêt du chantier jusqu'au séchage des matériaux par scarification si ces matériaux sont utilisés crus; mais s'ils sont stabilisés au ciment c'est la catastrophe, car les matériaux stabilisés ne sont pas réutilisables à cause de la prise du ciment.

Le tableau XIII explique facilement ce principe. Les compacités sur la couche de base traitée ont été plus élevées avec des teneurs en eau centrées sur $W_{opt} \pm 0,5\%$.

L'auteur a observé que la planche d'essais de la couche de fondation ait quasi échoué à cause de la grande dispersion des teneurs en eau.

Un point très important est la portance du sol. Cette portance chute si la teneur en eau mise en oeuvre diffère de plus ou moins que l'optimum.

Les relations (1.2.), (1.3.) et (1.4.) établies par l'auteur à des teneurs en eau centrées sur $\pm 2\%$ que l'optimum prouvent cette hypothèse.

L'auteur a noté que les sols compactés à des fortes teneurs en eau peuvent avoir une portance pratiquement nulle.

L'essai CBR sera traité ultérieurement.

3.5. STABILISATION MECANIQUE DES LATERITES

Sur la réhabilitation de la route Mamou-Faranah (180 km) en Guinée, l'auteur a procédé au traitement mécanique de la couche

de base en utilisant du sable, le cas échéant, par du sable et des agrégats avec les graveleux latéritiques.

Cette solution est plus facile à l'exécution, plus économique au cas où un échec in situ surviendrait motif des teneurs en eau différentes de l'optimum.

Ce sujet a été traité par l'auteur en journal des ingénieurs Arabes N° 107 du 1992 et en bref en Volume 1 du SIMPOZION publié par l'ACADEMIA ROMANA FILIALA TIMISOARA en 1997.

Les spécifications du marché de la réhabilitation de cette route en latérites crues sont:

- Indice de plasticité; $IP < 20 \%$;
- Indice portant Californien; $CBR > 80$ après 4 jours d'immersion et pour 98 % de l'OPM;
- Passant à 80 μ ; entre 5 et 20 %;
- OPM > à 2 gr/m³.

L'obtention des matériaux conformes aux spécifications étant difficile, l'auteur a conseillé l'entreprise chargée de la réhabilitation de cette route d'exécuter la couche de base en traitant les latérites mécaniquement.

La mission du doctorand est déroulée entre 1990 et 1992 occupant la poste d'Ingénieur géotechnicien de la mission de supervision. Il a réalisé des essais sur le sable du Niger en déterminant l'équivalent de sable ES qui est entre 83 et 90 % avec un module de finesse $M_f = 2,8$.

Il a aussi effectué les essais de stabilisation sur deux emprunts. Les résultats sur l'emprunt 1 sont dressés sur la figure N° 14 et le tableau XIV et de l'emprunt 2 sur la figure N° 15 et le tableau XV.

TABLEAU XIV

Stabilisation	OPM	IP	CBR	passant 0,04mm	Passant 80 μ
100% Latérites	2,21	22	83	12	7
85% Lat.+15% sable	2,23	16	100	18	11
80% Lat.+20% sable	2,21	15	96	19	14
75% Lat.+25% sable	2,18	13	77	21	15

TABLEAU XV

Stabilisation	OPM	IP	CBR	Passant 0,04 mm	Passant 80 μ
100% Latérites	2,14	22	65	9	8
90% Lat.+10% sable	2,17	19	79	13	11
85% Lat.+15% sable	2,21	17	85	17	11
80% Lat.+20% sable	2,22	15	75	19	14
75% Lat.+15% sable+10% agrégats	2,23	17	94	15	8

3.5.1. Commentaires sur les résultats

Dans les tableaux XIV et XV les notations sont les suivantes:

- Stabilisation est le processus de la réalisation des essais sur matériaux crus ou avec du sable ou agrégats en introduisant dans chaque rang le pourcentage incorporé dans l'essai;
- OPM est la référence Proctor modifié;
- IP est l'indice de plasticité;
- CBR est l'indice portant Californien;
- Les deux derniers colonnes représentent respectivement le passant au tamis de 0,04 mm et 80 μ .

L'auteur a noté les remarques postérieures:

- 1) Les caractéristiques du sol sont améliorées par la stabilisation mécanique;
- 2) L'indice de plasticité diminue de 2 % pour chaque 5 % d'apport de sable;
- 3) Le CBR augmente jusqu'à un apport de 15 % du sable puis chute;
- 4) L'auteur a conseillé l'entreprise de procéder à la stabilisation des latérites en incorporant les pourcentages suivants pour l'emprunt 1:

85 % de latérites + 15 % de sable
et pour l'emprunt 2:

- 5) L'auteur a trouvé que L'ajout des agrégats 6-18 mm pour l'emprunt N°2 soit nécessaire car le CBR avec 15 % du sable est limite. Les agrégats augmentent la portance du sol.

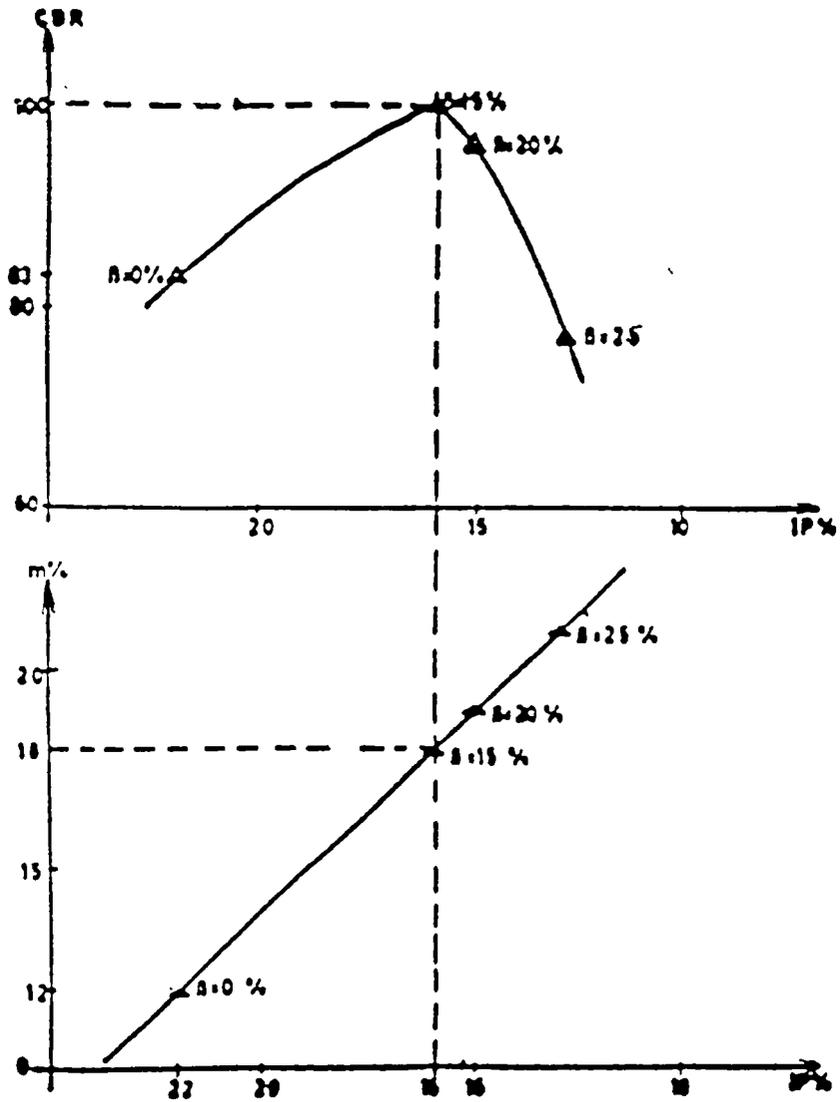


FIGURE N° 14

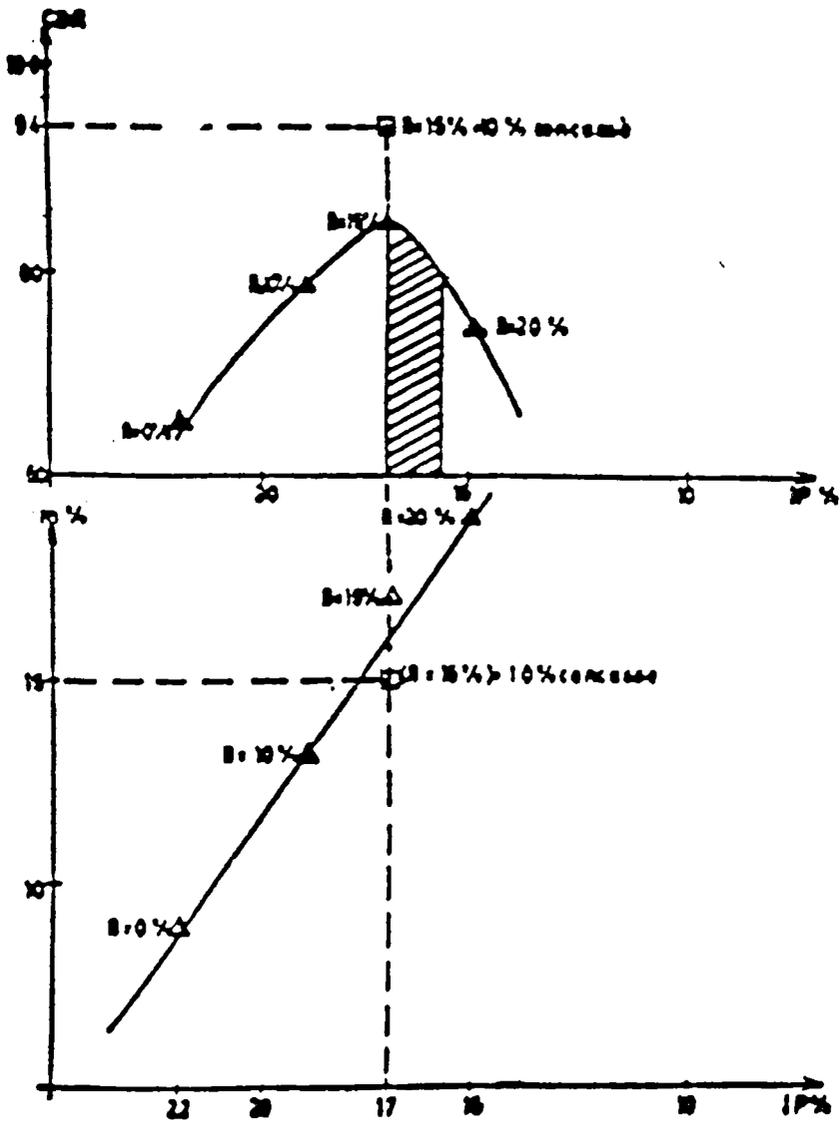


FIGURE N° 15

3.6. RELATIONS TECHNIQUES

L'auteur a trouvé nécessaire de récapituler les relations en introduisant des facteurs appelés K comme suit:

3.6.1. Influence de la teneur en eau

Le CBR chute de 35 à 50 % si les matériaux avaient une teneur en eau de 2 % en plus que la teneur en eau optimale.

La chute de la portance du sol quand la teneur en eau est plus de 2 % de la teneur en eau optimale dépend des types de matériaux. Cette portance chute de 50 % si le matériau est un sable argileux.

D'ailleurs, c'est pour ce motif que les matériaux de la plateforme en déblais doivent être substitués quand leur CBR à l'optimum est faible (< à 20) à cause de la stagnation d'eau dans les fossés qui diminue la portance du sol et devient plus faible que celle à l'état sec.

Les facteurs K déterminés sur le CBR après 4 jours d'immersion et pour les matériaux crus sont:

- Sable argileux:

$$\text{CBR à } W \text{ opt} + 2 \% = 0,5 \text{ CBR à } W \text{ opt}; \text{ donc } K = 0,5 \quad (3.6.)$$

- Graveleux latéritiques:

$$\text{CBR à } W \text{ opt} + 2 \% = 0,65 \text{ CBR à } W \text{ opt}; \text{ donc } k = 0,65 \quad (3.7.)$$

On note que l'essai CBR pour les matériaux crus soit réalisé après 4 jours d'imbibition. Il est inutile et il peut être nocif de trop compacter un sol à forte teneur en eau, au risque que la portance devienne pratiquement nul.

De même, si la teneur en eau est plus faible que la teneur en eau optimale, la résistance à la compression simple à 28 jours sur les matériaux stabilisés au ciment chute de 30 % si cette teneur en eau est moins de 2 % que l'optimum.

Les facteurs K déterminés pour les matériaux stabilisés sont:

$$K \text{ Rc7j à } W \text{ opt} - 2 \% / \text{Rc7j à } W \text{ opt} = 0,9 \quad (3.8.)$$

$$K \text{ Rc28j à } W \text{ opt} - 2 \% / \text{Rc28j à } W \text{ opt} = 0,7 \quad (3.9.)$$

3.6.2. Influence du degré de compactage

Les facteurs K pour la détermination de l'influence de la compacité en comparant les résultats sur éprouvettes compactées à 98 % de l'OPM avec celles compactées à 95 % pour des matériaux stabilisés est comme suit:

$$K \text{ CBR à 98\% / CBR à 95\%} = 1,25 \quad (3.10.)$$

$$K \text{ Rc à 98\% / Rc à 95\%} = 1,35 \quad (3.11.)$$

On note que l'essai CBR sur des matériaux stabilisés doit être effectué après 3 jours de cure à l'air + 4 jours d'immersion.

3.6.3. Influence des éprouvettes

Pour les essais de la stabilisation de latérites en ciment, des éprouvettes cylindriques d'élanement 2 ($\Phi = 10$ cm et $h = 20$ cm) devront être utilisées. Par contre, des essais entre éprouvettes d'élanement 2 et 1 ont été réalisés par l'auteur pour la détermination du facteur K, ce facteur est de:

$$K \text{ EL 2 / EL 1} = 0,8 \quad (3.12.)$$

K est quasi le même pour les résistances à la compression simple des bétons en utilisant les éprouvettes cylindriques et les éprouvettes cubiques. On a:

$$K \sigma_{\text{cyl}} / \sigma_{\text{cub}} = 0,82 \quad (3.13.)$$

3.6.4. Influence de la méthode de compactage

L'auteur a réalisé plusieurs essais pour déterminer le facteur k entre la méthode de compactage en utilisant la presse à béton pour la confection des éprouvettes (compactage statique) et le compactage par la dame Proctor (compactage dynamique). Ce facteur est égal:

$$K \text{ statique / dynamique} = 1,20 \quad (3.14.)$$

3.7. L'ESSAI CBR

L'auteur a trouvé nécessaire d'introduire l'essai CBR dans la thèse et conseille les dirigeants des laboratoires routiers en Roumanie d'adopter cet essai.

L'essai CBR - l'indice portant californien - est aujourd'hui universellement employé pour évaluer la résistances des sols.

L'essai consiste à préparer un échantillon de sol par compactage dans un moule cylindrique normalisé compacté à trois énergies différentes: 15, 25 et 55 coups et pour une teneur en eau constante normalement égale à la teneur en eau optimum (fig. N° 16).

Chaque échantillons est ensuite soumis à un poinçonnement par application, à vitesse donnée (1,27 mm/mn), d'un piston cylindrique de 4,9 cm de diamètre. La pression est mesurée grâce à un anneau dynamométrique et l'enfoncement du piston grâce à un comparateur.

L'essai est poursuivi jusqu'à un enfoncement de 5 mm et on trace la courbe de pressions en fonction des enfoncements. Cette courbe est éventuellement corrigée des irrégularités à l'origine (enfoncement plus rapide par suite d'un décompactage de surface). On mesure enfin les charges ou les pressions nécessaires pour réaliser des enfoncements de 2,5 mm et 5 mm.

Par définition l'indice portant californien ou CBR est égal à la plus grande des deux valeurs:

$$P_{2,5} / 1362 \text{ et } P_5 / 2043 \text{ (comme charge en kg) (3.15.)}$$

L'indice CBR est parfois mesuré immédiatement (indice CBR immédiat IPI). On peut étudier en particulier la variation de l'indice de portance CBR immédiat d'un sol compacté avec une énergie donnée, en fonction de la teneur en eau. Le CBR chute quand la teneur en eau augmente comme l'indique la figure N° 17, et ceci de façon d'autant plus importante que l'énergie de compactage est plus grande. Il est donc inutile de compacter un sol à forte teneur en eau, au risque que le CBR devienne pratiquement nulle.

En règle générale le poinçonnement est exécuté sur des échantillons préalablement soumis à une imbibition. Pour les matériaux crus l'imbibition est de 4 jours et pour les matériaux stabilisés au ciment, l'essai CBR sera exécuté après 7 jours (3 jours de cure à l'air + 4 jours d'imbibition).

FIGURE N° 16

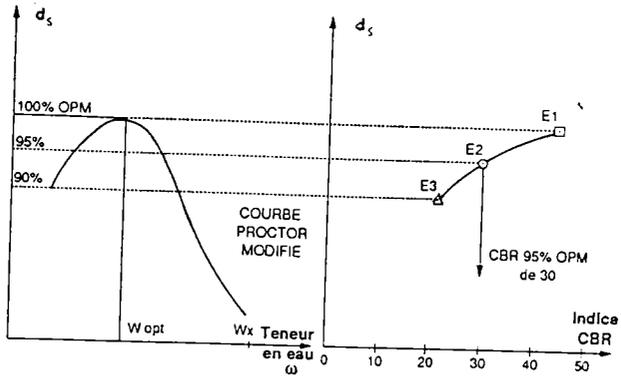
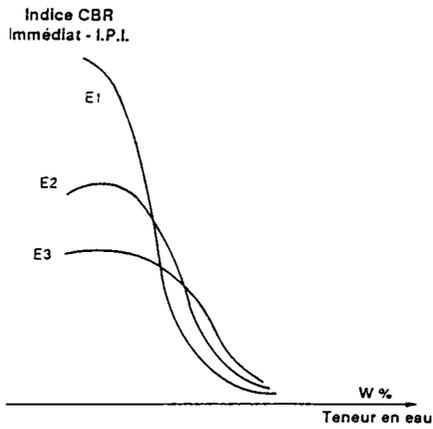


FIGURE N° 17



Les sols de la plate-forme sont aussi classés selon leur CBR:

classe S1	CBR 0-5
classe S2	CBR 5-10
classe S3	CBR 10-15
classe S4	CBR 15-30
classe S5	CBR > 30

3.8. CONCLUSION

L'auteur souligne les remarques suivantes:

1) Réaliser des planches d'essais avant le démarrage d'un projet routier est très utile afin d'essayer les matériaux et matériels et d'en déduire leur comportement et les recommandations y afférents.

2) Tout changement de teneur en eau d'un sol modifie ses caractéristiques mécaniques et diminue la résistance de celui-ci.

3) Si la proportion d'eau n'est pas uniforme des résistances inégales présenteront dans le sol.

4) Les matériaux doivent être homogénéisés avant leur mise en oeuvre.

5) Les matériaux compactés à une teneur en eau voisine de l'optimum ($\pm 0,5 \%$) pourront atteindre facilement la compacité exigée.

6) Quand la teneur en eau est plus grande que l'optimum, les compacités ne seront pas atteintes et le chantier sera inaccessible.

Une augmentation de teneur en eau dans le sol nécessite une scarification des matériaux ce qui conduira à des coûts élevés.

7) Dans les déblais, l'existante de l'eau dans les fossés provoquent une diminution de la portance du sol de la plate-forme en cas de stagnation d'eau.

Pour éviter cette diminution de portance, les fossés devront être bien exécutés et le sol de la plate-forme devra être étudié soigneusement (substitution si nécessaire).

8) La résistance des matériaux argileux chute de 50 % quand le sol atteint une teneur en eau de 2 % en plus que l'optimum.

9) L'eau est très dangereuse pour le sol si elle n'est pas traitée avec finesse et raffinement étudiée.

10) On peut améliorer les caractéristiques d'un sol par la stabilisation au ciment ou par une stabilisation mécanique.

11) Il est utile d'introduire en Roumanie l'essai CBR et d'effectuer l'essai Proctor selon la Norme AFNOR en introduisant les corrections nécessaires selon les relations (3.1.) et (3.2.).

12) Des représentations statistiques sont efficaces pour évaluer les travaux d'un chantier.

LEGENDE DES PHOTOGRAPHIE ET FIGURES

1) PHOTOGRAPHIES

3.1. Mesures des compacités à l'aide du cône à sable sur la route Mamou-Faranah en Guinée. La route est long de 180 km et sur ce projet la stabilisation mécanique a été appliquée.

3.2. Utilisation d'un graveleux latéritiques en rechargement d'un route.

3.3. Traitement des latérites au ciment à l'aide d'un pulvimixer.

L'auteur préfère le traitement in situ qu'à la centrale; car on peut voir l'incorporation du ciment et contrôler sa quantité nécessaire en place à l'aide des bacs.

Supposons que l'épaisseur de la couche traitée est de 18 cm, la teneur en ciment déterminée au laboratoire est de 3,5 % et la densité sèche est de 2,05 gr / m³; la quantité du ciment sera :

$$0,18 * 2050 * 0,035 = 12,9 \text{ kg / m}^2$$

2) Figures

N° 8 / 53 Courbe de compactage Proctor pour une énergie de compactage donnée. Sur l'axe des abscisses on présente les teneurs en eau et sur les ordonnées la densité sèche correspondante à chaque teneur en eau (W; ds). Le point haut de la courbe s'appelle optimum Proctor.

N° 9 / 56 Nomogramme de correction d'ecrêtage à 20 mm. La correction de la densité sèche et du teneur en eau est

nécessaire quand les matériaux contiennent des éléments supérieures à 20 mm.

N° 10/57 Courbes Proctor normal et modifié pour un même matériau. On constate que l'essai Proctor normal (OPN) a une énergie mise en oeuvre relativement faible qui correspond à un compactage modéré, il est utilisé pour de remblai en terre. Par contre, pour les sols de fondations et chaussées l'essai modifié (OPM) est utilisé. On constate aussi que:
ds max. OPN < ds max. OPM
W opt. OPN > W opt. OPM.

N° 11/57 Exemple de courbes Proctor de différents sols. On constate que le sable a une densité sèche plus faible que les autres matériaux.

N° 12/69 Histogramme des compacités de la couche de fondation de la route Boffa-Kolabouyi en Guinée. Les résultats sont conformes aux spécifications du marché. L'auteur conseille d'introduire des représentations statistiques pour analyser les travaux sur un chantier. La valeur moyenne des compacités s'est établie à 97,83 % pour un écart type de 2,74 et un nombre de mesures égal à 1822 mesures. Les compacités sur la couche de fondation ont été réalisées à l'aide du troxler et parfois à la membrane.

N° 13/75 Histogramme des compacités de la couche de base traitée au ciment sur la route Boffa-Kolabouyi. Les résultats sont conformes aux spécifications. La valeur moyenne des compacités réalisées au troxler sur la construction de cette route s'est établie à 98,47 % pour un écart type de 2,38 et un nombre de mesures égal à 2310.

N° 14/79 Résultats d'étude de la stabilisation mécanique sur l'emprunt 1. Cette étude a été réalisée par l'auteur sur la route Mamou-Faranah (180 km) en Guinée. Pour arriver aux spécifications du marché, les matériaux de cet emprunt doivent être stabilisés par 15 % de sable avec 85 % de latérites.

N° 15/80 Résultats d'étude de la stabilisation mécanique sur l'emprunt 2 de la route Mamou-Faranh en Guinée. L'auteur a conseillé l'entreprise chargée de la réhabilitation de cette route de stabiliser 75 % des latérites avec 17 % de sable et 8 % des agrégats 6-18 mm.

N° 16/84 Variation de l'indice CBR pour 3 énergies de compactage pour une teneur en eau constante. Normalement, les moules sont compactés à 15, 25 et 55 coups à la teneur en eau optimale déterminée à l'essai Proctor. On constate que:

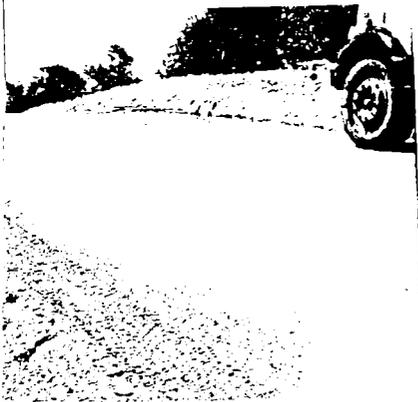
- le point E1 obtenu à 55 coups correspond à 100 % de l'OPM selon la courbe Proctor.
- Les points E2 et E3 présentent respectivement les CBR à 25 et 15 coups.
- Sur les versants gauche et droit de la courbe Proctor, les points bas de 100 % OPM leur valeur CBR < que CBR à W opt.

Donc, il faut respecter à la mise en oeuvre la teneur en eau optimale pour garantir la portance du sol.

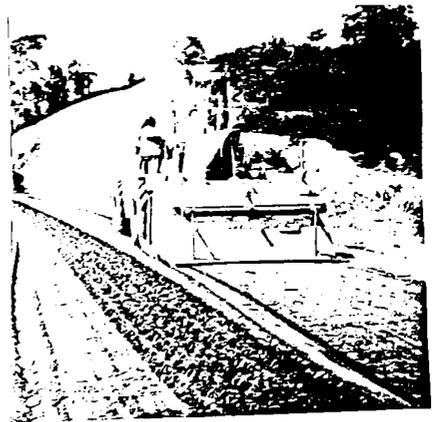
N° 17/ 84 Variation de l'indice CBR immédiat avec la teneur en eau pour différentes énergies de compactages E1 > E2 > E3. On constate qu'il est inutile de compacter un sol à forte teneur en eau, au risque que le CBR devienne pratiquement nulle.



3.1



3.2



3.3

Chapitre 4

L'EAU ET LE REVETEMENT

Pour bien aborder l'influence de l'eau sur le revêtement, l'auteur a trouvé utile d'examiner les composants de chaque type à part pour le revêtement en émulsions avec enduit superficiel, les bétons bitumineux et les macadams.

4.1. LES EMULSIONS

Une émulsion est une dispersion de deux liquides non miscibles l'un dans l'autre, préparée généralement à l'aide d'un produit dénommé émulsifiant ou émulsif.

Les constituants d'une émulsion sont le bitume, les fluidifiants, l'eau, les émulsifiants et l'acide.

1) Le bitume:

Il est produit par les raffineries de pétrole. Un additif facilitant la mise en émulsion et améliorant les qualités de stabilité et d'adhésivité est habituellement incorporé en raffinerie avant livraison.

2) Les fluidifiants et fluxants:

Les fluidifiants sont également produits par les raffineries de pétrole. Il s'agit de bitumes fluidifiés de faible viscosité (0/1 ou 10/15°).

Les fluxants sont généralement des huiles de goudron de houille.

3) L'eau:

L'eau choisie ne doit contenir qu'un minimum d'impuretés organiques et minérales. Il est en général nécessaire, pour la fabrication de certaines émulsions, de permuter l'eau au moyen d'un appareil approprié. La permutation consiste à remplacer les

ions de calcium et magnésium contenus dans l'eau par des ions sodium apportés.

4) Les émulsifiants (ou émulsifs):

Les émulsifiants couramment utilisés sont des produits chimiques de la classe des amines.

Ils se caractérisent particulièrement, par leur consistance liquide ou pâteuse qui conditionne leur manipulation, leur stockage et leur dosage.

5) L'acide:

Les émulsifiants étant insolubles dans l'eau, il est nécessaire de les transformer en sels pour permettre leur dissolution dans la phase dispersante.

A cet effet, on les fait réagir avec un acide qui est le plus souvent de l'acide chlorhydrique.

Afin de ne pas modifier sensiblement les caractéristiques de l'émulsion, il est recommandé de respecter la température du stockage qui devra être comprise entre 50°C et 60°C pour les émulsions 60 à 65 % et 65 à 69 %. La température minimale du répandage sera celle qui est nécessaire pour ramener la pseudo-viscosité à une valeur inférieure à 11° ENGLER.

L'auteur a utilisé l'émulsion sur la route Boffa-Kolabouyi comme enduit de cure de la couche de base traitée au ciment.

La couche de base a été imprégnée par du bitume fluidifié 0/1.

Le doctorand, après la réalisation des planches d'essais pour l'enduit de cure, a déterminé un dosage de 1,1 kg / m². Ce dosage est déterminé sur éprouvettes stabilisées au ciment et écrasées à la traction. Il a constaté que la couche d'imprégnation sur les éprouvettes se fait sur 1 bon centimètre.

Il a défini le pourcentage de kérosène à ajouter au bitume 60/70 à raison de:

- 45 % de kérosène;
- 55 % de bitume d'origine 60 / 70.

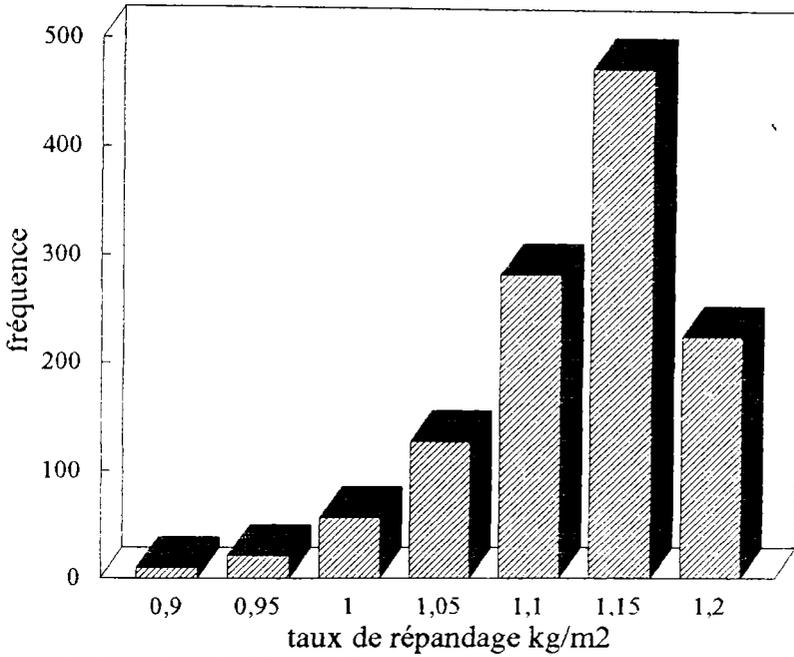
Cet enduit de cure doit suivre la couche de base. Il est très risqué de laisser la couche de base plus de 12 heures subissant les conditions climatiques sans la protéger par l'imprégnation ce qui conduit à une chute importante du CBR.

Le taux de répandage de l'imprégnation sur cette route est conforme. La valeur moyenne est de 1,116 kg / m² pour un écart type de 0,078 et un nombre de mesure égal à 1304.

L'histogramme est dressé en figure N° 18.

ROUTE BOFFA-KOLABOUYI

couche d'imprégnation



$X=1,116\text{kg/m}^2$; $s=0,078$; $n=1304$ mesures

FIGURE N° 18

Sur la route Lipova-Arad-Nadlac, l'émulsion a été utilisée comme couche d'accrochage.

Sur la route Boffa-Kolabouyi, l'émulsion a été employée pour la réalisation de l'enduit superficiel. La viscosité ENGLER est égale à 9,07 °E pour 55 mesures avec un écart type de 1,01.

Le phénomène d'électrophorèse, déterminé au laboratoire par l'auteur, a montré que les particules du liquide dispersé se dirigent vers la cathode; la charge des particules est positive. Il s'agit d'une émulsion cationique.

4.2. ENDUIT SUPERFICIEL

L'auteur a effectué une planche d'essais sur la route Boffa-Kolabouyi pour déterminer les dosages en émulsion et gravillons pour la réalisation de l'enduit superficiel. Cette planche d'essais a été réalisée avant la saison des pluies pour trouver le comportement de l'enduit après une saison pluvieuse.

Les dosages introduits sur cette planche sont démontrés en figure N° 19.

Au vu du comportement de cette planche pendant la saison des pluies, l'auteur a décidé de réaliser un tricouche correspondant à la partie 1 de cette planche.

Il a perfectionné les solutions en vu du comportement de l'enduit au trafic afin d'arriver à des résultats excellents et a déterminé les dosages suivants:

Agrégats 12/18	=	12,5 l/m ²
Emulsion 1	=	1,9 kg/m ²
Agrégats 6/10	=	8 l/m ²
Emulsion 2	=	1,5 kg/m ²
Agrégats 4/6	=	5 l/m ²

L'enduit superficiel se comporte bien sur cette route. L'auteur a illustré les histogrammes en figures N° 20 et 21.

Le taux de répannage de l'émulsion et des gravillons sont:

X 12/18	=	12,22 l/m ²	; s = 0,38; n = 457	plaques de mesures
X E1	=	1,909 kg/m ²	; s = 0,144; n = 513	plaques de mesures
X 6/10	=	8,28 l/m ²	; s = 0,43; n = 541	plaques de mesures
X E2	=	1,537 l/m ²	; s = 0,094; n = 505	plaques de mesures
X 4/6	=	5,351 l/m ²	; s = 0,51; n = 510	plaques de mesures

P51	<table border="1"> <tr> <td></td> <td>1</td> <td>2</td> <td></td> </tr> <tr> <td>E=1,12 kg/m² 1,45 kg/m²</td> <td>E=1,3 kg/m² 1,78 kg/m²</td> <td></td> <td>17/06/93</td> </tr> <tr> <td>G 12/18=12,8 l/m² 6/10=10 l/m²</td> <td>G 12/18=12,31/m² 6/10=9,21/m²</td> <td>3</td> <td></td> </tr> </table>		1	2		E=1,12 kg/m ² 1,45 kg/m ²	E=1,3 kg/m ² 1,78 kg/m ²		17/06/93	G 12/18=12,8 l/m ² 6/10=10 l/m ²	G 12/18=12,31/m ² 6/10=9,21/m ²	3	
	1	2											
E=1,12 kg/m ² 1,45 kg/m ²	E=1,3 kg/m ² 1,78 kg/m ²		17/06/93										
G 12/18=12,8 l/m ² 6/10=10 l/m ²	G 12/18=12,31/m ² 6/10=9,21/m ²	3											
P65	-----												
	<table border="1"> <tr> <td>E=1,37 kg/m² 1,25 kg/m²</td> <td>E=1,74 kg/m² 1,24 kg/m²</td> <td></td> <td>15/06/93</td> </tr> <tr> <td>G 10/14=8 l/m² 6/10=7,5 l/m²</td> <td>G 10/14=10 l/m² 6/10=8,5 l/m²</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	E=1,37 kg/m ² 1,25 kg/m ²	E=1,74 kg/m ² 1,24 kg/m ²		15/06/93	G 10/14=8 l/m ² 6/10=7,5 l/m ²	G 10/14=10 l/m ² 6/10=8,5 l/m ²						
E=1,37 kg/m ² 1,25 kg/m ²	E=1,74 kg/m ² 1,24 kg/m ²		15/06/93										
G 10/14=8 l/m ² 6/10=7,5 l/m ²	G 10/14=10 l/m ² 6/10=8,5 l/m ²												
P86	-----												
	<table border="1"> <tr> <td>E=2,2 kg/m² 1,3 kg/m²</td> <td></td> <td>12/06/93</td> </tr> <tr> <td>G 12/18=11 l/m² 6/10=7,8 l/m²</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>		E=2,2 kg/m ² 1,3 kg/m ²		12/06/93	G 12/18=11 l/m ² 6/10=7,8 l/m ²							
E=2,2 kg/m ² 1,3 kg/m ²		12/06/93											
G 12/18=11 l/m ² 6/10=7,8 l/m ²													
P94	-----												
	<table border="1"> <tr> <td>1 : G 12/18=14 l/m² E=1,72 kg/m² G 6/10=9,5 l/m² E=1,25 kg/m² G 4/6=7 l/m²</td> <td>2 : E=1,75 kg/m² G 4/6=7 l/m²</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>3 : E=1,70 kg/m² G 6/10=7 l/m²</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>			1 : G 12/18=14 l/m ² E=1,72 kg/m ² G 6/10=9,5 l/m ² E=1,25 kg/m ² G 4/6=7 l/m ²	2 : E=1,75 kg/m ² G 4/6=7 l/m ²			3 : E=1,70 kg/m ² G 6/10=7 l/m ²					
1 : G 12/18=14 l/m ² E=1,72 kg/m ² G 6/10=9,5 l/m ² E=1,25 kg/m ² G 4/6=7 l/m ²	2 : E=1,75 kg/m ² G 4/6=7 l/m ²												
3 : E=1,70 kg/m ² G 6/10=7 l/m ²													

FIGURE N° 19

ROUTE BOFFA-KOLABOUYI

Histogramme dosages en émulsion

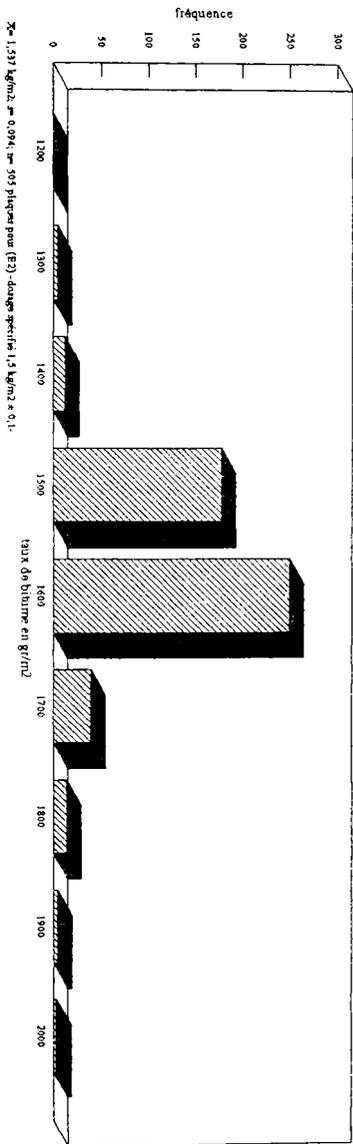
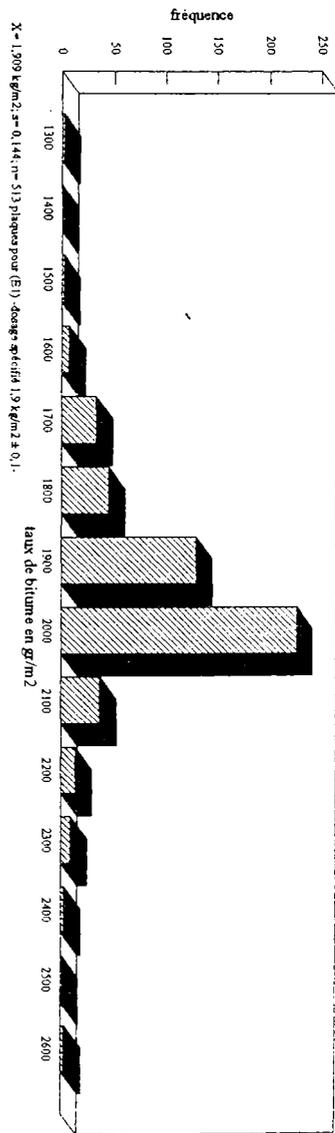


FIGURE N° 20

ROUTE BOFFA-KOLABOUYI

Histogrammes dosage en gravillons -enduit superficiel-

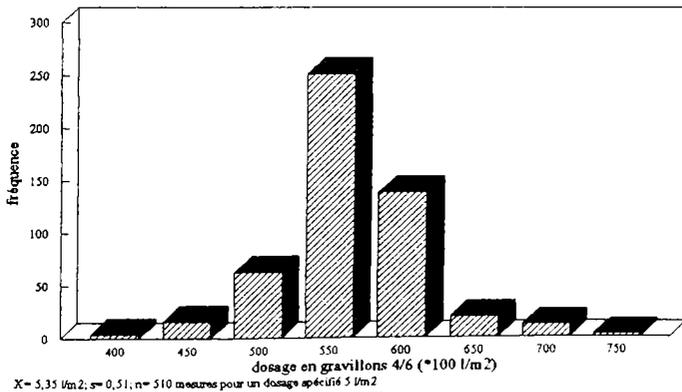
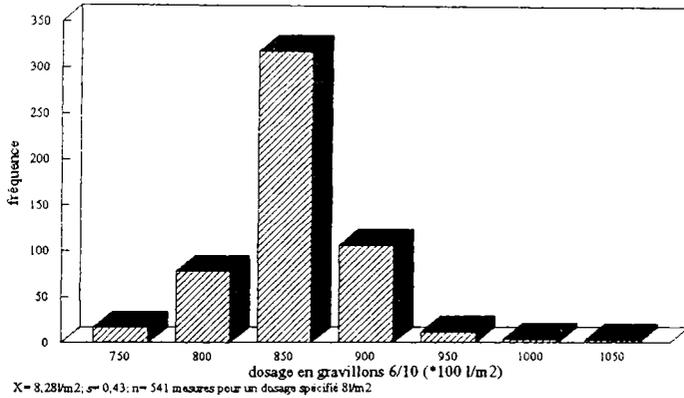
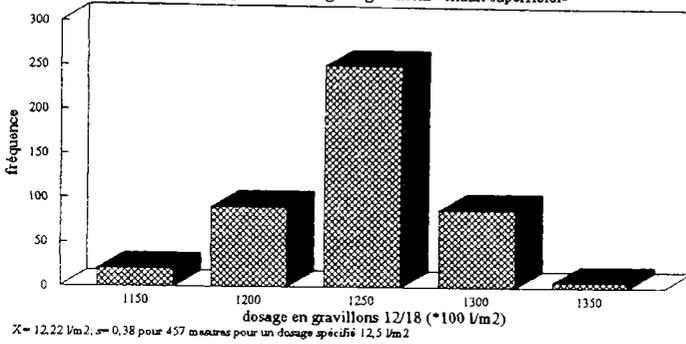


FIG. N° 21

4.3. LES BETONS BITUMINEUX

Les bétons bitumineux sont réservés aux autoroutes et aux aérodromes sur lesquels le trafic soit par le nombre de passages, soit par la valeur élevée des charges et surtout des pressions, exige des enrobés de haute résistance et qui se densifient peu après leur mise en oeuvre.

Les essais à effectuer se rapportent à trois caractéristiques du revêtement:

- sa compacité;
- sa stabilité mécanique;
- son insensibilité à l'eau.

Donc, il faut chercher à réaliser des enrobés qui soient aussi compacts que possible, sans tout de même être saturés de liant, aussi résistants que possible et dont la résistance ne s'effondre pas lorsque le revêtement est en contact plus ou moins prolongé avec l'eau (climat humide).

Avant de traiter les effets de l'eau sur les bétons bitumineux, l'auteur a trouvé nécessaire de considérer les études des mélanges et d'en développer les solutions de leur défense contre l'eau.

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer l'étude des mélanges. La méthode généralement utilisée est celle de Marshall, ou du Corps of Engineers. Cette méthode d'étude a été mise pour les routes soumises à un trafic lourd. Elle consiste à réaliser en laboratoire un compactage qui s'approche autant que possible de celui réalisé sur chantier et immédiatement après la mise en service du revêtement. Enfin il s'est attaché à un appareillage simple qui soit facilement utilisable dans des laboratoires mobiles.

L'essai Marshall consiste à écraser à 60 °C, entre deux mâchoires, une éprouvette cylindrique de 10 cm de diamètre et de 6,3 cm de hauteur. Les mâchoires s'appuient sur deux génératrices opposées et la vitesse d'avancement est constante et égale à 50 mm par minute. On note l'effort maximum à la presse et la déformation diamétrale de l'éprouvette au moment de la rupture, c'est-à-dire du maximum d'effort à la presse. L'effort **maximum** est la stabilité et la déformation à ce stade est l'écrasement (flow).

Cette méthode a été utilisée sur le projet de la réhabilitation de la route Lipova-Arad-Nadlac (100 km) en Roumanie. La recette prospérée pour la couche de roulement porte le N° M 77.

Les résultats de cette étude ont donné les constituants:

- sable concassé	21,7%
- sable naturel 0/7	3,8%
- agrégats 3/8	23,6%
- agrégats 8/16	37,7%
- filler	7,5%
- bitume d'origine 80/120 + 0,8% INTERLENE 400	5,7%

La teneur en liant a été déterminée selon les recommandations de la norme STAS en les comparant avec celles de l'Asphalt Institute (AI) pour un trafic lourd (75 chocs).

L'Asphalt Institute ne préconise pas une méthode d'essai plutôt qu'un autre. Il se borne à recommander de satisfaire aux prescriptions illustrées dans le tableau XVI.

L'auteur a comparé ces prescriptions avec celles du STAS en incorporant dans le même tableau les résultats de la recette M 77. L'étude a été réalisée par l'Entreprise EDI.C.T. et approuvée par le doctorand. Le comportement de cette étude à l'exécution a été tout à fait convenable.

TABLEAU XVI

Essai	Critères		Recette M77 à 5,7% bitume
	AI	STAS	
Stabilité KN	Min 8	Min 6	13,5
Fluage mm	2 - 2,3	1,5 - 4,5	3,7
S / I	-	Min 2	3,6
VFA %	65 - 75	-	79
VMA %	14	-	16,5
Pourcentage de vide %	3 - 5	-	3,4
Densité kg/m ³	-	2350	2347
Absorption %	-	1 - 5	

4.4. MACADAM

Le macadam entre dans la construction des chaussées souples.

Les matériaux employés sont la pierre, élément résistant, et la matière d'agrégation, utilisée pour remplir les vides et comme liant.

On distingue le macadam à l'eau et le macadam-mortier de ciment.

Pour le macadam à l'eau la pierre doit résister aux efforts d'usure interne par frottement, pendant la construction et l'exploitation; elle doit donc avoir un coefficient de qualité élevé.

Les dimensions maxima de la pierre ne doivent pas dépasser le tiers de l'épaisseur du revêtement.

La matière d'agrégation doit être stable à n'importe quel degré d'humidité, avoir une durabilité élevée et faible capillarité et possède le pouvoir liant indispensable.

Les sols type A-1 sont recommandés de préférence. Ils ont les caractéristiques suivantes:

- matériaux granulaires (moins de 25 % passe par le tamis n° 200);
- Indice de plasticité < à 6;
- Pourcentage qui passe sur le tamis n° 40 < à 50.

L'auteur, pour l'identification et classification des sols, a souvent utilisé la classification du H. R. B. (Highway Research Board) qui est basée à la fois sur la granulométrie, la plasticité et l'indice de groupe (tableau XVII).

La détermination de l'indice de groupe se fait par application de la formule suivante:

$$IG = 0,2 a + 0,005 ac + 0,01 bd \quad (4.1.)$$

dans laquelle:

a, excédent, sur 35, de la quantité qui traverse le tamis n° 200, sans dépasser 75, exprimé par un nombre entier et positif (de 0 à 40);

b, excédent, sur 15, de la quantité qui passe par le tamis n° 200, sans dépasser 55, exprimé par un nombre entier et positif (de 0 à 40);

c, excédent, sur 40, de la limite de liquidité sans dépasser 60, exprimé par un nombre entier et positif (0 à 20);

d, excédent, sur 10, de l'indice de plasticité sans dépasser 30, exprimé par un nombre entier et positif (0 à 20);

TABLEAU XVII

Classification générale	Au plus 35 % de grains plus petits que 80 μ						Plus de 35 % de grains plus petits que 80 μ					
	A ₁		A ₃	A ₂				A ₄	A ₅	A ₆	A ₇	
	A _{1a}	A _{1b}		A ₂₋₄	A ₂₋₅	A ₂₋₆	A ₂₋₇				A ₇₋₅	A ₇₋₆
Pourcentage passant :												
au tamis de 2 mm	≤ 50											
au tamis de 0,40 mm	30 ≤ 50	≥ 51										
au tamis de 80 μ	≤ 15 ≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≥ 35	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36
Caractéristiques de la fraction passant au tamis de 2 mm :												
— Indice de plasticité	< 6	impossible à mesurer	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	$I_p < w_L - 30$	$I_p > w_L - 30$
— Limite de liquidité	impossible à déterminer	—		≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≥ 41	≥ 41
— Indice de groupe	0	0		0	≤ 4	≤ 4	≤ 8	≤ 12	≤ 16	≤ 20	≤ 20	≤ 20
— Appellation générale	Cailloux Graviers Sables	Sable fin	Mélange de graviers limoneux ou argileux avec des sables limoneux ou argileux				Sols limoneux		Sols argileux			

Le liant employé est les débris de la pierre elle-même.

Pour le macadam-mortier de ciment la matière d'agrégation est remplacée par un mortier de ciment. Ce n'est plus vraiment une chaussée souple car elle est peu déformable; ce n'est pas non plus une véritable chaussée rigide, car d'une part on admet à l'intérieur de la chaussée des fissurations permettant, en particulier, le phénomène de retrait.

Le macadam-mortier est employé dans des zones particulièrement humides, car il présente une résistance à l'eau plus élevée que le macadam ordinaire.

Les revêtements en macadam-mortier de ciment peuvent être construits soit par coulis ou par le système dit sandwich.

La fluidité nécessaire par la méthode du coulis sera déterminée, par exemple, selon les recommandations de la Cement Portland Association illustrée en tableau XVIII.

TABLEAU XVIII

Dimensions de l'agrégat		Fluidité (temps de vide)
Pouces	cm	
2 1/2 à 3 1/2	6,3 à 8,9	23 à 25
2 à 3	5,1 à 7,6	23 à 25
1 1/2 à 2 1/2	3,8 à 6,3	21 à 23
1 à 2	2,5 à 5,1	20 à 22
3/4 à 1 1/2	1,9 à 3,8	19 à 21

Si, par exemple, les essais d'identification d'un sol ont donné les résultats suivants:

- Limite de liquidité: 24 %;
- Limite de plasticité: 16 %;
- Passant à 2mm: 99 %;
- Passant à 0,40 mm: 93 %;
- Passant à 80 µ: 73 %.

Pour déterminer la classification du sol selon H.R.B., on applique le contenu du tableau XVII comme suit:

Le pourcentage passant à 80 µ: 73 % > 35 %
donc: sol fin.

L'indice de plasticité = 24 - 16 = 8 % < 10 %
donc: sol limoneux.

Limite de liquidité = 24 % < 40 %.

Il s'agit d'un sol du type A₁.

On peut introduire la valeur de l'indice de groupe en appliquant la relation (4.1.).

Le tableau XVIII aide à calculer la quantité d'eau nécessaire pour atteindre une fluidité déterminée.

Pour obtenir la fluidité qui convient à chaque cas mentionné au tableau XVIII, on forme la proportion E/C en démarrant avec 0,5 et on mesure le temps de fluidité; en ajoutant successivement des quantités d'eau égales, on dresse la courbe temps de fluidité; rapport E/C. L'abscisse correspondante à l'ordonnée qui définit la fluidité nécessaire, donnera la quantité d'eau à ajouter.

4.5. L'INFLUENCE DE L'EAU SUR LE REVETEMENT

L'eau est donc nécessaire pour la composition des émulsions. Par contre, les émulsions les plus courantes ne devront pas avoir une teneur en eau plus que 40 %; si non on aura tendance à ne pas disposer d'eau dans l'émulsion mais l'inverse.

Les émulsions peuvent être utilisées sur un support légèrement humide; mais, si ce support est trop mou elles causent des INDENTATIONS qui se présentent par l'enfoncement des gravillons dans le sol support.

Concernant l'enduit superficiel, qui consiste à répandre un liant et des gravillons sur la surface de la chaussée; ces gravillons peuvent être faiblement humides, car si elles sont trop humides causent des PLUMAGES qui se présentent par l'arrachement des gravillons.

Pour résoudre les problèmes d'humidité, l'adjonction d'un dope est obligatoire.

Ces dopes ou agents d'adhésivité favorisent le mouillage des gravillons par le liant (adhésivité active) et s'opposent au déplacement du liant par l'eau (adhésivité passive).

La proportion du dope est de 0,2 à 0,5 % du poids du liant. Les dopes peuvent être utilisés soit lors de la préparation des constituants (dopage du liant dans la masse, prétraitement des granulats) soit au moment du chantier (dopage en interface).

Sur le chantier de la route Boffa-Kolabouyi, le dope a été utilisé en l'incorporant dans le liant.

L'auteur a préféré cette solution car elle est facilement contrôlée lors de la fabrication des émulsions.

Pour les bétons bitumineux, la tenue à l'eau est influencée par l'adhésivité et l'absence des éléments argileux.

L'adhésivité est une propriété fondamentale des liants hydrocarbonés et grâce à elle que le matériau d'empierrement ne se sépare pas sous l'action des charges normales du trafic et des agents atmosphériques.

Pour améliorer les conditions d'affinité des agrégats-liants en présence d'eau, il faut utiliser des dopes.

Pour la réhabilitation de la route Lipova-Arad-Nadlac en Roumanie et sur la couche de roulement, un dope INTERLENE a été utilisé pour améliorer l'adhésivité entre couple agrégats-liants.

L'auteur a accepté un dosage de 0,8 % par poids du bitume en utilisant les agrégats de POENI. Il a constaté que l'excès du dope baisse l'adhésivité: à 0,8 % et 1,2 % d'INTERLENE , l'adhésivité est respectivement 90 % et 65%.
Donc, il est nécessaire de tenir compte dans l'emploi des dopes de la juste dose.

L'eau, sur les bétons bitumineux à une influence non dérisoire quand elle se présente entre deux couches.

En plus, les bétons bitumineux devront avoir une stabilité à l'eau. Cette stabilité s'étudie en comparant les résistances mécaniques d'échantillons soit immédiatement après moulage, soit après une immersion plus ou moins prolongée. Le rapport des résistances après et avant immersion est une bonne mesure de la stabilité de l'enrobé à l'eau.

Des essais ont été effectués par le Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics sur des échantillons en utilisant un bitume d'origine 80 / 100. Il s'avère que le rapport de la résistance après 7 jours d'immersion à la résistance à sec chute parfois de 50 %.

Le macadam à l'eau a des inconvénients reliés à l'influence de l'eau et qui sont:

- l'emploi d'une grande quantité d'eau, qui est onéreux (transport).

- la poussière: est le plus grave inconvénient des revêtements en macadam. Pour éviter la poussière il est utile d'arroser le revêtement avec de l'eau.

L'eau a plusieurs inconvénients. Son effet est de courte durée, surtout dans les climats chauds, ce qui le rend peu efficace bien que coûteux; si l'on arrose trop copieusement, cela peut donner de la boue, qui ne convient ni au trafic ni au revêtement. La quantité d'eau nécessaire à l'arrosage varie suivant le climat: on peut compter 0,50 à 0,75 l/m².

Toutefois, dès que la circulation est un peu active, il faut revêtir les chaussées en macadam non revêtues en réalisant, par exemple un enduit superficiel avec l'exécution d'une planche d'essai comme indique la figure N° 19 en vérifiant non seulement les composants de l'enduit mais aussi son comportement à la pluie. D'ailleurs, l'auteur a essayé sur cette planche 6 différents types d'enduit et a constaté que l'enduit tricouche inversé est le meilleur à supporter les conditions climatiques afférent sur cette route.

La stagnation de l'eau est très dangereuse pour un chantier. si elle stagne dans le macadam, par exemple, elle peut causer des désordres.

De toute façons, bien que le macadam soit naturellement moins sensible à l'eau que les chaussées à éléments fins, il convient de drainer et d'assainir la plate-forme, condition essentielle de la stabilité de n'importe quelle chaussée.

Pour le macadam-mortier, l'influence de l'eau sur le béton sera appliquée.

4.6. CONCLUSION

L'auteur précise les remarques suivantes:

1) Les émulsions les plus courantes ne devront pas avoir une teneur en eau plus que 40%;

2) Les émulsions peuvent tolérer un support et des granulats légèrement humides. Par contre, il faut faire attention au plumage et à l'indentation;

3) Il est très utile de procéder à des planches d'essais pour la détermination des constituants d'un revêtement et d'étudier non seulement leur comportement à l'eau mais aussi la conduite du revêtement soi-même aux pluies abondantes comme exemple la planche d'essai sur l'enduit superficiel de la route Boffa-Kolabouyi;

4) Les bétons bitumineux pour le revêtement doivent être compacts que possible et aussi résistants et dont la résistance ne s'effondre pas lorsque le revêtement est en contact avec l'eau.

5) La stabilité des bétons bitumineux peut chuter jusqu'à 50 % en présence de l'eau;

6) L'adhésivité est une propriété fondamentale des liants hydrocarbonés; c'est grâce à elle que le matériau d'empierrement ne se sépare pas sous l'action des charges normales du trafic et des agents atmosphériques.

7) Pour améliorer l'adhésivité du couple liant-agrégat, on utilise des dopes. Le choix d'un dope dépend du comportement de la classe des agrégats. Il existe des activants comme les savants cationiques, ceux d'amines et ceux d'acides sulfonés.

L'essai d'adhésivité est très important pour la détermination du type d'un dope et le pourcentage à incorporer.

Un surdosage d'un dope peut causer des mauvais résultats sur l'adhésivité;

8) La matière d'agrégation, utilisée dans les revêtements en macadam doit posséder le maximum possible de stabilité, de cohésion et de densité.

Cette matière doit être stable à n'importe quel degré d'humidité. Une bonne matière d'agrégation doit remplir les conditions de durabilité élevée et faible capillarité. Les matières argileuses ne sont pas les meilleures, car elles deviennent plastiques et gonflent en absorbant de l'eau.

9) Un grave inconvénient des revêtements en macadam provient de la poussière qu'ils dégagent.

La durée du revêtement sera prolongée si on arrive à maintenir constamment assez d'humidité pour empêcher la désagrégation avec l'emploi de l'eau propre, de l'eau salée et du chlorure de calcium.

10) Pour ce qui concerne le macadam-mortier, on a vu que la fluidité du coulis est très importante et la détermination de la quantité d'eau nécessaire pour atteindre une fluidité déterminée dépend de la nature du sable et des dimensions et formes de ses grains. Pour obtenir une fluidité convenable, on a recouru aux recommandations, par exemple, de la Cement Portland Association en dressant la courbe temps de fluidité-rapport E/C;

LEGENDE DES PHOTOGRAPHIES ET FIGURES

1) PHOTOGRAPHIES

- 4.1. Imprégnation de la couche de base par l'émulsion. L'émulsion est utilisée comme enduit de cure. Il est très utile de réaliser l'enduit de cure maximum après 12 heures de la fin de compactage; si non la portance de la couche de base baisse en présence des conditions climatiques qui aboutissent sur la route.
-

- 4.2. Couche de roulement en béton bitumineux réalisée sur la route Lipova-Arad-Nadlac en Roumanie. L'agent INTERLENE à 0,8 % en poids du bitume a été employé sur ce chantier. La recette M77 a été utilisée sur ce projet.
-

2) FIGURES

- N° 18/93 Histogramme de la couche d'imprégnation sur la route Boffa-Kolabouyi. Le dosage en émulsion a été vérifié par des mesures au moyen d'un bac de surface connue, placé sur la chaussée et pesé avant et après passage de la répandeuse. La valeur moyenne est de $1,116 \text{ kg/m}^2$ pour un dosage spécifié $1,1 \pm 0,1 \text{ kg/m}^2$.
-

- N° 19/95 Planche d'essais de l'enduit superficiel sur la route Boffa-kolabouyi en Guinée. Cette planche a été réalisée sur 1 km en introduisant six différents types d'enduit pour la chaussée et deux pour les accotements pour évaluer le comportement de l'enduit aux pluies. La zone appartenant à la partie 1; un enduit tricouche inversé a été considéré.
-

N° 20/96 Histogrammes dosages en émulsion, pour les différentes couches, appliquée sur l'enduit superficiel réalisé sur la route Boffa-kolabouyi en Guinée en introduisant les valeurs moyennes et les écarts types sur chaque couche.

N° 21/97 Histogrammes des dosages en gravillons sur l'enduit superficiel de la route Boffa-Kolabouyi. Les dosages en gravillons ont été contrôlés soit en pesant des bacs soit par la boîte.



4.1



4.2

Chapitre 5

L'EAU ET L'ENTRETIEN DES ROUTES

La chaussée doit supporter les conditions climatiques pour disposer d'une durée de service la plus longue. Cela ne peut se produire que si les travaux d'entretien soient bien réalisés.

Dans ce chapitre, l'auteur figure les désordres sur une route en présence d'eau et traite l'entretien y afférent en donnant des solutions à considérer pour assurer une parfaite tenue d'une route.

Les coûts ne sont pas négligeables; mais leur rentabilité est étonnante si l'entretien est bien réalisé.

5.1. INFLUENCE DE L'EAU SUR LES ROUTES

5.1.1. Routes en terre

Dès sa mise en service, une route en terre commence à se dégrader; ces dégradations se caractérisent par des désordres très apparents. Ces désordres varient beaucoup en fonction d'un grand nombre de facteurs liés ou non au trafic supporté par la route.

Un des premiers facteurs est la pluviométrie. Elle doit être considérée dans le comportement des matériaux routiers.

Au chapitre 1, on a vu que la pluviométrie sur la route Boffa-Kolabouyi monte à 2 mètres; dans certaines zones de la Guinée elle peut arriver à plus de 4 mètres pendant une durée de 4 mois par an.

La pluviométrie peut provoquer l'érosion des sols qui se manifeste lorsque la vitesse de l'eau dépasse la vitesse critique.

L'érosion cause des désordres non seulement sur la route, mais sur les accotements et les fossés.

Les désordres sur une route en terre sont classés comme suit:

- Les déformations: les ornières et flaches;
- Les arrachements: les ravinements et nids-de-poule;
- L'usure: de la route et des accotements.

L'auteur a constaté que la stagnation d'eau sur la surface de roulement et son infiltration dans le corps de chaussée diminuent la portance du sol et peuvent la rendre nulle.

Les essais de CBR réalisés par l'auteur, désignés au chapitre 3 prouvent cette constatation.

5.1.2. Routes revêtues

Dans une chaussée revêtue les désordres les plus dangereux causés par l'eau ou la pluviométrie sont:

- Les déformations: affaissement, flache et orniérage;
- Les fissurations;
- Les arrachements: décollement, désenrobage, plumage et nids-de-poule;
- Les remontées des matériaux: d'eau ou de boue et ressuage;
- L'usure du revêtement.

La stagnation d'eau sur les chaussées revêtues causent des éclaboussements qui sont parfois pénibles pour les usagers.

5.2. INFLUENCE DE L'EAU SUR LE BETON ARME

Les armatures sont normalement protégées par le béton. Leur oxydation se produit lorsque l'eau arrive à s'infiltrer, par suite de la fissuration ou de la porosité du béton due le plus souvent à une mauvaise composition ou une mauvaise mise en oeuvre.

Ce phénomène est très grave et conduit à des éclatements de béton sous l'effet de l'oxydation des armatures. La corrosion s'accélère et l'adhérence disparaît dans toute la partie ainsi

mise à nu. La tenue de l'ouvrage peut être ainsi très gravement compromise.

5.3. EAU AU DESSOUS DE 0° CELSIUS

Parmi les désordres que l'eau peut créer sur une chaussée quand elle est au dessous de 0° C sont : la neige, les avalanches, les verglas et le gel dans les sols gélifs.

La neige, qui recouvre chaque hiver pendant plusieurs mois les routes de montagne et pendant quelques jours ou semaines les routes de plaine, se présente sous des formes très variées; sa densité varie de 50 à 700 g/litre. L'influence du vent, du dégel et du regel transforme les amas de neige.

Certaines sections de route de montagne sont particulièrement exposées aux avalanches de neige et de pierre. Leur signalisation est indispensable, mais souvent insuffisante.

Il faut aussi éviter la formation de la glace sur la chaussée qui peut provenir d'une neige mal décapée, dégelée et regelée, ou de la formation du verglas.

Ces phénomènes sont la cause de nombreux accidents. Aussi, parmi les désordres désastreux et parfois catastrophiques qu'un excès d'eau peut causer au sein d'un sol c'est le phénomène du gel.

Mais au gel de l'eau interstitielle se superpose en général un autre phénomène qui est une migration de l'eau des zones non glacées vers les zones glacées, ou, lorsque la nappe phréatique est proche, une simple alimentation en eau de la zone gelée.

Les conséquences de ce phénomène sont graves au moment du dégel car la zone gelée se trouve alors à une teneur en eau élevée et peut perdre toute résistance mécanique tant que l'excès d'eau n'est pas éliminé par une migration inverse due à la seule gravité ou à la capillarité.

5.4. L'EAU ET L'ENTRETIEN DES ROUTES

Pour procéder à l'entretien des routes, il est indispensable d'examiner la route sous la pluie.

5.4.1. Entretien des routes contre les effets des pluies et leur remèdes

Pendant la saison pluvieuse, il est nécessaire d'entretenir les ouvrages d'art, les accotements et les fossés.

L'auteur, sur la route Boffa-Kolabouyi a dirigé des équipes d'entretien pendant deux saisons de pluies.

La première équipe a été chargée d'enlever les éboulements de la chaussée. L'auteur a constaté que les éboulements se produisaient sur la chaussée en face des déblais.

Ces éboulements devront être évacués immédiatement de la route; car, ils bouchent les fossés, favorisent les dégradations et rendent la route impraticable au trafic.

La deuxième équipe a été responsable de conserver le fonctionnement des ouvrages d'art.

Donc, pour entretenir les routes contre les effets résultant des pluies il faut procéder à :

1) L'entretien des ouvrages d'art qui comporte aussi le curage des têtes et de la partie centrale des ouvrages.

Les produits sont déposés en un endroit où ils ne risquent pas d'être repris par la prochaine averse et ramenés vers l'ouvrage ou ceux situés en aval.

2) Les affouillements sont combattus par la construction de bassins de réception en béton, en maçonnerie ou en gabions, ou bien en prolongeant l'ouvrage, de façon à les reporter en un point où ils ne sont plus dangereux pour l'ouvrage lui-même.

Dans tous les cas, la première chose à faire est de rechercher la cause de l'affouillement ou de l'ensablement, et de s'efforcer d'y remédier avant de s'attaquer aux effets. Il suffira bien souvent d'abattre un seuil, d'ouvrir ou de curer un exutoire pour y parvenir.

3) Les buses métalliques sont sensibles à l'abrasion provoquée par les matériaux mis en suspension par l'écoulement. L'abrasion jointe à la corrosion résultant d'eaux agressives conduit parfois à une destruction accélérée des ouvrages.

La surveillance des petites ouvrages est au moins aussi importante que leur entretien. Le moindre défaut de fonctionnement pouvant avoir des conséquences graves pour les terrassements et la chaussée. Comme le petit entretien, elle est confiée aux équipes de secteur qui peuvent être distinctes pour l'entretien courant et les réparations plus importantes.

4) L'érosion des accotements et des fossés est aussi un des désordres dont il faut se prémunir avec beaucoup de soins pendant la saison pluvieuse. L'usure des accotements est d'autant plus grande que la pluviométrie est forte et que les matériaux sont peu compactés. Il est nécessaire d'entretenir les fossés et les accotements pour éviter les dégradations sur la chaussée.

Un remède rapide contre l'érosion, lors de l'étude ou de l'exécution d'un projet routier, est de limiter la longueur des fossés à une valeur telle que la vitesse de l'eau n'y puisse en aucun point dépasser la vitesse critique d'érosion par la création des divergents ou de traversées adéquatement placés.

5) Pendant la saison pluvieuse, il est nécessaire d'enlever de la chaussée les matériaux provenant de l'éboulement des talus de déblais. L'équipe d'entretien doit être en place pour éviter de boucher la route.

Les gabions sont nécessaires pour empêcher les matériaux d'éboulement des talus en déblais de barrer la route.

6) Enfin, l'entretien des ouvrages en béton armé consiste à entretenir l'étanchéité, à soigner le plus possible l'imperméabilisation des surfaces exposées à l'eau et à éviter les stagnations et ruissellements.

Pour la réalisation de l'étanchéité et les joints de dilatation sur les ouvrages d'art, l'auteur a utilisé plusieurs produits. Les derniers sont KEBUFLEX et FREYSINNET sur la réhabilitation de la route Lipova-Arad-Nadlac en Roumanie et COMPOXY 71 V comme étanchéité sur la construction de la route Boffa-Kolabouyi en Guinée.

L'auteur note qu'une route non revêtue se dégrade plus vite qu'une route revêtue. Mais, pour une route revêtue, en plus que les désordres précédentes, des dégradations importantes, pourront être survenues à cause des fissurations et des arrachements du revêtement, qui s'aggravent en présence de la pluie.

Donc, il faut entretenir le revêtement et trouver les solutions contre les effets de l'eau pour donner à la route sa durée de service espérée.

L'entretien et les remèdes des routes revêtues consistent à :

1) Eviter les éclaboussements qui proviennent de la stagnation d'eau; car, l'eau qui stagne sur une chaussée réalisée en bétons bitumineux diminue la stabilité du revêtement.

L'auteur a toujours remarqué que les éclaboussements se produisent sur les endroits où les pentes sont incorrectement exécutées.

Donc, un remède prompt est de bien veiller à la bonne exécution des pentes du profil et d'éviter un profil en travers trop plat.

2) Généralement, les arrachements n'affectent que la couche de roulement au début de leur apparition, et provoquent un plumage ou peignage.

Le plumage d'un revêtement comporte l'arrachement des gravillons à la partie supérieure d'une couche de roulement. Cette dégradation se rencontre essentiellement sur les enduits d'usure; elle porte parfois le nom de peignage lorsque ce phénomène se produit suivant les lignes parallèles à l'axe de la route.

Pour trouver le remède contre le plumage, il est nécessaire de trouver son provenance qui peut résulter:

- de l'ouverture trop précoce à la circulation d'un chantier de revêtement;
- de conditions d'exécution défectueuses;
- de mauvais réglage de la rampe au moment du répandage du liant;
- du manque de propretés des granulats;
- des actions de l'eau et des produits chimiques ou huileux détruisant l'adhésion du liant sur le support;
- de la ségrégation des granulats au stockage ou à leur répandage.

Donc, pour éviter l'effet du plumage, l'auteur conseille à:

- a) chercher à utiliser des gravillons secs et propres;
- b) bien étudier le dosage du liant et des gravillons;
- c) incorporer le dope d'adhésivité en trouvant le dosage convenable;
- d) éviter l'exécution de la route quand les conditions climatiques (vent, pluie) sont bouleversantes;
- e) Balayer et humidifier la couche de base avant la réalisation de la couche d'imprégnation.

Cette remarque est très importante. L'auteur a toujours insisté sur le balayage et l'humidification de la couche de base; si non, la couche d'imprégnation (enduit de cure) sera réalisée sur une couche fine de poussière et au moment du balayage avant la

réalisation de l'enduit, la couche d'imprégnation se détache et l'enduit se mélange avec la poussière; catastrophe!!!
L'auteur, sur les routes Mamou-Kankan et Mamou-Faranah en Guinée, a utilisé pour éviter l'effet du plumage sur l'enduit, une couche d'émulsion à faible dosage fermée au gravillon 4/6.

3) L'indentation (l'enfoncement des gravillons dans le support) est provoqué quand le sol support est trop mou.
Il faut éviter la réalisation de l'enduit si le sol support est trop mou, après un orage, par exemple.

4) Le désenrobage est la disparition du mortier liant et fines enveloppant les granulats d'une couche de roulement. Il peut provenir:

- d'une mauvaise adhésivité liant-granulats;
- d'une mise en oeuvre par conditions atmosphériques défavorables;
- d'une action de l'eau aggravée par les actions mécaniques diverses dues à la circulation;
- d'une mauvaise qualité des enrobés.

Un désenrobage évolue vers une augmentation de la perméabilité de l'enrobé avec arrachement des gravillons non tenues et la ruine de la couche de roulement.

Donc, pour éviter l'effet du désenrobage, l'auteur a toujours conseillé, durant sa carrière, les entreprises à:

a) procéder à l'essai d'adhésivité en déterminant le pourcentage parfait du dope;

b) respecter la température de la mise en oeuvre et la température ambiante;

c) réaliser bien l'étude des mélanges.

Enfin, l'entretien des routes en macadam consiste à remédier les arrachements de pierre et nid de poule. Si ces désordres sont aggravés, un enduit superficiel est conseillé.

5.4.2. L'entretien pendant l'hiver et remèdes

En plus que les désordres précédents, un hiver rigoureux et brutal peut provoquer des problèmes sur la route dues à la formation de la neige, des avalanches, du verglas et du gel.

Donc, l'entretien des routes pendant l'hiver consiste à remédier ces désordres en tenant compte des solutions préalables aggravées par l'eau.

L'entretien contre le déneigement consiste à faire un plan d'action pour les conducteurs de chantiers et d'engins; les itinéraires doivent être fixés d'avance, les équipes doivent se mettre très tôt sans attendre d'instructions spéciales. Les engins à lames ou évacuateurs doivent être opérants.

L'efficacité du déneigement peut accroître par le répandage de sel. La quantité de sel à répandre pour faire fondre la neige est déterminée par la formule:

$$P = 16 t p \quad (5.1.)$$

où:

- p: poids de neige en kg/m²;
- t: nombre de degrés en dessous de zéro;
- P: poids de sel en g/m².

La glace sur la chaussée est très périlleux et cause de nombreux accidents. Elle peut provenir d'une neige mal décapée, dégelée et regelée, ou de la formation du verglas.

L'entretien de la route pendant ce temps consiste à répandre du sable sur la chaussée. Le décapage de la glace épaisse recouvrant la chaussée peut être facilité par l'emploi de sels, chlorure de sodium et de calcium.

Devant un brusque dégel en zone sensible aucun autre remède n'existe que d'interrompre la circulation lourde tant que la partie supérieure des sols de plate-forme reste gorgée d'eau. Après la disparition de l'excès d'eau au dégel, la densité sèche du sol ne reprend pas sa valeur initiale. Elle sera faible, donc le compactage et la portance du sol seront affaiblis.

L'auteur note que la détermination des sols gélifs est très avantageux pour éviter la création des désordres sur un chantier.

La définition d'un sol gélif sera déterminée par l'analyse granulométrie. Un sol n'est pas gélif si la proportion des matériaux inférieurs à 20 μ n'excède pas 10 % si sa granulométrie est uniforme et 3 % si elle ne l'est pas.

L'uniformité sera déterminée par le coefficient de Hazen:

$$C_v = d_{60} / d_{10} \quad (5.2.)$$

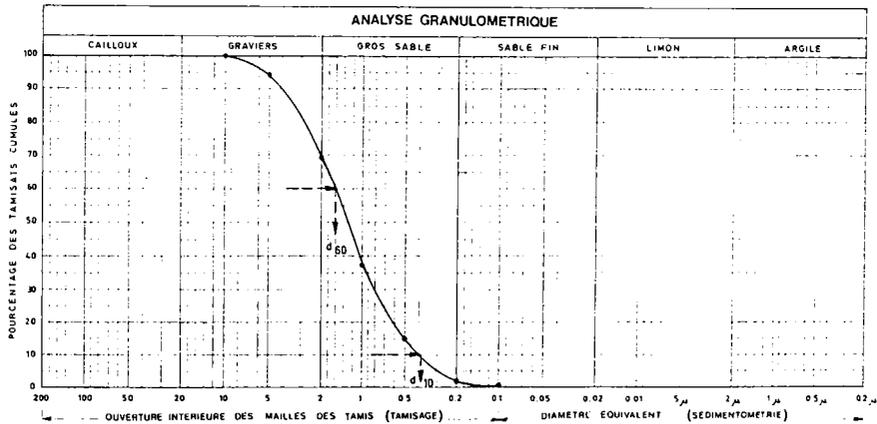
où:

d60: l'ouverture du tamis au travers duquel passe 60 % du poids des grains;

d10: l'ouverture du tamis au travers duquel passe 10 % du poids des grains;

Cv: coefficient d'uniformité (figure N° 22);

FIGURE N° 22



L'analyse granulométrique du sol de la figure précédente montre que:

$d_{60} = 1,6$ mm;

$d_{10} = 0,37$ mm;

donc:

$C_v = 4,3$

Enfin, l'eau soit qui entre dans la composition des substances destinées à la réalisation d'une route, soit l'eau de pluie; provoquent des désordres sur le projet. En plus, il existe l'eau remontant par capillarité et qui n'est pas le thème de cette thèse, entraîne aussi de désordres sur un chantier routier.

Pour éviter les remontées d'eau, il faut chercher la cause de ces remontées et puis estimer les solutions (une couche anti-capillaire, amélioration des matériaux du corps de chaussée).

5.5. CONCLUSION

Pour conclure, l'auteur affirme que l'eau a une grande influence sur l'entretien des routes en terre ou revêtues; que cette eau soit un matériau entrant dans la préparation des substances routières, eau de pluie ou de la neige. Les remarques suivantes doivent être parfaitement accomplies afin d'économiser sur l'entretien et posséder une durée de service recherchée sur le projet routier.

Ces remarques sont:

- 1) Examiner la route sous la pluie;
- 2) Réaliser le curage des têtes et de la partie centrale des ouvrages d'art;
- 3) Eviter les affouillements, les éboulements et les éclaboussements;
- 4) Construire des gabions et de perrés maçonnés aux endroits utiles;
- 5) Prévoir des matériaux pour l'étanchéité des ouvrages;
- 6) Pour l'enduit superficiel, l'utilisation des gravillons secs et des dopes d'adhésivité est indispensable;
- 7) Prévoir, au cas de désordres sur l'enduit une couche d'émulsion avec des agrégats 4/6 en évitant la réalisation de l'enduit quand le support est trop mou;
- 8) Balayer et humidifier la couche de base avant la mise en oeuvre de la couche d'imprégnation;
- 9) Prévoir un plan d'action pendant l'hiver et disposer d'une équipe d'entretien possédant les engins et matériels nécessaires pour entretenir la route.

LEGENDE DES PHOTOGRAPHIES ET FIGURES

1) PHOTOGRAPHIES

5.1. Arrachement de gravillons par plumage qui peut provenir sous l'action d'eau détruisant l'adhésion du liant sur le support. Une couche d'émulsion à faible dosage avec des agrégats 4/6 est la meilleure solution pour remédier ce désordre.

5.2. Arrachement des gravillons par peignage. Même cas que le plumage sauf les gravillons sont arrachés par lignes parallèles à l'axe de la route.

5.3. réalisation d'étanchéité sur un pont en Roumanie avec KEBUFLEX.

5.4. Stagnation d'eau sur le revêtement en produisant des éclaboussures qui sont désagréables pour les usagers.

2) FIGURES

22/118 Détermination du coefficient d'uniformité C_v à partir de l'analyse granulométrique du sol. Ce coefficient sera précis en calculant l'ouverture des tamis correspondante au passant à 60 % et 10 %.



5.1.



5.2.



5.3.



5.4.

CONCLUSIONS GENERALES

Pour conclure, l'auteur indique les remarques suivantes:

1) L'eau, comme matériau routier; ou venant des précipitations atmosphériques, doit être bien surveillée à partir de l'étude du tracé jusqu'au revêtement.

2) L'eau, pour des projets routiers peut être employée:

- avec autres matériaux: pour l'élaboration, la construction, la fabrication et la préparation des matières utilisés dans la construction des routes comme: les émulsions, les terrassements, les différentes couches des sols, le revêtement et les bétons de ciment.

- seule: l'arrosage des sols avant la mise en oeuvre de chaque couche ultérieure, la défense contre la poussière et l'humidification de la couche de base avant la mise en oeuvre de la couche d'imprégnation.

3) Il est nécessaire de procéder à une étude géotechnique générale en réalisant des essais sur les matériaux destinés à être utilisés pour la construction de la route et de trouver leur comportement à l'eau.

4) L'auteur a constaté que si l'eau est en excès ou en réduction par rapport à la teneur en eau optimale, la portance ou la résistance d'un sol baisse.

Les résultats des essais réalisés par l'auteur à $\pm 2 \%$ de l'optimum prouve cette constatation. Quand le CBR à $+ 2 \%$ de l'optimum chute de 50% (selon les matériaux), l'auteur signale que si cette teneur en eau est plus élevée la portance du sol peut atteindre une valeur nulle.

Ces résultats sont présentés en (1.2.), (1.3.) et (1.4.).

5) Le degré de compactage d'un sol est facilement atteint quand sa teneur en eau mise en oeuvre est proche de l'optimum. Si elle est moins que l'optimum, il est possible que la compacité soit obtenue mais avec des coûts élevés sur l'énergie de compactage (nombre de passes ultérieures).

Si cette eau est plus élevée que l'optimum, non seulement les coûts seront remarquables; mais, c'est la catastrophe!!! Le chantier sera inaccessible pendant plusieurs jours et les matériaux devront être scarifiés ou enlevés en dehors de l'emprise de la route s'ils ont été stabilisés en ciment (fin de prise du ciment).

Le doctorand a noté que les compacités seront facilement atteintes avec des teneurs en eau $\pm 0,5 \%$ que l'optimum.

6) L'auteur a constaté que si les compacités ne sont pas correctement vérifiées sur chaque couche et même sur le lit de pose des ouvrages, des fissures pourront éventuellement se présenter sur le revêtement. Ces fissures diminuent la durée du service de la route et causent des coûts élevés sur l'entretien.

7) L'auteur a toujours effectué des planches d'essais sur chaque couche destinée à la construction d'une route. Ces planches d'essais devront être au moins réalisées sur:

- la couche de fondation: pour trouver le nombre de passes de ou des compacteurs en fonction des matériaux et de l'épaisseur de la couche et fournir les recommandations nécessaires comme par exemple la planche d'essai du paragraphe (3.3.1.).

- la couche de base: pour trouver le nombre de passes et le dosage en ciment si cette couche est stabilisée et donner les recommandations comme la planche du paragraphe (3.3.3.).

- la couche de roulement: pour trouver le dosage des constituants: liant-agrégats et le pourcentage du dope à incorporer.

En cas d'un enduit superficiel, cette planche est très importante car le choix de la solution dépend du comportement de cette couche au trafic et à la pluie. Une exemple de cette planche est incorporée en paragraphe (4.2.).

8) En plus que les planches d'essais mentionnées ci dessus, l'auteur a toujours réalisé sur le projet une étude complète sur

la composition des bétons pour déterminer les dosages de ses constituants.

Ces essais contiennent deux étapes: essais d'études et de convenance.

L'auteur a indéfiniment constaté que la résistance mécanique du béton chute quand l'eau est en excès, et, si elle est en réduction elle provoque la ségrégation qui se développe en présence des précipitations.

9) Quand l'eau est utilisée comme matériau routier, elle est très dangereuse et parfois désastreuse si sa quantité déterminée préalablement n'est pas bien surveillée à la mise en oeuvre.

10) Il est utile d'incorporer dans le rapport géotechnique final d'un chantier routier une présentation statistique (histogrammes) sur les différents matériaux ou étapes en introduisant les valeurs moyens et l'écart type afin d'analyser la qualité mise en oeuvre.

Pour évaluer la bonne qualité d'une chaussée, des mesures de déflexions seront inévitables.

Selon les spécifications du marché de la construction et du bitumage de la route Boffa-Kolabouyi, la limite admissible de la déflexion pour les matériaux de couche de base traitée au ciment doit être < 50 (1/100mm) sous un essieu de 13 tonnes.

L'auteur a mesuré les déflexions sur cette route à la poutre BENKELMAN de type Euromatest après 8 jours de fin de compactage de la couche de base (spécifications). Il a toujours souhaité de réaliser une campagne de mesures après une saison pluvieuse afin de déterminer l'évolution des déflexions à la suite des pluies.

11) L'eau venant des précipitations doit être contrôlée. Les problèmes du drainage, des talus et des ouvrages pour l'écoulement d'eaux devront bien être analysés surtout sous les pluies. Parfois, l'augmentation de la section d'un ouvrage (une buse ou un dalot) économise sur l'entretien et augmente la durée de la route.

12) L'entretien des routes en terre ou revêtues pendant la saison pluvieuse est fondamental.

Il consiste à résoudre les problèmes d'éboulements, d'éclabousses, des affouillements et des arrachements du revêtement avant que les dégradations s'aggravent.

Il comprend le curage des ouvrages d'art et leur protection par des perrés maçonnés, la réalisation des gabions et le remède des désordres (nids-de-poule, plumage, désenrobage, orniérage et etc...).

L'auteur a remarqué que certaines dégradations sont parfois dues à des petites gouttes d'eau.

Les gouttes d'eau qui tombent continuellement des feuilles d'arbres se concentrent toujours au même emplacement créant des poches gorgées d'eau et causant des désordres. Il peut apparaître également des désenrobages et des décollements de la couche de surface sur certaines routes revêtues.

Il a constaté, sur un chantier de construction d'une usine en Syrie, que le coffrage d'une dalle en béton armé a été renversé à cause des gouttes d'eau provenant du tuyau de la citerne à eau. Donc, l'effet dynamique d'une goutte d'eau est immense.

13) L'entretien des routes pendant l'hiver consiste à résoudre les problèmes du déneigement, des avalanches, du verglas et de la glace.

Il comprend à disposer d'une ou des équipes de conducteurs de chantiers d'entretien, des engins et matériaux efficaces pour ouvrir la route au trafic.

L'auteur a remarqué que l'entretien en temps utile est très important avant que la dégradation ne devient évidente et qu'une réhabilitation ou une reconstruction coûteuse devienne nécessaire.

14) Enfin, l'auteur trouve que le résultat d'un projet routier ne sera pas satisfaisant sauf quand les ingénieurs et les conducteurs des chantiers raisonnent par intelligence et écoutent les ingénieurs géotechniciens.

L'auteur conseille à incorporer l'essai CBR sur les projets routiers réalisés en Roumanie.

ANNEXES

- 1) Légende des tableaux et relations;
- 2) Trafic de la route Boffa-Kolabouyi en Guinée;
- 3) Histogrammes et exemple de synoptiques géotechniques sur la route Lipova-Arad-Nadlac en Roumanie;
- 4) Références bibliographiques.

ANNEXE 1

LEGENDE DES TABLEAUX ET RELATIONS

1) LES TABLEAUX

I pages 18-23 Détermination par l'auteur des essais de classification et de géotechnique routier sur les matériaux provenant des sondages de reconnaissance des déblais réalisés sur la construction et le bitumage de la route Boffa-Kolabouyi en Guinée. Le but des sondages est de déterminer l'épaisseur de la terre végétale, de préciser les caractéristiques des matériaux en vue de leur réutilisation, d'évaluer le comportement des matériaux de plate-forme des déblais à l'eau et de déterminer les substitutions nécessaires.

II page 26 Détermination de la constante k entrant dans le calcul du diamètre d'un drain.

III page 30 Résultats sur 45 essais de teneur en eau réalisés par l'auteur lors de la planche d'essai de la couche de fondation sur la route Boffa-Kolabouyi en Guinée.

IV page 40 Classement du béton selon sa classe de consistance déterminée par l'essai au cône d'Abrams.

V page 54 Caractéristiques des deux essais Proctor normal et modifié.

VI page 59 Mesures par l'auteur des compacités sur la planche d'essais de la couche de fondation sur le côté gauche du projet. Ces mesures ont été réalisés à l'aide du troxler. Le compacteur vibrant est mis sur la modalité grande amplitude.

VII page 60 Idem que le tableau VI sauf le compacteur est mis sur la modalité petite amplitude sur le côté droit du projet.

VIII page 61 Les mesures des compacités entre la double sonde. Ces mesures ont été réalisées par l'auteur sur la planche d'essais de la couche de fondation avec le troxler.

IX page 62 Détermination par l'auteur des teneurs en eau entre la double sonde sur les matériaux de la couche de fondation.

X page 63 Détermination des compacités par l'auteur à l'aide de la membrane sur la couche de fondation.

XI page 64 Corrélation des compacités entre troxler et membrane sur la planche d'essais de la couche de fondation.

L'auteur a constaté que les compacités mesurées à la membrane sont - 1,5 % que celles mesurées au troxler.

XII page 71 Mesures des compacités par l'auteur avec le troxler sur la planche d'essais de la couche de base traitée au ciment.
Ces mesures ont été réalisées sur le côté droit du projet avec la modalité grande amplitude du compacteur.

XIII page 72 Idem que XII mais sur le côté gauche du projet.

XIV page 77 Essais réalisées par l'auteur sur l'emprunt N° 1 pour la détermination du pourcentage de sable à incorporer aux latérites lors de la stabilisation mécanique de la couche de base sur la route Mamou-Faranah en Guinée.

XV page 78 Idem que XIV mais sur l'emprunt N° 2.

XVI page 99 Résultats de l'étude réalisée par l'entreprise EDI.C.T. sur la route Lipova-Arad-Nadlac en Roumanie pour la détermination des constituants du béton bitumineux.
L'auteur compare les recommandations du STAS avec celles de l'Asphalt Institute.

XVII page 101 Classification des sols selon H.R.B. (Highway Research Board). Cette classification est utilisée à ce jours pour la détermination du type d'un sol.

XVIII page 102 Estimation de la quantité d'eau nécessaire pour atteindre une fluidité déterminée des revêtements en macadam-mortier.

2) LES RELATIONS

$$(1.1.) / 26 \quad v = 3,95 * k \sqrt{50 d h / l + 50 d}$$

Avec cette relation on peut calculer le diamètre d du drain connaissant v la vitesse d'eau en m/s; h est la dénivellation de l en mètres; k est une constante qui dépend du diamètre d et dont sa valeur est donnée par le tableau II.

$$(1.2.) / 31 \quad \text{CBR à } W_{\text{opt}} + 2 \% = 0,5 \text{ CBR à } W_{\text{opt}}$$

Cette relation déterminée par l'auteur sur les sables argileux montre que la portance du sol baisse de 50 % si les échantillons du sol sont moulés à une teneur en eau de + 2 % que l'optimum. La teneur en eau optimum sera déterminée par l'essai Proctor.

$$(1.3.) / 31 \quad \text{CBR à } W_{\text{opt}} + 2 \% = 0,65 \text{ CBR à } W_{\text{opt}}$$

Cette relation est la même que (1.2.) mais sur des matériaux en graveleux latéritiques. La portance du sol diminue de 35 % si les matériaux ont une teneur en eau de + 2% que l'optimum.

$$(1.4.) / 32 \quad R_c \text{ à } W_{\text{opt}} - 2 \% = 0,7 R_c \text{ à } W_{\text{opt}}$$

Relation évaluée par l'auteur. Elle indique sur des éprouvettes d'élançement 2 confectionnées avec des matériaux en graveleux latéritiques stabilisés au ciment et à une teneur en eau moins 2 % de l'optimum que la résistance à la compression simple à 28 jours diminue de 30 % à celle mesurée sur les éprouvettes moulées à la teneur en eau optimum.

(1.5) / 32 $\text{CBR à } 98 \% = 1,25 \text{ CBR à } 95 \%$

Cette relation déterminée par l'auteur montre que la portance du sol augmente avec le compactage. Cette portance croît de 25 % quand le degré de compactage passe de 95 % à 98 %.

(1.6) / 32 $R_c \text{ à } 98 \% = 1,35 R_c \text{ à } 95 \%$

Cette relation évaluée par l'auteur montre que la résistance à la compression simple sur éprouvettes confectionnées avec des matériaux stabilisés au ciment et écrasées après 28 jours croît avec le degré de compactage. Cette résistance augmente de 35 % quand le degré de compactage passe de 95 % à 98 %.

(2.1.) / 41 $100 * (D - 25) / 25 \quad (\%)$

C'est la relation de l'essai (flow-test) pour la mesure de l'ouvrabilité d'un béton à l'aide de la table à secousses. D représente le diamètre total après étalement et la mesure s'exprime en pourcentage d'augmentation du diamètre de base 25 cm.

(2.2.) / 43 $R_n = 85 / 100 R_a \quad n < 12$

Une des relations qui compare entre la résistance nominale R_n et la résistance arithmétique R_a . Toujours, il faut considérer la résistance nominale sur un chantier, un lot ou une partie d'ouvrage. Cette relation est valable quand le nombre d'éprouvettes est inférieur à 12.

(2.3.) / 43 $R_n = R_a - 0,8 s \quad n > 12$

Idem que la relation (2.2.) mais sur un nombre d'éprouvettes supérieur à 12. Dans ce cas, il est nécessaire d'introduire l'écart type s .

(2.4.) / 46 $R_t 28 = 0,1 R_c 28$

Cette relation est constatée par l'auteur. Elle donne une corrélation entre la résistance à la traction R_t et à la compression R_c à 28 jours. La résistance à la traction vaut 10 % de celle à la compression.

(2.5.) / 46 $R_c 28 \text{ à } W \text{ opt} - 2 \% = 0,7 R_c 28 \text{ à } W \text{ opt}$

Idem de (1.4.).

(3.1.) / 55 $W' = W - (m / 100) W$

Relation de la correction de la teneur en eau optimum W déterminée avec l'essai Proctor sur les éléments supérieurs à 20 mm.

(3.2.) / 55 $d's / ds = 1 / [1 + m:100(ds / G_s - 1)]$

Correction de la densité sèche sur matériaux contenant des éléments supérieurs à 20 mm. Cette correction peut être calculée avec la relation précédente ou par le nomogramme de la page 56. Ce nomogramme est uniquement utilisé quand le poids spécifique G_s des éléments > à 20 mm égal à 2,65.

(3.3.) / 65 $k = (\% \text{ LAB} - \% \text{ TROXLER} / 100 + \% \text{ TROXLER}) * 1000$

Détermination du facteur k pour la correction de la teneur en eau au troxler. Il faut réaliser au moins 10 mesures des teneurs en eau au laboratoire et les comparer avec 10 mesures au troxler pour trouver le facteur k . Une fois ce facteur est déterminé, il est nécessaire de procéder à des mesures de convenance jusqu'à ce que les mesures au troxler auront les mêmes valeurs des teneurs en eau mesurées au laboratoire.

(3.4.) / 70 1,5 à 2 Mpa

Relation appliquée sur les matériaux stabilisés au ciment sur le projet de la construction et du bitumage de la route Boffa-Kolabouyi. Le pourcentage du ciment C sera déterminé à partir des résultats de la compression simple sur éprouvettes d'élançement 2 et entrant dans la fourchette précédente. Le pourcentage à l'exécution sera majoré de 0,5 % de celui déterminé au laboratoire.

(3.5.) / 70 Rc 28 / Rc 7 > 1,25

La relation (3.4.) est valable quand la résistance à la compression simple à 28 jours croît d'au moins 25 % de celle à 7 jours.

(3.6.) / 81 CBR à W opt + 2 % = 0,5 CBR à W opt; donc k = 0,5
Idem à (1.2.).

(3.7.) / 81 CBR à W opt + 2 % = 0,65 CBR à W opt; donc k = 0,65
Idem à (1.3.)

(3.8.) / 81 $k \text{ Rc } 7 \text{ à } W_{\text{opt}} - 2 \% / \text{ Rc } 7 \text{ à } W_{\text{opt}} = 0,9$

Relation déterminée par l'auteur. Elle montre que la résistance à la compression simple après 7 jours baisse de 10 % si les éprouvettes sont moulées à la teneur en eau - 2 %.

(3.9.) / 81 $k \text{ Rc } 28 \text{ à } W_{\text{opt}} - 2 \% / \text{ Rc } 28 \text{ à } W_{\text{opt}} = 0,7$

Idem à (1.4.)

(3.10.) / 82 $k_{\text{CBR à 98 \%}} / \text{CBR à 95 \%} = 1,25$

Idem à (1.5.).

(3.11.) / 82 $k_{\text{Rc à 98 \%}} / \text{Rc à 95 \%} = 1,35$

Idem à (1.6.).

(3.12.) / 82 $k_{\text{EL 2}} / \text{EL 1} = 0,8$

Relation évaluée par l'auteur. Elle montre que les résultats sur éprouvettes d'élançement 2 (hauteur double diamètre) sont de l'ordre de 20 % plus faibles que celles sur élançement 1.

(3.13.) / 82 $k_{\text{cyl}} / \text{cub} = 0,82$

Relation connue pour la détermination du facteur de diminution entre les résistances mesurées sur éprouvettes et sur cubes.

(3.14.) / 82 $K_{\text{statique}} / \text{dynamique} = 1,20$

Relation évaluée par l'auteur pour la détermination du facteur k en comparant la méthode de compactage des éprouvettes entre statique (presse à béton) et dynamique (dame Proctor). L'auteur constate que le compactage statique est plus élevé que le dynamique.

Relations utiles pour la détermination de l'indice CBR d'un sol. Les nombres $P_{2,5}$ et P_5 sont respectivement les valeurs des charges correspondantes à des enfoncements de 2,5 et 5 mm. Les valeurs 1362 et 2043 sont fixes et représentent les charges sur un sol de Californie.

(4.1.) / 100 $IG = 0,2 a + 0,005 ac + 0,01 bd$

Relation pour la classification des sols selon l'indice de groupe.

(5.1.) / 117 $P = 16 tp$

Détermination de la quantité P du sel en g / m² pour fondre la neige. Cette quantité est calculée en fonction de p poids de la neige en kg / m² et t la température en nombre de degrés en dessous de zéro.

(5.2.) / 117 $Cv = d60 / d10$

Détermination du coefficient d'uniformité par Hazen. $d60$ et $d10$ sont respectivement les ouvertures des tamis duquel passe 60 % et 10 % du poids des grains.

ANNEXE 2

TRAFIC SUR LA ROUTE BOFFA-KOLABOUYI

Le trafic de la route Boffa-Kolabouyi est faible et aura une croissance faible tant qu'un pont ne remplacera pas le bac de Boffa, ce qui n'a pas été programmé lors de l'étude du trafic de cette route.

L'auteur a effectué des comptages sur une période de 7 jours de 24 heures / jours et sur 3 postes.

Les résultats sont dressés sur le tableau suivant:

trafic deux sens	Boffa (km 0)	Tunifily (km 50)	Kolabouyi (km 100)
V / J total	190	195	350
PL / J	25	42	68
% PL	13	22	20

Le trafic cumulé (N) est calculé par la relation suivante:

$$N = t \cdot A \cdot n \cdot c$$

où:

- t: trafic moyen journalier en nombre de poids lourd PL;
- A: coefficient d'agressivité (estimé à 5 % par an);
- n: durée de service;
- c: facteur de cumul égal à: $365 \left[\frac{(1+i)^n - 1}{n \cdot i} \right]$;
- i: taux de croissance annuel (estimé à 4 %);

Donc; N devient pour chaque poste en calculant des durées de service 10 et 15 ans:

n (durée de service)	10 ans	15 ans
N Boffa	54000	90000
N Tunifily	90000	150000
N Kolabouyi	149000	248000

Ces trafics sont faibles et correspondent aux hypothèses de dimensionnement T1 (méthode CEBTP) ou T4 (méthode LCPC).

ANNEXE 3

HISTOGRAMMES ET EXEMPLE DE SYNOPTIQUES GEOTECHNIQUES SUR LA ROUTE LIPOVA-ARAD-NADLAC EN ROUMANIE

1) Histogramme des compacités de la couche de roulement:

La couche de roulement est en béton bitumineux. L'histogramme présente les mesures des compacités sur la partie Arad-Nadlac. La valeur moyenne des compacités est de 98,48 % avec un écart type de 1,54 pour un nombre de mesure égal à 165.

les spécifications du marché sont:

95 % des mesures égales à 100 % avec 5 % des mesures > à 95 %.

2) Histogramme de pénétration:

La pénétration (1/10mm) est mesurée à 25 °C sur le bitume d'origine 80 / 120. La valeur moyenne est de 97 (1/10)mm avec un écart type de 7,41 pour 316 mesures.

L'auteur note que l'écart type est très élevé.

3) Exemple de synoptique géotechnique:

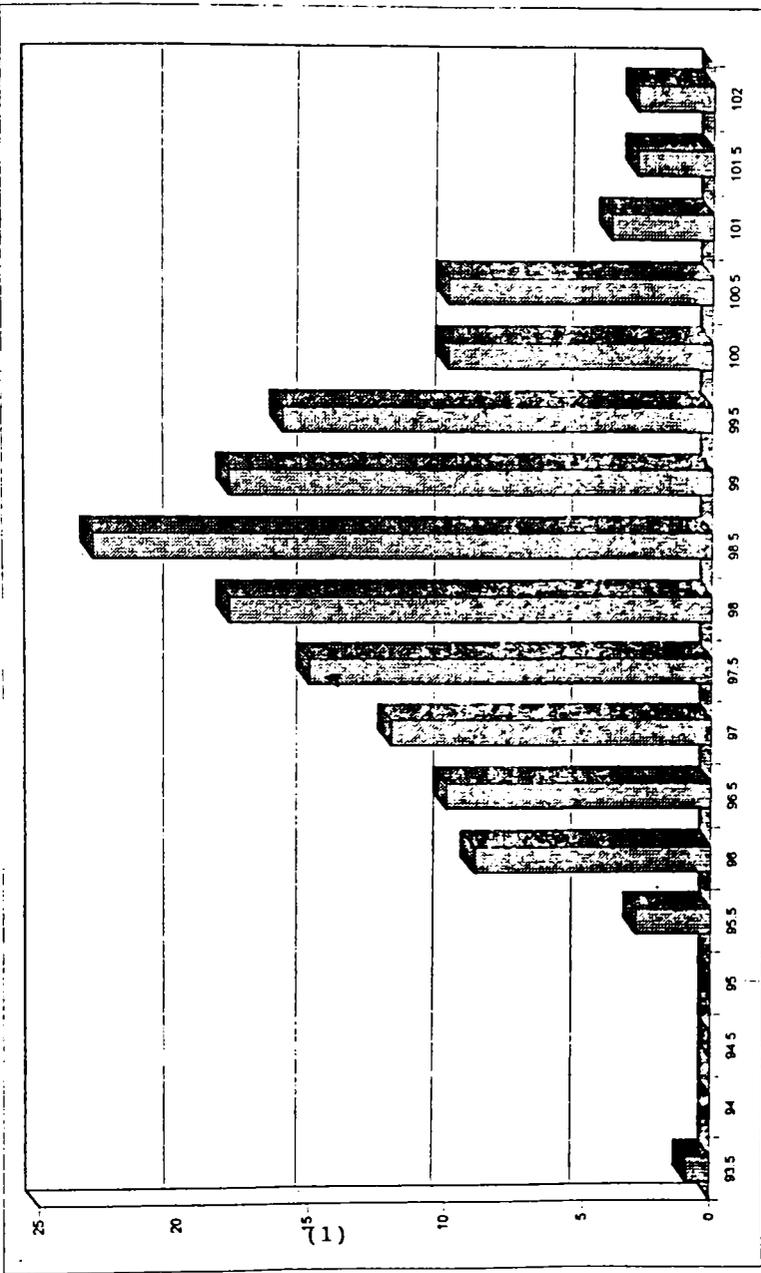
Sur le côté gauche du projet. Les résultats des essais sont incorporés à partir d'excavation jusqu'à la mesure de déflexions et par tronçon de 1 km. Chaque page présente 5 km.

4) Exemple de synoptique géotechnique:

Sur le côté droit du projet.

LOUIS BERGER S.A.

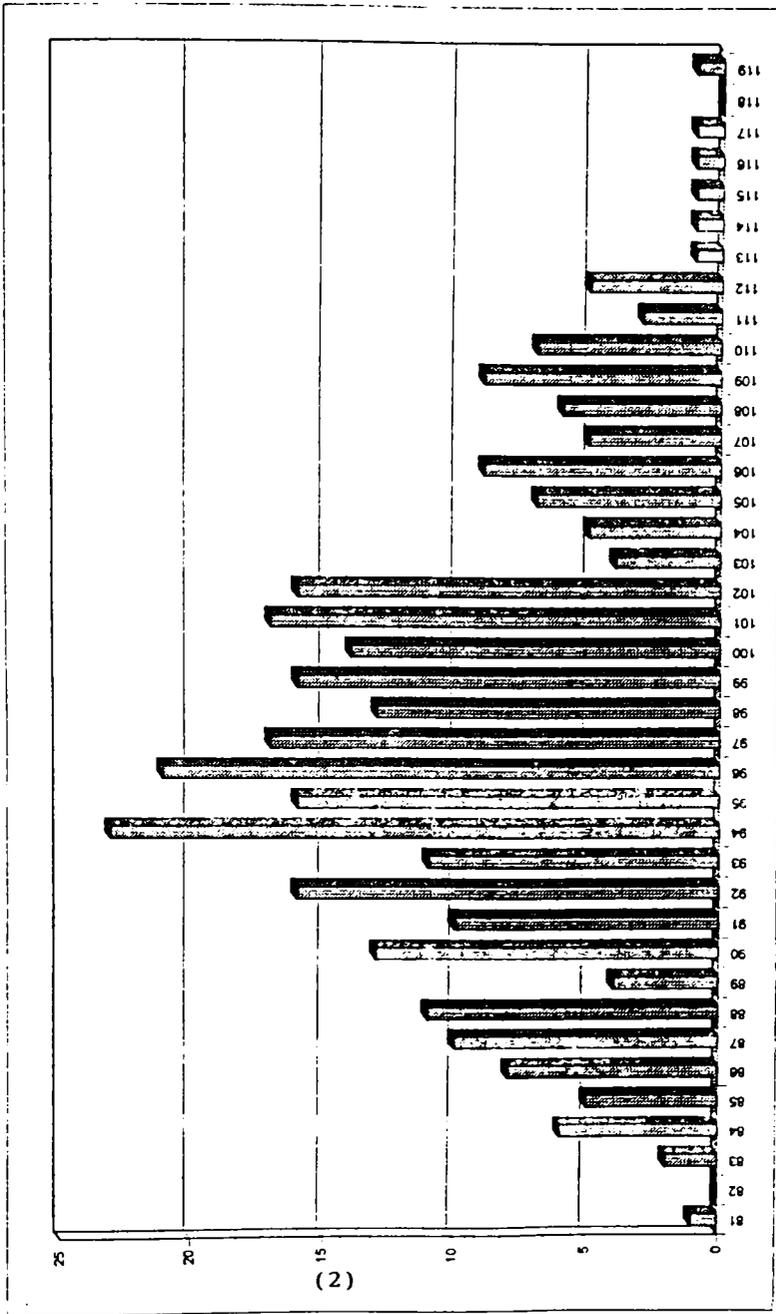
CONTRACT VI : ARAD -NADLAC section
 Compaction degree % - wearing course Ba16



	Test results		Specification
	Average x	Stdev s No of measure n	
Compaction degree %	96.48	1.54	95% of measures = 100% 5% of measures > 95%
Bitumen content %	5.98	0.13	mix design = 6.12 ± 0.3 %

LOUIS BERGER S.A.

CONTRACT VI : ARAD - NADLAC section
Penetration at 25 C 1/10mm



Bitumen 80/120	Test results			Specification
	Average \bar{x}	Stdev s	No of measure n	
Penetration at 25 C	97	7.41	316	81...120
Softening point	45.64	1.38	316	43...49
Ductility at 25 C	127	15.98	125	> 100

Item / Km	581	582	583	584	585	586	588
Widening bed	H Proctor	1 66	1 65	1 66	1 66	1 65	1 65
	W %	16	16	16	16	17	16
	NP Insitu	1 65	1 65	1 66	1 66	1 65	1 65
	W % Insitu	16 6	16 9	15 8	15 6	15 6	15 6
	Compaction degree %	99 4	99 4	100	100	100	100
Ballast foundation 1st layer	Date of measure	15 12 94 - 22 03 95	15 12 94	09 - 10 12 94	26 11 - 07 12 94	21 10 94	16 - 22 11 94
	OPM	2 09	6	2 09	2 09	2 09	2 09
	W %	6	6	6	6	6	6
	Source	OGA	OGA	OGA	OGA	OGA	OGA
	OPM Insitu	2 08	2 07	2 08	2 06	2 08	2 07
Ballast foundation 2nd layer	W % Insitu	4 8	4 9	5 0	4 5	5 0	5 0
	Compaction degree %	99 5	99	99 5	98 5	99 5	99 5
	Date of measure	22 03 95	15 12 94	09 12 94	10 12 94	07 12 94	21 10 94
	OPM	2 09	6	2 09	2 09	2 09	2 09
	W %	6	6	6	6	6	6
Stabilized ballast	Source	OGA	OGA	OGA	OGA	OGA	OGA
	OPM Insitu	2 06	2 07	2 07	2 06	2 07	2 08
	W % Insitu	4 7	5 0	5 4	5 2	5 0	5 0
	Compaction degree %	99 5	99	99	98 5	99 5	99 5
	Date of measure	22 03 95	15 12 94	09 12 94	10 12 94	07 12 94	26 11 94
Leveling course	OPM	2	2	2	2	2	2
	W %	8	8 5	8 5	8 5	8 5	8 5
	Source	Pecica	Pecica	Pecica	Pecica	Pecica	Pecica
	OPM Insitu	1 99	1 99	1 99	1 99 5	1 99	1 99
	W % Insitu	8 1	8 2	7 9	8 0 7	8 0 7	8 0 4
Blinder course Ba2B	Compaction degree %	99 5	99 5	99 5	99 8	99 8	100
	Date of measure	15 12 94 - 05 04 95	15 12 94	09 - 10 12 94	26 11 - 7 12 94	16 - 22 11 94	16 - 22 11 94
	Benumen content %	4 95	4 7	4 9	4 7 5	4 7 5	4 7
	Density mixture	2 246	2 275	2 415	2 288	2 288	2 288
	Date of measure	16 - 22 06 95	15 02 95	06 06 95	30 05 - 05 06 95	24 05 95	24 05 95
Blender course Ba2B	Density Insitu	2 227	2 272	2 285	2 275	2 275	2 219
	Compaction degree %	99 2	97 6	96 7	9 7	99 3	99 3
	Date of measure	10 07 95	10 07 95	10 07 95	06 - 10 07 95	31 07 95	31 07 95
	Benumen content %	4 4	4 64	4 53	4 4	4 4	4 4
	Density mixture	2 275	2 299	2 336	2 278	2 278	2 278
Wearing course Ba 16	Date of measure	07 06 96	11 06 96	07 10 96	17 08 95	17 08 95	17 08 95
	Density Insitu	2 239	2 225	2 289	Repaired 2 295	2 235	2 212
	Compaction degree %	97	96 8	98 1	98 3	96 1	97 1
	Date of measure	14 06 96	23 10 96	23 10 96	23 10 96	24 08 95	24 08 95
	Benumen content %	6 05	5 97	5 97	5 65	5 65	6 14
Deflection 1/100mm	Modified with	INTERLENE	INTERLENE	INTERLENE	INTERLENE	INTERLENE	INTERLENE
	Density mixture	2 376	2 358	2 358	2 358	2 352	2 343
	Date of measure	21 06 96	10 10 96	10 10 96	11 10 96	19 05 95	15 09 95
	Density Insitu	2 314	2 307	2 307	2 307	2 304	2 304
	Compaction degree %	98 2	101 7	101	100 2	98 3	98 3
Remarks :	Date of measure	28 06 96	23 10 96	23 10 96	23 10 96	23 10 96	18 09 95
	Date of measure	15 08 96	15 08 96	15 08 96	15 08 96	15 08 96	15 08 96
	Date of measure	15 08 96	15 08 96	15 08 96	15 08 96	15 08 96	15 08 96

Remarks : a) The value of compaction degree is an average of many tests; b) Deflection must be measured next spring 1997.

Item / Km	881	592	683	684	685	686
Widening bed	NP fraction	1.67	1.65	1.65	1.65	1.65
	W %	20	17.5	13.5	13.5	17
	NP insitu	1.65	1.65	1.645	1.645	1.645
	W % insitu	18.9	17.6	16.3	16.3	15.1
	Compaction degree %	99	98.8	100	100	100
Ballast foundation 1st layer	Date of measure	22.03.95	28.31.10.94	21.10.94	21.10.94	13.20.10.94
	OPM	2.14	2.14	2.09	2.09	2.09
	W %	5	5	5.5	5.5	5.5
	Source	Clear	Clear	OGA	OGA	OGA
	OPM insitu	2.1	2.09	2.1	2.09	2.07
Ballast foundation 2nd layer	W % insitu	4.9	4.9	5.1	5.1	5.1
	Compaction degree %	98.1	97.6	99	100	99
	Date of measure	22.03.95	22.03.95	31.10.94	21.10.94	21.10.94
	OPM	2.14	2.14	2.09	2.09	2.09
	W %	5	5	5.5	5.5	5.5
Stabilized ballast	OPM insitu	2.1	2.1	2.06	2.07	2.06
	W % insitu	4.9	4.9	4.9	4.9	4.3
	Compaction degree %	98.1	98.1	98.5	99	98.5
	Date of measure	22.03.95	22.03.95	31.10.94	21.10.94	21.10.94
	OPM	2	2	2	2	2
Leveling course	W %	8	8	8.5	8.5	8.5
	Source	Pecca	Pecca	Pecca	Pecca	Pecca
	OPM insitu	1.99	1.99	1.993	1.989	1.989
	W % insitu	8.07	8.07	7.98	8	8.02
	Compaction degree %	99.7	99.8	99.2	100	99.4
Binder course Bact8	Date of measure	01.03.02.05.95	18.04.95	31.10.94	21.10.94	13.20.10.94
	OPM	4.5	5.1	4.95	4.6	4.7
	W %	2.782	2.781	2.251	2.789	2.747
	Source	23.02.95	14.06.95	31.05.31.06.95	27.05.95	24.05.95
	OPM insitu	2.14	2.125	2.197	2.251	2.204
Weaving course Bact8	Compaction degree %	98.1	97	99.3	99.3	98.1
	Date of measure	10.07.95	10.07.95	06.06.95	06.06.95	06.06.95
	OPM	4.95	4.49	4.49	4.4	4.45
	W %	2.282	2.282	2.231	2.274	2.274
	Source	10.06.96	07.06.96	18.06.96	15.06.95	15.06.95
Deflection 1/100mm	Date of measure	2.28	2.347	2.255	2.236	2.236
	OPM	97.1	98.5	102.6	96.4	96.4
	W %	17.06.96	06.07.96	25.06.96	30.06.95	30.06.95
	Source	INTERLENE	INTERLENE	INTERLENE	INTERLENE	INTERLENE
	OPM insitu	2.35	2.358	2.373	2.332	2.337
Weaving course Bact8	Date of measure	19.08.96	10.10.96	15.06.96	14.08.96	16.09.95
	OPM	2.388	2.385	2.352	2.346	2.341
	W %	100.6	101.5	99.1	99.3	97.2
	Source	28.09.96	28.09.96	28.09.96	28.09.96	18.06.95
	OPM insitu	5.6	5.97	6.1	6.14	6
Deflection 1/100mm	Modified with	INTERLENE	INTERLENE	INTERLENE	INTERLENE	INTERLENE
	Date of measure	20.08.96	19.08.96	10.10.96	14.08.96	16.09.95
	OPM	2.388	2.385	2.352	2.346	2.341
	W %	100.6	101.5	99.1	99.3	97.2
	Source	28.09.96	28.09.96	28.09.96	28.09.96	18.06.95

Remarks : a) The value of compaction degree is an average of many tests. b) Deflection must be measured next spring 1997.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

A) Par l'auteur

- [1] Rapport géotechnique final de la construction de la route Boffa-Kolabouyi en Guinée, 1994.
- [2] Rapport géotechnique de la réhabilitation de la route Lipova-Arad-Nadlac en Roumanie, 1997.
- [3] Rapport de la mission d'expertise de la construction et du bitumage de la route Boffa-Kolabouyi en Guinée, 1993.
- [4] Stabilisation mécanique des graveleux latéritiques. Journal des Ingénieurs Arabes, 1992.
- [5] Traitement des graveleux latéritiques; trafic et compacité. Simpozion Academia Romana, Filiala Timisoara, 1997.
- [6] Rapport géotechnique de la réhabilitation de la route Mamou-Faranah, en Guinée, 1992.
- [7] Rapport de la mission sur la construction de la route Mamou-Kankan en Guinée, 1996.

B) Par autres

- [8] Enduits d'entretien fiches pratiques par Club Régional Massif-Central. Document réalisé par le Club D'ECHANGE D'EXPERIENCE SUR LES ROUTES DEPARTEMENTALES et diffusé par le SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES, 1985.
- [9] Nouveau guide du béton par G. DREUX. Edition Eyrolles, 1990.
- [10] Les enduits superficiels et les routes économiques par LCPC. Edition ministère de l'équipement, du logement, des transports et de la mer, octobre 1989.
- [11] Cours pratique de mécanique des sols, 1. Plasticité et calcul des tassements, par J. Costet et G. Sanglerat. Edition Dunod, 1981.
- [12] Cours pratiques de mécanique des sols, 2. Calcul des ouvrages, par J. Costet et G. Sanglerat. Edition Dunod, 1983.
- [13] Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations 1, par G. Sanglerat, G. Olivari et B. Cambou. Edition Dunod, 1983.
- [14] Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations 2, par G. Sanglerat, G. Olivari et B. Cambou. Edition Dunod, 1983.

[15] Manuel pour le renforcement des chaussées souples en pays tropicaux, par C.E.B.T.P. et L.C.P.C. Edition Ministère des Relations extérieures, 1985.

[16] Les émulsions de bitume, généralités et applications, par SFERB. Edition du Syndicat des Fabrications d'Emulsions Routières de Bitume, 1988.

[17] Les routes dans les zones tropicales et désertiques, Tome I, politique et économie routière, par BCOM et CEBTP. Edition par le Ministère de la coopération et du développement, août 1991.

[18] Les routes dans les zones tropicales et désertiques, Tome II, études techniques et constructions, par BCOM et CEBTP. Edition par le Ministère de la coopération et du développement, janvier, 1992.

[19] Les routes dans les zones tropicales et désertiques, Tome III, par BCOM et CEBTP. Edition par le Ministère de la coopération et du développement, septembre, 1991.

[20] Exécution des enduits superficiels. Fascicule 26 du C.C.T.G. Edition par les ministères de l'urbanisme et de l'économie, Décret N° 86-290 du 25 février, 1986.

[21] Mécanique des sols, par N. Salem. Edition université d'Alep, 1978.

[22] Matériaux de construction liants hydrocarbonés, Tome III, par A. Halabi. Edition université d'Alep, 1978.

[23] Exécution des ouvrages en béton armé. fascicule 65 du C.C.T.G. Edition par les Ministères de l'urbanisme et de l'économie.

[24] Essai Proctor, modes opératoires du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées L.C.P.C. Edition Dunod, 1966.

[25] Détermination des caractéristiques de compactage d'un sol, norme française NF P 94-093. Edition par l'association de normalisation AFNOR, décembre, 1993.

[26] Code de bonne pratique pour la protection des travaux routiers contre les effets de l'eau. Edition par Centre de recherches routières Bruxelles, recommandation C.R.R. - R 28/65.

[27] Conception et construction des chaussées, par G. Jeuffroy. Edition Eyrolles, 1970.

[28] Traité des routes, par J.L. Escario, B. Escario, N. Jacob et M. Dumez. Edition Dunod, 1954.

[29] Asphalt Institute Marshall Design Criteria, critères pour la couche de roulement en bétons bitumineux, par Asphalt Institute.

[30] Routes, circulation - tracé et construction, Livre II, par R. Coquand. Edition Eyrolles, 1962.

[31] Géotechnique de l'Ingénieur et reconnaissance des sols, par H. Cambefort. Edition Eyrolles, 1972.

[32] Réflexions sur l'entretien des chaussées, par G. Langumier. Revue générale des routes et des aérodromes, N°600, septembre 1983.

[33] Couches de roulement, par Y. Brosseaud, R. Abadie et R. Legonini. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées N° 207, janvier, 1997.

[34] Recommandation pour l'utilisation en corps de chaussée des graveleux latéritiques améliorés au ciment, par le service de recherches de la république de cote d'ivoire. Edition laboratoire du bâtiment et des travaux publics, juillet 1977.

[35] Soil mechanics, par T. Lambe et R. Whitman. Edition Massachusetts Institute of technology, 1979.

[36] Les ouvrages d'art, par P. Galabre. Edition Eyrolles, 1968.

[37] Le compactage, par G. Arquie. Edition Eyrolles, 1970.

[38] Soil testing for Engineers, par T. William Lambe. Edition Massachusetts Institute, 1960.

[39] Les ciments, par la normalisation AFNOR, NF P 15-301, décembre, 1981.

[40] Recommandations pour la couche de roulement en bétons bitumineux, Norme Roumaine STAS.