

REPUBLIQUE DU SENEGAL



SAGESSE DEVOIR

GC.0231

Ecole Polytechnique de Thies

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

TITRE: ETUDE COMPARATIVE DE CHAUSSEE RIGIDE ET CHAUSSEE
FLEXIBLE DANS LE CADRE DU SENEGAL

AUTEUR : Loubou AIDARA

DIRECTEUR : Mr Massamba S. SAMB

CO-DIRECTEUR : Mr Momodou DIAGNE

JUIN 89

Au nom d'Allah, le clément et le miséricordieux.

Au prophète Mohammed (P.S.L).

A mes chers parents.

A mes soutiens.

REMERCIEMENTS.

Nous tenons tout d'abord à exprimer nos remerciements à tous ceux qui ont contribué matériellement ou moralement à cette étude, particulièrement:

Mr Massamba-Sall-Samb, professeur à l'Ecole Polytechnique de Thiès pour avoir dirigé ce projet.

Mr Yaya Diatta , avec qui nous avons fait les premières étapes, pendant qu'il était professeur à l'école;

Mr Momodou Diagne , directeur de la production et de l'exploitation de la société Hamo, à qui nous devons ce sujet et pour ce notre co-directeur;

Mr Mbaye Dioune Wade , Professeur vacataire à l'Ecole Polytechnique de Thiès, pour ses documents précieux et ses recommandations fructueuses;

Mr Mohammadou L. Niass et Mr Lamine Cissé , tous deux ingénieurs polytechniciens aux travaux publics du Cap vert;

Mrs Mboup et Lô respectivement technicien de sol et technicien de résistance des matériaux à l'E.P.T;

Ainsi que tous mes collègues et amis qui m'ont aidé à taper ce texte en dépit de leurs calendriers très chargés .

Que tout le monde trouve ici l'expression de notre profonde gratitude.

SOMMAIRE

Pour mener à terme l'élaboration de ce rapport, nous avons jugé essentiel de cinder les résultats auxquels nous sommes parvenus en trois grands volets:

Une partie sur le dimensionnement des chaussées, dans laquelle nous avons passé en revue bibliographique les différents types de chaussées, leurs méthodes de dimensionnement et les facteurs à considérer.

Une seconde partie consacrée à l'analyse économique et étude des coûts des différents matériaux de construction routière .

Enfin la dernière partie porte sur un cas spécifique: La cité Hamo 5.

TABLE DES MATIERES

i	Page titre	01
ii	Remerciements	02
iii	Sommaire	03
iv	Table des matières	04
I	Introduction	05
II	Méthodologie	07
III	Dimensionnement des chaussées	09
3.1	Les structures de chaussées	09
3.11	Les structures souples	10
3.12	Les structures rigides	13
3.13	Les structures semi-rigides	15
3.2	Les paramètres de dimensionnement	15
3.21	Le trafic	15
3.22	Les matériaux	18
3.23	L'environnement	21
3.3	Les méthodes de dimensionnement	22
3.31	Les méthodes théoriques	22
3.32	Les méthodes empiriques	27
3.33	Les méthodes semi-empiriques	27
3.4	Le Calcul d'épaisseurs	27
3.41	Le cas des chaussées souples	27
3.411	Les méthodes basées sur les catalogues de design	27

	3.412 Les méthodes basées sur le CBR et le TRAFIC	30
	3.413 La méthode A.A.S.H.O.	34
	3.42 Le cas des Chaussées rigides	48
	3.421 Méthode PCA	48
	3.422 Méthode du "Corps of Engineers U S army "	54
	3.423 Méthode A.A.S.H.O.	56
IV	Analyse Economique	58
	4.1 Etude des coûts	58
	4.2 Estimation des quantités	60
	4.3 Coûts globaux	62
V	Application aux cités Hamo-5	67
	5.1 Situation du site	67
	5.2 Etude géotechnique	67
	5.3 Essai sur le béton	68
	5.4 Dimensionnement	69
	5.41 Structure Rigide	69
	5.42 Structure flexible	70
	5.5 Analyse économique	70
VI	Conclusion	73

INTRODUCTION

La route est sans conteste un facteur primordial de développement économique dans nos régions. Elle est également parmi les ouvrages d'aménagement du territoire les plus décisifs et les plus dispendieux. Toutefois, elle est devenue très vite insuffisante et incommode au point qu'elle remplit de moins en moins la fonction qui lui est assignée. Parmi les causes notons:

- Les raccordements et aménagements le plus souvent mal coordonnés dûs au fait que le réseau étant un héritage colonial son implantation est inadaptée au développement tantôt anarchique de nos villes.
- La progression rapide des besoins de déplacement dépasse son rythme de croissance.
- L'inexistence de normes adéquates permet beaucoup de tolérances aussi bien dans la conception que dans la mise en oeuvre .
- Le manque de suivi des programmes d'entretien et de rigueur dans le contrôle des charges et leur répartition sur essieu de nos véhicules conduit aux défaillances prématurées.

Nos états démunis face à l'exigence et l'urgence financières que posent tous ces problèmes ne trouveront-ils pas dans l'introduction des chaussées en béton une solution heureuse? Etant donné que dans beaucoup de pays africains, le liant hydraulique est un produit national alors que le liant hydrocarboné est importé. La route en béton ayant une durée de vie plus importante et nécessitant peu

d'entretien ne serait-elle pas mieux adaptée aux contextes climatique et géologique de nos états?

C'est pourquoi, malgré son coût d'investissement apparemment élevé nous ne saurions rester sans la moindre tentative de faire une étude objective de comparaison entre les structures rigides et les structures flexibles.

Ceci pour apporter notre contribution à ce vieux débat, nourri depuis fort longtemps de façon plus ou moins subjective voire polémique, même dans les pays producteurs d'hydrocarbures. D'ailleurs tout récemment, le 11 octobre dernier, Mr Jean Claude ROUDE, directeur général de Jean Iefbévre, ne l'a-t-il pas abordé sous le même thème lors du 4ème congrès de l'EAPA (European Asphalt Pavement Association) en France.

Il s'agit dans le contexte sénégalais, de faire la même étude en tenant compte des coûts locaux de construction, mais aussi des méthodes de conception et de réalisation spécifiques au Sénégal.

.../...

METHODOLOGIE .

La comparaison la plus simple est celle chiffrée. Aussi avons nous essayé d'étayer nos propos par l'étude économique de certains tronçons particuliers de la ville de Dakar. En pratique, une nouvelle construction de route ne peut se faire sans une analyse économique du lieu à desservir pour définir son niveau de service. Nous avons supposé cette phase déjà effectuée, et considéré le trafic résultant du comptage de la SONED en 1988 .

Après avoir défini ce que nous entendons par structure rigide et structure flexible, nous avons étudié leurs différents éléments constitutifs, puis analysé leur comportement sous trafic. Mais comme la construction d'une route est bien souvent guidée par la disponibilité et la nature des matériaux, de même que l'environnement, on ne saurait faire omission de ceux-là. Ce qui nous a conduit à adopter un matériau type de construction: Les latérites.

Mais aussi nous avons estimé par simple analogie certains facteurs relatifs au contexte climatique dans le cadre du dimensionnement .

Dans cette partie nous avons passé en revue différentes méthodes pour ne retenir que ceux qui nous paraissent mieux adaptées aux conditions d'environnement. Une analyse économique nous a permis de comparer les coûts de construction. N'ayant aucune information sur les coûts d'entretien au Sénégal, ils ne sont pas intégrés.

Tout au long de cette étude nous avons essayé d'être le plus réaliste possible en menant des enquêtes auprès des concepteurs et entrepreneurs de la place mais tout en nous référant aux normes de dimensionnement et de construction .

3. Dimensionnement des chaussées.

3 . DIMENSIONNEMENT

3.1 LES STRUCTURES DE CHAUSSEE

La structure de chaussée est un empilage de matériaux plus ou moins épais, disposé en une ou plusieurs couches bien individualisées ayant chacune un rôle déterminé.

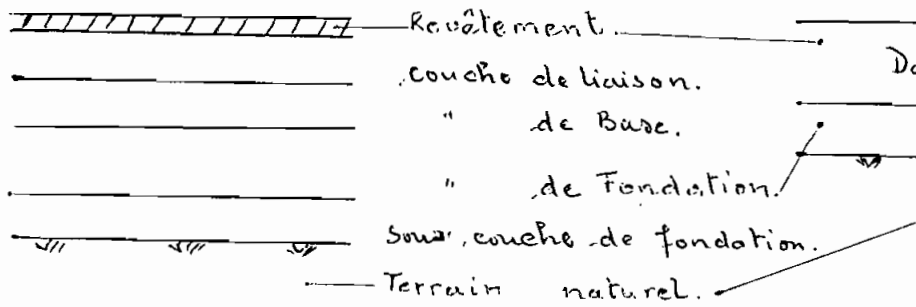
Elle a pour fonction, de résister aux actions mécaniques des véhicules aussi longtemps que possible, d'atténuer les charges parvenant aux couches adjacentes, protéger le sol de plateforme qui est de faible capacité portante et parfois très sensible à l'eau.

Suivant le mode de transmission des charges, on peut les classer de façon un peu arbitraire en trois grandes catégories :

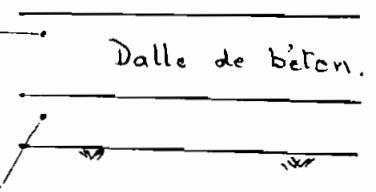
Les structures souples : elles ont une certaine déformabilité sous charge, mais une épaisseur largement suffisante.

- les structures rigides : en général, de faibles épaisseurs, elles sont revêtues d'une dalle en béton leur conférant un module d'élasticité assez élevé.
- Il en existe aussi qui acquièrent leur rigidité dans l'équilibre entre la cohésion améliorée des différentes couches et l'importance de l'épaisseur d'ensemble du corps de chaussée. Il s'agit des structures semi-rigides.

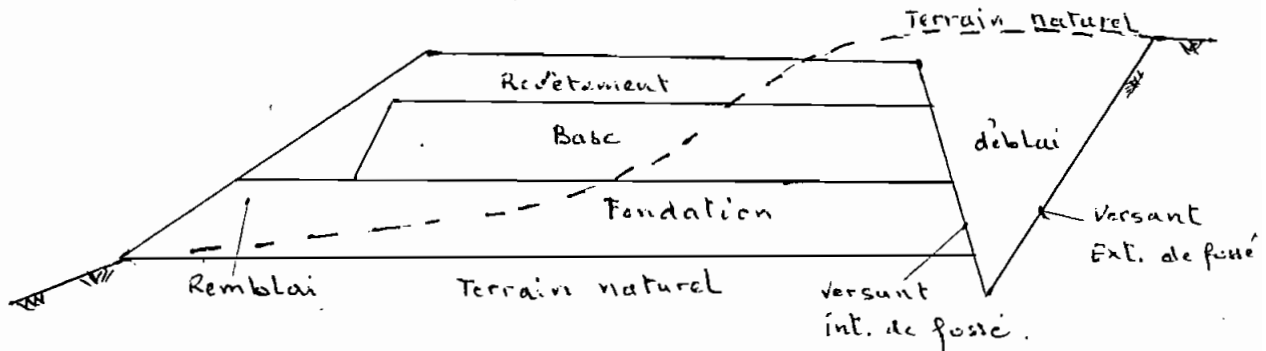
Structure flexible.



Structure Rigide.



COUPE d'une structure type.



3.1.1 LES STRUCTURES SOUPLES.

Elles sont capables de se déformer de façon plus ou moins importante au passage des charges roulantes, permettant ainsi de localiser les pressions induites dans un faible rayon. Pour réduire les contraintes maximales parvenant au sol support, il faut donc augmenter l'épaisseur de chaussée. Ainsi les chaussées souples sont à grandes épaisseurs disposées en plusieurs couches de qualité géotechnique améliorée de bas en haut.

- Sol de plateforme.

C'est le sol dont la mise en place constitue l'exécution des terrassements. Il est soit le sol en place lorsque la route est en déblai, soit le sol rapporté lorsqu'elle est en remblai.

En général on considère la couche des 30 cm supérieures; il est amélioré

lorsqu'il est tres compressible ou faiblement portant.

- La couche de forme.

C'est le matériau d'apport à mettre en place pour pallier l'insuffisance du sol naturel. Aussi elle permet d'améliorer la portance du sol support, à considérer dans le désign. Elle le protège contre l'action destructive des gros engins, et facilite le compactage des couches supérieures en leur fournissant un support ferme et non déformable.

- La couche de fondation.

Elle a pour rôle principal de réduire les charges qui sont transmises à la plateforme. Elle ne supporte que des contraintes verticales dès lors, sa mise en oeuvre est moins soignée que les couches supérieures. Cependant elle doit être peu déformable et plus résistante que les couches sous-jacentes.

Une pratique courante consiste à rendre sa partie inférieure peu perméable afin d'évacuer les eaux qui auraient pu s'infiltrer à travers la couche base.

Cette zone empêche aussi la remontée capillaire des eaux de la plateforme.

- Couche de base.

A son niveau, les efforts dûs au trafic sont encore très importants, de même, les effets des conditions d'environnement ne sont pas entièrement amortis, aussi les matériaux utilisés doivent-ils être de bonnes qualités géotechniques c'est à dire:

une granulométrie convenable pour éviter la ségrégation lors des différentes manipulations.

Une bonne résistance aux efforts par frottement interne, pour ce, elle doit être formée d'agrégats d'autant plus durs et résistants que les sollicitations sont importantes .

Comporter moins de fines si peu qu'elles ne soient dangereuse .

Cette couche doit avoir comme rôle principal, d'augmenter la capacité portante de la structure. Du fait de l'importance de son épaisseur et de la qualité du matériau parfois améliorée. Elle contribue à la rigidité flexionnelle et à la résistance d'ensemble à la fatigue. Elle permet également de drainer les eaux et de résister à l'érosion de toute nature.

Couche de revêtement.

C'est un mélange d'agrégats de bonne qualité et de liant hydrocarboné. Fortement associés, ces éléments constituent un tout homogène, stable et assez monolithique. Le revêtement doit posséder une bonne résistance au poinçonnement et à l'usure puisqu'il est directement en contact avec l'atmosphère et les sollicitations. Il doit avoir un bon "uni", être peu glissant et étanche, pour le confort de l'utilisateur. On distingue deux types de revêtement :

- les enduits superficiels : en mono, ou multicouche.
- les enrobés.

Les premiers, les plus utilisés au Sénégal sont composés d'un liant fluide répandu sur la surface à revêtir, puis d'une couche de graviers le tout cylindré. En superposant des enduits constitués de graviers à dimensions diminuant de bas en haut on obtient un revêtement multicouche tout en étant économique et adapté au trafic faible, les enduits ne constituent pas une couche structurale. A cause

de leurs faibles épaisseurs, ils suivent exactement le profil de la couche enduite. La moindre erreur dans le dosage peut provoquer soit le ressuage du liant soit le rejet du gravillons durant les premières heures de circulation.

Le second type de revêtement est obtenu par malaxage intime du granulat et du liant, dans les conditions à l'usine. On distingue là aussi les enrobés à chaud dont les granulats sont déshydratés avant leur mise en oeuvre des enrobés à froid. Selon leurs pourcentages de vide ils sont classés en denses semi-denses et ouverts. Les bétons bitumineux ou goudronneux dits bétons hydrocarbonés sont des enrobés denses à hautes performances.

3.1.2 STRUCTURES RIGIDES.

Grâce à leur grande cohésion, ces structures résistent par effet de dalle : elles transmettent les charges avec une surface de pression relativement importante. Ainsi les efforts parvenant aux couches sous-jacentes sont d'autant plus faibles que l'épaisseur de la dalle est élevée. Elles sont constituées d'une dalle reposant, soit directement sur le sol naturel soit par l'intermédiaire d'une couche de fondation.

Sol Naturel.

Le sol de plateforme, lorsqu'il est appelé à supporter la dalle, doit être à l'abri des mouvements de retrait ou de gonflement. De même les remblais susceptibles de tassements différés sont à proscrire, ainsi que les couches hétérogènes capables de tassements différentiels.

Sol de fondation.

La présence de la fondation permet d'augmenter la portance de la structure.

Cependant elle est adoptée pour d'autres raisons :

- fournir à la dalle une surface portante uniforme.
- remplacer les sols mous très compressibles ou susceptibles de gonfler.
- Empêcher la remontée des particules fines qui entraîne le phénomène de pompage au niveau des joints.

Revêtement.

Le revêtement est généralement une dalle de béton. Ce matériau est bien connu des sénégalais du fait de leurs expériences dans le bâtiment. Cependant, dans certaines conditions sa mise en oeuvre peut être très délicate et requiert des dispositions particulières aussi distingue-t-on :

- les dalles non goujonnées en béton non-armé dont le transfert des charges d'une dalle à l'autre se fait par friction intergranulats ou par emboîtement au niveau des joints.
- les dalles goujonnées en béton non armé. Ces goujons sont des tiges d'acier doux qui assurent le transfert des charges.
- les dalles goujonnées en béton armé. La présence de l'acier n'a pas pour objectif d'accroître sensiblement la résistance de la dalle, mais surtout d'éviter les fissures. On utilise des armatures de retrait le plus souvent en

treillis soudés.

3.1.3. LES STRUCTURES SEMI-RIGIDES.

Ce sont des structures hybrides : on trouvera des chaussées en béton très peu dosé, recouvertes de revêtement hydrocarbonés ou encore des chaussées souples dont certaines couches sont stabilisées au bitume ou au ciment. Elles sont plus flexibles que les bétons classiques mais moins résistantes. Par contre elles reposent sur des fondations suffisamment épaisses.

3.2 LES PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT.

3.2.1 LE TRAFIC.

Dans la considération du trafic il existe deux approches différentes:

La charge de design est celle de la roue la plus sollicitée qui aborderait l'ouvrage durant sa durée de vie. Elle est obtenue après une analyse statistique du trafic , intégrant le facteur économique. Elle est ensuite majorée pour tenir compte des effets dynamiques.

La deuxième approche consiste à déterminer le débit journalier ou cumulatif de véhicules. Ce comptage doit être assorti d'une enquête de pesage. Celle-ci permettant de déterminer les différents types de véhicules composant le trafic et la répétition de leurs charges par essieu.

Dans tous les cas, le trafic lourd ne doit pas échapper à la vigilance du compteur car il est plus préjudiciable aux chaussées.

D'après les courbes d'Asphalte Institue la fatigue de la chaussée due à un essieu simple de 10 Tonnes est 6 fois moindre que celle due à un essieu simple de 13 T et 20 à 25 fois moindre que celle due à un essieu de 15 Tonnes. Dans le cas particulier du Sénégal, le comptage n'est pas toujours accompagné d'une enquête de pesage. Le Trafic lourd nocturne n'est pas considéré. Aussi nous avons retenu le comptage récent de juillet - août 1988. Bien que n'ayant pas été corrigé, il nous donne une idée du trafic sur les tronçons les plus sollicités du pays. Nous lui adjoignons l'enquête de pesage de la campagne de 1978, tirée du Plan national de Transport 78, volume 2, Tonne 1. Nous retenons un accroissement de 4 %, ce qui nous semble raisonnable compte tenu des taux publiés dans le même volume.

COMPTAGE.

Types de véhicules		
voiture particulière	VP	Jusqu'à 9 places.
Taxi brousse	TB	
Camionnette	CN	Type commerciale 9 pl.
Auto-cure	AC	Cu < 1.5 tonnes .
Camion	CM	1.5 t < Cu < 12 t
Semi-remorque	SR	Cu > 12 t

Types de véhicule	Trafic					
	Dakar - Rufisque poste de Hann		Dakar - Pikine poste de Cambérène		Dakar - Rufisque poste de Mbao	
	D.R.H.		D.P.C.		D.R.M.	
	Aller	Retour	Aller	Retour	Aller	Retour
VP.	4 485	4 253	8 526	8 069	2 781	2 893

TB.	34	47	270	234	289	222
CN.	952	1 002	1 081	1 267	747	901
AC.	2 875	2 456	3 447	3 208	1 593	2 125
CM.	609	633	439	482	511	488
SR.	225	246	63	71	221	210

Types de véhicule	Dakar - Rufisque poste de Thiaroye		Dakar - Thiès poste de Diam Niado		Pikine - Thiaroye poste de Pikine	
	D.R.T.		D.T.D.		P.T.P.	
	Aller	Retour	Aller	Retour	Aller	Retour
VP.	4 207	4 196	1 027	1 535	2 989	3 166
TB.	221	219	162	224	6	2
CN.	1 034	1 234	257	336	360	429
AC.	3 367	3 663	911	1 252	1 387	1 533
CM.	538	557	245	292	133	167
SR.	211	223	125	135	22	20

Trançons	D.R.H	D.R.T	D.R.M	P.D.C	P.T.P	D.T.D
Total véhs/j.	17817	19670	12981	27157	10214	6510
Total camions	1713	1529	1430	1055	324	797
% de camions	10	8	11	4	3	12

Pesage:

Le concepteur est intéressé de savoir si les roues et les essieux sont jumelés ou simples. L'aire de contact pneumatique chaussée et le profil de la déformée de cette dernière ne sont pas les mêmes. A défaut de précision, nous allons

considérer les essieux et les roues comme simples. Notons enfin que du fait de la composition du parc en lourds et des conditions de surcharge, il est recommandé d'utiliser une charge légale de 13 tonnes/essieu, pour le design des chaussées, au Sénégal (voir plan national) .

camions:	2 essieux	3 essieux	4 essieux
% dans le parc	56	7	37
Distribution des charges %			
Jusqu'à 10 t	48	26	27
De 10 t à 11 t	10	12	9
" 11 t à 12 t	11	5	11
" 12 t à 13 t	12	18	14
" 13 t à 15 t	16	25	25
plus 15 t	3	14	14

Pourcentage retenu de camions tout essieu confondu (en %).

Jusqu'à 10 t	38.69
De 10 t à 11 t	9.77
11 t à 12 t	10.58
12 t à 13 t	13.16
13 t à 15 t	19.96
plus de 15 t	7.84

3.2.2 Les Matériaux.

Le matériau à utiliser est un élément essentiel dans la structure de chaussée. Même associé au liant sa résistance propre influence largement la tenue de

l'ouvrage. Sa disponibilité est un facteur déterminant dans l'évaluation des coûts de construction . Au Sénégal On peut les classer en 3 groupes:

- Les roches en place.

Les formations rocheuses exploitables sont extrêmement localisées et se situent dans le sud-Est du pays, la presqu'île du Cap-Vert et en partie dans la région de Thiès (Pout et Khombole) . Il s'agit surtout du basalte, du calcaire et du grès .

Dans le cas spécifique du cap-vert, notre zone d'étude, on y trouve surtout des gisements de basaltes qui étaient facilement exploités. La proximité des carrières favorisa son utilisation voire son gaspillage. Aussi jusqu'à 1971 certaines couches de base étaient conçues en tout venant de basalte (0/60, 0/40, 0/31.5).

Ce phénomène incompatible avec l'extension urbaine fût interdit en 1977 . Les autres gisements, au Sénégal oriental et à Thiès sont exploitables mais occasionnent des coûts exorbitants de transport pour une construction dans la zone du Cap-Vert. La solution consiste à se tourner vers la recherche d'un matériau performant et économique. Les graveleux latéritiques, situés environ à 40 km de la ville de Dakar s'y prêtent .

- les formations latéritiques.

les roches en place font l'objet d'une altération physico- chimique évolutive très complexe. Au stade ultime il se forme les latérites qui peuvent constituer soit une bonne infrastructure soit une source de matériaux routiers. Elles sont localisées surtout entre les latitudes 35 N et 35 S de façon général.

Au Sénégal ces sols ferrugineux couvrent environ les 2/3 de la superficie. Et ils ont des épaisseurs allant jusqu'à 10m, avec un recouvrement assez faible (1 à 2m).

Les zones d'affleurement des cuirasses latéritiques se trouvent au Sénégal oriental, en bande continentale Nord-Sud, dans le plateau de Thiès et dans le massif de NDIASS.

Du fait de leur abondance, les Latérites sont les plus utilisées en corps de chaussée.

- Les formations sédimentaires.

Certaines roches ne subissent que l'action érosive des intempéries le transport hydraulique et éolien conduit à la formation de gisements de matériaux alluvionnaires : les graves et les sables. Ils sont parfois légèrement limoneux ou argileux, parfois pratiquement crus .

On trouve aussi des dépôts naturels ou artificiels de coquillages localisés surtout dans les zones d'estuaires.

Le banco-coquillage, mélange des coquillages et de matière argileuse est aussi présent dans certains lieux.

Toutes ces formations peuvent être utilisées comme matériau routier quand il est possible de bien les caractériser, pour prévoir leur comportement sous charges dynamiques. Les essais sont aussi nombreux que variés. Ils sont effectués soit au laboratoire ou in situ et destinés à la classification du matériau, et à l'évaluation de sa résistance mécanique.

Aussi homogène soit le sol, les résultats sont susceptibles de varier. Cette dispersion peut être liée aux mode d'essai aux conditions de l'essai mais surtout à la nature même du matériau. En particulier le sol de formation qui est

en général très hétérogène. Aussi a-t-on recours aux études statistiques pour déterminer les valeurs les plus représentatives .

En pratique le terrain est découpé en tronçons homogènes, fonction de la variation de ses caractéristiques. Plus le découpage est raffiné plus les études géotechniques requièrent d'investissements.

Dans le cadre de ce projet, les tronçons choisis ont déjà fait l'objet d'études géotechniques, et les résultats sont disponibles au C.E.R.E.E.Q. Leurs sols de plateforme sont à prédominance sable-argileux. Leurs CBR peuvent varier de 10 à 30 % . Nous supposons pour simplifier, que les chaussées flexibles auront une couche de base et une couche de fondation en latérite avec un CBR de 80 et 30 respectivement.

3.2.3 L'environnement.

L'environnement est un facteur important. Rappelons-le, la structure s'use dans le temps du fait des conditions d'environnement, qui peuvent être :

- l'érosion pluviale
- l'érosion éolienne
- les variations thermiques importantes
- la remontée de la nappe....etc.

Les méthodes de design le plus souvent importées n'en tiennent pas compte. Cependant, dans le cas spécifique du Sénégal, il faut reconnaître que

- Le relief peu accidenté
- la végétation moins dense
- le réseau hydrographique simple
- le climat sec 9 mois sur 3.
- Les écarts de températures assez modérés, sont autant de

facteurs favorables à la construction routière. DE même que le contexte géologique, est assez favorable partout sauf dans les estuaires, à cause de la présence de limons ou les zones marneuses qui sont malheureusement les endroits les plus peuplés .

3.3 Les Méthodes de dimensionnement.

on peut distinguer 3 groupes de méthodes de dimensionnement:

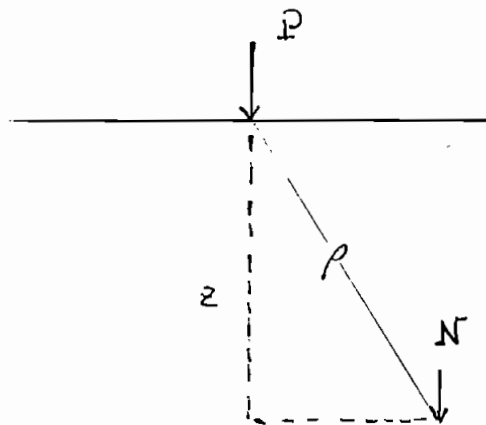
3.3.1 Les Méthodes théoriques.

Elles se basent sur l'analyse des contraintes par la théorie de l'élasticité. En effet la structure est considérée comme un corps chargé de façon statique, dans lequel il se développe des contraintes.

Il s'agit de trouver la valeur de ces efforts aux points névralgiques, puis de les comparer aux contraintes admissibles pour un état de faillance donnée.

Dans le cas des chaussées souples, Boussinesq a déjà résolu le problème en considérant un milieu homogène; isotrope, élastique sollicité par une charge ponctuelle ou uniformément répartie.

$$N = \frac{3P z^3}{2\pi \rho^5}$$



Cependant ce modèle est loin de refléter la réalité à cause de la complexité de la structure du sol. Même dans le cas des structures granulaires, où il représente une bonne approximation, est-il que, les structures de chaussée sont disposées en multicouches ayant des modules d'élasticité différents.

Aussi de nombreux chercheurs se sont penchés sur les systèmes multicouches et ont fourni des abaques ou tableaux et mieux des programmes d'ordinateur permettant de calculer :

- F_z la contrainte verticale sur le sol de terrassement.
- F_r la contrainte de traction dans le revêtement.
- W la déflexion à la surface de la chaussée.

Il suffit de ramener le système classique quadricouche en bicouche ou tricouche par un changement de variables et d'utiliser ces abaques ou de le résoudre directement, au moyen de programmes d'ordinateur tels que :

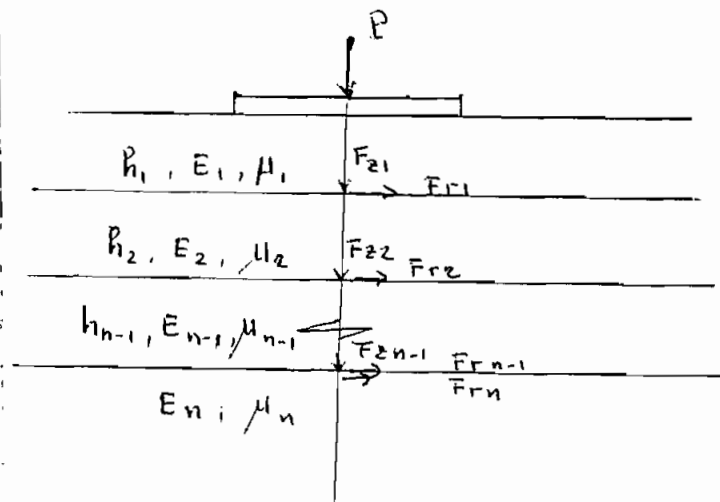
- "Alizé 3" du LCPC .
- "Milfeuille" du LBTP.
- "Ramès" du CEBTP.
- Shell Bizar .

$$\frac{h_a, E_a}{h_b, E_b} \equiv R', E_a \equiv R'', E_b$$

Pour $\nu = 0.50$

$$R' = h_b + 0.9 h_a^3 \sqrt{\frac{E_a}{E_b}}$$

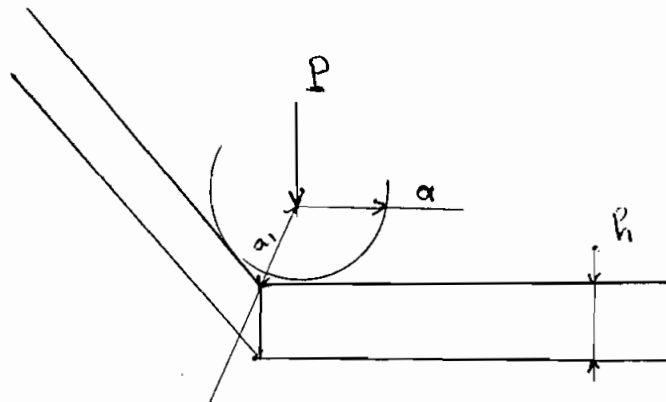
$$R'' = h_a + 0.9 h_b^3 \sqrt{\frac{E_b}{E_a}}$$



Concernant les structures rigides, la solution des dalles minces judicieuses à l'hypothèse de Navier, reposant sur fondation élastique était déjà connue. Pour les dalles épaisses Westergaard a examiné 3 cas de charge :

1. La charge placée au coin de la dalle :

Il proposa une formule semi-empirique donnant la contrainte maximale de traction par flexion sur un élément de plan normal à la bissectrices de l'angle de la dalle.



$$\sigma = \frac{3P}{h^3} \left[1 - \left(\frac{a_1}{l} \right)^{0.6} \right]$$

H = épaisseur de la dalle

E = module d'élasticité du béton

U = coefficient de poisson

K = module de réaction du sol plateforme

$$l = \sqrt[4]{\frac{E h^3}{12(1-\mu^2)K}}$$

$$a_1 = a \sqrt{2}$$

2 - Dans les cas de charge à l'intérieur ou en bordure Westergaard part de l'hypothèse des dalles minces et proposa une correction sur le rayon de charge.

	r		r
	P		
$F_1 = 0.316$	----	$ 4 \log_{10}(l/b) + 1.069$	
	h^2		

charge à l'intérieur.

$$F_2 = 0.572 \frac{P}{h^2} \left[4 \log_{10}(l/b) + 0.359 \right] \quad \text{charge en bordure .}$$

correction:

$$\begin{aligned} \text{si } a < 1.724 h & \quad b = \sqrt{1.6 a^2 + h^2} - 0.675 h \\ \text{si } a > 2.724 h & \quad b = a \end{aligned}$$

D'autres auteurs, notamment Hogg et Burmister ont traité respectivement les plaques et les dalles appuyées sur un milieu de Boussinesq. De même que Jeuffroy et Bachelez ont surperposé une plaque, une dalle et un milieu de Bussinesq comme plateforme. Les résultats sont disponibles sous forme d'abaques.

En pratique les méthodes sont très peu utilisées. La difficulté réside essentiellement dans l'évaluation des caractéristiques des matériaux.

-L'essai de plaque qui permet d'obtenir le module de réaction du sol est très long et onéreux.

-Le module de rigidité est très variable même dans le cas des matériaux cohésifs où il est possible de réaliser des essais de flexion sur prisme préparé ou découpé dans une chaussée. (grave ciment, béton bitumineux).

Il varie avec la température, le nombre et la durée d'application des charges. dans le cas des sols sans cohésion il est impossible de parler de module de rigidité flexionnelle. Les valeurs de module de rigidité obtenues par essai de plaque ou par essai triaxial sont tributaires du mode d'essai.

Notons que certains auteurs ont cherché à relier le module de rigidité des sols

à certains paramètres usuels tels que le CBR, c'est ainsi que l'on trouve dans certains ouvrages:

$$E_{dyn} \text{ (bars)} = 100 \text{ CBR}$$

$$E_{stat} \text{ (bars)} = 50 \text{ CBR pour matériaux à gros éléments}$$

$$E_{stat} \text{ (bars)} = 30 \text{ CBR pour matériaux avec fines d'après le CEBTP.}$$

$$E \text{ (bars)} = 65 \text{ (CBR)}^{0.65} \text{ d'après Jeuffroy.}$$

$$E \text{ (psi)} = 1500 \text{ CBR voir Yoder et Witczak.}$$

La diversité des solutions et leur divergence témoignent bien la difficulté de la corrélation. En effet le CBR est une valeur ponctuelle de l'échantillon alors que E en est une moyenne. Dans certains cas, l'essai CBR tient compte des déformations plastiques pendant que E les déformations réversibles.

Pour utiliser ces méthodes il faut connaître aussi la loi de fatigue des matériaux. Comment évaluer les contraintes admissibles? qui dans certains cas sont des efforts de traction ou de cisaillement.

Le CEBTP a proposé les relations suivantes :

$$f = f_0 (1 - a^{-1} \text{Log} N) \quad \text{Pour matériaux traités au ciment}$$

$$e = e_0 (N_0/N)^{1/b} \quad \text{Pour matériaux traités au bitume}$$

$$f_{xad} = \frac{0.3 \text{ CBR}}{1 + 0.7 \text{Log} N} \quad \text{Pour un matériau de CBR donné}$$

f et e = contrainte et déformation admissibles pour N cycles.

f₀ et e₀ = contrainte et déformation admissibles pour N₀ cycles.

avec a = 10 à 12 b = 5 à 5.25

3.3.2 Les Méthodes empiriques.

Elles se bornent à faire une correspondance entre une caractéristique des sols, le trafic et un type de chaussée. Elles sont très simples d'application mais ne sont qu'une approximation grossière.

3.3.3 Les Méthodes semi empiriques.

Elles intègrent les résultats des études théoriques, des essais et les constatations faites sur des routes déjà existantes. Elles sont plus répandues.

3.4 Calcul d'Épaisseurs.

3.4.1 Le cas des chaussées souples.

3.4.1.1 Les méthodes basées sur les catalogues de dimensionnement.

a- Le Guide du CEBTP.

En se fondant sur l'expérience africaine, le centre expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux publics (CEBTP) en France, propose un tableau donnant les épaisseurs de chaussées et le type de revêtement en fonction du trafic et du CBR.

Cette expérience a consisté en une étude générale sur le comportement et le renforcement de 7 000 km de chaussées bitumées en Afrique Tropicale et en Madagascar, depuis 1969. Les paramètres d'entrée sont:

- Le Trafic
- La nature du sol de la structure.

- Le CBR.

Le trafic est défini en fonction du degré de précision des données disponibles par:

Le trafic journalier, toutes catégories de véhicule confondues.

Le trafic cumulé de poids lourd (véhicule dont la charge utile égale à 3 T).

Le trafic cumulé selon les équivalences d'essieux, tirées des essais A.A.S.H.O., par Liddle.

Applications:

Hypothèses:

- Nous fixons le nombre d'année à 15. Sachant que le béton a une durée de vie de 20 à 40 ans tandis que les chaussées bitumeuses durent 15 à 20 ans.

- Le trafic cumulé de poids lourds sera considéré avec un accroissement exponentiel à un taux de 4%. Ce type de véhicule sur lequel des statistiques sont disponibles étant plus agressif. Les sols de plateforme étant tous des sables argileux à des degrés différents, seront considérés comme sol de classe S₃ par souci de sécurité et d'uniformité.

Calculs:

T = trafic cumulé de poids lourds pendant 15 ans.

t₁ = trafic moyen journalier de la première année.

$$T = 365t_1 \frac{(1+i)^n - 1}{i} = 365t_1 \frac{(1,04)^{15} - 1}{0,04} = 7\,300t_1$$

Tonçons	t ₁ (en véhs/j 1988)	T (en 10 ^e véhs)	classe de trafic
D.R.H.	879	6.50	T ₄
D.R.T.	780	5.77	T ₄
D.R.M.	732	5.42	T ₄
P.D.C.	553	4.09	T ₃
P.T.P.	187	1.38	T ₂
D.T.D.	427	3.16	T ₃

D'après le guide du C.E.B.T.P.:

T₄ , S₃

R	béton bitumeux	7 cm
B	graveleux latéritique	20 cm
F	graveleux latéritique naturel	25 cm

T₄ , S₃

R	béton bitumeux	5 cm
B	graveleux bitumeux	20 cm
E	graveleux latéritique naturel	20 cm

T₂ , S₃

R	béton bitumeux	4 cm
B	grave ciment	15 cm
E	graveleux latéritique	30 cm

b Les recommandations du plan national de transport 1978.

Dans son tome un du volume deux, le plan national de transport donne un exemple de structures standards, basées sur le trafic et la durée de vie de la chaussée. elles supposent le sol de portance acceptable. C'est à dire les zones argileuses nécessitant des études spéciales sont à exclure.

c Observations:

La formule qui consiste à standardiser les structures de chaussées en se basant sur l'expérience est très simple et pratique d'utilisation. Elle évite la recherche de la haute précision dans la détermination de certains paramètres, ceux-ci étant libellés en gamme de valeurs .

Cependant cette méthode n'est pas sans inconvénients. L'étendue des gammes de valeurs peut conduire à un surdimensionnement. En effet, bien qu'ayant plus de 25% de différence en poids lourds, les tronçons PDC et DTD auraient la même structure. Les structures du plan national de transport sont plus formels quant à l'évaluation du sol.

3.4.1.2 METHODE DES ABAQUES basés sur le CBR et le Trafic

Elles se basent uniquement sur l'intensité du trafic et sur l'indice de portance du sol de plateforme. Les expériences acquises ont permis à différents chercheurs de constituer des abaques fournissant l'épaisseur du matériau d'apport au dessus d'un sol de CBR donné en fonction des charges transmises .

a L'abaque du "Corps of Engineers U.S Army".

Voir l'abaque de la figure 11 en annexe.

Cet abaque considère comme paramètres d'entrée :

-Les valeurs de CBR du sol support, de la fondation, et de la couche de base, ainsi que la charge de la roue. En réalité, seule l'épaisseur globale sera considérée du point de vue de la résistance structurale, cependant la méthode exige pour l'ensemble de la couche de base et du revêtement, une valeur minimale e_{min} l'intersection de la courbe relative à la charge sur roue choisie avec la droite AB.

Hypothèses .

La charge à l'essieu retenue pour le design des chaussées au Sénégal étant de 13 tonnes (voir plan national de transport), nous allons considérer une roue de design de 6.5 tonnes.

Applications.

Les paramètres d'entrée étant les mêmes pour tous les tronçons nous aurons le même design quelque soit le niveau du trafic.

Couches.	CBR.	e_{min} (cm)	Lectures (cm)
Base	80	19	09
Fondation	30		15
Plateforme	15		25

revêtement		=	09	
Base	15 - 9	=	06	
Fondation	25 - 15	=	10	
Base + revêtement		=	15	> e_{min} NO.

Epaisseurs retenues

Revêtement		=	05	cm
Base		=	15	cm
Fondation		=	05	cm
Totale		=	25	cm
Base + revêtement		=	20	cm > e_{min} OK.

b L'abaque du "Road research laboratory"

Cet abaque tient compte du trafic en lourd et le CBR. L'épaisseur minimale est évaluée pour chaque tronçon.

voir l'abaque de la figure 12 .

Tronçons	Trafic en lourd (Vehs/j)	e_{min} (cm)	Courbes	Epaisseurs lues (cm)		
				platef.	fondat.	base.
D.R.H.	1713	30	F	25	17	7.5
D.R.T.	1529	30	F	25	17	7.5
D.R.M	1430	25	E	22	15	7.0

P.D.C.	1035	25	E	22	15	7.0
P.T.P.	324	20	D	20	13	6.0
D.T.D.	797	25	E	22	15	7.0

Epaisseurs retenues (cm).

Fondation	Base	Revêtement
0	23	07
0	23	07
0	20	06
0	20	06
0	15	05
0	20	06

Exemple de calcul :

$$\text{Revêtement} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Base} = 17 - 7.5 = 9.5 \text{ cm}$$

$$\text{fondation} = 25 - 17 = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Base} + \text{revêtement} = 7.5 + 9.5 = 17 \text{ cm} < e_{\min}$$

Epaisseurs retenues

$$\text{Revêtement} = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Base} = 23 \text{ cm}$$

$$\text{Fondation} = 0 \text{ cm}$$

$$\text{Base} + \text{revêtement} = 30 = e_{\min} \quad \text{OK.}$$

C. Observations

Ces abaques ne tiennent pas compte des véhicules légers et partant, de l'équivalence du trafic, ni des efforts dynamiques, ni de la nature des matériaux de construction encore moins du contexte climatique.

Alors que la répétition du trafic léger pour une durée de vie de 15 ans a sans doute une incidence sur le comportement de la chaussée.

De même suivant la nature du matériau et en prévision de son comportement sous l'effet des agents météoriques on aura tendance à augmenter l'épaisseur d'une couche plutôt que celle d'une autre.

3.4.1.3 METHODE A.A.S.H.O.

a .le contexte de l'essai A.A.S.H.O.

C'est un essai de trafic accéléré, réalisé aux environs d'OTTAWA dans l'Etat l'ILLINOIS aux Etats Unis, de 1958 à 1960. Il était organisé par l'"American Association states of highway officials" A.A.S.H.O., dans un contexte climatique relativement sévère :

la précipitation annuelle de la zone était de 860 mm d'eau en moyenne, le gel pénétrant jusqu'à 60 cm dans le sol en hivers.

La température moyenne était de -3°C.

Cet essai avait pour objet l'étude des effets produits par un trafic connu sur les différentes assises de la chaussée sous l'action répétée d'un essieu standard.

Il concernait des routes de structures types déterminées :

une couche de roulement en béton bitumineux.

une couche de base en calcaire dolomitique concassé et non traité.

Une couche de fondation en sables et graviers naturels.

Un sol de plateforme en argile de CBR égal à 2.5 .

b .Notions introduites .

L'indice de viabilité ou de roulement (PSI).

Cet indice n'est autre qu'une appréciation de la chaussée. Il est obtenu à partir d'une étude statistique des différentes notes données par un échantillon d'usagers Américains.

Appréciations	Indices de viabilité
Très mauvaise	0 - 1
mauvaise	1 - 2
passable	2 - 3
acceptable	2. 5
bonne	3 - 4
Très bonne	4 - 5

Il fallait relier ces notes aux paramètres physiques mesurables. ainsi elles deviennent essentiellement fonction de certaines déféctuosités des profils en long et en travers mais aussi des détériorations de surface telles que :

- les fissurations.
- les réparations antérieures.
- les orniérages...etc.

DES formules empiriques ont été développées parmi lesquelles :

$$\text{PSI} = 5.03 - 1.91 \text{Log}(1 + \text{SV}) - 1.38 \text{RD}_2 - 0.01(\text{c} + \text{p})\%$$

pour structures flexibles

$$\text{PSI} = 5.41 - 1.80 \text{Log}(1 + \text{SV}) - 0.09(\text{c} + \text{p})\%$$

pour structures rigides.

SV : variance de la pente du profil en long.

C : proportion en % des surfaces fissurées.

P : proportion en % des surfaces réparées.

RD : profondeurs moyennes orniérages.

Notons que dans cette formule, la réparation de la route n'est pas conçue comme une amélioration de la qualité du service. Ce nombre doit être manipulé avec beaucoup de souplesse et son choix doit être précédé d'une prospection. Cependant le PSI constitue une approche intéressante de l'évolution de la qualité des chaussées. L'adoption d'une limite inférieure (Indice de viabilité terminale) permet de mieux définir la durée de vie de l'ouvrage.

Trafic Equivalent:

Il s'agit d'établir un lien entre le comportement d'une route soumise à une charge type et une autre soumise à un trafic à charges diverses. Ce comportement étant évalué en fonction de l'indice de viabilité, on dira qu'il faut W_{10} passages de l'essieu L_{10} (un essieu de 18 kips = 8.15 tonnes) pour obtenir le même PSI final que W_L passages de l'essieu L. Par conséquent le trafic W_L avec l'essieu L et W_{10} avec l'essieu L_{10} sont dit "équivalents".

le facteur de charge relatif à l'essieu L est obtenu de façon rigoureuse par la formule suivante.

$$F_L = \frac{W_{10} \left[\frac{L_1 + L_2}{L} \right]^{10^{a/\beta}}}{W_L \left[\frac{18+1}{L} \right] \left[\frac{(10^{a/\beta}) L_2^b}{L} \right]}$$

où β est une fonction de l'indice de viabilité (PSI)

β est une fonction de la charge et de l'indice d'épaisseur.

$q = 4.79$, $b = 4.33$ pour chaussée flexible.

$q = 4.32$, $b = 3.28$ pour chaussée rigide.

L_1 valeur de la charge considérée.

$L_2 = 1$ pour essieu simple $L_2 = 2$ pour essieu tandem.

Cependant l'influence du PSI et de l'indice d'épaisseur est insignifiante. Aussi certains auteurs proposent :

$$F_L = \left[\frac{L}{18} \right]^a$$

où $a = 4$ pour les chaussées souples.

$4 < a < 8$ pour les chaussées rigides.

L'indice d'épaisseur :

L'analyse statistique des résultats de l'essai AASHO a permis à plusieurs

chercheurs, se basant sur des modèles mathématiques différents d'établir des relations entre l'épaisseur de la chaussée, la charge qui la sollicite, et la répétition de celle-ci.

A l'origine une régression linéaire conduit à une équation de la forme :

$$T = a_0 + a_1 \text{Log}W + a_2 L_2 + a_3 L_1 L_2$$

$$T = \alpha_1 D_1 + \alpha_2 D_2 + \alpha_3 D_3 .$$

où T est l'épaisseur équivalente

W le nombre d'applications de la charge de référence du début jusqu'à un PSI donné.

L_1 et L_2 étant définis ci-dessus.

a_1, a_2, a_3 sont des coefficients de régression

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ sont des coefficients d'équivalence

J.F.Shook et F.N.Finn intègrent la portance du sol et proposent la relation suivante:

$$T = (-20,5 + 5,53 \text{Log}W + 0,669L_1 + 0,0932L_1L_2) (2,5/\text{CBR})^{0,4}$$

$$T = 2D_1 + D_2 + 0,75D_3$$

La notion d'indice d'épaisseur revient à Liddle qui, utilisant un modèle mathématique différent pour interpréter les résultats de l'essai A.A.S.H.O, aboutit à une formule plus complexe et plus générale:

$$SN = \alpha_1 D_1 + \alpha_2 D_2 + \alpha_3 D_3$$

$$\text{Log} \frac{C_0 - P_t}{C_0 - C_1} = \beta (\text{Log} W_t - \text{Log} \rho)$$

$$\beta = 0.40 + \frac{0.081(L_1 + L_2)^{3.23}}{(SN+1)^{5.19} L_2^{3.23}}$$

$$\text{Log} \rho = 5.93 + 9.36 \text{Log}(SN+1) - 4.79 \text{Log}(L_1 + L_2) + 4.33 \text{Log} L_2 + \text{Log} R^{-1} + 0.372(S_i - 3.0)$$

- où
- SN est l'indice d'épaisseur.
 - C₀ la valeur initiale du PSI (4.2).
 - C₁ la valeur du PSI lorsque la section est hors d'usage.
 - W_t le nombre total d'applications de l'essieu de référence.
 - S_i la portance du sol support.
 - P_t l'indice de viabilité terminale.
 - β , ρ sont des fonctions de transition.

En résolvant ces équations pour un essieu simple de 18 kips on obtient :

$$\text{Log} W_{t18} = 9.36 \text{Log}(SN+1) - 0.20 + \frac{C_0 - P_t}{C_0 - C_1} + \text{Log} R^{-1} + 0.372(S_i - 3.0)$$

$$\frac{C_0 - P_t}{C_0 - C_1} = \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}$$

Le facteur d'épaisseur traduit l'équivalence entre les différentes couches.

Ainsi on dira, en considérant la relation de Shook et Finn que par rapport à la couche de base, l'épaisseur du revêtement doit être doublée alors que celle de la couche de fondation doit être réduite au 3/4.

Alors que l'indice d'épaisseur représente la contribution des différentes couches à la résistance de la structure.

Facteur régional.

Liddle introduit un coefficient de pondération du trafic pour tenir compte de l'état du terrain au cours des saisons.

Trafic	coefficient de pondération	saisons
W_1	r_1	hivers
W_2	r_2	été et automne
W_3	r_3	printemps

$$W = W_1 + W_2 + W_3$$

$$W_p = r_1 W_1 + r_2 W_2 + r_3 W_3$$

$$W_p = R \times W$$

R est le facteur régional, pris égal à 1 dans le cadre de l'essai A.A.S.H.O.

Liddle considère aussi l'état du sol par l'intermédiaire d'un coefficient S, dont certains auteurs publient la corrélation avec le CBR.

c-Application

Procédure à suivre.

- Evaluer le CBR et sa valeur S correspondante, puis le trafic équivalent.
- Calculer SN par la formule implicite de Liddle.
- Suivre les mêmes étapes jusqu'ici pour les couches de base, de fondation et du support.
- A l'aide des coefficients d'équivalence, déduire l'épaisseur des différentes couches.

Hypothèses:

- Nous estimons que le contexte climatique est meilleur par rapport celui de l'essai A.A.S.H.O. Par conséquent nous retenons un facteur régional de $R = .5$
- Nous considérons un PSI terminal de 1.75. Le service que l'opinion américain juge acceptable (PSI = 2.5) pourrait être mieux apprécié au Sénégal, compte tenue de la différence de niveau de vie, et du sous développement.
- Les coefficients d'équivalence suivants seront retenus:

Pour béton bitumineux	$a_1 = 0.44$
graves naturelles	$a_2 = 0.07$
graves sableuses	$a_3 = 0.11$

voir Yoder et Witczak page 512.

- La correspondance entre CBR et S est la suivante:

couches	CBR	S
base	80	8.5
fondation	30	6.5
sol naturel	15	5.0

voir L'Herminier page 190.

-La charge légale de design étant de 13 tonnes (28 kips), d'où la nécessité de reconsidérer la formule de Liddle, qui prévoyait une charge de 8.2 t. (18 kips).

$$L_1 = 28 \text{ kips}$$

$$L_2 = 1$$

$$\beta = 0.40 + \frac{0.081(28+1)^{3.23}}{(SN+1)^{5.19}} = 0.40 + \frac{4286}{(SN+1)^{5.19}}$$

$$\text{Log} W_{t28} - \text{Log} p = \frac{C_0 - P_t}{C_0 - C_1} = \frac{4286}{0.40 + \frac{4286}{(SN+1)^{5.19}}}$$

$$\text{Log} p = 5.93 + 9.36 \text{Log}(SN+1) - 4.79 \text{Log}(28+1) + \text{Log} R^{-1} + 0.372(S_i - 3.0)$$

$$\text{Log} p = 9.36 + \text{Log}(SN+1) - 1.075 + \text{Log} R^{-1} + 0.372(S_i - 3.0)$$

$$\text{Log} \frac{C_0 - P_t}{C_0 - C_1}$$

$$\text{Log} W_{t20} = 9.36 \text{Log} (SN+1) - 1.075 + \frac{4286}{(SN+1)^{0.19}} + \text{Log} R^{-1} + 0.372(S_i - 3.0)$$

$$0.40 + \frac{4286}{(SN+1)^{0.19}}$$

Compte tenues des hypothèses précédentes et en posant $C_1 = 0.75$ pour les mêmes raisons que lors du choix du PSI terminal, la formule devient:

$$\text{Log} \frac{4.2 - 1.75}{4.2 - 0.75}$$

$$\text{Log} W_{t20} = 9.36 \text{Log} (SN+1) - 1.075 + \frac{4286}{(SN+1)^{0.19}} + \text{Log} R^{-1} + 0.372(S_i - 3.0)$$

$$0.40 + \frac{4286}{(SN+1)^{0.19}} + \text{Log} (0.5)^{-1}$$

D'où la formule I

$$\text{Log} W_{t20} = 9.36 \text{Log} (SN+1) - 0.774 - \frac{0.15(SN+1)^{0.19}}{4286 + 0.40(SN+1)^{0.19}} + 0.372(S_i - 3.0)$$

Du fait de manque d'information sur les charges de plus de 15 tonnes et celles de moins de 10 tonnes, nous allons les considérer égales respectivement à 16 tonnes et 10 tonnes. La répartition des charges est la suivante :

Camions.	Charges	Facteurs
%	(tonnes)	de charge
38.69	10	0.35
9.77	11	0.51
10.58	12	0.73
13.16	13	1.00
19.96	15	1.77
7.84	16	2.29

Le facteur relatif à l'essieu de charge L, est obtenu d'après la formule suivante (voir le guide du C.E.B.T.P.) :

$$F_L = \left(\frac{L}{13} \right)^4$$

Le tableau suivant donne le nombre d'essieux de 28 kips correspondant à chaque catégorie de charges et pour chaque tronçon pendant toute la durée de vie de ces ouvrages.

Tronçons	Nombre total de camions(10 ⁴)	Trafic par catégorie de charges d'essieu(10 ³)					
		10	11	12	13	15	16
D.R.H.	6.50	8.80	3.23	5.02	8.55	22.96	11.67
D.R.T	5.77	7.79	2.87	4.45	7.59	20.37	10.33

D.R.M.	5.42	7.32	2.70	4.18	7.13	19.70	9.70
P.D.C.	4.09	5.52	2.04	3.16	5.38	14.44	7.32
P.T.P.	1.38	1.86	0.69	1.06	1.82	4.87	2.47
D.T.D.	3.16	4.27	1.57	2.44	4.16	11.15	5.66

Exemple de calcul

Pour D.R.H. Le nombre d'essieux de 10 tonnes est obtenu par $6.5 \cdot 10^7 \times 38.69\%$, ce qui est équivalent à $6.5 \cdot 10^7 \times 38.69\% \times 0.35 = 8.80 \cdot 10^6$ essieux de 28 kips voir tableau à la page 29 , pour le calcul du nombre total de camion. Le total pour chaque catégorie de charge nous donne les valeurs suivantes:

Tronçons	Trafic équivalent à 28 tonnes (10 ⁶)
D.R.H.	6.02
D.R.T.	5.34
D.R.M.	5.07
P.D.C.	3.79
P.T.P.	1.28
D.T.D.	2.93

Le calcul des indices de structures donne le tableau suivant :

Tronçons	Indices de structures (inch)		
	SN ₁	SN ₂	SN ₃
D.R.H.	2.91	3.76	4.54

D.R.T.	2.86	3.69	4.46
D.R.M.	2.84	3.66	4.43
P.D.C.	2.72	3.51	4.24
P.T.P.	2.30	2.98	3.61
D.T.D	2.61	3.38	4.08

D'où on peut en déduire les épaisseurs des différentes couches pour chaque structure . On peut aussi utiliser le programme de calcul sur ordinateur (voir en annexe).

Tronçons	Epaisseurs des différentes couches (cm)		
D.R.H.	16	30	18
D.R.T.	16	30	18
D.R.M.	16	30	18
P.D.C.	15	29	17
P.T.P.	13	25	15
D.T.D.	15	28	16

Exemple de calcul

D.R.H. $W_{t20} = 6.02 \cdot 10^6$ véhicules à partir de la formule I nous obtenons:

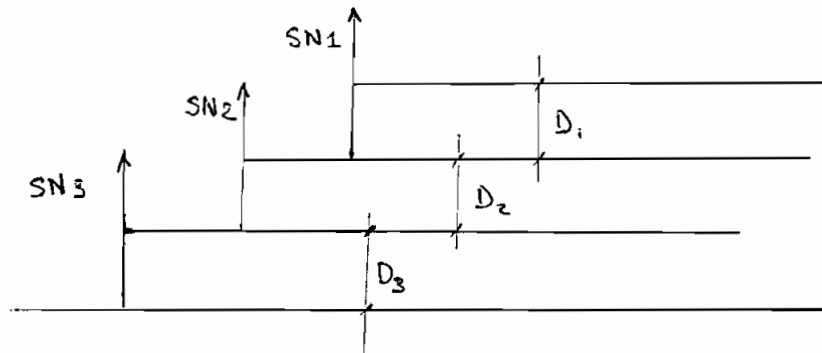
$$\begin{aligned}
 S_1 &= 8.5 & SN_1 &= 2.91 & D_1 &= 2.91/0.44 = 6.61 \text{ inchs.} \\
 S_2 &= 6.5 & SN_2 &= 3.76 & D_2 &= (3.76 - 2.91)/0.07 = 12.14 \text{ inchs.} \\
 S_3 &= 5.0 & SN_3 &= 4.54 & D_3 &= (4.54 - 3.76)/0.11 = 7.09 \text{ inchs.}
 \end{aligned}$$

Exprimées en unité SI.

$$D_1 = 16 \text{ cm.}$$

$$D_2 = 30 \text{ cm.}$$

$$D_3 = 18 \text{ cm.}$$



Interprétation

Nous avons obtenu des résultats excessivement élevés et inhabituels, ce que la seule augmentation de la durée de vie des ouvrages ne peut justifier. Il est vrai que cette méthode est bien élaborée, il reste cependant à savoir si elle s'adapte correctement au contexte Sénégalais.

On sait déjà qu'il n'existe pas de statistiques sur le trafic aussi raffinées et rigoureusement étudiées que l'exige cette méthode. On peut de même se demander, s'il y avait un essai du genre A.A.S.H.O. en Afrique, les résultats se prêteront-ils aux mêmes modèles mathématiques que ceux de Liddle, Shook et Finn, qui ont conduit à l'élaboration des formules précédentes?

Enfin la disparité climatique et géologique entre les deux continents est-elle entièrement prise en compte par le facteur régional et les coefficients d'équivalence?

3.4.2 LE cas des CHAUSSEES RIGIDES.

3.4.2.1 La methode de la P.C.A. (Portland Cement Association).

Elle est basée sur les études théoriques de Westergaard, Pikett, Ray et autres mais aussi sur les résultats d'essais routiers sur des chaussées expérimentales soumises aux charges de trafic contrôlés, tels que ceux d'essai routiers de Bates, de Pittsburg, de Californie du Maryland et ceux d'A.A.S.H.O. à Ottawa. Elle se base aussi sur les études de comportement des chaussées construites selon les normes usuelles et soumises à un trafic normal.

a. Principes de la méthode.

L'idée consiste à évaluer la consommation de fatigue par la chaussée, pour chaque incrément de charge donné.

La fatigue résulte de la répartition des charges et elle est exprimée, pour chaque charge donnée, en terme du rapport entre le nombre d'applications de l'essieu considéré sur le nombre d'applications du même essieu conduisant à la rupture de la chaussée.

Cependant, pour une première approximation de l'épaisseur de la dalle, la méthode P.C.A. a procédé par une formule simple tabulée, ne tenant pas compte de la répartition des charges axiales. Aussi nous nous en servons pour déterminer les épaisseurs d'essai.

b. Facteurs de design.

Facteur de sécurité.

Les charges axiales doivent être multipliées par un coefficient de majoration FSC pour compenser les effets du degré d'incertitude attribuable à certains faits tels que les surcharges imprévisibles sur les camions et les variations de la qualité des matériaux. En Amérique, on lui attribue les valeurs suivantes fonction de l'importance du trafic:

Routes à débit de camions élevé	FSC = 1.2
Routes à débit de camions modéré	FSC = 1.1
Routes à débit de camions faible	FSC = 1.0

J.M.A.-C.

Cette méthode évalue le trafic en terme du nombre moyen de camions par jour dans les deux directions, sur une base annuelle. Les camions à deux essieux quatre roues sont exclus. Cette valeur du J.M.A.-C permettra le choix de la catégorie de charge axiale, dans le cas de la méthode simplifiée. (voir le tableau 9).

Module de rupture de la dalle de béton.

Une dalle soumise à une charge axiale, à même le sol subit aussi bien des contraintes de traction que celles de compression. Cependant le rapport sollicitation sur résistance étant plus grand en traction qu'en compression, on utilisera la résistance en flexion et les contraintes de tension comme critère

de design. L'essai de flexion sur une poutre en béton permettra de déterminer le module de rupture M_R de la dalle .

Indice de portance fondation-infrastructure K .

La portance de l'infrastructure est mesurée par l'essai de plaque, où estimée à partir des caractéristiques usuelles du sol. Dans le cadre de ce projet nous allons utiliser le tableau de corrélation fourni par la C.P.C.A. (Association Canadienne du ciment portland) (voir figure.2). Nous estimons que cette approximation est acceptable dans la mesure où les écarts observés sur les valeurs du module de réaction, K n'ont pas d'influences appréciables sur l'épaisseur des dalles.

Il arrive qu'une couche de fondation soit adoptée pour une raison ou une autre, auquel cas la valeur de K s'en trouverait affectée. Voir les tableaux 1 et 2 le module corrigé. dans ce cas nous adopterons une épaisseur de 15 cm de latérite d'autant plus nécessaire que le sol support est en sable argileux. C'est à dire possédant une quantité de particules fines appréciables, qui peut avoir des effets néfastes au niveau des joints (phénomène de pompage).

Facteur de projection du trafic.

Pour tenir compte de l'évolution du trafic, la C.P.C.A. propose de multiplier le J.M.A. (débit journalier de camions sur une base annuelle), par un coefficient, f_p , qui est fonction du taux de croissance du trafic et du nombre d'année de design (voir tableau 3).

c. Application.

Procédure à suivre.

1. Donner le module de réaction du sol support ajusté au besoin.
2. Choisir une épaisseur d'essai ou bien l'estimer par la méthode simplifiée
Méthode simplifiée.
 - Estimer le J.M.A.-C .
 - Choisir la catégorie de charge axiale à partir du tableau 9.
 - Choisir l'épaisseur de dalle. (voir tableaux 12b, 13b, 14b).
3. Choisir le facteur de sécurité approprié, FSC et majorer les charges axiales.
4. Calculer à l'aide des abaques des figures 7 et 8 les efforts induits dans la dalle pour chaque charge axiale, en considérant le module K et l'épaisseur d'essai.
5. Calculer le rapport effort induit sur module de flexion. Lorsque cette valeur est inférieure à 0.5, le nombre de répétition de la charge concernée conduisant à la rupture est illimité. Si non voir le table 17.1 pour la valeur maximale admissible de ce nombre.
6. Le rapport cumulé du nombre de répétition de la charge prévu durant la vie anticipée de l'ouvrage et celui admissible représente le dommage dû à la fatigue. Théoriquement cette consommation de fatigue ne doit pas dépasser 125% pour un béton dont le module de rupture est déterminé à 28 jours, ou 100% pour celui dont le module est déterminé à 90 jours.

Détermination des épaisseurs d'essai.

-K = 60 MPa/m = 6.12 Kg/cm³ Ce qui correspond à un CBR = 15.

-MR = 4.4 MPa = 4.4 10⁶ x 1.4504 10⁻⁴ = 637.68 lbs/pc².

Compte tenu des essais effectués au laboratoire où nous avons eu un module de l'ordre de 5 MPa nous estimons que la valeur maximale fournie par les abaques est acceptable.

le de l'ordre de 5.0 MPa nous estimons que la valeur maximale fournie par les abaques est acceptable.

- f_p : Pour un taux d'accroissement de 4% pendant 30 ans le facteur de prévision est obtenu par interpolation .

f_p	année de design
1.5	20
$f_p?$	30
2.2	40

$$f_p = \frac{2.2 - 1.5}{40 - 20} (30 - 20) + 1.5 = 1.85$$

Tronçons	J.M.A.-C	J.M.A.-C	J.M.A.-C	Voir	Epaisseur
		prévus	ajustés	Tableau	d'essai (cm)
D.R.H.	754	1394	2091	4b	255
D.R.T.	673	1245	1867	4b	245
D.R.M.	629	1164	1746	3b	235
P.D.C.	455	842	1263	3b	225
P.T.P.	142	264	396	2b	175

D.T.D. 350 649 974 2b 185

NB. J.M.A.-C sont exclus les camions à 2 essieux et 4 roues qui font 56% du J.M.A.-C .

$$J.M.A.-C \text{ prévu} = J.M.A.-C \times f_p .$$

J.M.A.-C ajusté tient compte de la durée de vie de l'ouvrage étant donnée que les tableaux sont établis pour des dalles de 20 ans. ($=30/20 \times JMA-C$ prévu). Voir les fiches de calcul d'épaisseur en annexe.

Epaisseurs retenues.

Tronçons	Epaisseurs(cm)
D.R.H.	25.0
D.R.T.	24.0
D.R.M.	24.0
P.D.C.	22.5
P.T.P.	20.0
D.T.D.	22.0

Interprétation.

Cette méthode utilise le modèle théorique de Westergaard amélioré par la suite. Nous savons déjà que les difficultés essentielles résident dans la caractérisation du matériau, or le béton se prête mieux aux essais concernés. La méthode est-elle adaptée au contexte sénégalais ? Nous ne pouvons rien affirmer a priori. Cependant nous savons que les structures en béton sont moins affectées par

les conditions d'environnement que celles en asphalte .

3.4.2.2 Methode du "corps of engineers U.S.Army".

Cette methode utilise des abaques établis à partir des formules empiriques de Gérald Pickette, basée sur la théorie de Westergaard (voir figures 9 et 10).

a.Principe .

Elle utilise une charge statique de calcul égale au poids moyen des 100 000 roues les plus chargées qui aborderont la bande de revêtement la plus fréquentée pendant toute la durée de vie de l'ouvrage.

Cette charge sera majorée de 20% pour tenir compte des efforts dynamiques selon la PCA ou multipliée par un coefficient dynamique obtenu à partir de l'abaque du "corps of engineers"(voir figure 7).

La dalle ainsi conçue résistera indéfiniment à l'application des charges inférieures ou égales à celles de calcul. Il faut vérifier par la suite qu'elle résistera aussi à un nombre limité d'applications des charges plus lourdes à l'aide de la figure 8.

b.Application .

Rappels trafic .

Troçons	JMA-C(en véhs./j)	
	aller	retour
D.R.H.	834	879
D.R.T.	749	780

D.R.M.	732	698
P.D.C.	502	553
P.T.P.	155	187
D.T.D.	370	427

Rappels répartition des charges.

jusqu'à 10 tonnes	39 %
de 10 à 11 "	10 "
11 12 "	10 "
12 13 "	13 "
13 15 "	20 "
plus de 15 "	8 "

Répartition du trafic par catégorie de charge .

Tronçons	Trafic par 1000 véhs.					
	10 tonnes	11 tonnes	12 tonnes	13 tonnes	15 tonnes	16 tonnes
D.R.H.	3657	962.5	962.5	1251	1925	866.5
D.R.T.	-	-	-	-	1708	769
D.R.M.	-	-	-	-	1603	720
P.D.C.	-	-	-	-	1211	545
P.T.P.	-	-	-	-	410	184
D.T.D.	-	-	-	-	935	420

NB. Remarquons que , dans la colonne des 16 tonnes le trafic est partout supérieur à 100 000 véhs. Nous allons donc considérer une charge de calcul de de 8 tonnes, majorée à 20 % (9.6 tonnes).

$$MR = 4.4 \text{ MPa} = 1.4504 \cdot 10^{-4} \times 4.4 \cdot 10^6 = 638.176 \text{ psi}$$

$$K = 60 \cdot 10^6 \times 1.4504 / 39.3701 = 221 \text{ pci}$$

La charge de calcul étant la même pour tous les tronçons, le même béton et la même portance de sol considérée le design sera le même. Aussi nous utiliserons l'abaque du "corps of engineers" (Voir figure 13), qui ne considère que la charge statique et prend en compte des modules de béton de l'ordre du notre.

Interpôlation. charges (tonnes) Epaisseurs (po)

8.0 T ?

7.2 9.75

5.0 8.50

T - 8.5 9.75 - 8.5

----- = ----- T = 10.2 po = 26 cm

8 - 5.0 7.2 - 5.0

3.4.2.2 Methode A.A.S.H.O.

Elle se base sur l'analyse des résultats de l'essai AASHO et sur les études théoriques de Westergarrd les formules sont donc semi-empiriques. elles se réfèrent à une charge de calcul appliquée à 10 po (25cm) du coin de la dalle. Des abaques sont disponibles pour un PSI final de 2.0 et 2.5, avec un

coefficient de poisson égal à 0.20 .

Le trafic total pendant la durée de vie de l'ouvrage, ou journalier sur une période de 20 ans équivalent à celui d'un essieu simple de 18 kips, sera considéré (voir figures 17.4 et 17.5).

Cependant cette méthode ne sera pas appliquée dans le cadre de cette étude, puisque les charges envisagées dépassent largement les prévisions de ces abaques. Notons, en même temps que ces deux dernières méthodes sont très limitées du fait de leur semi-empirisme. Elles ne prévoient pas des niveaux de trafic ou de charge à la roue aussi importants.

4. ANALYSE ECONOMIQUE .

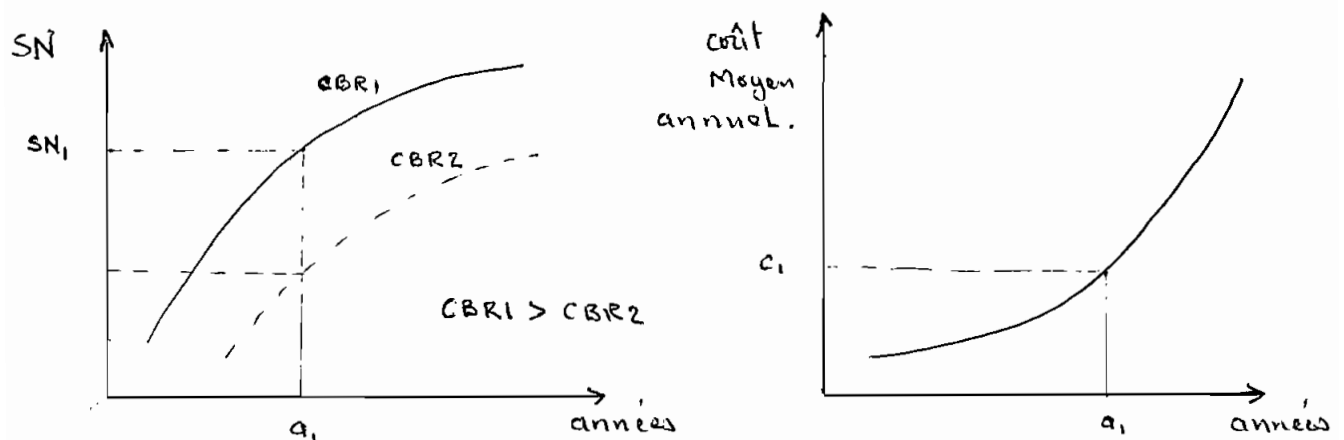
4.1 Etude des coûts .

L'estimation du coût global d'un projet de route est une des étapes de la conception les plus difficiles. Du fait des nombreux facteurs intervenant qui généralement ne sont pas maîtrisés . Le coût d'investissement se divise en deux grandes rubriques .

-Le coût d'investissement initial .

Il est très déterminant, et généralement le plus considéré par nos états. Il dépend des conditions du marché, surtout de la disponibilité des différents matériaux intervenant dans la construction. Il dépend aussi de la durée de vie de l'ouvrage.

En effet en augmentant la vie espérée de l'ouvrage, le trafic cumulé augmente, l'indice de structure requis devient important, d'où le taux annuel du coût d'investissement initial augmente. C'est ce qu'expriment les diagrammes suivants.



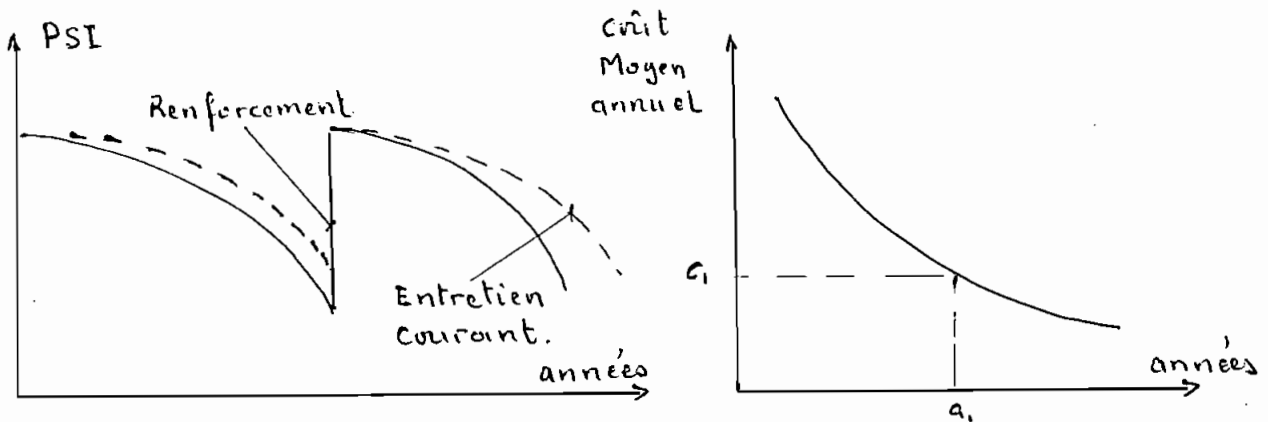
-Coût d'entretien .

Il comprend: l'entretien courant consistant à des travaux saisonniers de débroussaillage, de curage des fossés, buses, et dalôts, ainsi qu'aux réparations des fissures et ornières ...etc.

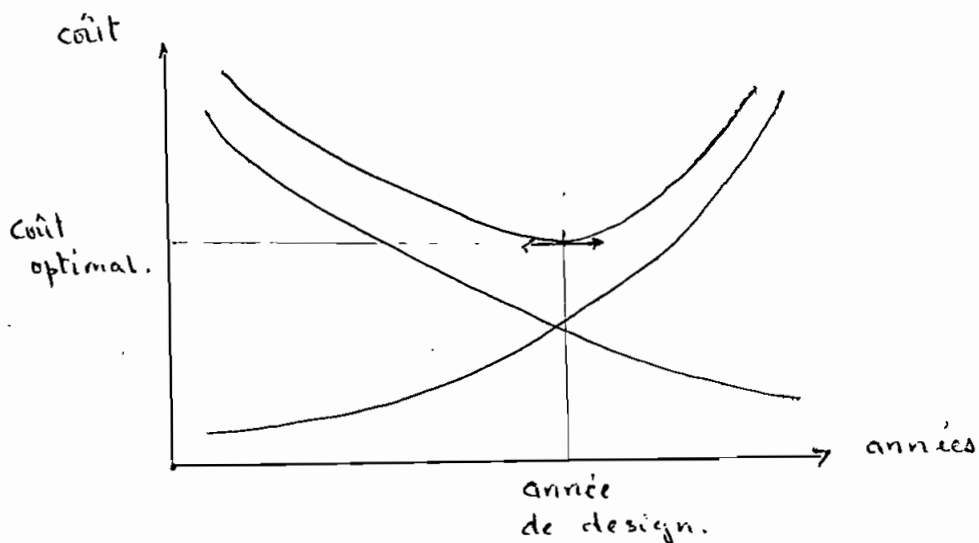
L'entretien général planifié consiste en des travaux de renforcement de

périodicité plus longue que d'habitude .

Son coût est fonction de la durée de vie de la chaussée .Pour des ouvrages de de durée de vie importante, l'indice de structure, et la qualité des matériaux sont si soignés que l'entretien devient tres faible. (voir le graphe suivant).



Le coût total d'un investissement routier doit tenir compte, aussi bien du coût initial mais que le coût d'entretien actualisé. D'ailleurs, le choix de l'année de design doit être dicté par l'optimum de ces deux coûts. Comme le tra duit la figure suivante.



Dans le cadre de ce projet, n'ayant aucune donnée concernant les coûts d'entre tien; il nous est impossible de les intégrer, aussi nous nous limiterons à la comparaison des coûts d'investissement initiaux. Les prix unitaires des maté

riaux considérés sont obtenus suite à une enquête menée auprès des entrepreneurs de la place, vérifiés au niveau du bureau de la série des prix -Direction des études et de la programmation (Voir les documents en annexe).

4.2 Estimation des quantités .

Rappel des résultats du design.

Nous avons retenu, des méthodes étudiées celle du guide, pour les chaussées flexibles, et celle PCA pour les chaussées rigides. La première du fait qu'elle se rapproche au mieux du contexte Sénégalais. Elle est d'ailleurs la plus utilisée au Sénégal. Quant à la méthode de la PCA, elle est bien élaborée et se prête aux niveaux de trafic étudiés.

Tronçons	Epaisseurs (cm)			
	Béton de ciment	Béton bitumineux		
		fondation.	base.	revêtement
D.R.H.	25	25	20	7
D.R.T.	24	25	20	7
D.R.M.	24	25	20	7
P.D.C.	22,5	20	20	5
P.T.P.	20	30	15	4 (TC)
D.T.D.	22	20	20	5

Volume de matériaux requis pour 1 m de route.

Les chaussées sont à 3 voies, donc une largeur de roulement de 10.5 m et une largeur de plateforme de 14.5 m. (voir document du plan national de transport).

Structure flexible

Tronçons	Bétons (m ³)		Graveleux latéritiques (m ³)	
	Bitumineux	de ciment	fondation	base
D.R.H.	0.735	2.625	3.625	2.900
D.R.T.	0.735	2.520	3.625	2.900
D.R.M.	0.735	2.520	3.625	2.900
P.D.C.	0.525	2.363	2.900	2.900
P.T.P.	0.420	2.100	4.350	2.175
D.T.D.	0.525	2.310	2.900	2.900

Tronçons	Quantités de latérites à transporter (m ³)	
----------	---	--

D.R.H.	6.525
D.R.T.	6.525
D.R.M.	6.525
P.D.C.	5.800
P.T.P.	6.525
D.T.D.	5.800

Structure rigide .

Tronçons	Sable	Agrégats	Ciment	Fondation.
	(tonnes)	(tonnes)	(tonnes)	(m ³)
D.R.H.	1.320	3.940	0.920	2.175
D.R.T.	1.260	3.780	0.880	2.175

D.R.M.	1.260	3.780	0.880	2.175
P.D.C.	1.180	3.540	0.830	2.175
P.T.P.	1.050	3.150	0.740	2.175
D.T.D.	1.160	3.470	0.810	2.175

NB. Nous n'avons pas tenu compte du transport du ciment et des enrobés dont les coûts sont très variables et sont fonction du lieu d'approvisionnement. Cependant la distance de transport du sable est estimée à la moitié de celle des latérites et grés. La raison en est que le sable est le matériau le plus répandu à Dakar, même si parfois la recherche d'une qualité meilleure fait qu'il soit transporté, toujours est-il que la distance est relativement faible. Par ailleurs, nous avons adopté un dosage très simple pour le béton, mais qui respecte les exigences de la technologie de ce matériau.

Par mètre cube de béton .	Ciment	350 kg
	Agrégats	1 500 kg
	Sable	500 kg
	Eau	150 kg

4.3 Estimation des coûts des matériaux.

Prix retenus . (voir document sur enquête en annexe).

Enrobés	50 000 Frs. " /tonne
Ciment PCA 325	43 000 Frs. " /tonne
Graveleux latéritiques pour couche de fondation	3 300 Frs. " /m ³
Graveleux latéritiques pour couche de base	3 800 Frs. " /m ³
Grés 8/16	4 500 Frs. " /tonne

-Sable-de-plage	1 000 Frs. " /m ³
Transport de matériaux pour chaussée	88 Frs. " /km.m ³

NB. La distance de transport des latérites est estimée à 40 km . Sébikotane et Yenne où l'on exploite ces matériaux se trouvent environ à une telle distance de Dakar.

De même que pour les grés ,que l'on trouve à Packi .ces distances ont été estimées sur la carte de carrière ci jointe.

La masse volumique de tous les matériaux à transporter est estimée à 1.5 t/m³

Chaussées flexibles.

Prix des matériaux pour 1 m de tronçon exprimés en Frs. cfa.

Tronçons	Enrobés	latérites		Transport de latérite
		fondation	base	
D.R.H.	55 130	11 960	11 020	22 970
D.R.T.	55 130	11 960	11 020	22 970
D.R.M.	55 130	11 960	11 020	22 970
P.D.C.	39 380	9 570	11 020	20 420
P.T.P.	31 500	14 360	8 270	22 970
D.T.D.	39 380	9 570	11 020	20 420

Prix totaux pour 1 m de tronçon, exprimés en Frs. cfa .

Tronçons	Coût total
D.R.H.	101 080
D.R.T.	101 080
D.R.M.	101 080
P.D.C.	80 390
P.T.P.	77 100
D.T.D.	80 390

Chaussées rigides .

Prix des matériaux pour 1 m de tronçon exprimé en Frs cfa .

Tronçons	Ciment	Sable	Agrégats	Latérites
D.R.H.	39 560	880	17 730	8 265
D.R.T.	37 840	840	17 010	8 265
D.R.M.	37 840	840	17 010	8 265
P.D.C.	35 690	790	15 930	8 265
P.T.P.	31 820	700	14 170	8 265
D.T.D.	34 830	770	15 620	8 265

Tronçons	Transport de matériaux .			
	Agrégats	Latérites	sable	Total
D.R.H.	9 250	7 650	1 550	18 450
D.R.T.	8 870	7 650	1 480	18 000

D.R.M.	8 870	7 650	1 480	18 000
P.D.C.	8 300	7 650	1 380	17 330
P.T.P.	7 400	7 650	1 230	16 280
D.T.D.	8 150	7 650	1 360	17 160

Prix totaux pour 1m de tronçon exprimés en Frs. cfa.

Tronçons	coût total
D.R.H.	84 885
D.R.T.	81 955
D.R.M.	81 955
P.D.C.	78 005
P.T.P.	72 045
D.T.D.	76 645

Compte tenu de la diversité des informations reçues lors de l'enquête des prix (voir annexe) et parfois de leurs contradictions, nous sommes obligés d'avancer des hypothèses en considérant l'ordre de grandeur de certains paramètres (voir NB.) Dans tous les cas, les manuels cités en annexe ont été consultés. Nous avons eu recours aux prix hors taxes , dans le cas des granulats, alors que pour le prix des liants toutes les taxes sont incluses.

Notons qu'il existe des écarts de prix entre ces deux types de chaussée, le revêtement en béton étant moins coûteux. Nous remarquons aussi l'importance du transport de matériau . la zone de Dakar étant isolée des carrières, l'adoption d'une fondation très épaisse peut conduire à des dépenses exorbitantes. Tel est

le cas du tronçon P.T.P.

De façon globale l'écart diminue avec l'importance du trafic. même si dans certains cas , l'écart est important, dû au fait que ces tronçons sont surdimensionnés en revêtement flexible, par rapport à leur classe, alors qu'il ne le sont pas en béton de ciment.

Tronçons	Ecart des coûts	
	Frs.	%
D.R.H.	16 195	16
D.R.T.	19 125	19
D.R.M.	19 125	19
P.D.C.	2 385	3
P.T.P.	5 055	7
D.T.D.	3 745	5

100

5.APPLICATION : Le cas des cités HAMO-5.

Dans cette partie du projet nous nous intéressons à l'application de notre étude aux rues d'un des quartier de la banlieue de Dakar, HAMO, en construction sous la responsabilité de la société du même nom .

5.1 Situation du site .

La zone est située à la côte nord de Dakar à proximité de l'océan. Quelques rideaux d'arbres le séparant de celui-ci, le mettent à l'abri des vents. Néanmoins on note la présence des dunes de sable rendant nécessaire des travaux préliminaires de terrassement. Le sol support est très homogène. Il est constitué de sable à grains grossiers de couleur rouge sans cohésion qui s'étend à perte de vue mais aussi en profondeur jusqu'à 1.5 m au moins. Rappelons que les carrières intéressant la construction routière n'existent pas dans la zone.

5.2 Etudes géotechniques.

L'objectif est d'évaluer certains paramètres du sol de plateforme, considérés comme entrant dans le processus de dimensionnement (Voir feuilles de mesure en annexe).

Teneur en eau .

Deux mesures ont été effectuées .

A arrivée de l'échantillon pour nous rendre compte de l'état d'humidité du sol support, en cette période de l'année.

Avant le compactage afin d'estimer la quantité d'eau à considérer .

Granulométrie.

Elle permet de classer le sol en vue d'apprécier ses caractéristiques géotechniques par analogie avec d'autres sols mieux connus. Ainsi nous obtenons un sol SP du sable mal gradué, selon la classification unifiée (USCS) un sol A-3, selon l'A.A.S.H.T.O.

100 % de passant au tamis 4

74 % de passant au tamis 40

2.12 % de passant au tamis 200

$C_u = 2.50$

$C_c = 1.18$

D'après les tableaux fournis par le "corps of Engineers" un sol de cette classe peut avoir les caractéristiques suivantes :

Poids sec unitaire (d_s)	1699	à	2184	kg /m ³
Portance (CBR)	10	à	40	
Module de réaction (K)	5.5	à	8.3	kg /cm ²
Coefficient de perméabilité (k)		>	10^{-3}	cm /s

Portance du matériau CBR .

Nous avons tout d'abord procédé au compactage pour déterminer la teneur en eau optimale. Ensuite le poinçonnement est effectué en considérant 3 valeurs de teneur en eau: L'optimale et une valeur de part et d'autre.

Interprétation .

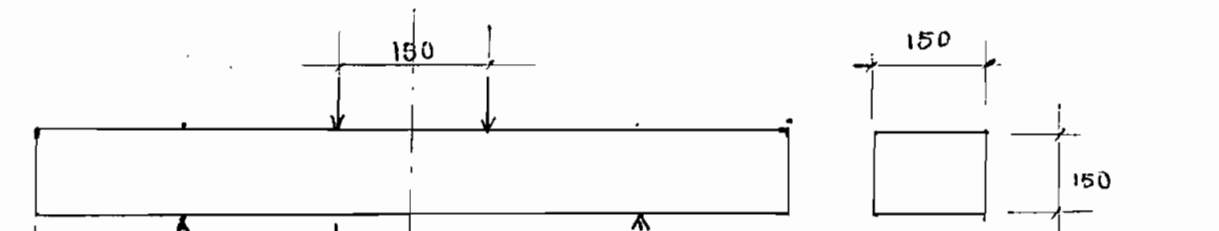
Les résultats auxquels nous sommes aboutis correspondent bien à ceux prévus après classification du sol

CBR	=	20	%
$w_{opt.}$	=	9.5	%
$d_{max.}$	=	1780	t/m ³

La pénétration, lors du poinçonnement est très faible du fait du manque de cohésion du sol (sol silteux avec 2.12 % de particules fines). La courbe granulométrique très uniforme explique toute la difficulté de compactage de ce matériau, de même que son incompressibilité à partir d'une certaine limite de teneur en eau (Voir courbe de compactage).

5.3 Essais sur le béton .

Nous avons procédé à des essais de flexion à l'école, sur du béton pris à l'usine de la société en question. Le but consiste à déterminer le module de flexion MR du béton, un des paramètres de design.


$$r = \frac{M_0}{I} = \frac{PLR}{12} \cdot \frac{12}{bR^3} = \frac{PL}{bR^2}$$
$$\Rightarrow MR = \frac{PL}{bR^2}$$

Appareil	TINUS	OLSEN
Moule	150 x 150 x 750	
Nombre d'échantillons	2	
L	= 450	mm
P	= 37.45	KN
b = h	= 150	mm
MR	= 4.993 10 ⁻³	KN/mm ² = 5 MPa

Notons que le deuxième échantillon est brisé de façon prématurée, sur erreur de manipulation. Cependant le mode de chargement utilisé est relativement conservateur (voir schéma). Il nous donne le module dans le tiers central de la poutre d'essai, là où la rupture a lieu. Alors que la charge peut être placée en porte à faux ou au centre même de la poutre, ce qui donne une valeur ponctuelle (puisque le point de rupture est déjà choisi), et en général plus importante car le moment maximal mobilisé est plus élevé.

5.4 Dimensionnement .

5.4.1 Structure rigide .

Par manque de données sur le trafic dans ces quartiers nous allons nous en tenir aux recommandations de l'association Canadienne du ciment portland CPCA. Aussi utiliserons nous la procédure de design simplifiée.

Catégorie de charge axiale 1 .

MR = 4.4 MPa

K = 70 MPa/m

Epaisseur de dalle retenue E = 130 mm Voir tableau 11

Nous avons choisi un module de 4.4 MPa ce qui représente une marge de sécurité de 13 % sur la résistance du béton , par rapport aux résultats de nos essais.

L'épaisseur correspondante est destinée à un trafic de 3 véhicules lourds par jour en moyenne (ou à 6 véhicules lourds ajustés à la durée de vie l'ouvrage).Ce que nous pensons acceptable pour une zone résidentielle. La dalle reposera sur une couche de fondation latéritique de 15 cm d'épaisseur.

5.4.2 Structure flexible .

Nous allons considérer le guide du C E B T P pour des raisons déjà évoquées. la classe T₁ comprend les trafics de moins de 300 véhicules/j, dont 30% de camions.C'est à dire moins de 90 véhicules lourds par jour. Même si la notion de camion n'a pas la même signification dans les deux méthodes, ce trafic peut dans certains cas correspondre au JMA-C considéré dans le design en structure rigide. aussi nous allons l'adopter et l'évaluer en bicouche.

R revêtement	3 E ou B C
B base	15 cm de graveleux latéritiques
F fondation	15 cm de graveleux latéritiques

5.5 Analyse économique .

5.5.1 Estimation des coûts unitaires .

a. Enduits superficiels en bicouche.

- Dosage .

1.2 kg /m² d'émulsion à 60 % .

12 l / m² de basalte 8/16 .
 0.8 kg /m² d'émulsion à 60 % .
 8 l /m² de gravier 3/8 .

- Prix

Emulsion 300 000 Frs /tonne
 Gravier 3/8 6 500 Frs /tonne
 Gravier 8/16 5 800 Frs /tonne

Transport de matériaux de chaussée 88 Frs / km m³

b. Dalle de béton (Voir § 4.3).

5.5.2 Estimation des quantités .

Structure flexible .

Chaussée en bicouche .

Emulsion	Graviers basaltiques (tonnes)		graveleux latéritiques (m ³)	
(tonnes)	3/8	8/16	fondation	base
0.012	0.072	0.108	1.350	1.350

Chaussée en enrobés (3 cm)

0.03 m x 6 m x 1 m x 1.5 tonnes/m³ = 0.27 tonnes .

Structure rigide . (avec 0.13 x 6 , 0.78 m³ de béton)

Ciment	Agrégats	sable	Latérite
(tonnes)	(tonnes)	(tonnes)	(m ³)
0.273	1.170	0.390	1.350

NB. La largeur de la chaussée est estimée à 6 m pour la classe de trafic considéré . quant à la plateforme elle est de 9 m .

5.5.3 Estimation des coûts totaux .

Structure flexible .

Chaussée bicouche .

Emulsion	Graviers basaltiques 3/8	8/16	Graveleux latéritiques fondation	base	total
3 600	470	630	4 455	5 130	14 285

Chaussée en enrobés .

Revêtement	Fondation	Base	Total
13 500	4 455	5 130	23 085

Coût de transport de matériaux

basalte	latérite	coût total
450	9 500	9 950

Coût total pour 1 m de route .

Bicouche	24 235 Frs.
Enrobés	32 585 Frs.

Structure rigide .

Ciment	Agrégats	Sable	Latérites
11 740	5 270	390	5 130

Transport de matériaux

Agrégats	Latérites	Sable	Total
2 750	4 750	460	7 960

Coût total pour 1 m de route .

30 490 Frs.

NB. Ce résultat est prévisible. Le niveau de trafic étant faible de telles routes sont souvent en bicouche voire monocouche qui coûtent moins que les enrobés et le béton .

6. CONCLUSION .

Contrairement à ce que pensent certains professionnels de la route, le ciment est un concurrent sérieux du bitume, dans la voirie et dans le contexte Sénégalais.

Il vrai que chaque tronçon de route à construire doit faire l'objet d'une étude particulière, en estimant avec plus de précision tous les coûts entrant en jeu à court et à long terme. Rappelons à cet égard que nous n'avons pas tenu compte des coûts relatifs à la main d'oeuvre, ni à ceux relatifs aux matériels de construction. Lesquels nous ne maîtrisons pas. Il est aussi vrai que les tronçons étudiés sont déjà construits. Cependant, il n'est pas exclus, compte tenu des besoins de déplacement dans cette zone qu'un projet de route requiert un niveau de service du même ordre de grandeur que ceux des trafics choisis. On parle déjà du projet du boulevard de dégagement nord, qui longera la corniche nord de Dakar. Dans un tel contexte il serait intéressant d'intégrer, dans la phase de recherche de solutions, toutes les variantes de types de chaussée: des structures flexibles aux rigides passant en passant par les structures mixtes. Nous nous sommes rendus compte de l'importance de la part de l'empirisme dans la conception en voirie, alors que la concertation et la collaboration font défaut aux professionnels de cette discipline, tout au moins elles n'existe pas comme dans le bâtiment. Notons enfin, que l'avenir de la conception en voirie réside dans la possibilité et la facilité de caractérisation des matériaux de construction les plus disponibles, compte tenu des programmes d'ordinateur, les structures les structures rigides offrant les meilleures conditions d'essai méritent d'ors et déjà une attention particulière de la part des chercheurs.

BIBLIOGRAPHIE

CEBPT Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les
pays tropicaux (reimpression mise à jour 1984)

R. L'ERMINIER Mécanique des sols et des chaussées
Tome1 et Tome2 (2^e Edition-EYROLLES 1970)

H. GRIMOND et G. SAIAS Revêtements bétonnés aux U.S.A (Editions
EYROLLES 1956)

R. COQUAND ROUTES:circulation-tracé-construction (5^e Edition
ENROLLES 1970)

YODER et WITCZAK Principles of pavement design (2^e Edition
1975)

Bacary COLY et OUSSEYNOU SAMB Entretien d'aérodromes renforcement des chaussées
revêtues par les méthodes modernes.
Mémoire de fin d'études ENSUT.

ANNEXE.

CALCUL DE L'ÉPAISSEUR D'UNE CHAÎSSE RIGIDE
METHODE FCA

PROJET : D. R. H.

Module de reaction de l'infrastructure : K =

Module de rupture du beton : MR =

Facteur de securite : FSC =

IMA.C (dans la direction la plus chargee) = 879 Vehs/j

IMA.C (design) = 0.44 * 1.85 * 879 = 715 Vehs/j

IMA.C (total) = 715 * 365 * 30 = 7 835 000 Vehs

Épaisseur d'essai E = 25.5 cm

Charges axiales (tonne)	Charges ajustees * FSC	Repetitions envisagees	Contraintes induites	Rapport de contraintes	Repetitions admissibles
16	20	614 264	300	< 0.50	illimite
15	18	1 563 000	280	< 0.50	
13	16	1 030 000	260		
12	14	829 000	-		
11	13	765 500			
10	12	3 030 000			

Épaisseur d'essai E = 8"

Charges axiales (tonnes)	Charges ajustees * 1.2	Rptitions envisages	Contraintes induites	rapport de contraintes	Rptitions admissibles
16	20	614 264	400	0.63	14 000
15	18	1 563 000	380	0.60	32 000
13	16	1 030 000	350	0.55	130 000
12	14	829 000	340	0.53	240 000
11	13	765 500	300	< 0.50	illimite
10	12	3 030 000			

Epaisseur d'essai E = 9"75

Charges axiales	Charges ajustees	Repetitions envisagees	Contraintes induites	Rapport de contraintes	Repetitions admissibles
(tonne)	* FSC				
16	20	614 264	315	0.49	illimitee
15	18	1 563 000			
13	16	1 030 000			
12	14	829 000	-		
11	13	765 500			
10	12	3 030 000			
	OK	E = 9.75 * 2.54 = 25 cm			

PROJET : D. R. T.

Module de reaction de l'infrastructure : K =

Module de rupture du beton : MR =

Facteur de securite : FSC =

IMA.C (dans la direction la plus chargees) = 780 Vehs/j

IMA.C (design) = 0.44 * 1.85 * 780 = 635 Vehs/j

IMA.C (total) = 635 * 30 * 365 = 6 950 000 Vehs

Epaisseur d'essai E = 24.5 cm

Charges axiales	Charges ajustees	Repetitions envisagees	Contraintes induites	Rapport de contraintes	Repetitions admissibles
(tonne)	* FSC				
16	20	544 880	315	< 0.50	illimitee
15	18	1 387 000			
16	16	915 000			
12	14	735 000			
11	13	679 000			
10	12	2 690 000			

Epaisseur d'essai E = 9"

Charges axiales (tonne)	Charges ajustees * FSC	Repetitions envisagees	Contraintes induites	Rapport de contraintes	Repetitions admissibles
16	20	544 880	340	0.53	240 000
15	18	1 387 000	330	0.52	300 000
13	16	915 000	300	0.47	illimitee
12	14	735 000			
11	13	679 000			
10	12	2 690 000			

Epaisseur d'essai E = 9"50

Charges axiales (tonne)	Charges ajustees * FSC	Repetitions envisagees	Contraintes induites	Rapport de contraintes	Repetitions admissibles
16	20		320	0.50	illimitee
15	18				
13	16				
12	14				
11	13				
10	12				

OK E = 9.50 * 2.54 = 24 cm

PROJET : D. R. M.

Module de reaction de l'infrastructure : K =

Module de rupture du beton : MR =

Facteur de securite : FSC =

IMA.C (dans la direction la plus chargee) = 732 Vehs/j

IMA.C (design) = $0.44 * 1.85 * 732$ = 596 Vehs/j

IMA.C (total) = $596 * 365 * 30$ = 6 500 000 Vehs

Epaisseur d'essai E = 23.5 cm

Charges axiales (tonne)	Charges ajustees * FSC	Repetitions envisagees	Contraintes induites	Rapport de contraintes	Repetitions admissibles
16	20	509 600	325	0.51	illimitee
15	18	1 297 400			
13	16	855 400			
12	14	687 700			
11	13	635 050			
10	12	2 515 000			

Epaisseur d'essai E = 24 cm

Charges axiales (tonne)	Charges ajustees * FSC	Repetitions envisagees	Contraintes induites	Rapport de contraintes	Repetitions admissibles
16	20	509 600	322	0.50	illimite
15	18	1 297 000			
13	16				
12	14				
11	13				
10	12				

OK E = 24 cm

PROJET : P. T. P.

Module de reaction de l'infrastructure : K =

Module de rupture du beton : MR =

Facteur de securite : FSC =

IMA.C (dans la direction la plus chargee) = 187 Vehs/j

IMA.C (design) = $0.44 * 1.85 * 187$ = 152 Vehs/j

IMA.C (total) = $152 * 365 * 30$ = 1 665 000 Vehs

Epaisseur d'essai E = 17.5 cm

Charges axiales (tonne)	Charges ajustees * FSC	Repetitions envisagees	Contraintes induites	Rapport de contraintes	Repetitions admissibles
16	16	130 500	430	0.67	4500
15	15	332 200	405	0.64	11 000
13	13	219 000	360	0.56	100 000
12	12	176 000	335	0.53	240 000
11	11	163 000	310	0.49	illimite
10	10	644 000			

Epaisseur d'essai E = 8"25

Charges axiales (tonne)	Charges ajustees * FSC	Repetitions envisagees	Contraintes induites	Rapport de contraintes	Repetitions admissibles
16	16	130 500	330	0.52	300 000
15	15	332 200	320	0.50	illimite
13	13	219 000			
12	12	176 000			
11	11	163 000			
10	10	644 000			

OK E = 8.25 * 2.54 = 20 cm

PROJET : D. T. D.

Module de reaction de l'infrastructure : K =

Module de rupture du beton : MR =

Facteur de securite : FSC =

IMA.C (dans la direction la plus charge) = 427 Vehs/j

IMA.C (design) = $0.44 * 1.85 * 427$ = 348 Vehs/j

IMA.C (total) = $348 * 365 * 30$ = 3 800 000 Vehs

Epaisseur d'essai E = 18.5 cm

Charges axiales (tonne)	Charges ajustees * FSC	Repetitions envisagees	Contraintes induites	Rapport de contraintes	Repetitions admissibles
16	16	297 920	410	0.64	11 000
15	15	758 480	405	0.63	14 000
13	13	500 080	360	0.56	100 000
12	12	402 040	340	0.53	240 000
11	11	371 260	310	0.49	illimite
10	10	1 470 000			

Epaisseur d'essai E = 20 cm

Charges axiales (tonne)	Charges ajustees * FSC	Repetitions envisagees	Contraintes induites	Rapport de contraintes	Repetitions admissibles
16	16	297 920	348	0.54	180 000
15	15	758 480	335	0.52	300 000
13	13	500 080	305	0.48	illimite
12	12				
11	11				
10	10				

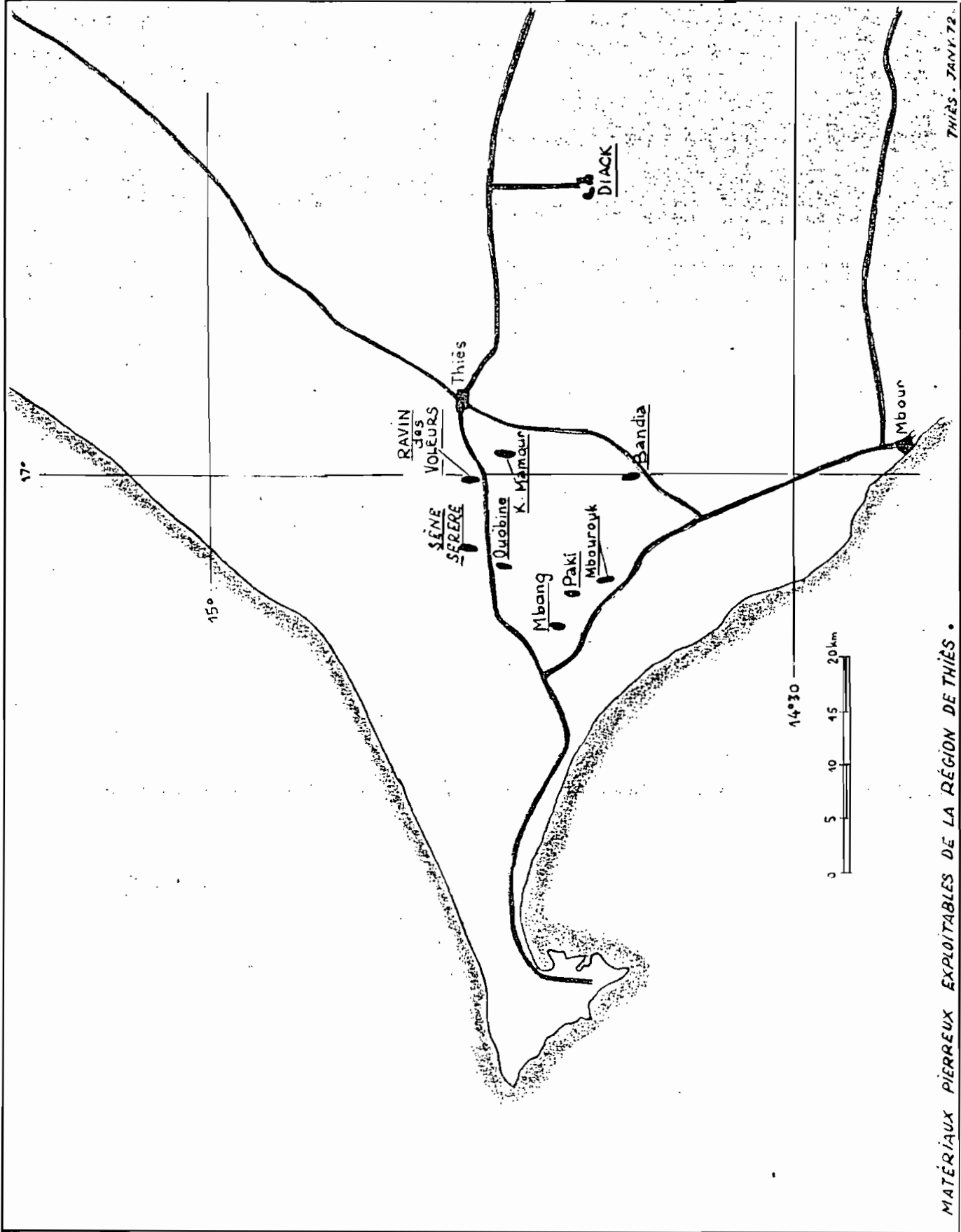
OK

E = 22 cm

Epaisseur d'essai E = 8"5

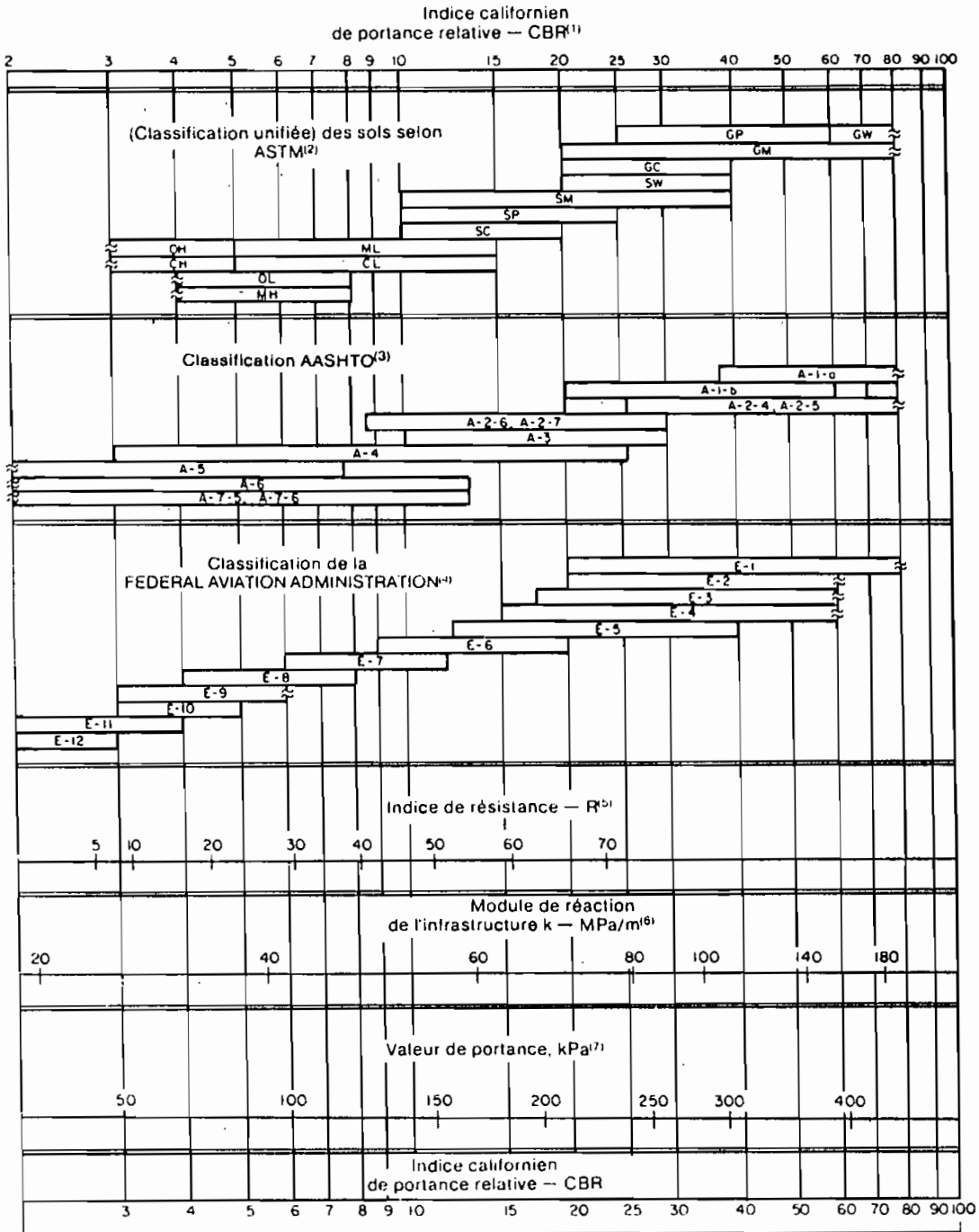
Charges axiales (tonne)	Charges ajustees * FSC	Repetitions envisagees	Contraintes induites	Rapport de contraintes	Repetitions admissibles
16	16	297 920	320 .	0.50	illimite
15	15				
13	13				
12	12				
11	11				
10	10				

PLAN DE SITUATION DES SITES ÉTUDIÉS



MATERIAUX PIERREUX EXPLOITABLES DE LA RÉGION DE THIÈS.

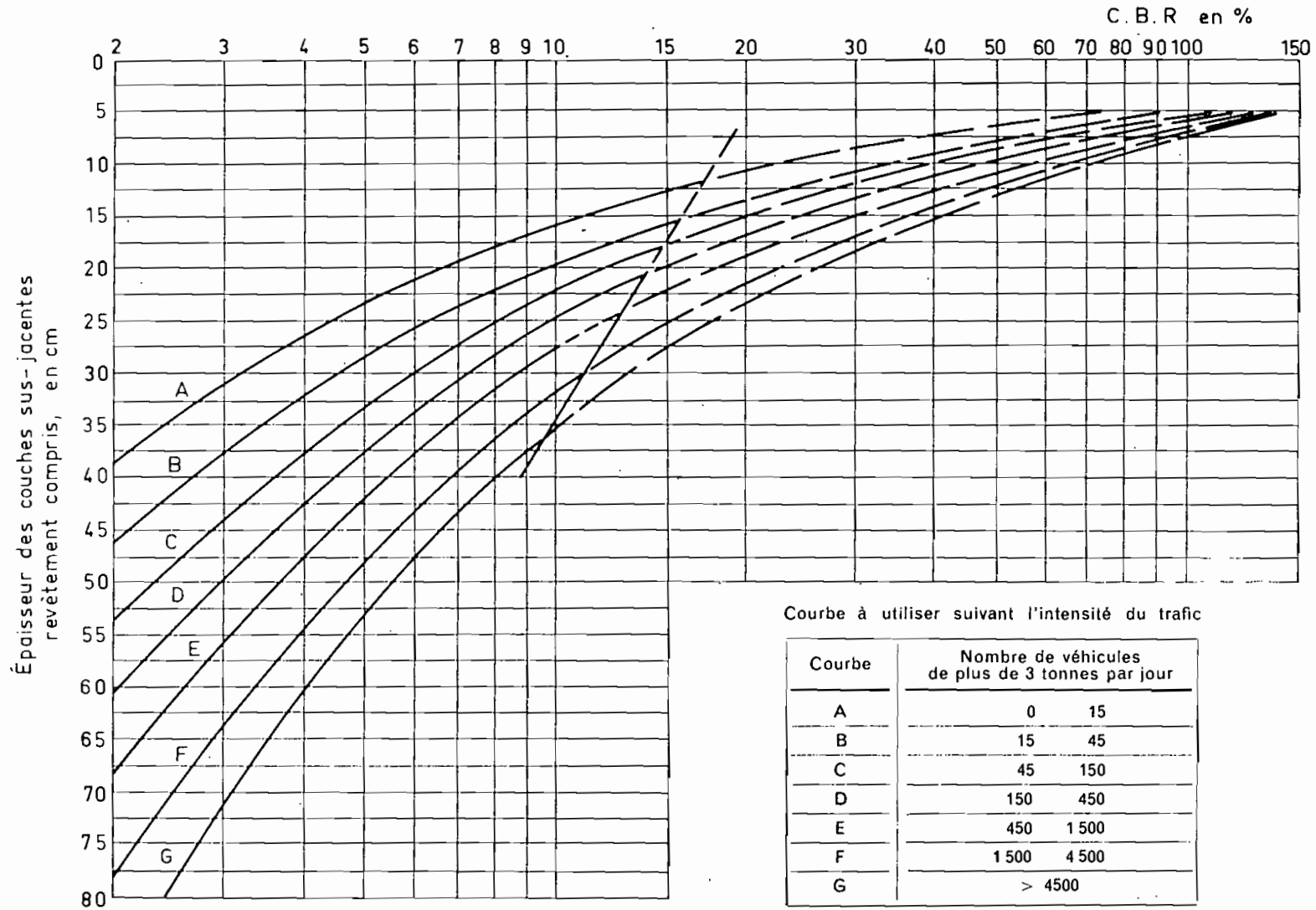
THIÈS - JANV. 72.



- (1) Consulter O.J. Porter, «Foundations for Flexible Pavements.» Highway Research Board Proceedings of the Twenty-second annual meeting, 1942, Vol. 22 pages 100-136
- (2) ASTM D2487
- (3) «Classification of Highway Subgrade Materials.» Highway Research Board Proceeding of the Twenty-Fifth annual meeting, 1945 vol. 25 pages 376-392
- (4) Airport paving U.S. department of commerce, Federal Aviation Agency, May 1948, pages 11-16. Estimé à partir de valeurs données dans FAA Design Manual for Airport Pavement.
- (5) C.E. Warnes «Correlation Between R-Value and k-Value» rapport non publié, Portland Cement Association, Rocky Mountain - Northwest Region, Octobre 1971 (correlation optimum avec corrections pour saturation).
- (6) Voir T.A. Middlebrooks and G.E. Bertram, «Soil Tests for Design of Runway Pavements.» Highway Research Board Proceedings of the Twenty-second annual meeting, 1942, Vol 22, page 152
- (7) Voir item (6), page 184.

Fig. 2
Relations approximatives entre différentes classifications des sols et divers indices de portance.

FIG. 12. — Abaque du Road Research Laboratory



CATALOGUE DE DIMENSIONNEMENT DE CHAUSSEES

Classe	Trafic cumulé de poids lourds	durée de vie	Trafic moyen par jour		Nombre de voie	Largeur		Couche		
			Poids lourds - véhicule			Plateforme - Roulement	Fondation - Base - Revêtement			
SR1	7 plus de 10	20	plus de 1500	plus de 5000	3	14.5	10.5	20 GL	20 GC	3 GB
						11.0	7.0		20 GB	
SR2	6 7 4 10 à 10	20	550-1500	2000-5000	3	14.5	10.5	20 GL	15 GC	4 GB
						11.0	7.0		15 GB	
SR3	6 6 1.5 10 à 4 10	15/20	250-750	1000-2500	3	14.5	10.5	20 GL	12 GC	3.5 GB
						11.0	7.0		12 GB ou 16 GL	
SR4	5 6 5 10 à 1.5 10	15	100-250	400-1000	2	11.0	7.0	20 GL	16 GL	Bilouche
						9.0	6.0			
SR5	5 moins de 5 10	15	moins de	moins de	2	11.0	7.0	-	20 GL	Houssoulne ou Bilouche
			100	400		9.0	6.0			
ST1	5 moins de 5 10		moins de	moins de	2	11.0	7.0	-	20 GL	-
			100	400		9.0	6.0			
ST2	5 moins de 5 10		moins de	moins de	2	11.0	7.0	-	15 GL	-
			50	200		9.0	6.0			

GC : Graveaux latéritiques stabilisés au ciment
GB : Graves améliorés au béton

GL : Graveaux latéritiques
BB : Béton bitumineux.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
 DIRECTION GENERALE DES TRAVAUX PUBLICS
 DIRECTION DES ETUDES ET DE LA PROGRAMMATION

BUREAU DES PRIX

PRIX DES TRAVAUX ROUTIERS

ACTUALISATION : OCTOBRE 1988

NB : le présent document donne les valeurs pour actualiser les prix du document " LES-PRIX DES TRAVAUX ROUTIERS - EDITION 1983". Le document de base peut être consulté au Bureau des Prix de la Direction des Etudes et de la Programmation.

ACTUALISATION DES PRIX DE BASE :

CODE	DESIGNATION	UNITE	PRIX JANVIER 1988	PRIX AVRIL 1988	PRIX JUILLET 1988	PRIX OCTOBRE 1988
SALAIRES DE BASE :						
S1B	- Manoeuvre 1ere categorie B.....	HEURE	201.06	201.06	201.06	201.06
S5A	- Ouvrier 5eme categorie A.....	HEURE	283.31	283.31	283.31	283.31
SM3	- Agent de maitrise M3.....	MOIS	89575	89575	89575	89575
P2B	- Ingenieur P2B.....	MOIS	131036	131036	131036	131036
CHARGES SALARIALES :						
CSD	- Personnel ouvrier.....	%	59.63	59.63	59.63	59.63
CSM	- Agents de maitrise.....	%	35.18	35.18	35.18	35.18
CSC	- Cadres senegalais.....	%	27.37	27.37	27.37	27.37
PRODUITS DIVERS : (prix toutes taxes compris)						
PD.1	- Essence ordinaire.....	LITRE	335	335	335	335
PD.2	- Gas-oil.....	LITRE	210	210	210	210
PD.3	- Fuel-oil.....	TONNE	118181	118181	118181	118181

MATERIAUX DE CONSTRUCTION : (prix hors TVA)							
1) Produits de carriere :							
PC.01	-	Sable de plage rendu sur chantier a Dakar...	M.CUBE	1000	1000	1000	1000
PC.10	-	Basalte, depart Diack 0/3.....	TONNE	1500	1500	1500	1500
PC.11	-	Basalte, depart Diack 3/8.....	TONNE	6500	6500	6500	6500
PC.12	-	Basalte, depart Diack 8/16.....	TONNE	5792	5792	5792	5792
PC.13	-	Basalte, depart Diack 16/25.....	TONNE	4915	4915	4915	4915
PC.20	-	Gres, depart Togou-Paki, 0/3.....	TONNE	1810	1810	1810	1810
PC.21	-	Gres, depart Togou-Paki, 3/8.....	TONNE	5578	5578	5578	5578
PC.22	-	Gres, depart Togou-Paki, 8/16.....	TONNE	4400	4400	4400	4400
PC.23	-	Gres, depart Togou-Paki, 16/25.....	TONNE	4400	4400	4400	4400
PC.30	-	Calcaire, depart Bargny, 0/3.....	M.CUBE	1450	1450	1450	1450
PC.31	-	Calcaire, depart Bargny, 3/8.....	M.CUBE	4167	4167	4167	4167
PC.32	-	Calcaire, depart Bargny, 8/16.....	M.CUBE	4167	4167	4167	4167
PC.33	-	Calcaire, depart Bargny, 16/25.....	M.CUBE	4167	4167	4167	4167
2) Produits noirs :							
PN.01	-	Bitume route, 60/70.....	TONNE	193468	193468	193468	193468
PN.10	-	Bitume fluidifie 150/250.....	TONNE	222154	222154	222154	222154
PN.11	-	Bitume fluidifie 400/600.....	TONNE	217329	217329	217329	217329
PN.12	-	Bitume fluidifie 0/1.....	TONNE	262173	262173	262173	262173
PN.20	-	Emulsion cationique a 60 %.....	TONNE	200475	200475	200475	200475
3) Materiaux pour betons et betons armes :							
CI.1	-	Ciment CPA 325, region du Cap-Vert.....	TONNE	39444	39444	39444	39444
AR.1	-	Fers a beton, lisses, 6 a 16 mm.....	KILO	204	203.17	203.17	203.17
AR.2	-	Fers a beton, creneles, 6 a 16 mm.....	KILO	200.4	207.45	206.48	201.75
AR.3	-	Fers a beton, creneles, 25 mm.....	KILO	134.2	178.8	173	160
BC.1	-	Bois de coffrage.....	KILO	79364	79364	90582	90582
4) Lamines du commerce :							
LM.1	-	Toles 0,5 a 1,5 mm.....	KILO	323	327	379	394.31
LM.2	-	Toles 2 a 5 mm.....	KILO	343	334	339	347.2
LM.3	-	IPN - IPE.....	KILO	298	273	277	281.4
LM.4	-	Cornieres.....	KILO	293	273	264	267.82
LM.5	-	Fers en U.....	KILO	308	302	313	323.71
5) Canalisations en beton :							
TG.1	-	Tuyau gyrocomprime, diametre 150 mm.....	M.LIN	1670	1670	1670	1670
TG.2	-	Tuyau gyrocomprime, diametre 300 mm.....	M.LIN	2550	2550	2550	2550
TG.3	-	Tuyau gyrocomprime, diametre 500 mm.....	M.LIN	4225	4225	4225	4225
BV.1	-	Buse vibree arree, diametre 600 mm.....	M.LIN	18398	18398	18398	18398
BV.2	-	Buse vibree arree, diametre 800 mm.....	M.LIN	25800	25800	25800	25800
BV.3	-	Buse vibree arree, diametre 1000 mm.....	M.LIN	33925	33925	33925	33925
BV.4	-	Buse vibree arree, diametre 1200 mm.....	M.LIN	35025	35025	35025	35025
BV.5	-	Buse vibree arree, diametre 1500 mm.....	M.LIN	61265	61265	61265	61265
6) Peintures :							
PT.1	-	Peinture pour marquage routier.....	KILO	1996	1996	1996	1996

ACTUALISATION DES PRIX DES TRAVAUX : (coefficients d'actualisation)

CODE	DESIGNATION	VALEURS JANVIER 1988	VALEURS AVRIL 1988	VALEURS JUILLET 1988	VALEURS OCTOBRE 1988
1) PRIX DE REFERENCE :					
TER	- Terrassement et construction de chaussée.....	1.256	1.254	1.263	1.263
TRA	- Transport des matériaux.....	1.296	1.287	1.283	1.283
FGR	- Fourniture de granulats.....	1.067	1.068	1.068	1.068
FPN1	- Fourniture de bitume.....	.944	.944	.944	.944
FPN2	- Fourniture de bitume fluidifié.....	1.004	1.004	1.004	1.004
FPN3	- Fourniture d'émulsion.....	1.091	1.092	1.092	1.092
FCI	- Fourniture de ciment.....	1.321	1.322	1.322	1.322
CAN	- Canalisation en béton.....	1.286	1.285	1.289	1.289
BNA	- Béton non armé.....	1.280	1.286	1.287	1.286
BAR	- Béton armé.....	1.272	1.285	1.288	1.286
PAN	- Panneaux de signalisation.....	1.182	1.172	1.186	1.194
SHO	- Signalisation horizontale.....	1.268	1.267	1.270	1.271
2) PRIX PAR UNITE D'OEUVRE :					
PL	- Exécution des plateformes.....	1.256	1.254	1.263	1.263
CC1	- Corps de chaussée non traité.....	1.278	1.273	1.278	1.278
CC2	- Corps de chaussée traité.....	1.273	1.269	1.272	1.273
CS1	- Couche de surface, enrobés.....	1.151	1.148	1.149	1.149
CS2	- Couche de surface, monocouche et bicouche.....	1.130	1.128	1.128	1.128
AS	- Assainissement.....	1.265	1.274	1.278	1.276
BD	- Bordures et caniveaux.....	1.295	1.295	1.294	1.294
SS	- Signalisation et sécurité.....	1.200	1.192	1.204	1.211
3) PRIX AU KILOMETRE :					
SRA	- Chaussée avec revêtement en enrobés.....	1.184	1.182	1.186	1.186
SRB	- Chaussée avec revêtement mono. ou multicouche.....	1.220	1.218	1.224	1.224
ST	- Chaussée non revêtue.....	1.262	1.260	1.269	1.269
SRF	- Travaux de renforcement.....	1.185	1.183	1.187	1.187

DOCUMENT I

Enquête sur CBR au C.E.R.E.E.Q.

RN1	Bargny - Diam niadio	5	S ₁
RN1	Kaolack - Kaffrine		S ₂
RN1	Mbour - Sindiarra	15	
RN2	Thies - Tivaoune	(15)	
RN2	Louga - ST.Louis	(15)	
RN3	Diourbel- Mback	(15)	
RN3	Thies - Khombole	15	S ₃
RN4	Bignona - Gambie		S ₄
RN4	Kaolack - Nioro		S ₃ & S ₄
RN5	Kaolack - Passi	5	
R30	Touba - Kebemer	(15)	
	Dakar - Rufisque	15	
	Poste de Hanne .		
	Rufisque- Sangalkam	15	
	Poste de Sangalkam .		
	Thiaroye- Pikine	15	
	Poste de Pikine .		
	Thiès - Dakar	15	
	Poste de Diam niadio .		
	Rufisque- Dakar	15	
	Poste de Mbao		
	Rufisque- Dakar	15	
	Poste de Thiaroye		.../...

Enquête sur les coûts des matériaux

de construction.

Jean Iefbeve.

Bicouche .

Dosage :

1.2 kg / m² d'émulsion 60 % .

12 l / m² de gravier basalte 8/16 .

0.8 kg / m² d'émulsion 60 %

8 l / m² de gravier Basalte 3/8

Prix :

Enrobés	50 000 Frs.CFA /tonne
Cut back	450 000 " "
Emulsion	300 000 " "
Gravier 3/8 8/16	8 000 " "
Densité gravier	1.5 tonnes /m ³

.../...

Enquête sur coût de construction , C.E.R.E.E.Q.

Coûts 1984

Débroussaillage débiosement	55	Frs. CFA	/m ²
Déblais mouvement en dépôt	950	"	/m ³
Déblais mouvement en remblai	1 300	"	/m ³
Transport de matériaux de terrassement	220	"	/m ³ .km
Graveleux latéritiques pour couche de fondation	3 300	"	/m ³
Graveleux latéritiques pour couche de base	3 850	"	/m ³
Ciment	85 000	"	/tonne
Grave bitume pour couche de base	44 000	"	/m ³
Enrobés	50 000	"	/tonne
Transport de matériaux de chaussée	88	"	/m ³ .km
Cut back 0/1 pour imprégnation	55	"	/m ²
Bitume 400/600	230 000	"	/tonne
Gravillons pour revêtement	18 500	"	/m ³
Exécution monocouche	110	"	/m ²
Exécution bicouche	190	"	/m ²
Enrobés denses	75 000	"	/m ³
Fossés	220	"	/ml

.../...

```

10 REM    CALCUL D'ÉPAISSEUR DE CHAUSSEE
20 REM    METHODE DU P.C.A. (Portland Cement Association)
25 REM
30 REM    DEFINITION DES VARIABLES
35 REM
40 REM    MR. Module de rupture du beton
50 REM    K.  Module de reaction du support de la dalle
60 REM    FSC. Facteur de securite
70 REM
80 REM    TRAFIC
90 REM
100 INPUT "combien de classe de charges disposez-vous? "; N
105 DIM P(N) : DIM NP(N) : DIM NA(N) : DIM DOM(N) : DIM C(N)
110 PRINT "Pour chaque classe de charges donner la limite superieure
        et sa frequence"

120 FOR I=1 TO N
130 INPUT "CHARGE C(i) = "; C(I) : "FREQUENCE NP(i) = "; NP(I)
140 NEXT I
150 REM
160 PRINT "Autres caracteristiques a entrer"
165 PRINT
170 INPUT "Module de rupture du beton MR "; MR
175 INPUT "Module de reaction , ameliore au besion (voir le tableau 1 et 2)"; K
180 PRINT
185 PRINT "Choisir le facteur de securite approprie"
190 PRINT "    1.0  pour trafic de camions faible"
195 PRINT "    1.1  pour trafic de camions moyen "
200 PRINT "    1.2  pour trafic de camions eleve "
205 PRINT
210 INPUT "entrer la valeur retenue de FSC "; FSC
214 REM
215 REM    CALCUL D'ÉPAISSEUR
220 REM
230 INPUT "choisir une epaisseur d'essai "; E
235 FOR I = 1 TO N
240 P = C(I) : P = P * FSC : P(I) = P
241 PRINT "voir fig.7 et 8 lire les efforts induits dans la dalle"
242 FOR I = 1 TO N
243 PRINT "    Pour une charge de P = "; P(I)
244 PRINT "    Pour un module K = "; K
245 PRINT "    Pour une epaisseur d'essai de E = "; E
246 PRINT
247 INPUT "    Entrer la contrainte lue t(i) = "; T(I)
250 T = T(I) : R(I) = T / MR
251 NEXT I
252 FOR I = 1 TO N
253 IF R(I) > .5 GOTO 260
254 DOM(I) = 0
255 NEXT I
256 FOR I = 1 TO N
260 PRINT "Lire la frequence admissible NA(I) "
262 PRINT "Voir pour le rapport R(i) = "; R(I)
264 PRINT
265 PRINT "Entrer la valeur lue "; NA(I)
270 N = NP(I) : A = NA(I) : DOM(I) = N / A : FATIG = FATIG + DOM(I)
280 NEXT I
290 PRINT "Le pourcentage de fatigue emmagasine FATIG = "; FATIG
300 WAIT(1)
310 INPUT " Taper o pour ameliorer le design si non une autre touche "; O$
320 IF (O$ = "o" OR O$ = "0") THEN GOTO 230
330 END

```

```

10  REM      CALCUL D'ÉPAISSEUR DE CHAUSSEE
20  REM      METHODE DE W. J. LIDDLE
30  REM
40  REM      DEFINITION DES VARIABLES
50  REM
60  REM      SN "indice d'épaisseur"  Pt "indice de viabilité terminale"
70  REM      R "facteur régional"      W "trafic équivalent en essieu standard"
80  REM      A1 "coeff. d'équivalence pour revêtement en béton bitumineux"
      A2 "coeff. d'équivalence pour couche de base en graves naturelles"
      A3 "coeff. d'équivalence pour couche de fondation en graves sableuses"

90  REM
100 REM      INITIALISATION
105      I = 0
110      SN1 = .1 ; SN2 = .1 ; SN3 = .1
115 INPUT "Donner la valeur du trafic équivalent          W18 "; W18
120 INPUT "Donner l'indice de portance de la couche de base Si1 "; S1
125 INPUT "Donner l'indice de portance de la fondation     Si2 "; S2
130 INPUT "Donner l'indice de portance du sol support      Si3 "; S3
135 INPUT "Donner le coeff. d'équiv. pour béton bitumineux A1 "; A1
140 INPUT "Donner le coeff. d'équiv. pour couche de base  A2 "; A2
145 INPUT "Donner le coeff. d'équiv. pour fondation       A3 "; A3
150 INPUT "Donner l'indice de viabilité terminale         Pt "; PT
160 INPUT "Donner le facteur régional                      R   "; R
170      X = SN1 ; Y = S1 ; GOSUB 1000
180      W1 = A
190 IF W18 > W1 THEN SN1 = SN1 + .1 ; GOTO 170
200      X = SN2 ; Y = S2 ; GOSUB 1000
210      W2 = A
220 IF W18 > W2 THEN SN2 = SN2 + .1 ; GOTO 200
230      X = SN3 ; Y = S3 ; GOSUB 1000
240      W3 = A
250 IF W18 > W3 THEN SN3 = SN3 + .1 ; GOTO 230
260      D1 = SN1/A1 ; D2 = (SN2-SN1)/A2 ; D3 = (SN3-(SN1+SN2))/A3
270 REM
280 REM      AFFICHAGE DES RESULTATS
290 REM
300      I = I + 1
310 PRINT TAB(15) "***** VOICI LES RESULTATS DU DESIGN *****"
320 PRINT
330 PRINT TAB(25) "*****"
340 PRINT
350 PRINT TAB(25) " CHAUSSEE NO. " ; I
360 PRINT
370 PRINT TAB(25) " Epaisseur du revêtement          D1 = " ; D1
380 PRINT TAB(25) " Epaisseur de la couche de base      D2 = " ; D2
390 PRINT TAB(25) " Epaisseur de la fondation          D3 = " ; D3
400 PRINT
410 PRINT TAB(25) "*****"
420 INPUT "Taper 0 pour faire le design d'une autre chaussée si non une autre to
      uche "; O$

430 IF (O$ = "0" OR O$ = "o" ) THEN GOTO 120
440 END
1000 REM      SOUS PROGRAMME
1010      X1 = X+1 ; Y1 = Y-3 ; X2 = X1^5.19
1020      ASM1 = 4.065*LOG(X1)
1030      ASM2 = .4343*LOG((4.2-PT)/2.7)
1040      ASM3 = .4 + 1094/X2
1050      ASM4 = .372*Y1-.4343*LOG(R)
1060      B = ASM1 + ASM2/ASM3 + ASM4 -.2
1070      A = 10^B
1080 RETURN

```

Tableau 13a.
JMA-C permmissible, catégorie de charge axiale n° 3* - Dalles avec joints goujonnés

	Sans accotement ou caniveaux en béton					Avec accotements ou caniveaux en béton				
	Épaisseur de la dalle (mm)	Portance fondation-Infrastructure (MPa/m)				Épaisseur de la dalle (mm)	Portance fondation-Infrastructure (MPa/m)			
	Faible (20-34)	Moyenne (35-49)	Élevée (50-60)	Très élevée (70 +)	Faible (20-34)	Moyenne (35-49)	Élevée (50-60)	Très élevée (70 +)		
MR = 4.4 MPa	180			37	38	180		24	100	
	190			170	170	170	46	120	460	
	200		57	160	640	180	50	210	530	
	210	51	220	580	2,200	190	210	800	2,000	
	220	180	740	1,900	7,100	200	770	2,800	6,700	
	230	580	2,300	5,900	12,200**	210	2,500	9,100		
	240	1,700	6,700	13,900**	19,000**	220	7,900			
250	4,700	18,300**	21,100**							
260	12,800	24,200**								
270	23,000**									
MR = 4.1 MPa	190			39	40	160		30	120	
	200			150	610	170		140	510	
	210	54	200	530	2,000	180	52	210	1,800	
	220	45	830	1,800	6,100	190	210	780	1,900	
	230	150	1,900	4,800	18,400	200	700	2,500	6,300	
	240	470	1,300	5,200	13,800	210	2,200	7,900		
	250	3,400	6,900			220	6,500			
260					230					
270										
MR = 3.8 MPa	210			33	150	170		30	120	
	220		43	120	500	180		130	470	
	230	34	150	410	1,600	190	48	190	470	
	240	110	470	1,200	4,600	200	45	180	1,600	
	250	320	1,300	3,400	13,100	210	170	640	1,600	
	260	860	3,500	9,400		220	550	2,000	4,800	
	270	2,200	9,300			230	1,600	5,900		
280	5,400				240	4,600				

* Le JMA-C exclut les camions à 2 essieux et 4 roues de sorte que le nombre total de camions permis sera supérieur - se référer au texte.

**L'analyse à l'érosion contrôle le design; autrement c'est l'analyse à la fatigue qui contrôle.

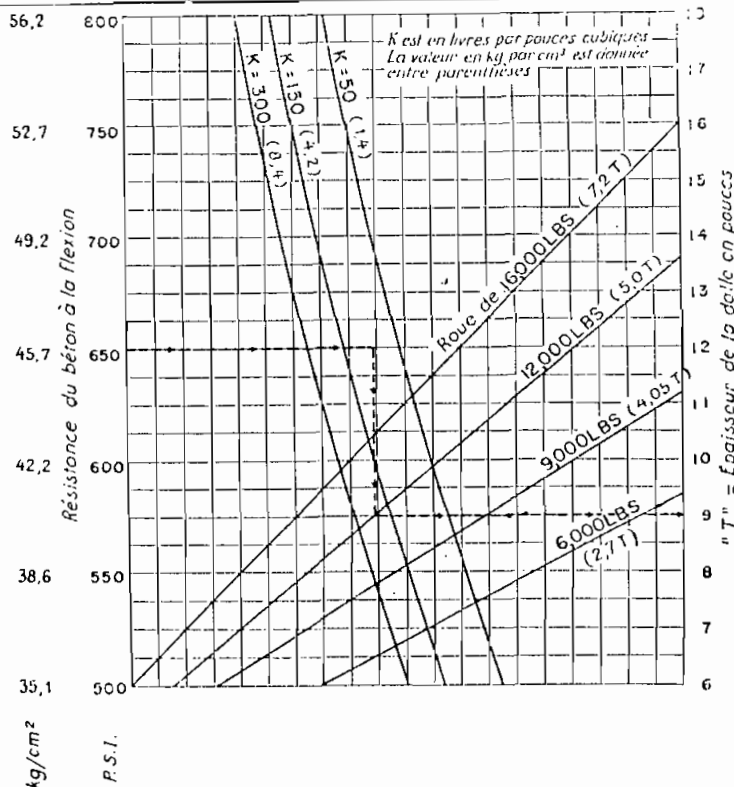


Fig. 13.

Abaque de calcul des dalles de béton pour roues.

REMARQUE : On utilisera la valeur de la charge statique pour cet abaque.
 Exemple : Résistance à la flexion du béton, 650 psi = 45.6 kg/cm². Module de réaction de la plateforme K = 100 = (2.75). Poids de la roue : 12 000 livres (5.4T). D'où T = 9 pouces (22.8 cm).

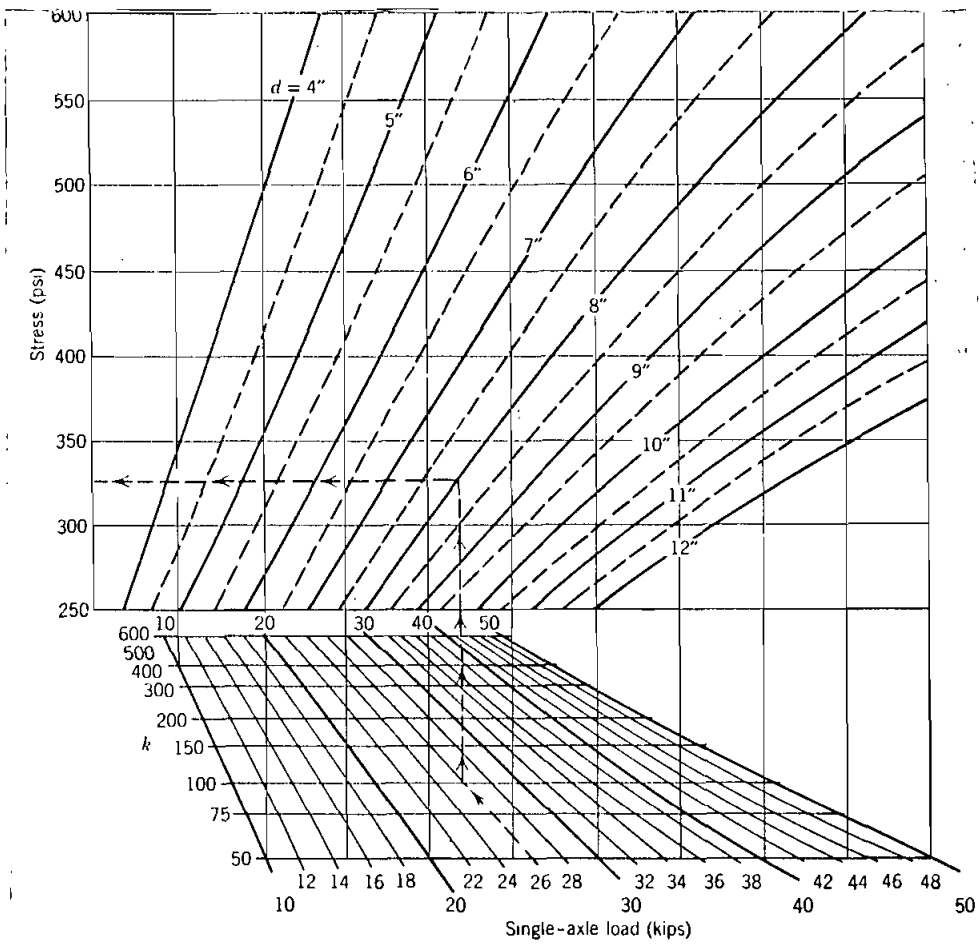


Figure 17.2. Design chart for single-axle-truck loads. (From Portland Cement Association.)

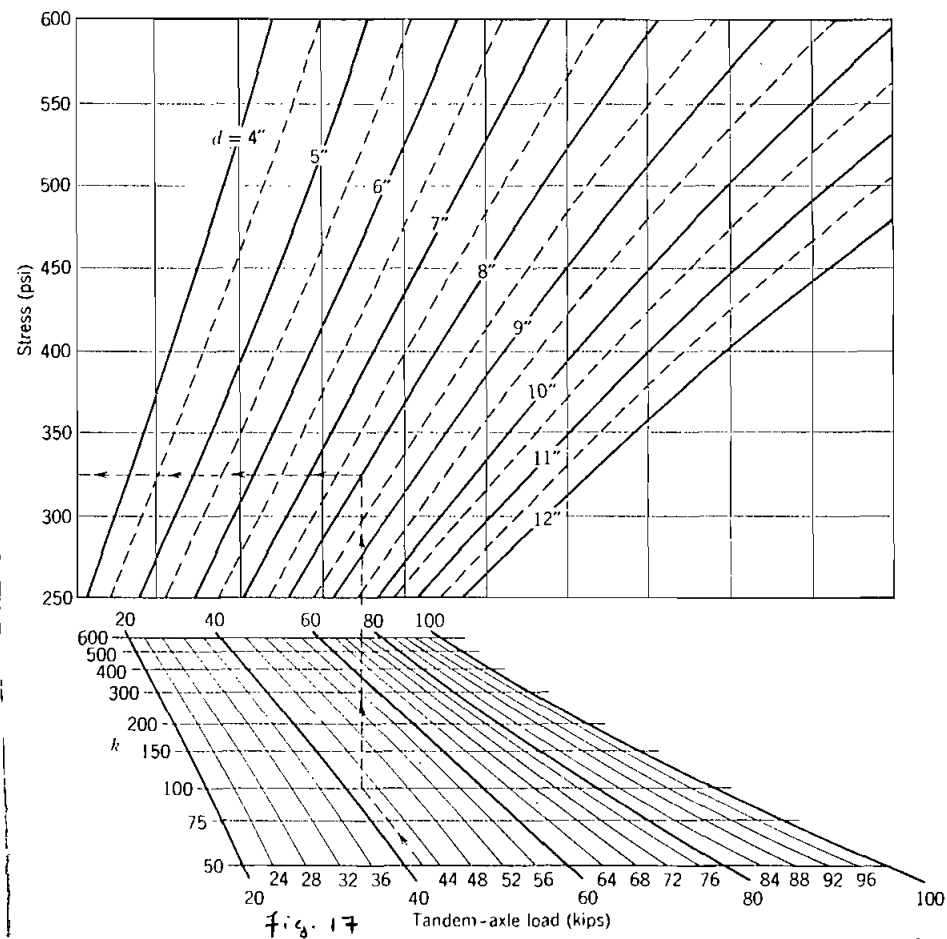


Fig. 17

Tableau 14b.

JMA-C permmissible, catégorie de charge axiale n° 4* - Dalles avec joints non goujonnés

	Sans accotement ou caniveau en béton					Avec accotements ou caniveaux en béton						
	Épaisseur de la dalle (mm)	Portance fondation-infrastructure (MPa/m)				Épaisseur de la dalle (mm)	Portance fondation-infrastructure (MPa/m)					
		Faible (20-34)	Moyenne (35-49)	Élevée (50-60)	Très élevée (70 +)		Faible (20-34)	Moyenne (35-49)	Élevée (50-60)	Très élevée (70 +)		
MR = 4.4 MPa	200				120**	MR = 4.4 MPa	170				85**	
	210				110**		180				99**	380**
	220				400**		190			160**	410**	800**
	230	110**	480**	1,100	1,600		200	150**	590**	940	1,400	
	240	350**	1,100	1,500	2,200		210	530**	1,000	1,500	2,300	
	250	990	1,500	2,000	3,000		220	830	1,500	2,200	3,800	
	260	1,300	2,000	2,700	4,000		230	1,200	2,200	3,400	6,100	
	270	1,600	2,600	3,500	5,400		240	1,700	3,300	5,200	9,600	
	280	2,100	3,300	4,600	7,300		250	2,300	4,800	7,800	15,100	
	290	2,600	4,200	6,000	9,800		260	3,200	6,900	11,600	22,900	
	300	3,300	5,400	7,800	13,000		270	4,400	9,800	17,100	34,000	
	310	4,100	6,900	10,100	17,300		280	6,000	13,900	24,800	50,300	
	320	5,100	8,800	13,000	23,000		290	8,300	19,700	34,700	73,600	
	330	6,300	11,100	16,800	30,400		300	11,100	27,400	48,600		
	340	7,800	14,000	21,500	40,000		310	15,000	37,000	67,900		
350	9,600	17,600	27,600		320	20,200	49,900					
360	11,800	22,100	35,300		330	27,200						
370	14,500											
MR = 4.1 MPa	210				120**	MR = 4.1 MPa	180				94**	
	220				99**		190				100**	390**
	230				340**		200			150**	390**	1,400**
	240	87**	390**	1,000**	2,200		210	140**	540**	1,300**	2,300	
	250	270**	1,100**	2,000	3,000		220	460**	1,500	2,200	3,800	
	260	730**	2,000	2,700	4,000		230	1,200	2,200	3,400	6,100	
	270	1,600	2,600	3,500	5,400		240	1,700	3,300	5,200	9,600	
	280	2,100	3,300	4,600	7,300		250	2,300	4,800	7,800	15,100	
	290	2,600	4,200	6,000	9,800		260	3,200	6,900	11,600	22,900	
	300	3,300	5,400	7,800	13,000		270	4,400	9,800	17,100	34,000	
	310	4,100	6,900	10,100	17,300		280	6,000	13,900	24,800	50,300	
	320	5,100	8,800	13,000	23,000		290	8,300	19,700	34,700	73,600	
	330	6,300	11,100	16,800	30,400		300	11,100	27,400	48,600		
	340	7,800	14,000	21,500	40,000		310	15,000	37,000	67,900		
	350	9,600	17,600	27,600	52,800		320	20,200	49,900			
360	11,800	22,100	35,300		330	27,200	66,900					
					340	34,900						
MR = 3.8 MPa	220				94**	MR = 3.8 MPa	190				85**	
	230				75**		200				87**	330**
	240				250**		210			120**	320**	1,100**
	250	59**	270**	730**	2,800**		220	100**	420**	1,000**	3,400**	
	260	170**	750**	2,000**	4,000		230	340**	1,300**	3,000**	6,100	
	270	460**	1,900**	3,500	5,400		240	990**	3,300	5,200	9,600	
	280	1,100**	3,300	4,600	7,300		250	2,300	4,800	7,800	15,100	
	290	2,600	4,200	6,000	9,800		260	3,200	6,900	11,600	22,900	
	300	3,300	5,400	7,800	13,000		270	4,400	9,800	17,100	34,000	
	310	4,100	6,900	10,100	17,300		280	6,000	13,900	24,800	50,300	
	320	5,100	8,800	13,000	23,000		290	8,300	19,700	34,700	73,600	
	330	6,300	11,100	16,800	30,400		300	11,100	27,400	48,600		
	340	7,800	14,000	21,500	40,000		310	15,000	37,000	67,900		
	350	9,600	17,600	27,600	52,800		320	20,200	49,900			
	360	11,800	22,100	35,300	69,300		330	27,200	66,900			
					340	34,900	88,500					
					350	44,900						

* Le JMA-C exclut les camions à 2 essieux et 4 roues de sorte que le nombre total de camions permis sera supérieur - se référer au texte

** L'analyse à la fatigue contrôle le design, autrement c'est l'analyse à l'érosion qui contrôle

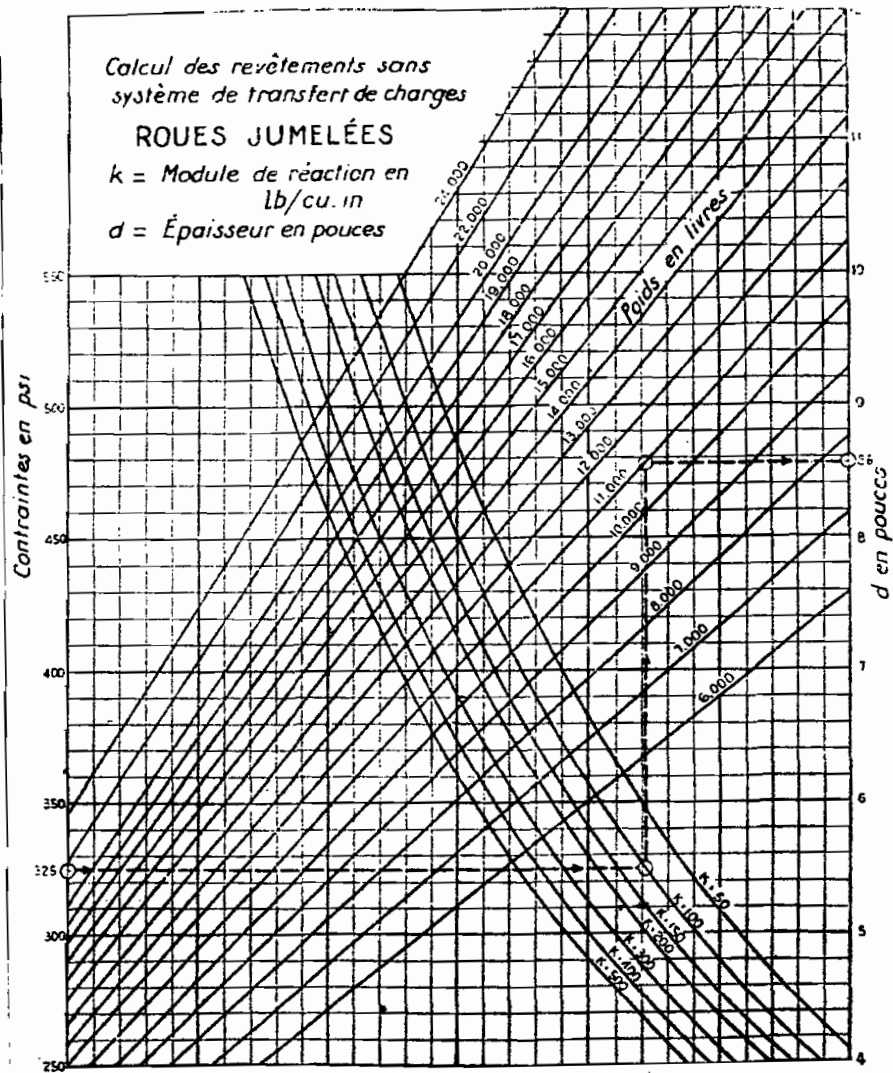


Fig. 10.

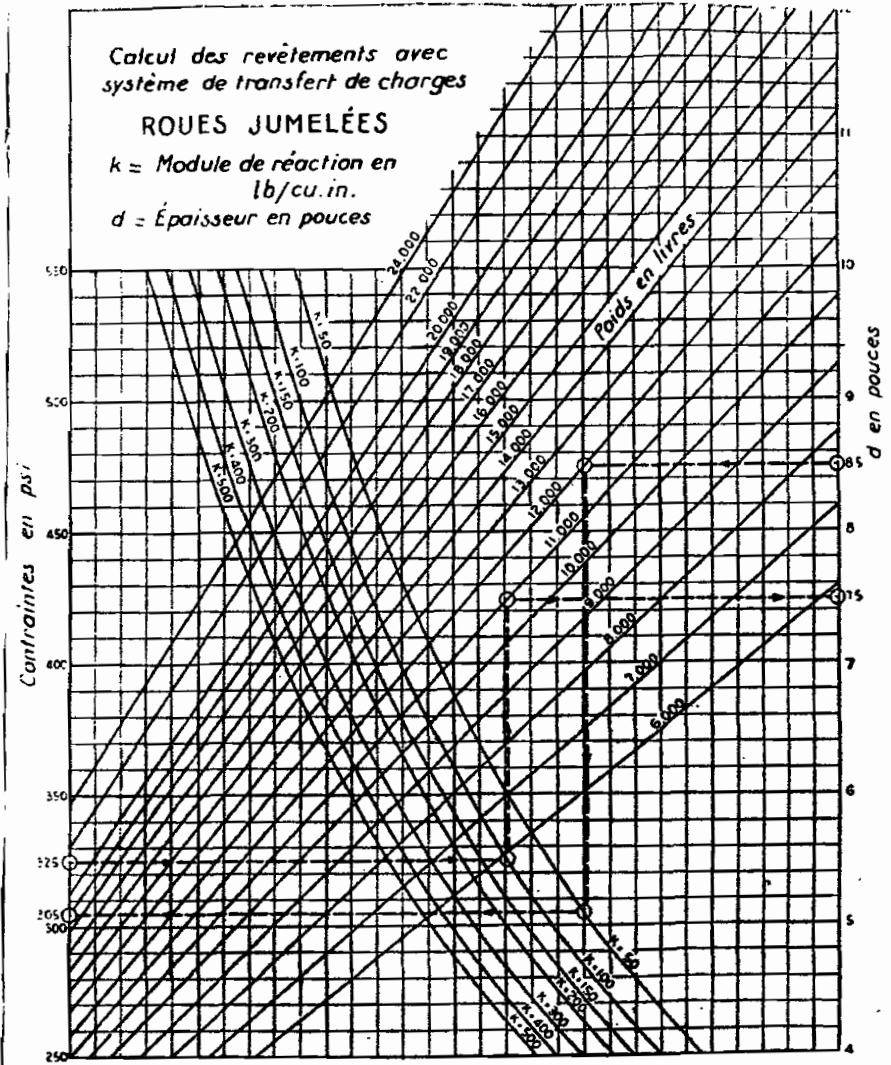


Fig. 9.

Tableau 3.
Taux de croissance annuel du trafic et facteurs de projection correspondants.*

Taux de croissance annuel du trafic en %	Facteur de projection sur 20 ans	Facteur de projection sur 40 ans
1	1.1	1.2
1½	1.2	1.3
2	1.2	1.5
2½	1.3	1.6
3	1.3	1.8
3½	1.4	2.0
4	1.5	2.2
4½	1.6	2.4
5	1.6	2.7
5½	1.7	2.9
6	1.8	3.2

* Ces facteurs correspondent à une valeur médiane pour la période telle qu'utilisée couramment. Une autre méthode de calculs utilise une valeur moyenne annuelle. Les différences entre les deux méthodes (les deux étant en intérêts composés) affectent rarement le design.

Tableau 2.
Effet d'une fondation non traitée sur les valeurs du module de réaction k (en MPa/m et en pci-pound per cubic inch)

Valeur de k pour l'infrastructure		Valeur de k pour la fondation							
		100 mm		150 mm		225 mm		300 mm	
MPa/m	pci	MPa/m	pci	MPa/m	pci	MPa/m	pci	MPa/m	pci
20	73	23	85	26	96	32	117	38	140
40	147	45	165	49	180	57	210	66	245
60	220	64	235	66	245	76	280	90	330
80	295	87	320	90	330	100	370	117	430

Tableau 2.
Valeur de k pour les fondations traitées au ciment

Valeur de k pour l'infrastructure		Valeur de k pour la fondation							
		100 mm		150 mm		200 mm		250 mm	
MPa/m	pci	MPa/m	pci	MPa/m	pci	MPa/m	pci	MPa/m	pci
20	73	60	220	80	300	105	400	135	500
40	147	100	370	130	500	185	680	230	850
60	220	140	520	190	700	245	900	—	—

Tableau 11.
JMA-C permissible, catégorie de charge axiale n° 1* – Dalles avec joints non goujonnés (goujons non requis)

	Sans accotements ou caniveaux en béton				Avec accotement ou caniveaux en béton				
	Épaisseur de la dalle (mm)	Portance fondation-infrastructure (MPa/m)			Épaisseur de la dalle (mm)	Portance fondation-infrastructure (MPa/m)			
		Faible (20-34)	Moyenne (35-49)	Élevée (50-60)		Faible (20-34)	Moyenne (35-49)	Élevée (50-60)	
MR = 4.4 MPa	120		0.1	0.3	MR = 4.4 MPa	100		0.1	0.4
	130	0.2	1	4		110	0.3	2	6
	140	2	11	33		120	4	21	60
	150	18	77	210		130	38	160	410
MR = 4.1 MPa	160	110	407		140	240			
	170	500							
	130		0.2	0.7	MR = 4.1 MPa	110		0.3	1
	140	0.4	2	8		120	0.8	5	15
150	4	19	54	130		9	41	110	
160	27	110	290	140		65	260	650	
MR = 3.8 MPa	170	140	530		150	360			
	180	600							
	140	0.1	0.4	1	MR = 3.8 MPa	110		0.8	0.2
	150	0.7	4	12		120	0.1	0.8	3
160	5	26	72	130		2	9	26	
170	32	130	350	140		14	63	170	
180	150	570		150	90	340			
				160	430				

Note: L'analyse à la fatigue contrôle le design

Note: Une fraction de JMA-C signifie que la chaussée peut supporter un nombre illimité de véhicules particulier et de camions 2 essieux et 4 roues, mais seulement quelques véhicules lourds par semaine (JMA-C de 0.3 X 7 jours signifie 2 véhicules lourds par semaine)

* Le JMA-C exclut les camions à 2 essieux et 4 roues de sorte que le nombre total de camions permis sera supérieur.

TABLE 17.1. Stress Ratios Allowable Load Repetitions^a

Stress ^b Ratio	Allowable Repetition	Stress Ratio	Allowable Repetition
0.51 ^c	400,000	0.69	2,500
0.52	300,000	0.70	2,000
0.53	240,000	0.71	1,500
0.54	180,000	0.72	1,100
0.55	130,000	0.73	850
0.56	100,000	0.74	650
0.57	75,000	0.75	490
0.58	57,000	0.76	360
0.59	42,000	0.77	270
0.60	32,000	0.78	210
0.61	24,000	0.79	160
0.62	18,000	0.80	120
0.63	14,000	0.81	90
0.64	11,000	0.82	70
0.65	8,000	0.83	50
0.66	6,000	0.84	40
0.67	4,500	0.85	30
0.68	3,500		

^a From Portland Cement Association.

^b Load stress divided by modulus of rupture.

^c Unlimited repetitions for stress ratios of 0.50 or less.

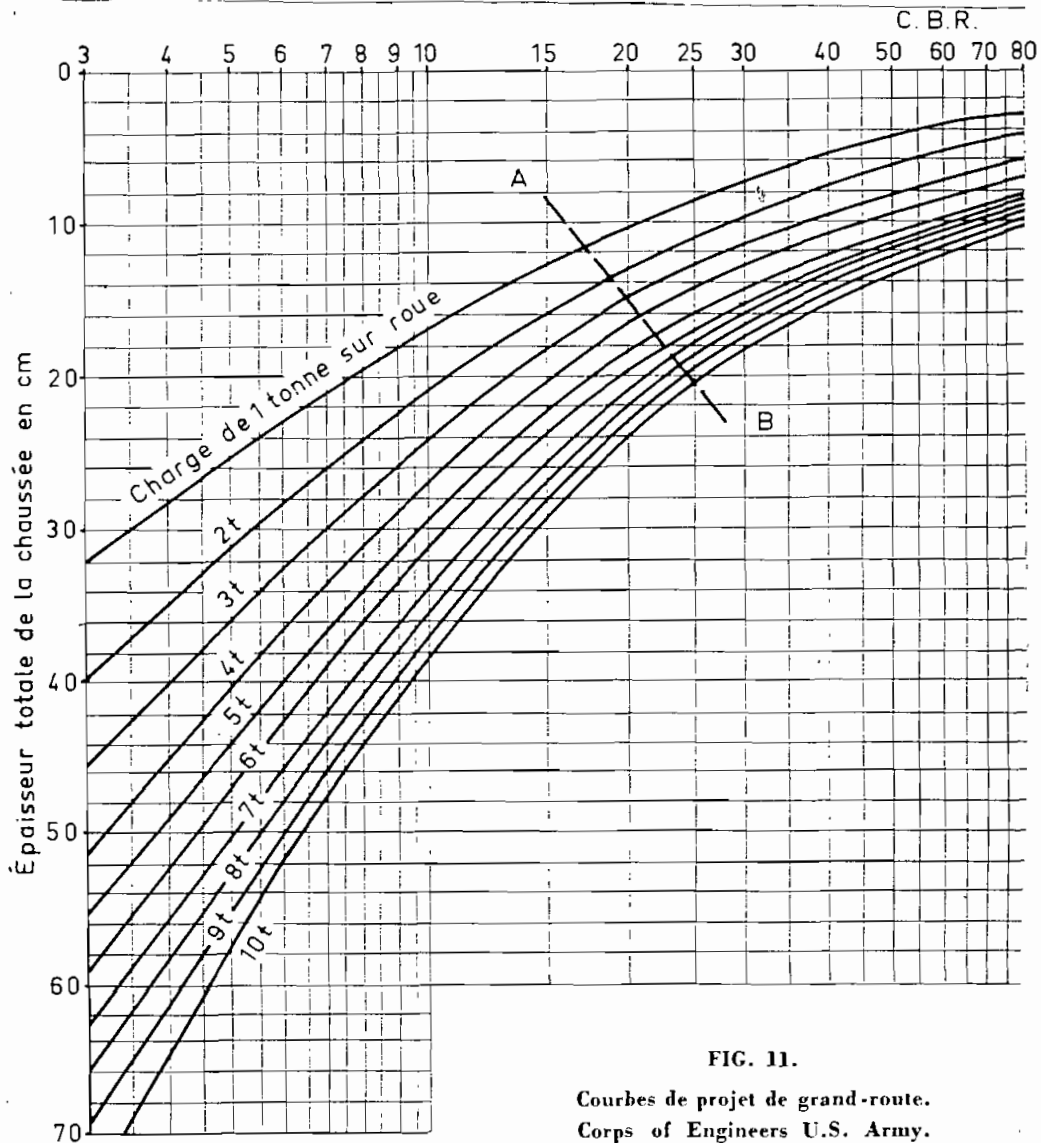


FIG. 11.

Courbes de projet de grand-route.
Corps of Engineers U.S. Army.

Tableau 13b.

JMA-C permissible, catégorie de charge axiale 3* - Dalles avec joints non goujonnés

	Sans accotements ou caniveaux en béton					Avec accotements ou caniveaux en béton				
	Epaisseur de la dalle (mm)	Portance fondation-infrastructure (MPa/m)				Epaisseur de la dalle (mm)	Portance fondation-infrastructure (MPa/m)			
		Faible (20-34)	Moyenne (34-49)	Élevée (50-60)	Très élevée (70 +)		Faible (20-34)	Moyenne (34-49)	Élevée (50-60)	Très élevée (70 +)
MR = 4.4 MPa	190			37**	170**	160			24**	100**
	200			160**	640**	170		46**	120**	480**
	210	51**		580**	1000	180	50**	210**	530**	830
	220	180**		1000	1500	190	210**	620	870	1400
	230	580**		1100	2100	200	540	930	1300	2200
	240	920		1400	2800	210	770	1400	2100	3500
	250	1200		1900	3800	220	1100	2100	3200	5700
	260	1500		2400	5200	230	1500	3000	4900	9300
	270	2000		3200	7000	240	2200	4500	7500	
	280	2500		4100	9400	250	3000	8600		
290	3200		5200		260	4200	9800			
300	4000		6700		270	5900				
310	4900				280	8200				
MR = 4.1 MPa	200			39**	170**	160			30**	24**
	210			150**	610**	170		51**	140**	120**
	220	45**		530**	1500	180				510**
	230	150**		1400	2100	190	52**	220**	540**	1400
	240	470**		1900	2800	200	210**	780**	1300	2200
	250	1200		2500	3800	210	700**	1400	2100	3500
	260	1500		3400	5200	220	1100	2100	3200	5700
	270	2000		4400	7000	230	1500	3000	4900	9300
	280	2500		5800	9400	240	2200	4500	7500	
	290	3300		7500		250	3000	6600		
300	4000				260	4200	9800			
310	4900				270	5900				
280					280	8200				
MR = 3.8 MPa	200			37**		170				25**
	210			150**		180			30**	120**
	220			120**	500**	190		48**	130**	470**
	230	34**		410**	1600**	200	45**	190**	470**	1600**
	240	110**		1200**	2800	210	170**	640**	1600**	3500
	250	320**		2500	3800	220	550**	2000**	3200	5700
	260	860**		3300	5200	230	1500	3000	4900	9300
	270	2000		4400	7000	240	2200	4500	7500	
	280	2500		5800	9400	250	3000	6600		
	290	3200		7500		260	4200	9800		
300	4000				270	5900				
310	4900				280	8200				

* Le JMA-C exclut les camions à 2 essieux et 4 roues de sorte que le nombre total de camions permis sera supérieur - se référer au texte

**L'analyse à la fatigue contrôle le design; autrement c'est l'analyse à l'érosion qui contrôle.

Tableau 9. Catégories de charges axiales

Catégorie de charges axiales	Description	Circulation			Charge axiale maximale, kN	
		JMA	JMA-C**		Essieu simple	Essieu double
			%	par jour		
1	Rues résidentielles Chemins ruraux ou secondaires (charges faibles à moyennes)*	200-800	1-3	up to 25	98	160
2	Collectrices Chemins ruraux ou secondaires (grandes charges)* Route régionales/et artères urbaines (charges faibles)*	700-5000	5-18	40-1000	115	195
3	Artères et routes principales (charges moyennes)* Autoroutes rapides, urbaines et rurales (charges faibles à moyennes)*	3000-12,000 2 voies 3000-50,000+ 4 voies et plus	8-30	500-5000+	133	230
4	Artères urbaines, routes provinciales, autoroutes rapides, (grandes charges)* Autoroute rurale ou urbaine interprovinciales (charges moyennes à grandes)*	3000-20,000 2 voies 3000-150,000+ 4 voies et plus	8-30	1500-8000+	151	267

* Les qualificatifs faibles, moyens, grands s'appliquent aux charges axiales pour le type de rue ou route; c'est-à-dire que ce qui est «faible» pour une route provinciale rurale serait plus lourd que ce que l'on considère comme faible pour une route secondaire.

** Camions: les camions à 2 essieux et 4 roues sont exclus.

Entière du béton en Aviation

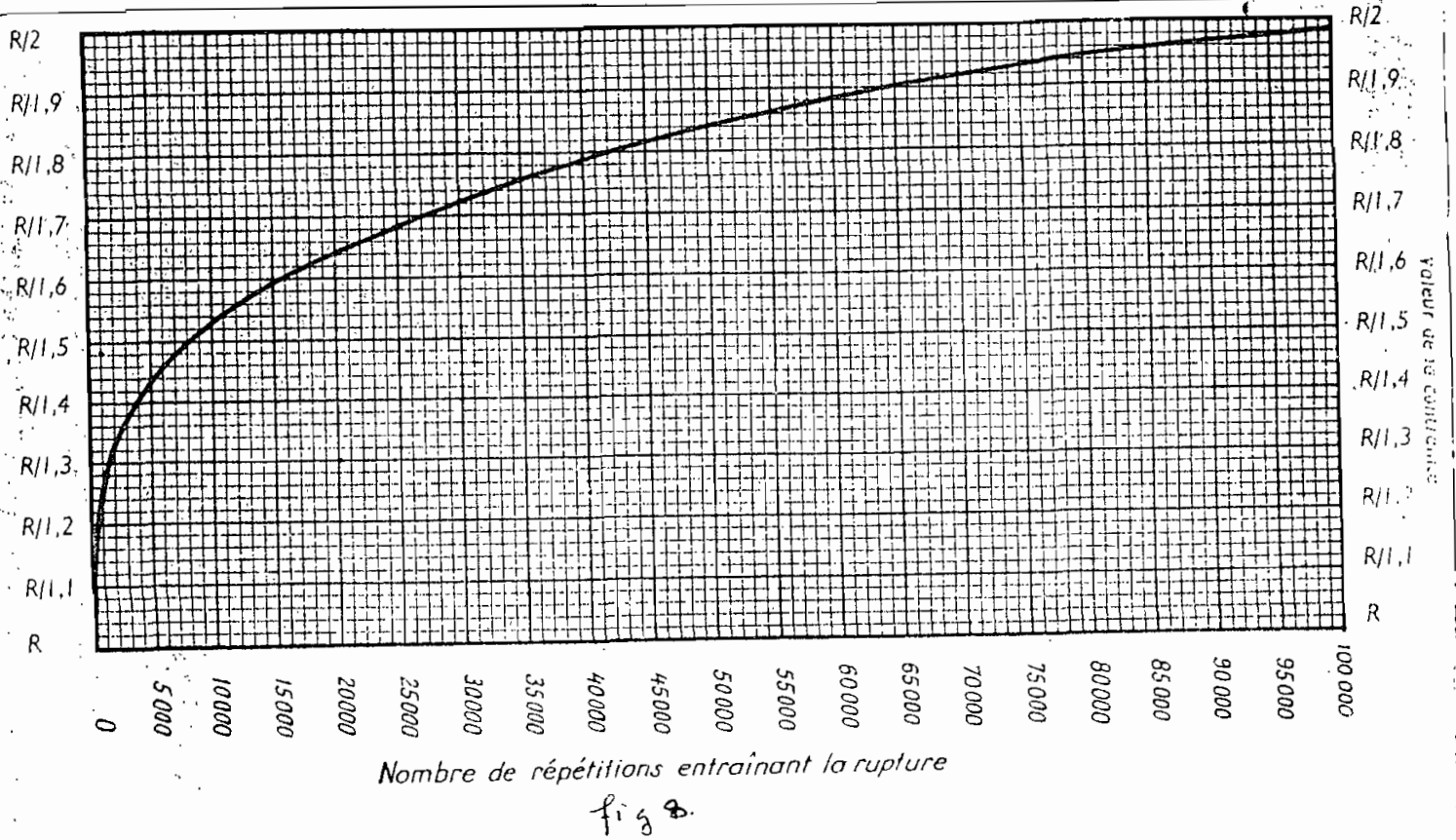


Tableau 12b.

JMA-C permmissible, catégorie de charge axiale n° 2* - Dalles avec joints non goujonnés

	Sans accotement ou caniveaux en béton					Avec accotements ou caniveaux en béton						
	Épaisseur de la dalle (mm)	Portance fondation-infrastructure (MPa/m)				Épaisseur de la dalle (mm)	Portance fondation-infrastructure (MPa/m)					
		Faible (20-34)	Moyenne (35-49)	Élevée (50-60)	Très élevée (70 +)		Faible (20-34)	Moyenne (35-49)	Élevée (50-60)	Très élevée (70 +)		
MR = 4 MPa	140				3	MR = 4.4 MPa	120				6	
	150				26		130				53	
	160	2	12	5	150		140	6	4	12	86	330
	170	15	68	35	740		150	44	180	470	840**	
	180	77	320	820	1300**		160	240	800**	1100**	1500**	
	190	330	1200**	1500**	2000**		170	800**	1300**	1800**	2800**	
	200	1200	1700**	2100**	3000**		180	1200**	2100**	3100**		
	210	1600**	2300**	3100**			190	1800**	3500**			
220	2100**	3200**			200	2900**						
230	2900**											
MR = 4.1 MPa	150				5	MR = 4.1 MPa	130				2	
	160		2	8	38		140		7	20	87	
	170	3	16	47	200		150	10	46	130	470	
	180	18	82	220	870		160	60	240	620	1500**	
	190	85	350	900	2000**		170	290	1100	1800**	2800**	
	200	330	1300	2100**	3000**		180	1200**	2100**	3100**		
	210	1200	2300**	3100**			190	1900**	3500**			
	220	2100**	3200**				200	2900**				
230	2900**											
MR = 3.8 MPa	160				8	MR = 3.8 MPa	140				4	
	170		3	9	46		150		9	28	110	
	180	3	17	51	220		160	12	56	150	550	
	190	18	82	220	870		170	67	270	670	2300	
	200	78	320	840	3000**		180	290	1100	2600		
	210	290	1100	2900			190	1100	3500**			
	220	940	3200**				200	2900**				
	230	2900**										

* Le JMA-C exclut les camions à 2 essieux et 4 roues de sorte que le nombre total de camions permis sera supérieur - se référer au texte.

**L'analyse à l'érosion contrôle le design ; autrement c'est l'analyse à la fatigue qui contrôle.

Figure 17.4. Design chart for rigid pavements, $p_1 = 2.0$. (From AASHTO Interim Guide.)

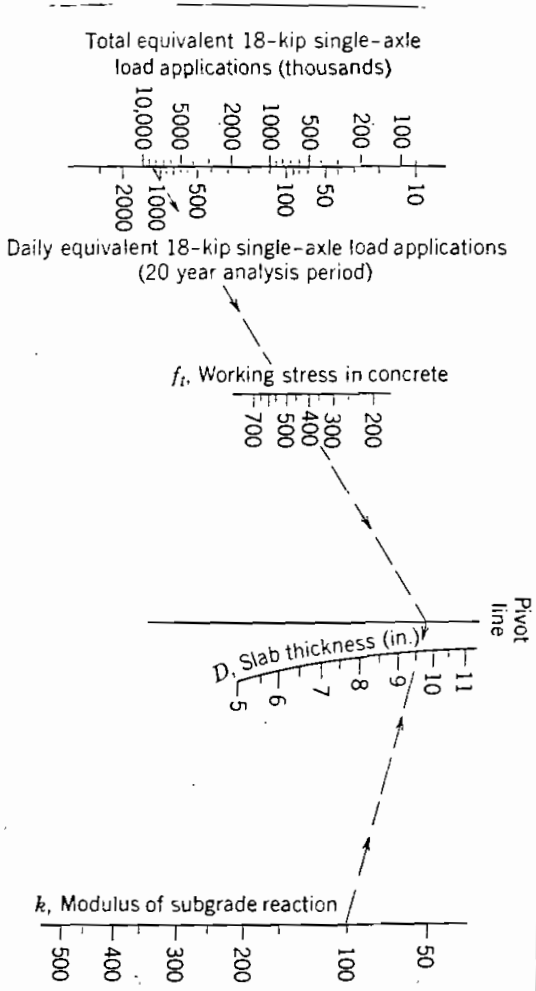


Figure 17.5. Design chart for rigid pavements, $p_1 = 2.5$. (From AASHTO Interim Guide.)

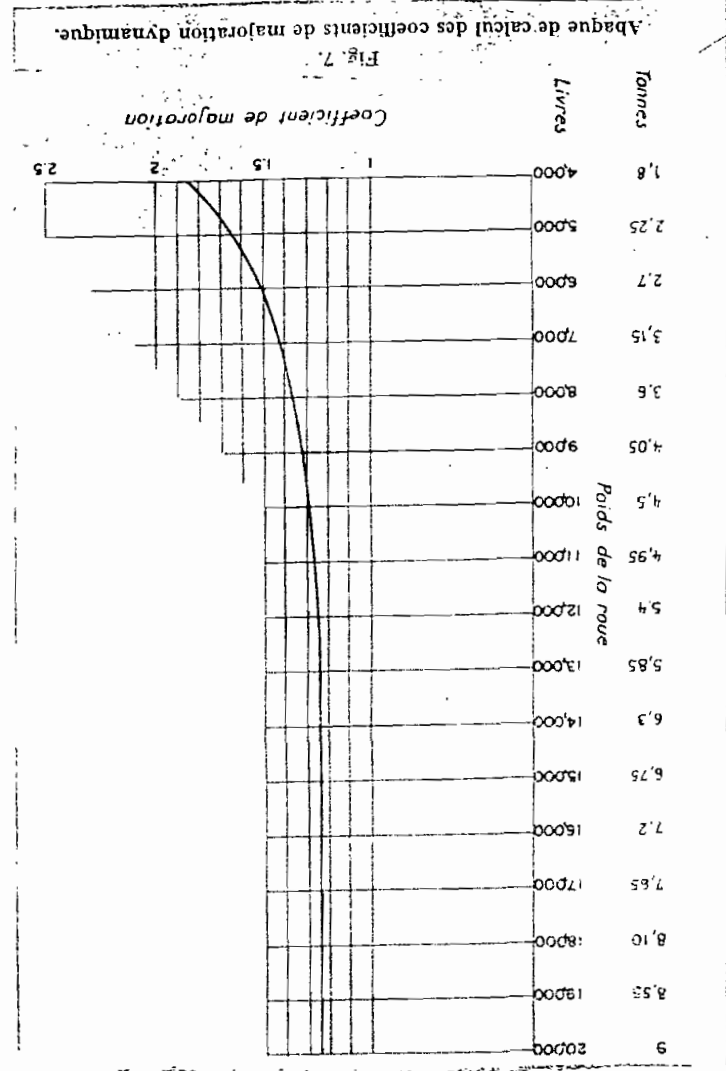
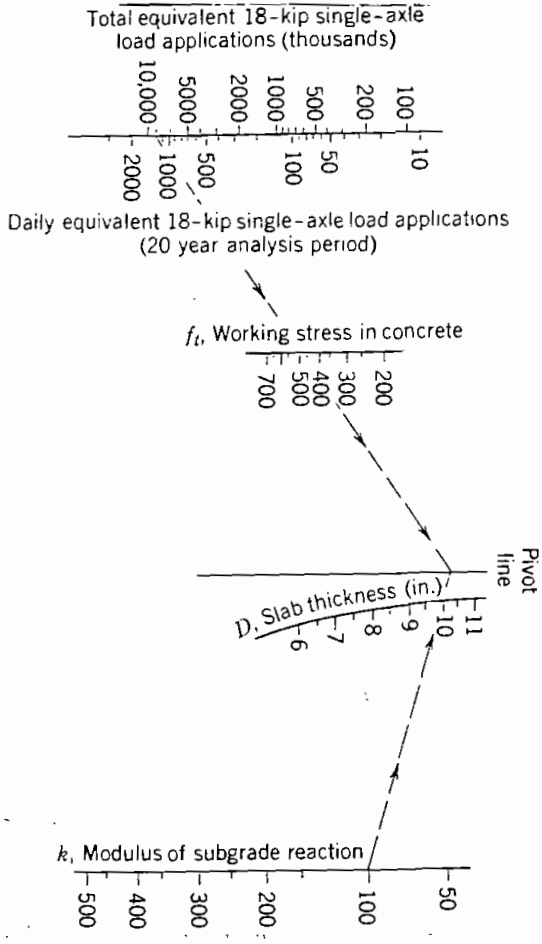


Tableau 12a.

JMA-C permmissible, catégorie de charge axiale n° 2* - Dalles avec joints goujonnés

		Sans accotements ou caniveaux en béton						Avec accotements ou caniveaux en béton				
	Épaisseur de la dalle (mm)	Portance fondation-infrastructure (MPa/m)					Épaisseur de la dalle (mm)	Portance fondation-Infrastructure (MPa/m)				
		Faible (20-34)	Moyenne (35-49)	Élevée (50-60)	Très Élevée (70 +)			Faible (20-34)	Moyenne (35-49)	Élevée (50-60)	Très Élevée (70 +)	
MR = 4.4 MPa	140			5	3	MR = 4.4 MPa	120			4	12	6
	150				26		130					53
	160	2	12	35	150		140	6	30	86	330	
	170	15	68	190	740		150	44	180	470	1700	
	180	77	320	820	3100		160	240	890	2200		
	190	330	1300	3200			170	1000	3700			
MR = 4.1 MPa	200	1200	4500			MR = 4.1 MPa	180	4100				
	210	4100										
	150				5		MR = 4.1 MPa	130				12
	160		2	8	38			140		7	20	87
	170	3	16	47	200			150	10	46	130	470
	180	18	82	220	870			160	60	240	620	2100
190	85	350	900	3300	170	290		1100	2600			
200	330	1300	3300		180	1200		4100				
MR = 3.8 MPa	210	1200	4400			MR = 3.8 MPa	190	4200				
	220	3700										
	160				8		MR = 3.8 MPa	140			4	18
	170		3	9	48			150		9	28	110
	180	3	17	51	220			160	12	56	150	550
	190	18	82	220	870			170	67	270	670	2300
200	78	320	840	3100	180	290		1100	2600			
210	290	1100	2900		190	1100		3900				
MR = 3.8 MPa	220	940	3600			MR = 3.8 MPa	200	3700				
	230	2900										

Note: L'analyse à la fatigue gouverne le design.

* Le JMA-C exclut les camions à 2 essieux et 4 roues de sorte que le nombre total de camions permis sera supérieur - se référer au texte.

Tableau 14 a.

JMA-C permmissible, catégorie de charge axiale n° 4* - Dalles avec joints goujonnés

		Sans accotement ou caniveaux en béton						Avec accotements ou caniveaux en béton				
	Épaisseur de la dalle (mm)	Portance fondation-infrastructure (MPa/m)					Épaisseur de la dalle (mm)	Portance fondation-Infrastructure (MPa/m)				
		Faible (20-34)	Moyenne (35-49)	Élevée (50-60)	Très élevée (70 +)			Faible (20-34)	Moyenne (35-49)	Élevée (50-60)	Très élevée (70 +)	
MR = 4.4 MPa	200				120	MR = 4.4 MPa	180			99	380	
	210			110	460		190		160	410	1,400	
	220		140	400	1,600		200	150	590	1,500	4,800	
	230	110	480	1,300	4,700		210	530	2,000	4,700	15,500	
	240	350	1,400	3,700	13,900**		220	1,700	6,000	14,400		
	250	990	4,000	10,300**	21,700**		230	4,900	17,800	43,400		
MR = 4.1 MPa	260	2,600	10,600	24,100**	33,900**	MR = 4.1 MPa	240	14,000				
	270	6,500	27,700**	36,500**			250	38,200**				
	280	16,000	40,600**									
	290	36,800**										
	210				120		MR = 4.1 MPa	180				94
	220				420			190			100	390
230		120	340	1,300	200			150	390	1,400		
240		390	1,000	3,900	210	140		540	1,300	4,400		
250	270	1,100	2,900	10,900	220	460		1,700	4,100	13,300		
260	730	2,900	7,800	30,100	230	1,400		5,000	11,800	39,600		
MR = 3.8 MPa	270	1,800	7,600	20,400		MR = 3.8 MPa	240	3,900	14,000	33,900		
	280	4,400	19,100				250	10,500	38,600			
	290	10,300					260	28,200				
	300	24,200										
	230				320		MR = 3.8 MPa	200			87	330
	240			250	990			210		120	320	1,100
250		270	730	2,800	220	100		420	1,000	3,400		
260	170	750	2,000	7,500	230	340		1,300	3,000	9,900		
270	460	1,900	5,100	19,700	240	990		3,500	8,500	28,000		
280	1,100	4,700	12,800		250	2,700		9,500	23,000			
MR = 3.8 MPa	290	2,600	11,400	32,000		MR = 3.8 MPa	260	6,900	25,100			
	300	5,900	27,300				270	17,600				
	310	12,900										
	320	28,700										

* Le JMA-C exclut les camions à 2 essieux et 4 roues de sorte que le nombre total de camions permis sera supérieur - se référer au texte

**L'analyse à l'érosion contrôle le design autrement c'est l'analyse à la fatigue qui contrôle.

LABORATOIRES.

école polytechnique de thies

DETERMINATION AU LABORATOIRE DE LA TENEUR EN EAU DU SOL

Désignation : ASTM : D2216-66

Grosueur maximum des particules

Tamis No. 40 (420- μ).....
 Tamis No. 4 (4.76-mm).....
 1/2 po..... (13 mm).....
 1 po..... (25 mm).....
 2 po..... (50 mm).....

Poids minimum de l'échantillon, g.

10
 100
 300
 500
 1000

Echantillon no.: 1 Prélevé à: Hamo-S Dakar				
Sondage: 1 Profondeur: 1,50 m; Elev. m				
Description: <u>Sable</u>				
Séchage <input type="checkbox"/> Air <input checked="" type="checkbox"/> Four à T°C: 100 Durant: 24 h *				
Essais par: Aidara le: Jeudi 03-03-88				
ESSAI no.	1	2	3	4
Réceptent no.	5-14	6-17	6-18	
Poids récip. + sol hum. Ph	524.05	517.49	517.26	
Poids récip + sol sec Ps	517.60	511.18	510.84	
Poids récip = Tare Pe	244.75	240.98	240.71	
Poids de l'eau Ph - Ps = Pe	6.45	6.31	6.42	
Poids du sol sec Ps - Pe = Pss	272.85	270.20	270.13	
Teneur en eau (Pe/Pss) x 100 = W%	2.36	2.34	2.38	
MOYENNE W% = 2.36				

Remarques : _____

Echantillon no.: 1 Prélevé à: Hamo-S Dakar				
Sondage: Profondeur: m; Elev. m				
Description: <u>sable</u>				
Séchage <input type="checkbox"/> Air <input checked="" type="checkbox"/> Four à T°C: 100 Durant: 24 h *				
Essais par: Aidara le: Jeudi 13.03.88				
ESSAI no.	1	2	3	4
Réceptent no.	6-14	6-4	5-10	
Poids récip. + sol hum Ph	587.54	630.02	523.37	
Poids récip + sol sec Ps	581.89	623.60	518.59	
Poids récip. = Tare Pe	250.00	250.00	242.00	
Poids de l'eau Ph - Ps = Pe	5.65	6.42	4.78	
Poids du sol sec Ps - Pe = Pss	331.89	373.60	276.59	
Teneur en eau (Pe/Pss) x 100 = W%	1.7	1.7	1.7	
MOYENNE W% = 1.7				

Remarques : _____

* Pour le séchage au four ASTM recommande 15 à 16 heures à 110° ± 5° C (60° C pour les sols hydratés)

LABORATOIRE DE GEOTECHNIQUE	ASTM D 422
ANALYSE GRANULOMETRIQUE	
IDENTIFICATION	
Echantillon prélevé à <u>Hamo. 5.</u>	Manipulateur <u>Aidora</u>
Calculé <u>Aidora</u> Date <u>19-03-89</u>	

POIDS TOTAL DE L'ÉCHANTILLON REÇU AU LABORATOIRE & W% NATURELLE
 Récipient no.: C-6 Sol humide + tare = 383.08 g ; Sol sec + tare = 382.72 g
 Poids de l'eau = 0.36 g ; Tare = 241.39 g ; Poids sol sec = 141.33 g ; W% = 0.25
 % de particules plus grandes que 150 mm (6 po.) = 0

POIDS DE LA FRACTION UTILISÉE (si. différente du poids total)	TAMIS		POIDS DU SOL RETENU		% RETENU	% DU SOL PASSANT	
	pouces (mm)		INDIVIDUEL	CUMULATIF	CUMULATIF	CUMULATIF	CUMULATIF REPORTÉ
Récipient no.: _____ Sol + tare = _____ g Tare = _____ g Sol sec = _____ g SÉCHAGE <input type="checkbox"/> Air <input type="checkbox"/> Four Remarques _____	3"	(75)					
	2"	(50)					
	1 1/2"	(37,5)					
	1	(25)					
	3/4"	(19)	1/2"	(13)			
	3/8"	(9,5)					
	# 4	(4,75)					
	RÉSIDU						PERTES
					POIDS = _____ g ; % = _____		

RAYEZ LES TAMIS NON UTILISÉS

POIDS DE LA FRACTION UTILISÉE	TAMIS		POIDS DU SOL RETENU		% RETENU	% DU SOL PASSANT	
	Numéro (D mm)		INDIVIDUEL	CUMULATIF	CUMULATIF	CUMULATIF	CUMULATIF REPORTÉ
Récipient no.: <u>C-9</u> Sol + tare = <u>934.36g</u> Tare = <u>240.94g</u> Sol sec = <u>693.42g</u> SÉCHAGE <input checked="" type="checkbox"/> Air <input type="checkbox"/> Four TAMISAGE <input checked="" type="checkbox"/> à sec <input type="checkbox"/> lavage SÉDIMENTOMÉTRIE <input type="checkbox"/> oui <input checked="" type="checkbox"/> non	# 4	(4,75)	0	0	0	100	100
	# 8	(2,36)	0	0	0	100	100
	# 10	(2,00)	0	0	0	100	100
	# 16	(1,18)	↑	4.08	0.59	99.41	99
	# 20	(0,85)					
	# 30	(0,60)	4.08	170.37	24.69	75.31	75
	# 40	(0,42)					
	# 50	(0,30)	166.29	457.63	66.33	33.67	34
# 60	(0,25)						
# 100	(0,15)	287.26	650.89	94.33	5.67	6	
# 140	(0,106)						
# 200	(0,075)	193.26	675.35	97.88	2.12	2	
RÉSIDU			24.46			PERTES	
			14.63	689.98	POIDS = <u>3.44 g</u> ; % = <u>0.50</u>		

M.B. Avril 1985

REMARQUES (couleur sec-humide, forme des grains, matières organiques, W% nat., etc..)

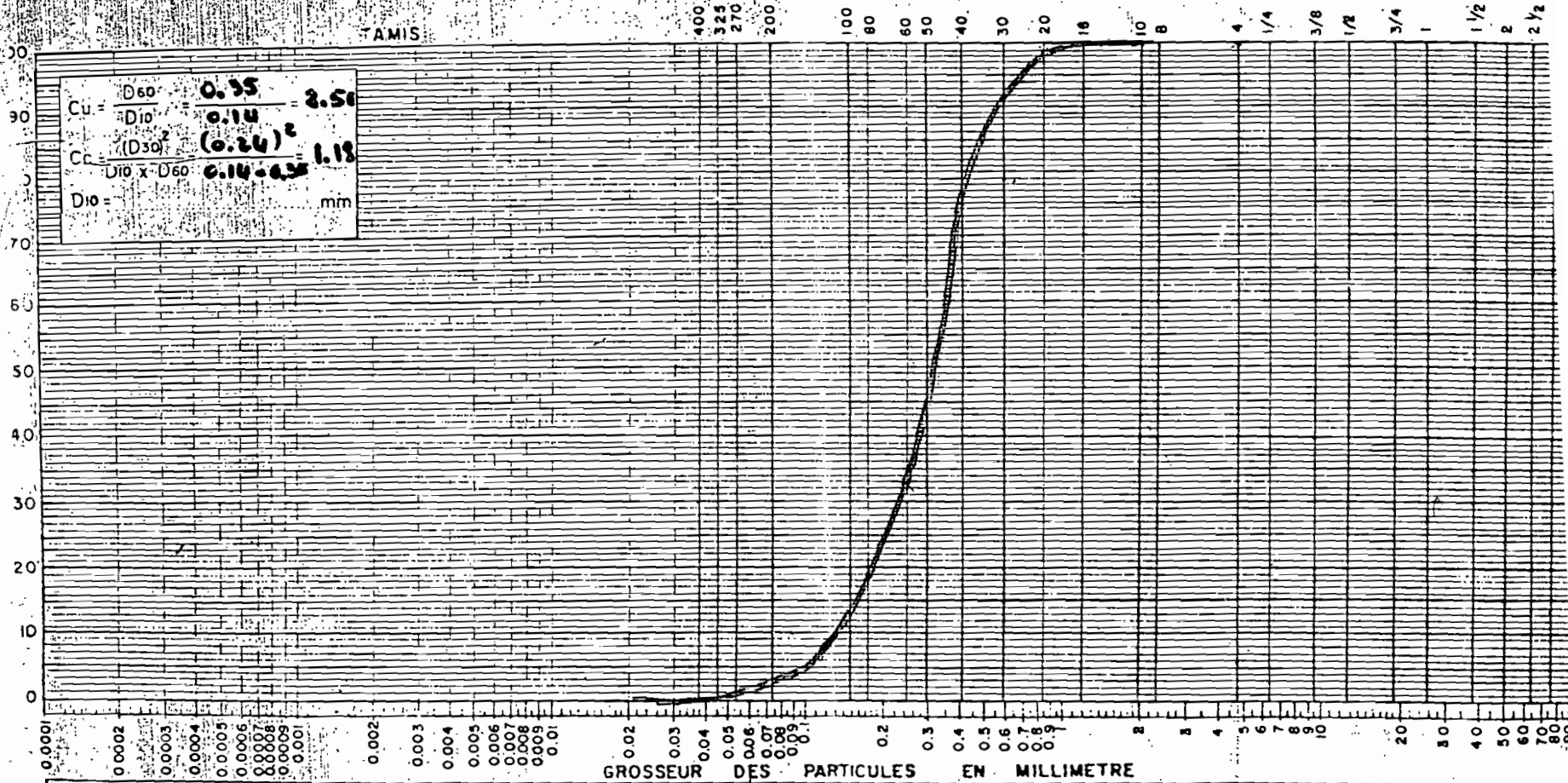
DESCRIPTION NORMALISÉE :



DATE _____

ECHANTILLON NO _____

COURBE GRANULOMETRIQUE (M.I.T.)



$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.35}{0.10} = 3.50$
 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{(0.24)^2}{0.10 \times 0.35} = 1.18$
 $D_{10} = \dots \text{ mm}$

COLLOIDES ARGILE SILT SABLE GRAVIER

M.I.T.

COMPACTAGE (MANUEL MECANIQUE pour CBR)EQUIPE N° : _____ SEANCE DU : 13 / 04 / 89.

MATERIAU Description : Sable Provenance : _____
 Tamis de référence : 4 % retenu : 0 Quantité pour chaque essai : 7.0 kg

MOULE ϕ int. = 15.24 cm hauteur = 11.64 cm Volume (sol) = 2123.31 cm³

MARTEAU poids = 4.54 kg hauteur de chute = 45.7 cm (Essai : standard modifié)

NOMBRE DE COUCHES : 5 NOMBRE DE COUPS PAR COUCHE : 56 (méthode : A B C D)

(NB : couches d'égales épaisseurs et impacts du marteau uniformément répartis sur chaque couche)

ENERGIE DE COMPACTAGE = 2684 kJ / m³ $\left\{ E = \frac{P \cdot \text{marteau}(\text{kg}) \cdot h \cdot \text{chute}(\text{m}) \cdot g(\text{m/s}^2) \cdot \text{Nb.C} \cdot \text{Nb.coups/C}}{\text{Volume du sol}(\text{cm}^3)} \cdot 1000 \right\}$

% D'EAU A AJOUTER : 5 ; 6.5 ; 8 ; 9 ; 10 ; 11

REMARQUES : _____

RESULTATS : Gs opt. = _____ t/m³ w% opt. = _____ (nombre d'essais effectués : _____)

Observations : _____

COMPACTAGE (MANUEL MECANIQUE pour CBR)EQUIPE N° : _____ SEANCE DU : 01 / 05 / 89.

MATERIAU Description : Sable Provenance : _____
 Tamis de référence : 4 % retenu : 0 Quantité pour chaque essai : 7.0 kg

MOULE ϕ int. = 15.24 cm hauteur = 11.64 cm Volume (sol) = 2123.31 cm³

MARTEAU poids = 4.5 kg hauteur de chute = 45.7 cm (Essai : standard modifié)

NOMBRE DE COUCHES : 5 NOMBRE DE COUPS PAR COUCHE : 56 (méthode : A B C D)

(NB : couches d'égales épaisseurs et impacts du marteau uniformément répartis sur chaque couche)

ENERGIE DE COMPACTAGE = 2684 kJ / m³ $\left\{ E = \frac{P \cdot \text{marteau}(\text{kg}) \cdot h \cdot \text{chute}(\text{m}) \cdot g(\text{m/s}^2) \cdot \text{Nb.C} \cdot \text{Nb.coups/C}}{\text{Volume du sol}(\text{cm}^3)} \cdot 1000 \right\}$

% D'EAU A AJOUTER : 10 ; 12 ; 13 ; _____ ; _____ ; _____

REMARQUES : _____

RESULTATS : Gs opt. = _____ t/m³ w% opt. = _____ (nombre d'essais effectués : _____)

Observations : _____

École nationale technique de Thiès

ESSAI DE COMPACTAGE

PROJET: Projet de fin d'études

EMPLACEMENT: _____ ESSAI No: _____

CARACTÉRISTIQUES DU MATÉRIAU DESCRIPTION: Sable

PROVENANCE: Hamo-s Dakar

REMARQUES: _____

ESSAI PAR: Aidar LE: 13-03-88 CALCULÉ PAR: Aidar LE: _____ VÉRIFIÉ PAR: _____ LE: _____

NORMES A.S.T.M. POUR ESSAI PROCTOR	MÉTHODE	MOULE			Y _T = WT x $\frac{1000}{V}$	ESSAI STANDARD (A.S.T.M. D 698) MARTEAU DE 2.5 kg - CHUTE DE 30.5 cm			ESSAI MODIFIÉ (A.S.T.M. D 1557) MARTEAU DE 4.5 kg - CHUTE DE 45.7 cm		
		NO	Ø cm	VOLUME cm ³		POIDS MINIMUM DE MATÉRIAU	NOMBRE DE COUCHES	NB DE COUPS PAR COUCHE	POIDS MINIMUM DE MATÉRIAU	NOMBRE DE COUCHES	NB DE COUPS PAR COUCHE
A	NO 4	10.2	943,89	1,059 442	2,5 kg	3	25	3,0 kg	5	25	
B	NO 4	15.2	2123,76	0,470 876	6,5 kg	3	56	7,5 kg	5	56	
C	3/4"	10.2	943,89	1,059 442	4,5 kg	3	25	5,5 kg	5	25	
D	3/4"	15.2	2123,76	0,470 876	10,0 kg	3	56	11,5 kg	5	56	

CARACTÉRISTIQUES DE L'ESSAI

ESSAI STD. MOD. MÉHODE: _____

% RETENU SUR TAMIS $\frac{19 \text{ mm}}{(3/4")}$ NO 4: _____

MOULE: DIAMÈTRE: _____ - VOLUME: _____

POIDS DU MARTEAU: _____ - HAUTEUR DE CHUTE: _____

NB DE COUCHES: _____ NB DE COUPS / COUCHE: _____

OBSERVATIONS: _____

TYPE D'ESSAI: _____

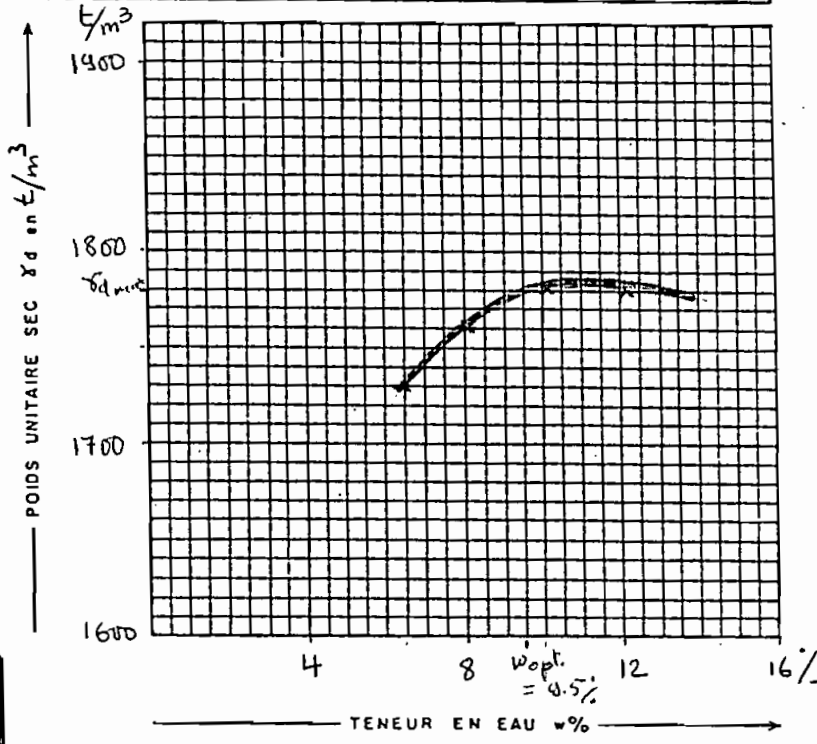
TAMIS DE RÉFÉRENCE: _____ % RETENU: _____

MOULE: DIAMÈTRE: _____ VOLUME: _____

PISTON: DIAMÈTRE: _____ PRESSION: _____

NB DE COUCHES: _____ NB DE COUPS / COUCHE: _____

OBSERVATIONS: _____



RÉSULTATS DE L'ESSAI

γ_d maximum = _____ t/m³ - w % optimum = _____

POIDS UNITAIRES	ESSAI NO	% approximatif d'eau ajoutée	1	2	3	4	5	6
	POIDS DU SOL HUMIDE + MOULE	W1 (kg)		9432.1	9556.0	9688.3	9763.1	9795.6
POIDS DU MOULE	TARE (kg)		5517.3	5517.3	5517.3	5517.3	5517.3	5517.3
POIDS DU SOL HUMIDE	W1 - TARE = WT (kg)		3914.8	4038.7	4171.0	4245.8	4278.3	4291.6
POIDS UNITAIRE TOTAL	$WT \times \frac{1000}{V} = \gamma_T$ (t/m ³)		1843.7	1902.1	1964.4	1999.6	2014.9	2021.2
POIDS UNITAIRE SEC	$\gamma_T / 1.0 + (w\% / 100) = \gamma_d$ (t/m ³)		1731.2	1760.4	1781.6	1783.3	1782.5	1780.8

TENEURS EN EAU	RÉCIPIENT NO	1	2	3	4	5	6
	POIDS DU RÉCIPIENT	TARE (g)	232.04	246.36	244.52	226.28	241.30
POIDS DU SOL HUMIDE + RÉCIPIENT	W1 (g)	534.68	622.89	737.53	756.38	696.57	703.91
POIDS DU SOL SEC + RÉCIPIENT	W2 (g)	516.18	594.84	691.65	699.03	644.12	647.97
POIDS DE L'EAU	W1 - W2 = Ww (g)	18.50	28.05	45.88	57.35	52.45	55.94
POIDS DU SOL SEC	W2 - TARE = Ws (g)	283.50	348.48	447.13	472.75	402.28	414.41
TENEUR EN EAU	$(Ww / Ws) \times 100 = w\%$	6.50	8.05	10.26	12.13	13.04	13.50

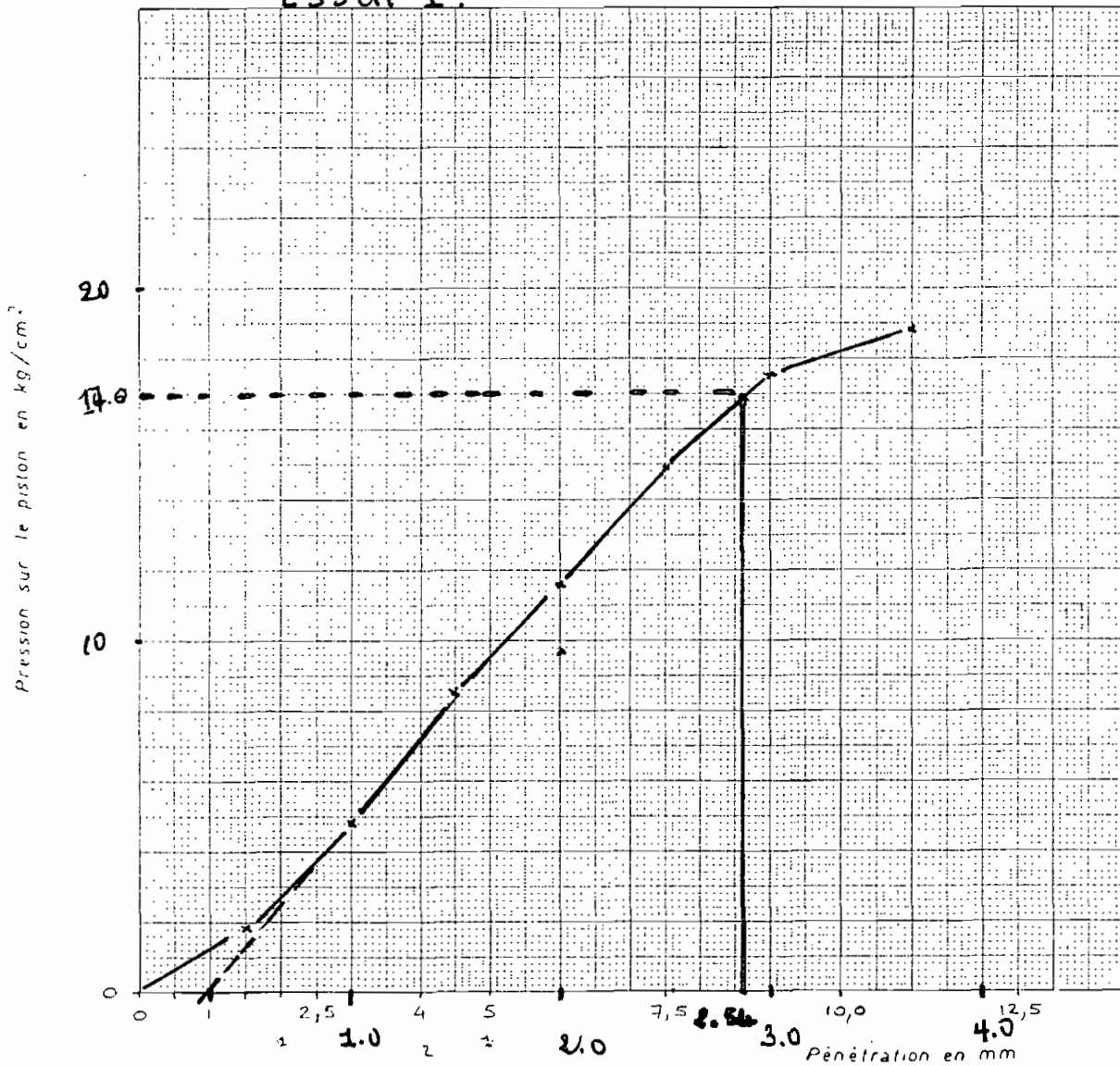
M.B. - AVRIL 85

école polytechnique de thès

Essai C.B.R. (Californian Bearing Ratio)

Ou « indice de portance californien »

Essai 1.



courbes contrainte - pénétration

PROJET : _____
 LOCALISATION : _____
 SONDAGE : _____ ÉCHANTILLON no. _____
 DESCRIPTION : _____
 CALCULÉ PAR : _____ LE : _____

COMPACTAGE STD. MOD. MÉTHODE : _____
 % retenu sur tamis _____ = _____
 Nombre de coups par couche = _____
 Remarques : _____

ESSAI no. _____ (descr.: _____)
 W% finale = _____ % ; $\gamma_s =$ _____ t/m³
 P(2,5) = 17.00 kgf/cm² ; CBR = 24.48 24.5
 P(5) = _____ kgf/cm² ; CBR = _____

ESSAI no. _____ (descr.: _____)
 W% finale = _____ % ; $\gamma_s =$ _____ t/m³
 P(2,5) = _____ kgf/cm² ; CBR = _____ /
 P(5) = _____ kgf/cm² ; CBR = _____

ESSAI no. _____ (descr.: _____)
 W% finale = _____ % ; $\gamma_s =$ _____ t/m³
 P(2,5) = _____ kgf/cm² ; CBR = _____ /
 P(5) = _____ kgf/cm² ; CBR = _____
 (* essai immédiat, après imbibition, dessiccation, durée, etc.)
 Remarques : _____

Note: P(2,5) et P(5) sont pris sur les courbes corrigées s'il y a lieu. Le C.B.R. est égal au plus fort des deux rapports :

$$\frac{P(2,5)}{0,70} \text{ et } \frac{P(5)}{1,05}$$

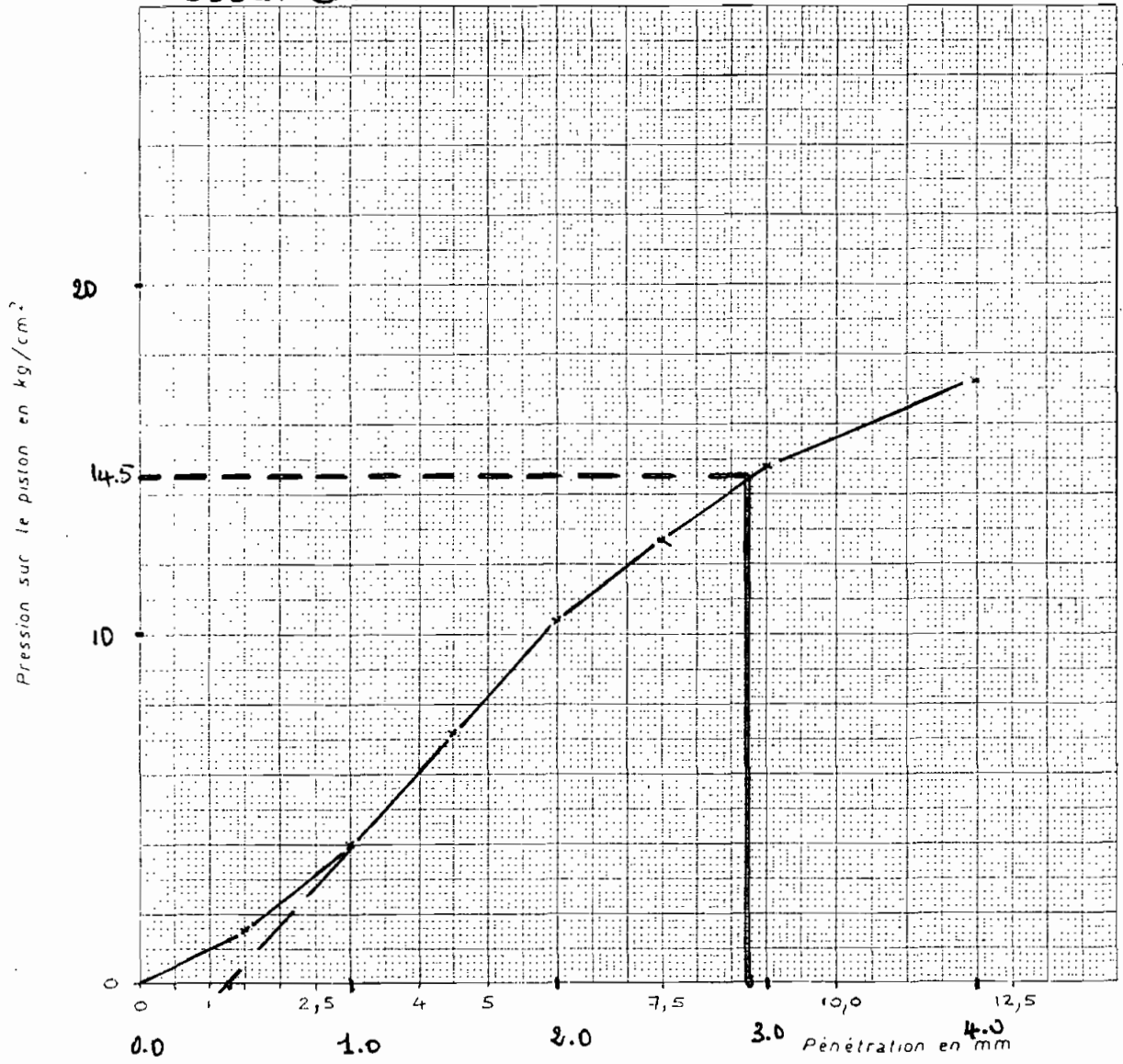
P(2,5) étant la pression correspondant à un enfoncement de 2,5 mm et P(5) celle correspondant à un enfoncement de 5 mm.

école polytechnique de thiers

Essai C.B.R. (Californian Bearing Ratio)

Ou « indice de portance californien »

Essai 2.



courbes contrainte - pénétration

PROJET : _____
 LOCALISATION : _____
 SONDAGE : _____ ÉCHANTILLON NO. _____
 DESCRIPTION : _____
 CALCULÉ PAR : _____ LE : _____

COMPACTAGE STD. MOD. MÉTHODE : _____
 % retenu sur tamis _____ = _____
 Nombre de coups par couche = _____
 Remarques : _____

ESSAI no. _____ (descr.: _____)
 W% finale = _____ % ; $\gamma_s =$ _____ t/m³
 P(2,5) = 14.5 kgf/cm² ; CBR = 20.63 20.6
 P(5) = _____ kgf/cm² ; CBR = _____

ESSAI no. _____ (descr.: _____)
 W% finale = _____ % ; $\gamma_s =$ _____ t/m³
 P(2,5) = _____ kgf/cm² ; CBR = _____ /
 P(5) = _____ kgf/cm² ; CBR = _____

ESSAI no. _____ (descr.: _____)
 W% finale = _____ % ; $\gamma_s =$ _____ t/m³
 P(2,5) = _____ kgf/cm² ; CBR = _____ /
 P(5) = _____ kgf/cm² ; CBR = _____
 (* essai immédiat, après imbibition, dessiccation, durée, etc.)
 Remarques : _____

Note: P(2,5) et P(5) sont pris sur les courbes corrigées s'il y a lieu. Le C.B.R. est égal au plus fort des deux rapports :

$$\frac{P(2,5)}{0,70} \text{ et } \frac{P(5)}{1,05}$$

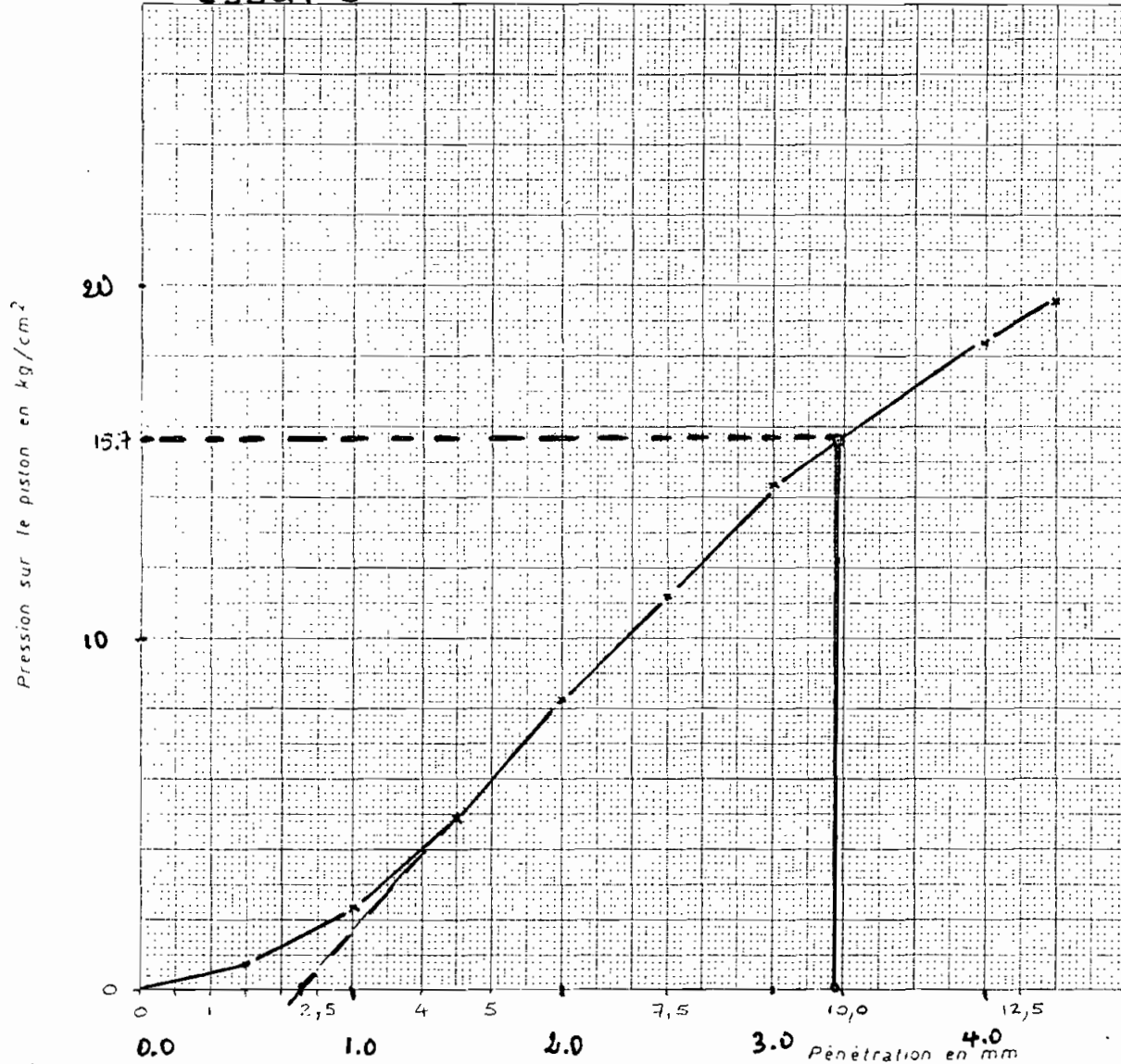
P(2,5) étant la pression correspondant à un enfoncement de 2,5 mm et P(5) celle correspondant à un enfoncement de 5 mm.

école polytechnique de thès

Essai C.B.R. (Californian Bearing Ratio)

Ou « indice de portance californien »

Essai 3



courbes contrainte - pénétration

PROJET : _____
 LOCALISATION : _____
 SONDAGE : _____ ÉCHANTILLON. no. _____
 DESCRIPTION : _____
 CALCULÉ PAR : _____ LE : _____

COMPACTAGE STD. MOD. MÉTHODE : _____
 % retenu sur tamis _____ = _____
 Nombre de coups par couche = _____
 Remarque : _____

ESSAI no. _____ (descr.: _____)
 W% finale = _____ % ; $\gamma_s =$ _____ t/m³
 P(2,5) = 15.7 kgf/cm² ; CBR = 22.33 22.3
 P(5) = _____ kgf/cm² ; CBR = _____

ESSAI no. _____ (descr.: _____)
 W% finale = _____ % ; $\gamma_s =$ _____ t/m³
 P(2,5) = _____ kgf/cm² ; CBR = _____ /
 P(5) = _____ kgf/cm² ; CBR = _____

ESSAI no. _____ (descr.: _____)
 W% finale = _____ % ; $\gamma_s =$ _____ t/m³
 P(2,5) = _____ kgf/cm² ; CBR = _____ /
 P(5) = _____ kgf/cm² ; CBR = _____
 (* essai immédiat, après imbibition, dessiccation, durée, etc.)
 Remarques : _____

Note: P(2,5) et P(5) sont pris sur les courbes corrigées s'il y a lieu. Le C.B.R. est égal au plus fort des deux rapports :

$$\frac{P(2,5)}{0,70} \text{ et } \frac{P(5)}{1,05}$$

P(2,5) étant la pression correspondant à un enfoncement de 2,5 mm et P(5) celle correspondant à un enfoncement de 5 mm.