

FONDATIONS D'UNE CHAUSSEE FLEXIBLE
EN MATERIAUX A GRANULOMETRIE OUVERTE
PLANCHE EXPÉRIMENTALE DE PRÉVOST (QC)

PAUL FLON, ING. M.Sc.
DIVISION DES SOLS ET GRANULATS
LABORATOIRE CENTRAL
MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC
2700, RUE EINSTEIN
SAINTE-FOY, QC
G1P 3W8

(TÉL.: (418) 643-3178)

OCTOBRE 1987

CANQ
TR
GE
SM
224

740028

FONDATIONS D'UNE CHAUSSEE FLEXIBLE
EN MATERIAUX A GRANULOMETRIE OUVERTE
PLANCHE EXPÉRIMENTALE DE PRÉVOST (QC)

Ministère des Transports
Centre de documentation
930, Chemin Ste-Foy
6e étage
Québec (Québec)
G1S 4X9



PAUL FLON, ING. M.Sc.
DIVISION DES SOLS ET GRANULATS
LABORATOIRE CENTRAL
MINISTÈRE DES TRANSPORTS DU QUÉBEC
2700, RUE EINSTEIN
SAINTE-FOY, QC
G1P 3W8
(TÉL.: (418) 643-3178

OCTOBRE 1987

QTRD

CANQ
TR
GE
SM
224



Titre et sous-titre du rapport				N° du rapport Transports Québec			
Fondations d'une chaussée flexible en matériaux à granulométrie ouverte. Planche expérimentale de Prévost (QC).				Rapport d'étape <input checked="" type="checkbox"/>		An Mois Jour	
				Rapport final <input type="checkbox"/>		8 7 1 0	
Auteur(s) du rapport				N° du contrat			
Paul Flon, ing. M.Sc.				Date du début d'étude		Date de fin d'étude	
				8 6 0 3			
Etude ou recherche réalisée par (nom et adresse de l'organisme)				Etude ou recherche financée par (nom et adresse de l'organisme)			
Service du Laboratoire central Ministère des Transports Division sols et granulats 2700, rue Einstein Sainte-Foy, QC G1P 3W8				Idem			
But de l'étude, recherche et renseignements supplémentaires							
Recherche d'un design de fondation des chaussées avec un drainage optimum des matériaux, qui évacuerait l'eau hors des fondations, rapidement et en tout temps, tout en conservant le degré de stabilité demandé.							
Résumé du rapport							
<p>La présence d'eau dans le corps d'une chaussée et la saturation des fondations seront toujours une cause des dégradations produites au moment du gel-dégel et au passage des poids lourds. On veut donc rechercher un design de structure drainante optimum qui concilierait une perméabilité suffisante et une capacité portante nécessaire, adapté aux conditions environnementales du Québec.</p> <p>Ce rapport décrit la problématique, analyse la bibliographie, interprète les données recueillies sur le projet de Prévost, propose quatre nouvelles planches expérimentales réalisables au cours des programmes d'entretien du Ministère, lance un programme d'essais triaxiaux cycliques, et suggère enfin une série de mesures susceptibles d'augmenter la durée de vie des chaussées flexibles, sans forcément en augmenter les coûts.</p> <p>Il se pourrait que le prix à payer (coût supplémentaire initial rapidement retrouvé) soit de traiter la fondation supérieure (3 % à 3,5 % d'asphalte ou de ciment).</p>							
Nbre de pages	Nbre de photos	Nbre de figures	Nbre de tableaux	Nbre de références bibliographiques	Langue du document	Autre (spécifier)	
	33	22	15		<input checked="" type="checkbox"/> Français <input type="checkbox"/> Anglais		
Mots-clés				Autorisation de diffusion			
drainage (des) fondations (de) chaussées, granulométrie ouverte, saturation, perméabilité, capacité portante, gel-dégel, granulats, essais triaxiaux cycliques.				<input type="checkbox"/> Diffusion autorisée <input type="checkbox"/> Diffusion interdite			
				Signature du directeur général		Date	

TABLE DES MATIERES

	Page
FICHE ANALYTIQUE DE RAPPORT	I
TABLE DES MATIERES	III
LISTE DES TABLEAUX	V
LISTE DES FIGURES	VII
REMERCIEMENTS	IX
INTRODUCTION	1
I PROBLÉMATIQUE	3
1.1 RELATION PERMEABILITE VERSUS STABILITE DES FONDATIONS ROUTIERES	3
1.2 RECHERCHE DES MEILLEURES CONDITIONS D'UTILISATION DES MATERIAUX OUVERTS	5
II BIBLIOGRAPHIE	9
2.1 GENERALITES	9
2.2 BIBLIOGRAPHIE AMERICAINE	9
2.2.1 <i>H.R. Cedergreen</i>	9
2.2.2 <i>Federal Highway Administration (FHWA)</i>	13
2.2.2.1 <i>New Jersey</i>	13
2.2.2.2 <i>Pennsylvanie</i>	14
2.3 EXPERIENCES EN COLOMBIE-BRITANNIQUE	16
2.3.1 <i>Généralités</i>	16
2.3.2 <i>Spécifications</i>	17
2.3.3 <i>Pine Pass Project (Haughton 1986)</i>	19
2.4 EXPERIENCES QUEBECOISES	21
III DESCRIPTION DU PROJET DE RÉHABILITATION A PREVOST	23
3.1 GENERALITES	23
3.2 PROFIL DE LA PLANCHE EXPERIMENTALE	24
3.2.1 <i>Calibre suggéré</i>	24
3.2.2 <i>Profil en place</i>	25

TABLE DES MATIÈRES (SUITE)

	Page
3.3 PROBELMES DE CONSTRUCTION	26
3.4 PROGRAMMES D'ESSAIS.	28
IV RÉSULTATS DES ESSAIS RÉALISÉS POUR LE SITE DE PRÉVOST.	29
4.1 DESCRIPTION DES ESSAIS	29
4.2 ESSAIS DU CENTRE REGIONAL DE MONTREAL ET DU LABORATOIRE CENTRAL.	30
4.3 ESSAIS DE DEFLEXION EN PLACE	33
V DISCUSSION	35
5.1 INTERPRETATION GENERALE DES ESSAIS	35
5.2 SUIVI DU PROJET DE PREVOST	36
5.2.1 <i>Etat de la chaussée un an après la construction</i>	36
5.2.2 <i>Mesure à prendre pour suivre le comportement.</i>	37
5.3 SUGGESTIONS DE PLANCHES EXPERIMENTALES	37
CONCLUSION	39
BIBLIOGRAPHIE	43
ANNEXE : REPORTAGE PHOTOGRAPHIQUE	89

LISTE DES TABLEAUX

	Page
1: Equivalence approximative d'épaisseurs par province	50
2: Spécification sur les ballasts de voies ferrées	51
3: Fondation inférieure proposée	52
4: Fondation supérieure proposée	53
5: Fondation inférieure en place	54
6: Fondation supérieure en place	55
7: Analyse granulométrique (Laboratoire central)	56
8: Résultats des essais du Laboratoire central sur les sols	57
9: Résultats des essais du Laboratoire central sur les granulats	58
10: Spécifications sur les granulats routiers en Colombie-Britannique (d'après Kerr et Haughton 1984)	59
11: Caractéristiques de sections expérimentales québécoises (d'après Langlois 1981 et 1983)	60
12: Granulométrie des matériaux de la carrière Mont Saint-Bruno (d'après Langlois 1981).	61
13: Plan de localisation et caractéristiques des différents relevés de déflexion	62
14: Évaluation structurale des tronçons d'essais à partir de relevés Benkelman et Dynaflect	63-64

LISTE DES FIGURES

	Page
1: Granulométrie typique et perméabilité des couches de fondation ouvertes et des matériaux de filtrage (d'après Cedergreen 1974).	66
2: Coefficient de perméabilité "k" en pi/jour et en cm/s (échelle logarithmique) (d'après Dallaire 1981).	67
3: Plan de localisation	68
4: Fuseaux d'exigences	69
5a: Granulométrie de la fondation inférieure (Prévost)	70
5b: Granulométrie de la fondation supérieure (Prévost)	71
6a: Transmissibilité des couches drainantes, en pi ³ /jour/pi (d'après Cedergreen 1974).	72
6b: Coefficient de transmissibilité versus w/s	72
7a: Perméabilité requise pour drainer la couche de surface en une heure de moins (d'après Cedergreen 1974)	73
7b: Perméabilité minimum pour drainer une couche en deux heures ou moins (d'après Cedergreen 1974)	73
8a: Perméabilité versus temps pour que 50 % du drainage soit effectué par les drains de côté (d'après Cedergreen 1974)	74
8b: Coefficient de perméabilité versus calibre d'un granulat uniforme.	74
9a: Détermination de la perméabilité des tranchées de tuyaux collecteurs ou de la longueur des tranchées (d'après Cedergreen 1974).	75
9b: Détermination des diamètres de tuyaux perforés et des espacements (d'après Cedergreen 1974)	75
10: Granulométrie de matériaux ouverts testés au New Jersey	76
11: Estimation du coefficient de perméabilité (d'après Moulton 1980)	77
12: Granulométrie de matériaux ouverts testés en Pennsylvanie (cas A).	78
13: Granulométrie de matériaux ouverts testés en Pennsylvanie (cas B).	79

LISTE DES FIGURES (SUITE)

	Page
14: Section type en granulométrie ouverte, Pine Pass Project Colombie-Britannique (d'après Haughton 1986)	80
15: Granulométrie de la sous-fondation ("subbase") à "Pine Pass Project" (d'après Haughton 1986)	81
16: Granulométrie de la "fondation inférieure" (OGB) à "Pine Pass Project" (d'après Haughton 1986)	82
17: Granulométrie de la "fondation supérieure" (ABOGB) à "Pine Pass Project" (d'après Haughton 1986)	83
18: Granulométrie moyenne des matériaux utilisés au Chemin Cherrier, Ile Bizard	84
19: Granulométrie moyenne des matériaux utilisés Route 104, La Prairie	85
20: Suggestion n° 1 de planche expérimentale	86
21: Suggestion n° 2 de planche expérimentale	87
22: Suggestion n° 3 et n° 4 de planches expérimentales	88

REMERCIEMENTS

Ce travail a été rendu possible grâce à l'aide des personnes suivantes;

- Monsieur Réjean Belisle et le personnel de la Direction régionale 6-4, et le district de Saint-Jérôme.
- Monsieur Guy Dallaire et le personnel de la Division sols et granulats du Laboratoire central.
- Monsieur Pierre Demontigny et le personnel de la Division structure des chaussées du Service des sols et chaussées.
- Monsieur Gilles Racette et le personnel du centre régional de Montréal.

Qu'ils en soient remerciés et encouragés à promouvoir au Québec, les méthodes de construction de routes en couches plus drainantes.

INTRODUCTION

Les structures de chaussées en couches drainantes font l'objet d'études et d'expériences depuis longtemps déjà, mais aucune méthode d'analyse spécifique ne semble avoir été mise au point. Les fondations routières en matériaux à granulométrie ouverte sont-elles une bonne solution aux problèmes de la chaussée conventionnelle causés par la saturation des fondations et par le gel-dégel ?

Les conditions climatiques rigoureuses du Québec en font le pays de prédilection pour ce genre d'études. Quatre expériences ont été menées entre 1979 et 1983, mais peu de données sont disponibles sur ces cas-là, qui n'ont pas bénéficié d'un suivi régulier. Une nouvelle planche expérimentale a été construite pendant l'été 1986 dans la région 6-4, à Prévost près de Saint-Jérôme.

Ce rapport discute de la problématique de l'étude, analyse la bibliographie (état des connaissances), rassemble et compile les données recueillies sur le projet de Prévost, propose de nouvelles planches expérimentales réalisables à l'occasion d'une réhabilitation de chaussée existante. Le rapport tente aussi de sensibiliser les gens à la nécessité de mettre au point une méthode de calcul des chaussées adaptée aux conditions environnementales du Québec, surtout en optimisant les paramètres de drainage et de stabilité de la chaussée.

CHAPITRE I

PROBLÉMATIQUE

1.1 RELATION PERMÉABILITÉ VERSUS STABILITÉ DES FONDATIONS ROUTIÈRES

Les routes du Québec se détériorent davantage et plus rapidement que les routes des régions plus tempérées. Pourtant, nos chaussées sont bien souvent surdimensionnées (Histocomp 1984, Demontigny 1986).

L'ingénieur en design structural a toujours le souci de prolonger la durée de vie de la chaussée, sans accroître les exigences actuelles de construction et de dimensionnement; il ne dispose pas de méthode de calcul suffisamment spécifique, pour trouver la perméabilité optimum d'une fondation, compte tenu de la capacité portante demandée.

Souvent trop imperméable pour évacuer au fur et à mesure toute l'eau qui la pénètre, la fondation devient vite saturée. Le passage répété des charges dynamiques du trafic entraîne alors des surpressions interstitielles dans la couche, en été comme en hiver, qui s'ajoutent aux effets du gel-dégel pour provoquer les désordres. En effet, la contrainte effective $\sigma' = \sigma_t - u$ diminue quand la pression interstitielle u augmente, ce qui fait décroître la résistance du cisaillement τ du sol de fondation : $\tau = c + \sigma' \tan \phi$ (c = cohésion; ϕ = frottement). C'est pourquoi on cherche à rendre la chaussée plus drainante, sans toutefois atteindre une perméabilité inutilement élevée (Demontigny 1983), puisqu'on court le risque de voir la stabilité diminuer un peu trop.

Il s'agit avant tout de déterminer la relation perméabilité versus capacité portante, qui n'est peut-être pas inversement proportionnelle dans tous les cas, comme on pourrait s'y attendre (Demontigny 1986).

Il est vrai que le compactage d'un matériau totalement dépourvu d'éléments fins est difficile. On peut s'attendre à des difficultés de construction, car la stabilité superficielle peut s'avérer insuffisante au passage de la machinerie. Pourtant, on a déjà vu des couches de granulats très grossiers ne pas s'orniérer au passage de camions; en tout cas, la capacité globale de la structure n'est peut-être pas tant affectée (Dallaire, communication personnelle). Notons que la portance globale ne peut être déterminée sur une seule couche, ou sur un seul échantillon de laboratoire, mais doit plutôt être appréciée in situ par un appareillage comme le dynaflect, ou au laboratoire par des essais triaxiaux à chargements répétés sur gros échantillons.

L'étude de cette relation devra faire entrer de nombreux paramètres en ligne de compte:

- elle est sensible à des facteurs environnementaux: fréquence, durée et volume des précipitations, température, conditions hydrogéologiques, données du trafic, etc.
- elle dépend des caractéristiques qualitatives des matériaux: granulométrie, angularité, minéralogie, durabilité, fragmentation, etc.

Nous pensons que la perméabilité requise pour que l'ensemble de la structure puisse éliminer l'eau du corps de la chaussée, en tout temps, peut se calculer de façon assez précise pour toutes les couches. La plage des conditions d'écoulement et des valeurs possibles du coefficient de perméabilité dans un matériau donné est tellement grande qu'on ne peut prétendre avoir l'intuition de la connaître sans la calculer. Une idée très imprécise de la perméabilité d'une couche de matériau granulaire peut être appréciée par l'abaque de Cedergreen (figure 1); une échelle de perméabilité est présentée à la figure 2; ces figures donnent un aperçu de la plage de valeurs possibles.

On doit donc définir la perméabilité optimum de la fondation, qui permettra d'éliminer l'eau infiltrée au fur et à mesure qu'elle rentre dans le corps de chaussée, sans réduire outre mesure la stabilité de la structure. On recherche ensuite la qualité de matériau appropriée

et la granulométrie idéale, qui satisferont à la fois à l'exigence de drainage et au degré de stabilité demandé. Comme pour les fondations conventionnelles, on devra en arriver à spécifier pour un chantier donné à fondation ouverte, certaines valeurs d'essais (Micro deval, Los Angeles, $MgSO_4$, etc. ...).

Le développement de cette méthode d'analyse s'accompagne d'un certain nombre d'essais in situ et au laboratoire, et de quelques planches expérimentales. Ces réalisations peuvent s'inscrire dans le cadre des activités routinières du Ministère, comme ce fut le cas de celle de Prévost pendant l'été 1986. Une attention particulière devra être portée au suivi de ces travaux (paragraphe 4.2).

Cette étude devrait aussi permettre entre autres, de développer des moyens efficaces pour calculer les quantités d'eau qui percolent tout au long de l'année, ou préciser les méthodes de mesure de la capacité portante des matériaux, et du comportement de la chaussée. Le Ministère devra en arriver à spécifier des critères d'admissibilité précis sur la perméabilité des fondations routières.

La recherche et l'analyse bibliographiques présentées dans ce rapport devront être complétées; un traitement automatique des données disponibles et à venir devra être mis au point.

Nous devons garder à l'esprit que les travaux in situ occasionnent et occasionneront davantage de problèmes de construction que pour un design conventionnel, mais la simple perspective d'imaginer que la durée de vie de la chaussée pourrait être prolongée de 5 ou 10 ans, devrait permettre de les affronter avec détermination.

1.2 RECHERCHE DES MEILLEURES CONDITIONS D'UTILISATION DES MATÉRIAUX OUVERTS

Les matériaux à granulométrie ouverte doivent être utilisés à bon escient; toutes les meilleures conditions doivent être réunies: granulométrie bien étalée, granulats concassés et de bonne qualité (matériaux non dégradables), mélanges et pose des matériaux réalisés adéquatement, etc. Les exigences doivent être précisées pour chaque site, de façon à compenser le mieux possible les inconvénients éventuels, l'absence de matériaux non dégradables par exemple (Beauce, Appalaches ...).

Une étude réalisée au Laboratoire central en 1981 (Dallaire et al) donne un exemple de spécification pour la fondation inférieure, dans le cas de graviers schisteux des Appalaches : pour obtenir une perméabilité acceptable ($k < 10^{-4}$ cm/s), on conseille d'adopter plus de 80 % ou 85 % de retenu 5 mm si les matériaux sont dégradables (pour un coefficient Deval supérieur à 26, et pour une masse volumique après compactage supérieure à 2000 kg/m³ environ); si les granulats ne sont pas dégradables, on recommande que le pourcentage de pierre soit supérieur à 75 % pour le $18 < \text{Deval} < 26$, et à 65 % pour un coefficient Deval inférieur à 18; dans ces deux derniers cas, la masse volumique après compactage devra être inférieure à 2200 kg/m³ environ, pour ne pas trop diminuer la perméabilité. Dans le cas d'une fondation supérieure, les pourcentages de pierre pourraient être de 70 % à 80 % pour les matériaux dégradables, de 30 % à 50 % pour les matériaux non dégradables. Le passant 80 μm ne devrait pas dépasser 5 %, en pourcentage cumulé, ou 25 % de la partie sable, en terme de granulométrie séparée, de façon à éviter le plus possible la sensibilité au gel. Nous ne conseillons pas pour l'instant de prendre ces chiffres au pied de la lettre, puisque la perméabilité et la stabilité d'une fondation dépendent de bien des facteurs, mais de les adapter au cas étudié. L'étude de la relation évoquée, et le suivi du comportement des planches expérimentales, permettront dans l'avenir de les préciser.

Une couche de transition (sable ou criblure, sans particules fines) peut être étendue par-dessus ou/et par-dessous la couche drainante, de façon à éviter la dégradation de la fondation par les engins, ou/et empêcher la contamination de la couche par des éléments trop fins. L'épaisseur et la nature de cette mini-couche (20 mm est un ordre de grandeur) doivent être évaluées selon le cas, en s'aidant de la figure 1. On devra tout de même chercher à ne pas faire circuler les engins sur une couche en matériaux ouverts.

On conseillera par ailleurs de prévoir une pente de 4 % (au lieu de 2 %) au niveau de la ligne de sous-fondation et surtout de la ligne d'infrastructure, pour faciliter l'évacuation des eaux infiltrées.

Cette pente sera prolongée jusqu'au talus, où une structure de drainage adéquate sera prévue (tranchée drainante, drains, tuyaux d'évacuation vers les fossés, etc. ...). Surtout dans les courbes ou pour une route inclinée, dans les points bas du profil, dans les zones d'accumulation ou très humides, il est recommandé de prévoir des tranchées drainantes dans la couche drainante, en travers de la chaussée.

Nous pensons que la couche de fondation supérieure doit aussi être construite en matériaux ouverts, car les deux couches doivent pouvoir drainer approximativement la même quantité d'eau (infiltrée par les fissures du revêtement, ou par les accotements); c'est d'ailleurs une des raisons qui permet d'envisager la fusion de la fondation inférieure et de la fondation supérieure en une seule et même couche. (Demontigny 1983, Dallaire communication personnelle: couche perméable 0-40 mm)

Si pour un cas donné, la perméabilité requise indique, d'après la courbe perméabilité versus stabilité établie pour ce cas-là, que la capacité portante sera insuffisante en regard de l'utilisation potentielle de la route, il est donc envisageable de resserrer les exigences sur la qualité des matériaux (granulat haute performance), ou sur le fuseau granulométrique (courbe très continue, pas de particules fines). Il est aussi possible d'augmenter les épaisseurs de certaines couches, comme celle du revêtement bitumineux; on peut aussi augmenter celle de la sous-fondation, ce qui permet de reprendre l'excédent de contraintes que les couches susjacentes auraient laissé transmettre. Le respect des équivalences structurales (Langlois 1978, Demontigny 1986) aide alors à préciser les compensations envisageables, en terme de qualité et d'épaisseur (tableau 1). Si l'équivalence structurale connue entre deux matériaux est incomplète pour le cas à l'étude, il est toujours possible d'utiliser la méthode AASHO pour l'évaluer: on calcule des coefficients a_i en fonction de la stabilité Marshall (revêtement) et de l'indice CBR (fondations et sous-fondation); on détermine alors un indice d'épaisseur $\sum a_i D_i$, qui devra rester adéquat quelles que soient les modifications apportées à la structure de la chaussée. Il s'agit alors d'un calcul de structure de chaussées, réalisables de différentes façons (voir Division Structure de chaussées du ministère des Transports du Québec).

En d'autres termes, les facteurs essentiels auxquels on doit porter une attention particulière pour avoir une certaine stabilité, surtout importante dans le cas d'une construction routière en matériaux à granulométrie ouverte, sont la bonne continuité de la courbe granulométrique, et la bonne qualité des granulats. Un gravier concassé peut ainsi présenter un meilleur indice de capacité portante qu'une pierre concassée. Nous pensons de plus qu'il est plus important de bien choisir le granulats, et surtout de faire un mélange homogène des différents calibres, que d'augmenter le degré de concassage (Flon 1986). D'autre part, la partie fine du mélange, si faible soit-elle en proportion, devra comporter des particules amorphes, mais pas de particules argileuses (Flon 1987). Le pourcentage optimum de particules fines (pour un bon compromis perméabilité-stabilité) pourrait faire l'objet d'une recherche spécifique pour le cas étudié: un matériau totalement dépourvu d'éléments fins est perméable, difficilement compactable, pas forcément instable; un matériau présentant trop de fines se draine mal et devient incompactable si la teneur en eau est trop élevée, d'autant plus si les fines sont plastiques.

Notons donc, comme Kenney, que c'est d'abord la grosseur des particules fines qui influence le plus la perméabilité, puis la forme de la courbe granulométrique. Suggérons en d'autres termes de s'intéresser à l'influence de la granulométrie sur la traficabilité des camions; d'après nous, la bonne distribution de la courbe granulométrique des matériaux limite l'orniérage et compense en partie le manque de stabilité superficielle. Il peut être plus avantageux, dans bien des cas, de dépenser de l'argent à tamiser, à bien choisir, et à bien mélanger un gravier naturel, qu'à dynamiter et à concasser de la pierre de carrière. Une solution intermédiaire consisterait à concasser et tamiser un gravier naturel.

Il est peut-être intéressant à ce niveau de signaler que les matériaux utilisés pour les voies ferrées sont très ouverts (entre 12,5 mm et 51 mm), et que le Canadien National ne semble pas se plaindre outre mesure du manque de stabilité; le tableau 2 présente quelques spécifications de ces matériaux. Le fuseau granulométrique exigé par le Canadien National est montré à la figure 4. Certes la déformabilité admise au passage des trains est significative.

CHAPITRE II

BIBLIOGRAPHIE

2.1 GÉNÉRALITÉS

Une recherche informatisée dans deux banques internationales a été réalisée au Centre de documentation du Ministère; tous les ouvrages qui nous ont semblé pertinents ont été rajoutés à la liste bibliographique en fin de rapport. Cette liste n'est pas exhaustive. Toutes les références n'ont pas été consultées; celles qui sont affectées d'un astérisque ont été particulièrement examinées, ou font l'objet d'un résumé dans ce chapitre. Nous avons aussi concentré notre recherche vers les publications les plus récentes.

Les constructions de route en matériaux drainants ne sont pourtant pas récentes. Déjà John L. McAdam au siècle dernier prônait les designs qui favorisaient de bons drainages: une fondation de pierre concassée sur un coussin de sable qui isolait la pierre du sol d'infrastructure, puis une couche de pierres plus petites, vibrée jusqu'à l'obtention d'une bonne liaison avec la fondation; plus tard, le lien était plutôt réalisé par mélange que par compactage. Différentes techniques étaient employées pour le revêtement. En 1934, A.G. Bruce, défendait encore ces méthodes, et précisait que la stabilité était assurée par le contact point à point des pierres concassées. Les matériaux ouverts étaient parfois traités à l'asphalte.

2.2 BIBLIOGRAPHIE AMÉRICAINE

2.2.1 *H.R. Cedergreen*

C'est en 1974 que les méthodes de construction en matériaux à granulométrie ouverte ont été vulgarisées, par Harry R. Cedergreen, en particulier, dans son livre "Drainage of highway and airfield pavement". Il semble que son livre ait été réédité en 1987.

L'auteur démontre que l'eau libre ne doit pas rester prise dans le corps de la chaussée; il propose des designs de drainage, et des abaques de calcul pour déterminer les quantités d'eau qui percolent dans le corps de la chaussée et qui doivent pouvoir être évacuées, ainsi que les perméabilités des matériaux correspondants. Il prône l'idée de matériaux ouverts dans les fondations mais aussi dans la couche de base du revêtement; il défend l'importance d'une couche filtrante entre l'infrastructure et la fondation (soit notre sous-fondation de sable); par contre il ne défend pas l'idée de la distribution granulométrique graduelle des gros granulats, et ne parle pas beaucoup de la stabilité. De nombreux cas sont présentés et discutés, et peu de problèmes d'instabilité sont rapportés, même au moment de la construction.

En 1980, l'auteur cite d'autres exemples, toujours basés sur des données de la F.H.W.A., de l'U.S. Army Corp. of Eng. et du C.E.R.L.. Les résultats paraissent probants, mais peu d'autres cas ne semblent avoir été publiés depuis 1980. Cedergreen ne base pas le design d'une chaussée sur un essai CBR, essai statique qui ne mesure pas le comportement d'une route soumise à des impacts dynamiques de véhicules lourds. Il estime que si les routes étaient correctement drainées, les 2/3 du budget de réparation pourraient être affectés à autre chose. L'auteur prétend que le coût global d'une construction en matériaux ouverts équivaut à 70 % du coût en matériaux conventionnels. Le coût initial de la solution drainante est légèrement plus élevé, mais ça s'inverse au bout de 8 ans à 10 ans.

Nous pensons que la démarche adoptée par Cedergreen doit être schématisée dans les lignes qui suivent.

Les pentes longitudinale g et transversale s de la chaussée sont relevées; le taux de précipitation est calculé (voir manuel des ponceaux du Service de l'hydraulique), en fonction des courbes pluviométriques de la région. Le taux d'infiltration q est estimé à 2/3 du taux de précipitation (il est variable selon l'époque de l'année et l'état de surface de la chaussée); si des remontées d'eau de l'infrastructure vers les fondations sont envisagées, le gradient ascendant est déterminé (ce cas de résurgence est de plus traité à part dans le design). L'écoulement est analysé à l'aide de la loi de Darcy, pour une section unitaire A du

chemin d'écoulement, de gradient i (pente de la couche), de longueur L . La quantité d'eau qui circule dans ce chemin est $Q = Lq$ en m^3 par jour et par mètre linéaire; la transmissibilité correspondante, ou la capacité de décharge de la couche, est $kA = \frac{Q}{i}$. Pour une épaisseur t de couche drainante, on détermine $A = t \times l$ puis le coefficient de perméabilité k . S'il y a un gradient ascendant, on calcule de la même façon la quantité d'eau qui provient de l'infrastructure, à l'aide de sa perméabilité; les quantités d'eau se cumulent; chaque cas doit cependant être analysé spécialement.

Cedergreen propose des chartes permettant de vérifier ces calculs: la figure 6a donne la transmissibilité $kA = kt$ par unité de longueur; selon l'épaisseur de la couche drainante prévue (compter 2,5 cm de moins comme épaisseur utile), on trouve la perméabilité; inversement, si le coefficient de perméabilité est connu, on peut déterminer l'épaisseur dont on a besoin pour évacuer toute l'eau infiltrée, à l'aide de la figure 6b. La figure 7a donne la perméabilité requise pour que l'eau s'écoule en un temps maximum de drainage d'une heure, pour une pente transversale s de 2 % et différentes pentes longitudinales g , pour une porosité de 0,2, pour différentes épaisseurs de couche drainante et différentes largeurs de route; la figure 7b estime aussi la perméabilité nécessaire pendant un temps maximum de 2 heures, pour une pente longitudinale presque nulle, pour différentes pentes transversales et différentes épaisseurs de couche.

Si le coefficient de perméabilité k trouvé à l'aide de ces abaques est inférieur à celui calculé par la loi de Darcy, on peut penser que l'eau va s'évacuer dans de bonnes conditions, dans un laps de temps acceptable, moins d'une heure, ou moins de deux heures. Notons que k est défini par $k = v_s n_e / i$ ou n_e est la porosité, et $v_s = L/\text{temps}$ est la vitesse de l'eau nécessaire pour que l'écoulement se fasse en une heure (figure 7a) ou en 2 heures (figure 7b). Le temps T requis pour évacuer 50 % des quantités d'eau infiltrées, après l'arrêt des arrivées d'eau (après une pluie par exemple), est donné par la formule $T = \frac{N_e D^2}{2kH_0}$ ou

n_e = porosité

D = largeur de la chaussée

k = coefficient de perméabilité

H_0 = épaisseur de la couche

Dans le cas $n_e = 0,3$, $H_0 = 12''$ et $s = 0,01$, le temps est donné par la figure 8a.

Les courbes de la figure 1 permettent de préciser des granulométries adéquates de matériaux qui auraient la perméabilité trouvée plus haut. Dans le cas de granulats très uniformes, le calibre requis pour la perméabilité trouvée peut être estimé à l'aide de la figure 8b. Dans le cas de granulats traités avec 2 % de bitume, la perméabilité semble réduite de 10 % à 25 %.

La largeur des tranchées, selon la perméabilité des matériaux qui les remplissent, est déterminée sur la figure 9a. Le diamètre des drains et l'espacement des tuyaux de sortie sont fournis par la figure 9b. Le matériau filtrant (sous-fondation) doit répondre aux critères suivants, pour protéger la couche drainante:

$$\frac{D_{15}(\text{du filtre})}{5} < D_{85}(\text{du sol})$$
$$\frac{D_{50}(\text{du filtre})}{25} < D_{50}(\text{du sol})$$

Les courbes de la figure 1 suivent ce critère.

Comme indiqué plus haut, l'avantage d'une courbe granulométrique étalée des matériaux n'est pas abordé dans le manuel de Cedergreen. Il soutient plutôt que des granulats de bonne qualité, durables, résistants et bien concassés (60 % à 75 %), sont capables de transmettre les charges, point par point; l'absence de particules fines fait non seulement augmenter la perméabilité et la drainabilité, mais aussi la stabilité et la résistance à l'orniérage, la flexibilité et la durabilité; la couche drainante doit bien sûr être couplée avec un système adéquat d'évacuation des eaux.

L'auteur défend par ailleurs les méthodes de traitement des granulats avec une émulsion d'asphalte, permettant de mieux résister à l'orniérage, à la fissuration sous charges répétées, à l'érosion, aux changements thermiques, à l'oxydation; on obtient aussi une meilleure adhérence à la couche sous-jacente, une bonne perméabilité et durabilité. Ce mélange semble être envisagé aussi bien pour la couche de base que pour la fondation supérieure. Il est même question d'un revêtement poreux en asphalte; un exemple est donné de granulats concassés de basalte, de coefficient Los Angeles 15,4, ayant 100 % de passant 12,5 mm, 90 % à 100 % de passant 9,5 mm, 30 % à 55 % de passant 5 mm, 0 % à 22 % de passant 1,25 mm, et

0 % à 5 % de passant 80 μm ; la perméabilité et la transmissibilité d'un tel revêtement sont aussi fournies.

2.2.2 *Federal Highway Administration (FHWA)*

Deux états américains, le New Jersey et la Pennsylvanie admettent que la détérioration de leurs routes est en grande partie due à des problèmes de sursaturation des couches de fondation. Depuis plusieurs années, des sections expérimentales sont construites avec de nouveaux matériaux; leurs comportements ont été bien suivis, et le sont sans doute encore aujourd'hui.

2.2.2.1 *New Jersey*

Le département des Transports a fait un inventaire des conditions de drainage des autoroutes; une saturation proche de 100 % a été constatée presque partout sous le revêtement.

Un guide pour les travaux de drainage de surface a été édité (Kozlov 1981), et l'approche de Cedergreen sur les matériaux ouverts a été examinée (Kozlov et al. 1983). Les auteurs pensent que les conditions d'écoulement laminaire de la loi de Darcy ne sont peut-être pas parfaitement satisfaites dans les matériaux ouverts, mais que ce sont parfois des conditions d'écoulement turbulent qui devraient s'appliquer, surtout au voisinage des drains. Il est donc toujours difficile de prévoir la perméabilité des matériaux en place, si ce n'est par mesure des écoulements dans les canalisations, donnant toujours une perméabilité supérieure à celle qui est mesurée au laboratoire.

Les études du New Jersey ont montré qu'il faut s'organiser pour que 50 % du drainage soit effectué en 24 heures, dès que l'alimentation en eau ait cessé; par exemple, pour une couche de 10 cm (4") d'épaisseur, la perméabilité minimum devra être comprise entre 300 et 1000 mètres par jour (0,35 cm/sec à 1,16 cm/sec).

Kozlov et al (1983) ont donc recherché des matériaux suffisamment filtrant pour laisser passer l'eau, suffisamment dense pour supporter le trafic, suffisamment non érodable. Ils ont particulièrement étudié deux matériaux ouverts, l'un stabilisé au bitume (BSOG), l'autre non stabilisé (NSOG).

Les granulats étaient constitués de gneiss, argillite, roche carbonatée, granite, quartzite; un additif anti-abrasif qui réduit l'effritement et la fragmentation a parfois été utilisé, ainsi que 3 % de bitume ($\pm 0,5$ %) dans le cas du BSOG. La granulométrie de ces matériaux est donnée à la figure 10. Ils ont été testés au laboratoire par essai à la table vibrante pour NSOG, par essais de compression par immersion pour BSOG, entre autres. Une spécification sur la granulométrie seulement est insuffisante pour les matériaux ouverts d'après les auteurs qui suggèrent 10 à 15 sections expérimentales et nombre d'essais, afin de couvrir la plage des différentes applications possibles. L'indice structural proposé est de 0,14. La mise en place fait l'objet d'une attention particulière: préparation adéquate du sol support, manipulation minimum des matériaux, compactage de deux passes minimum (jusqu'à ce que la masse volumique n'augmente plus) en couches de 10 cm (4") d'épaisseur, dépôt d'une couche de matériaux de première qualité sous le revêtement bitumineux.

2.2.2.2 *Pennsylvanie*

Le problème des matériaux insuffisamment drainants a aussi été identifié dans cet Etat. La question est là aussi de réussir à trouver un matériau à la fois stable et drainant.

Il est démontré, par des essais triaxiaux (Anderson et al 1984), que les granulats ouverts sont beaucoup plus stables s'ils sont dans un état confiné, comme l'a indiqué aussi Raymond G.P. (1979) pour les ballasts de voie ferrée. L'étude (Anderson et al, Luhr et al, 1984) a permis, en outre, de déterminer les coefficients structuraux sur différentes sections expérimentales, et de montrer que l'orniérage est une manifestation de détérioration plus importante que la rugosité de surface ou la fissuration. L'influence de la qualité des particules fines est évoquée, entre autres paramètres (porosité, granulométrie, viscosité du fluide, etc. ...) qui conditionnent le coefficient de perméabilité. On constate encore qu'on ne dispose pas de moyen fiable pour mesurer la perméabilité in situ, à part l'abaque empirique développé par Moulton (1980) pour les gros granulats uniformes (figure 11) ou par Cedergreen (figure 1). Un appareillage de recherche a pourtant été utilisé pour mesurer des perméabilités sur le terrain; il ne permet pas de contrôler mais plutôt de comparer avec les mesures de laboratoire.

La façon de déterminer les entrées d'eau, les épaisseurs nécessaires etc. est en général empruntée à Cedergreen et à Darcy. Les critères de filtre sont les mêmes pour le sol qui doit séparer l'infrastructure de la couche en granulométrie ouverte. La discussion est engagée sur l'intérêt de placer la couche drainante en partie supérieure ou inférieure du corps de chaussée, sans toutefois signifier l'intérêt de réaliser une fondation drainante sur toute la hauteur de construction. Il est indiqué que Winterkorn (1967) avait dit que des granulats uniformes mais anguleux pouvaient être stables et perméables, et que des recherches récentes semblent montrer que des ballasts de voies ferrées bien gradués sont meilleurs, question stabilité, sans trop perdre de ses propriétés drainantes.

Les problèmes de ségrégation et d'orniérage pendant la construction sont abordés; on conçoit que même si on procède à un resurfaçage, l'orniérage s'est peut-être répercuté dans la couche sous-jacente, ce qui pourrait être la cause de déformation ultérieure. Pour réduire ces inconvénients on énumère les remèdes suivants: déversement des matériaux le plus régulièrement possible et de la hauteur la plus faible possible; traitement à l'asphalte ou au ciment; construction d'une voie de halage pour camions, qui peut servir ensuite de fondation aux accotements; utilisation de granulats pas trop gros; exigence sur la bonne graduation des matériaux, telle que donnée par l'ASTM D 2487: $c_u > 4$ et $1 < c_c < 3$ (coefficient d'uniformité et de courbure); attention particulière apportée au compactage des différentes couches de fondation.

En définitive, les granulats recommandés par Cedergreen sont considérés trop gros, trop uniformes, et trop perméables: 300 mètres/jour (au lieu de 3000 mètres/jour) semble un bon ordre de grandeur.

La Pennsylvanie a donc étudié des matériaux types, en particulier ceux dont les fuseaux et les courbes granulométriques sont présentés aux figures 12 et 13. Les matériaux "2B" et "HP" se sont montrés instables pendant la construction, "OGS" et "OGSM" sont restés stables, mais les quatre se sont notablement dégradés pendant le service.

Les auteurs n'ont pu affirmer si les dégradations des sections expérimentales, examinées en excavant, proviennent de la faiblesse des couches de fondation, ou de l'infiltration de l'eau par les fissures de surface. Il est recommandé de modifier l'OGS en choisissant davantage de passant 5 mm et de passant 2,5 mm, en adoptant des granulats de 25 mm (1") au maximum (ou passant le tamis 28 mm). Ces recommandations seront proposées pour la fondation supérieure de la suggestion n° 1 (paragraphe 5.3).

2.3 EXPERIENCES EN COLOMBIE-BRITANNIQUE

Le problème de saturation des fondations routières, la relation perméabilité versus stabilité, sont parfaitement identifiés en 1982 par Kerr et Haughton. Les auteurs décrivent la question de façon comparable au chapitre 1 de ce rapport. En 1984, ils proposent de modifier les spécifications du ministère des Transports de Colombie-Britannique sur les granulats routiers (Kerr et Haughton 1984). Deux ans (et même trois ans) après la fin de la construction d'une route en granulats ouverts dans des conditions voisines de celles du Québec (Pine Pass Project Haughton 1986), les résultats sont probants et prometteurs. Nous tentons donc d'en extraire les points importants, tout en conseillant au lecteur de se reporter à ces auteurs.

2.3.1 Généralités

Le risque de saturation de la couche de fondation, l'apparition de surpression interstitielles (surtout au moment du dégel et durant les fortes pluies), la diminution des forces de capillarité et de frictions intergranulaires (par diminution de la masse effective des matériaux immergés) et donc la diminution de la résistance au cisaillement, sont toujours les mêmes thèmes repris pour défendre les avantages d'une structure ouverte. C'est toujours au moment du dégel du printemps ou après une bonne pluie que sont mesurées les plus fortes déflexions ou les plus faibles résistances. Dans une couche drainante, l'eau n'est plus retenue, les changements de température et d'humidité n'ont plus d'influence sur la stabilité; l'eau peut même être évacuée plus vite que la progression du gel; on n'observe pas d'érosion ni de délavage, et moins de réactions physico-chimiques; les fines produites par dégradation à la fatigue ne peuvent pas affaiblir la structure significativement. Bien sûr, doivent être

analysées la pluviométrie et la température, la topographie et la physiographie, les conditions de drainage en surface et souterraines, les propriétés du sol en place; les drains et les fossés doivent être appropriés, la perméabilité des matériaux devrait être déterminée, au laboratoire et in situ, verticalement et latéralement.

Il reste à apprécier la façon dont est affectée la stabilité. Un agrégat sans particules fines assure sa stabilité par le frottement grain sur grain; s'il y a davantage de fines, les grains ne sont plus en contact, la masse volumique sèche maximum atteinte est plus faible; la stabilité est bonne par temps sec, mais faible par temps humide. L'essai CBR est presque le seul essai utilisé depuis 40 ans pour évaluer la stabilité. L'indice CBR peut être maximum à un pourcentage de fines inférieur à celui qui correspond à la masse volumique sèche maximum (Yoder and Witczak 1975) de plus, la qualité des fines intervient aussi (Flon 1987).

En fait, l'essai CBR ne mesure pas la stabilité sous des conditions saturées. C'est d'autre part un essai statique qui représente mal les charges dynamiques subies par la fondation routière.

Les essais à chargements répétés de Haynes & Yoder (1963) ont démontré que les déflexions sont beaucoup plus grandes dès que le pourcentage de saturation dépasse 80 %. Les essais triaxiaux statiques de Richards (1983) indiquent que les matériaux ouverts sont moins résistants au cisaillement mais subissent une déformation plus faible, avant leur état limite, que les matériaux denses à humidité optimum; ils ont donc un module statique plus élevé. Richards (1983 et 1984) démontrent aussi que les matériaux ouverts sont plus résistants que les matériaux denses saturés, et que les matériaux ouverts bien gradués présentent une résistance limite plus élevée et une déformation plus faible que les matériaux ouverts uniformes.

Nous pensons que les essais triaxiaux cycliques sur granulats aideront à apprécier l'optimum de stabilité (de résistance au cisaillement) dans différentes conditions de saturation.

2.3.2 *Spécifications*

Les fuseaux d'exigences proposés par Kerr et Haughton (1984) sont tout de même larges d'emploi. Ils sont présentés au tableau 10; ils s'appliquent

à des matériaux de fondations concassés bien gradués et relativement denses (masse volumique proche du maximum, mais indice des vides ou perméabilité plus élevée qu'à l'accoutumée), jusqu'à des matériaux relativement uniformes à granulométrie ouverte (moins de 10 % de particules passant le tamis 2,36 mm), en passant par des granulats intermédiaires. Les premiers permettent un drainage vertical avec une perméabilité minimum et une stabilité optimum; les granulats ouverts et intermédiaires sont requis quand une plus grande perméabilité est nécessaire, c'est-à-dire quand le drainage doit pouvoir se faire latéralement, si l'infrastructure est imperméable ou ne draine pas suffisamment elle-même. Ces fuseaux ont été établis à l'aide de l'équation de Casagrande (Chamberlain et al 1958) donnant les proportions P passant chaque tamis d, d'une granulométrie à masse volumique maximum, ou à indice des vides minimum:

$P = 100 \left(\frac{d}{D}\right)^n$ ou D est la grosseur maximum du granulats, n est un exposant granulométrique, pris égal à 0,45 dans le cas des matériaux bien gradués denses, plus élevé dans les cas intermédiaire et ouvert; deux valeurs de D définissent le fuseau de masse volumique maximum, dont se rapproche le fuseau d'exigence défini par Kerr et Haughton (1984). En suivant cette exigence, on maximise la masse volumique, on minimise la perte de résistance au cisaillement, et on limite le risque de ségrégation.

Le pourcentage de particules fines, tout comme leur grosseur, conditionnent la perméabilité. En 1982, Ridgeway prétend que le coefficient de perméabilité doit être supérieur à $7 \cdot 10^{-4}$ cm/sec pour que le drainage soit vertical, et supérieur à 0,35 cm/sec pour que l'eau puisse s'évacuer latéralement dans la chaussée. Kerr & Haughton (1984) confirment les perméabilités typiques suivantes pour un matériau conforme à l'exigence: 10^{-5} cm/sec à 10^{-1} cm/sec pour le fuseau bien gradué, 0,3 cm/sec à 10 cm/sec pour le fuseau intermédiaire, 10 cm/sec à 70 cm/sec pour le fuseau ouvert. Ils montrent (par l'équation de Casagrande) que le pourcentage de fines doit être inférieur à 5 % dans la majorité des cas, pour que le drainage vertical soit au moins assuré; un pourcentage supérieur rend le sol sensible au gel.

Quand le drainage vertical est insuffisant, les auteurs conseillent donc d'utiliser les spécifications de granulats ouverts ou intermédiaires; le choix entre les deux doit être pris selon la perméabilité requise et les coûts de production de ces granulats. Bien sûr les granulats doivent être conformes à bien d'autres spécifications quant à leur qualité.

2.3.3 Pine Pass Project (Haughton 1986)

15,3 km d'autoroute en granulométrie ouverte ont été construits dans le nord-est de la Colombie-Britannique. C'est une zone à très forte précipitation, avec une nappe phréatique haute, dans une vallée étroite de sédiments glacio-fluviaux. Les sols en place sont variés et susceptibles au gel (10 % à 35 % de passant 80 μ m).

La structure de la chaussée est montrée à la figure 14. Les épaisseurs sont identiques à la chaussée conventionnelle. On relèvera les points suivants:

- la couche de sous fondation présente une pente de près de 4 %, pour favoriser l'écoulement vers les côtés de la route; en surface de la couche, un mince revêtement d'asphalte ("sealing coat") réduit l'érosion et l'absorption, et force l'eau à se drainer latéralement. Les matériaux de graviers, en provenance d'une terrasse de Kame, ont une bonne résistance à la dégradation, moins de 6 % de passant 80 μ m, et une courbe granulométrique graduelle (figure 15);
- les fondations inférieure OGB (figure 16) et supérieure ABOGB (figure 17) sont constituées de pierres de quartzite concassée de très bonne qualité: 75 à l'essai de dégradation (minimum requis: 35); 70 à l'équivalent de sable (minimum requis: 20), 2 à l'essai $MgSO_4$ sur gros granulats, 10 sur granulats fins (maximum requis: 20). La pierre est concassée jusqu'au tamis 6,3 mm, pour être sûr d'éliminer les fines produites par le concassage et les matériaux altérés. La perméabilité mesurée au laboratoire est de 47 cm/sec (OGB) et 11 cm/sec (ABOGB);
- Pour reprendre les plus gros efforts dus aux charges dynamiques, près de la surface, les granulats (2,5 - 25 mm) de la fondation supérieure ont été stabilisés avec 3 % de bitume. L'expérience semble montrer que ce genre de mélange bitumineux émulsifié ouvert donne une bonne performance (Richardson et al 1973 et 1974);
- Le revêtement comprend une couche (45 mm) de béton bitumineux concassé (BBC), à raison de 60 % à 100 % de recyclé, et une couche d'asphalte neuve (40 mm), qui suit les spécifications générales du Ministère.

Les problèmes de construction ont nécessité plusieurs précautions, quant au stockage des granulats, à l'étendage et à la densification.

Pour réduire la ségrégation au moment du stockage, les matériaux ouverts ne doivent pas être déversés d'une hauteur de plus de 2 m. Les particules inférieures à 6 mm ne sont pas stockées sur la même pile. Le transport des granulats doit se faire avec un bulldozer ayant une pelle en forme de U; le prélèvement dans la pile se fait verticalement. Si une autre pile est formée, les granulats doivent être empilés par couche de 150 mm.

Le déversement sur la route par les camions peut causer un peu de ségrégation: il est conseillé d'utiliser des camions avec une sorte de sous-ventrière à l'arrière ("belly dump truck") pour mieux étaler les granulats. Trois passes de rouleaux vibrateurs ne sont pas suffisantes pour le calibre 5-50: il faut continuer jusqu'à ne plus déceler de déplacements significatifs des granulats. Le trafic ne doit pas circuler tant que la fondation supérieure traitée à l'asphalte (ABOGB) n'est pas terminée; il faut construire une voie complètement, l'autre ensuite. Les engins sont cependant autorisés à circuler sur la fondation inférieure (OGB) à vitesse lente, avant le dernier profilage compactage. Le problème du contrôle du trafic peut être sérieux si la route est étroite et si le flot de véhicules est dense.

Le mélange pour l'ABOGB devrait être alimenté par quatre bacs différents. Deux couches de 75 mm ont été successivement étendues, par une paveuse si possible munie de chenilles caoutchoutées ("Blaw Knox PF-500"), de façon à ne pas orniérer la couche OGB. La température de pose a été de 150 °C. La densification a été réalisée par rouleau vibrant de 14 t ou 12 t; un 10 t serait peut-être préférable pour augmenter le pourcentage des vides (21,6 % a été obtenu sur le projet). Aux endroits où de la ségrégation est notée, on prévoit 3,5 % de bitume au lieu de 3 %. Signalons aussi que les travaux peuvent se poursuivre même par temps de pluie.

La résistance a été évaluée au Benkelman (80 kN sur quatre pneus): la déflexion maximum relevée est de 0,74 mm, et la variation saisonnière est bien plus faible que dans le cas de la chaussée conventionnelle. La capacité structurale de la route semble dépasser l'exigence. La fissuration thermique observée trois ans après est minime.

La capacité structurale de l'ABOGB a été meilleure que prévue: une heure après la mise en place, aucune déformation permanente n'a été détectée après passage de camions.

Même si les résultats sont très bons jusqu'à date et très prometteurs, l'auteur suggère d'étudier davantage ces matériaux ouverts, in situ et au laboratoire, pour mieux définir les contraintes et déformations, le comportement en fatigue, et pour approcher le design optimum de ce type de construction. En Colombie-Britannique, les coûts engendrés sont identiques ou inférieurs à ceux d'une construction conventionnelle, au moment de la construction.

2.4 EXPÉRIENCES QUÉBÉCOISES

On dénombre quelques sections expérimentales réalisées au Québec entre 1980 et 1982 (Langlois 1981 et 1983), avec des matériaux de fondation inférieure à granulométrie ouverte. Même si la fondation supérieure non drainante empêche ou freine l'évacuation des eaux de surface dans le corps de chaussée, la fondation inférieure drainante a au moins le mérite d'empêcher la nappe phréatique de venir lécher la fondation supérieure, et d'évacuer au printemps le peu d'eau que la perméabilité de la couche supérieure a laissé passer, au moment du dégel (la couche supérieure dégèle avant la couche inférieure).

Quelques caractéristiques des fondations sont données au tableau 11. A Saint-Bruno, trois sections de 20 pieds de large sur 40 pieds de long ont été construites avec les granulométries du tableau 12 en fondation inférieure; les granulats présentaient un faible nombre pétrographique (100) mais une bonne résistance à la fragmentation (4,7 au micro deval) et au gel (0,3 au $MgSO_4$). Les matériaux utilisés à l'Ile Bizard et à La Prairie avaient les granulométries des figures 18 et 19. Le premier projet s'étendait sur une longueur de 2,4 km, le deuxième sur 2,2 km. Les essais de plaque réalisés sur le revêtement avaient montré à l'Ile Bizard que la section expérimentale avait une aussi bonne capacité portante qu'une section conventionnelle; de manière générale, il semble que les essais de plaque et les essais à la poutre Benkelman ont dénoté la bonne portance de ces différentes sections. Malheureusement, elles ont manqué de suivi et il nous est difficile de statuer présentement sur leur comportement.

En 1983, la Division Structure de chaussées du Ministère (Demontigny 1983), proposait d'appliquer le principe de couches drainantes à des réfections de routes qui présentent donc déjà une certaine stabilité, en réduisant simplement la teneur en éléments fins (7 % maximum de passant 75 μ m), et en prévoyant moins de 60 % de passant 4,75 mm (40 % à 60 % de pierre). Cette suggestion ne semble donc pas avoir été suivie (elle n'est pas inscrite dans le C.C.D.G.).

En Ontario, le maximum est de 8 % passant 80 μ m, 5 % pour du concassé 16-0a; en Colombie-Britannique, la limite est donc fixée à 5 % depuis 1984, dans tous les cas. Cette étude (Demontigny 1983) avait donc proposé, plutôt qu'un extrême ou l'autre, un design de chaussée ni trop stable, ni trop perméable, c'est-à-dire des couches moyennement drainantes. Nous attendons toujours que cette expérience se réalise au Québec; c'est dans ce sens qu'une des suggestions de planche expérimentale du paragraphe 5.3 est présentée. Notons que l'étude avait relevé un cas de faiblesse structurale sur deux profils d'autoroute, où des matériaux ouverts avaient été employés, provoquant peut-être une déformation différentielle par rapport aux profils adjacents; les possibilités d'évacuation des eaux de ce passage bien drainant dans la fondation avaient-elles été prévues? Il est envisagé aussi que ces déformations excessives ne se produisent qu'au moment du dégel, suite à des saturations plus ou moins sporadiques de la couche de fondation.

L'étude d'un drainage approprié ne doit pas bien sûr faire oublier les principes de base de design et de capacité structurale (Demontigny 1986); les conditions de gel doivent être prises en compte selon les sols et matériaux, des transitions doivent parfois être construites, les épaisseurs doivent être déterminées selon le nombre et la charge des véhicules, selon la nature et la portance de l'infrastructure, etc.

CHAPITRE III

DESCRIPTION DU PROJET DE RÉHABILITATION À PRÉVOST

3.1 GÉNÉRALITÉS

Il s'agit de l'ancienne route principale qui desservait le Nord de Montréal. Depuis la construction en parallèle de l'autoroute des Laurentides, son trafic a augmenté un peu moins, mais son nombre de véhicules-jour (environ 7800) reste élevé. La route 117 est à quatre voies séparées; elle a dû se faire entretenir souvent, par ajouts successifs de couche d'asphalte. Malgré la grande épaisseur de béton bitumineux à certains endroits, la détérioration grandissante de la chaussée a contraint le Ministère à procéder à sa réhabilitation, par tronçon.

Les travaux exécutés en 1986 (chaînage 2.240 à 3.970, tronçon 02) comprennent les terrassements, les petits ouvrages d'art, les travaux divers, les fondations et l'aménagement des abords de la route.

Comme la cause principale de la détérioration de la route a été imputée au manque de drainage des fondations, il a été décidé d'expérimenter des matériaux à granulométrie ouverte. Ceux-ci ont déjà été utilisés au Québec dans des fondations inférieures, mais c'est la première fois qu'on les employait aussi dans la fondation supérieure.

Le tronçon choisi pour l'expérience (figure 3), a une longueur de 1,73 km.

3.2 PROFIL DE LA PLANCHE EXPÉRIMENTALE

3.2.1 *Calibre suggéré*

En avril 1986, le Laboratoire central suggérait des fuseaux granulométriques pour les fondations inférieure et supérieure (tableaux 3 et 4 ou figure 4). Les calibres proposés montraient délibérément que l'on voulait éliminer les problèmes de drainage des matériaux de fondations, en adoptant des granulats vraiment ouverts. Comme indiqué plus haut, il est possible que "l'ouverture" choisie soit un peu trop élevée; nous sommes désireux de pouvoir la choisir plus méthodiquement à l'avenir. Cette expérience constitue sans doute un exemple vers le côté extrême de la relation perméabilité versus stabilité, expérience qui mérite donc d'être suivie dans le temps.

Il a été suggéré aussi que l'entrepreneur suive une courbe médiane à l'intérieur du fuseau, de façon à respecter une bonne graduation de la granulométrie; il aurait été préférable en fait de resserrer le fuseau, dans le genre par exemple de celui exigé par le Canadien National (figure 4), pour forcer l'entrepreneur à fournir une courbe moins discontinue.

Les épaisseurs des couches sont restées conventionnelles, soit 600 mm d'emprunt granulaire classe A en sous-fondation, 225 mm pour la fondation inférieure en pierre concassée 63-5 mm, 150 mm pour la fondation supérieure en pierre concassée 50-5 mm. La ligne de sous-fondation et surtout la ligne d'infrastructure devaient présenter une pente de 4 % pour faciliter l'évacuation des eaux infiltrées. La couche de revêtement devait comporter une couche de base de 100 mm d'épaisseur en béton bitumineux concassé, recouverte d'un enrobé bitumineux type MB-4 à 160 kg/m² (environ 70 mm d'épaisseur).

Par ailleurs, une mince couche (20 à 30 mm) de criblure ou de sable propre pourra être étendue sur la fondation supérieure si l'orniérage est trop important.

3.2.2 Profil en place

L'ancienne route a été excavée jusqu'à l'infrastructure, composée en général de silt argileux et de sable relativement stables. A certains endroits plus argileux, plus saturés et plus instables, les matériaux ont été remplacés par de la criblure de pierre, ou laissés tels quels, si l'épreuve de portance était satisfaisante (le pourcentage de compactage n'était que de 3 % à 5 % inférieur au minimum de 90 %).

La sous-fondation a été construite en une seule couche avec du sable grossier classé SP, sur 600 mm d'épaisseur. La plupart des essais donnaient 95 % de compactage. Malheureusement, ce sable propre a été pollué à plusieurs endroits par des mottes d'argile, mélangées avec le sable au moment du chargement, dans un banc en cours d'épuisement.

La granulométrie obtenue en chantier pour la fondation inférieure est présentée au tableau 5; la courbe granulométrique est située par rapport au fuseau d'exigence à la figure 5a. Il faut signaler que la première production de pierre concassée montrait sur la voie gauche (côté ouest) une bonne discontinuité granulométrique entre les tamis 9,5 mm et 25 mm; une correction in situ a été apportée en étendant une couche de 2,5 cm environ de granulat de calibre 12,5 - 9,5 mm; elle a été scarifiée, nivelée puis recompactée, mais il est difficile de préciser l'épaisseur concernée et l'homogénéité obtenue (photos 3). Les résultats d'analyses après correction étaient cependant conformes aux exigences, hormis quelques résultats individuels. La courbe de la voie droite est plus régulière. L'épaisseur moyenne de cette couche avoisine les 225 mm prévus.

Le même genre de problème a été rencontré pour la préparation en réserve des granulats de fondation supérieure. La carence en granulats 14-5 mm (chiffre entre parenthèses de la colonne "en réserve" du tableau 6) a été corrigée en réserve, ce qui permet peut-être d'obtenir une meilleure homogénéité en place que si les granulats avaient été rajoutés in situ. La courbe granulométrique obtenue (figure 5b) indique un certain manque de petits granulats par rapport aux gros, même si elle se trouve dans

le fuseau. L'épaisseur de la fondation supérieure a été renforcée sur la voie gauche (environ 215 mm au lieu de 150 mm), tandis qu'elle est restée à 150 mm sur la voie droite, où le profil de l'infrastructure a été légèrement surélevée.

Cette modification résulte d'une prise de décision du Ministère de ne pas déposer les 100 mm de vieux béton bitumineux concassée, en couche de base; on craignait une insuffisance de stabilité à ce niveau. Le revêtement a donc consisté en une couche d'enrobé bitumineux MB2 préparé et posé à chaud au taux de 140 kg/m² (58 mm), surmontée d'une couche MB4 à 110 kg/m² (46 mm). La voie gauche a été construite avec un béton bitumineux recyclé (et un bitume 150-200) dans une proportion de 30 %; la voie droite a été revêtue d'un mélange neuf (avec un bitume 85-100). En général, les matériaux étaient conformes aux exigences du Ministère. Malgré tout, les contrôleurs du Ministère signalaient que des joints longitudinaux et transversaux avaient été mal exécutés.

Pour permettre à l'épandeuse de rouler et paver sans faire d'ornière, une couche de 25 mm en moyenne de criblure de pierre a été étendue et compactée sur la voie gauche, entre la fondation supérieure et le revêtement; sur le côté droit, on a posé une épaisseur de 35 mm environ de granulats 19-0a. La couche de criblure a semblé plus stable que la couche 19-0a.

3.3 PROBLÈMES DE CONSTRUCTION

Rappelons que ces problèmes sont dus aux difficultés de compactage, surtout si les matériaux sont uniformes. Produire des granulats qui s'imbriquent bien les uns dans les autres sous compactage est difficile. Les méthodes de stockage, de chargement, d'épandage, interviennent beaucoup dans la ségrégation des matériaux. Il est fréquemment arrivé que les granulats les plus gros se retrouvaient sur le dessus de la couche, les granulats les plus fins par en dessous. Notons que la politique de la région de Sherbrooke est d'étendre les matériaux de fondation avec un bull sur une couche sousjacente qui n'a pas été du tout circulée avant

d'être recouverte. La ségrégation est ainsi diminuée. Rappelons que celle-ci est plus importante si le matériau ne comprend que des fines et des granulats d'une seule grosseur.

Les conditions de pose de la fondation inférieure n'ont pas été idéales sur la voie gauche en particulier, car la mise en place des granulats s'est effectuée en deux opérations, parfois même trois, puisque une couche de granulats de calibre 10 mm a été rajoutée par après. Il s'ensuit beaucoup de manipulation, de circulation, de nivelage, d'orniérage, et donc de ségrégation. Si l'épaisseur de la première couche est insuffisante, la sous-fondation risque aussi d'être déformée. Néanmoins, la courbe granulométrique obtenue (figure 5a) est relativement régulière, surtout pour la voie droite. De plus, les matériaux se sont tout de même compactés, et les ornières observées étaient raisonnables (voir photo 5).

Les courbes de la fondation supérieure (figure 5b) sont aussi assez régulières, surtout pour la voie gauche, mais le manque de petites pierres et de très grosses a été préjudiciable. La voie droite a donc été moins bien stabilisée; il se peut que ce soit celle qui subira le plus de déformation. La fondation supérieure a aussi été étendue en deux fois.

La paveuse doit bien sûr passer sur une surface parfaitement plane; l'entrepreneur a donc dû étendre une mince couche en surface de la fondation supérieure. Nous pensons que le 19-0a de la voie de droite est suffisamment perméable pour laisser l'eau s'infiltrer. Nous croyons aussi que la criblure de la voie gauche est suffisamment mince et se lie suffisamment avec la couche de béton bitumineux au moment de sa pose, pour se comporter à terme comme elle, question fissuration par exemple; de plus, elle pourra s'assécher rapidement puisqu'elle est mince et que les matériaux sous-jacents sont bien drainants. Cette mince couche de criblure de pierre paraît être une bonne solution pour rattraper l'instabilité; on pourrait suggérer aussi d'étendre une mince

couche de petits granulats (15 mm à 10 mm), puis une mince couche de sable grossier propre, de façon à combler le plus de vide possible en surface, en scarifiant et en compactant au besoin.

On pourrait proposer par ailleurs, après compactage de la fondation supérieure, de stabiliser sa surface avec une émulsion de bitume à froid. Ce traitement a été souvent utilisé avec succès aux Etats-Unis (Richardson et al 1973, Coyne 1972), pour des routes forestières qui supportent de lourdes charges; une bonne résistance à l'orniérage, fissuration, érosion, oxydation, changement thermique, a été observée, ainsi qu'une bonne durabilité et économie.

Les problèmes de stabilité encourus ont été relativement bien surmontés à notre avis. Ils devraient diminuer si les exigences au niveau du tamisage en usine étaient plus restrictives sur la distribution granulométrique.

3.4 PROGRAMME D'ESSAIS

Tous les essais courants de contrôle ont été effectués par le Centre régional du Ministère. De plus, toute une batterie d'essais a été réalisée sur les différents matériaux au Laboratoire central. Le Service des sols et chaussées a fait des relevés au benkelman et dynaflect sur tout le tronçon. Enfin, un programme d'essais est proposé au paragraphe 5.2.2 pour suivre dans le temps le comportement de la chaussée.

CHAPITRE IV

RÉSULTATS DES ESSAIS RÉALISÉS POUR LE SITE DE PRÉVOST

4.1 DESCRIPTION DES ESSAIS

Le Centre régional de Montréal (division ouest) a assuré le contrôle tout au long du tracé, à l'aide des essais suivants: analyse granulométrique, teneur en eau, essai Proctor, densité, absorption, masse volumique et humidité in situ, pourcentage de compactage. Ces données ont été compilées pour toutes les couches, depuis l'ancienne fondation et l'infrastructure, jusqu'au revêtement bitumineux; les tableaux de résultats ne sont pas fournis dans ce rapport, mais certaines valeurs moyennes sont présentées au paragraphe 4.2.

Le Laboratoire central du ministère des Transports du Québec a prélevé deux ou trois échantillons par couche pour essais spéciaux supplémentaires: essais Proctor, CBR, perméabilité, valeur de bleu, soulèvement par le gel pour les sols; nombre pétrographique, densité, pourcentage d'absorption, pourcentage de particules plates ou allongées, $MgSO_4$, Los Angeles, Micro-Deval pour les granulats. Les résultats sont présentés aux tableaux 7, 8 et 9 et au paragraphe 4.2; quelques essais de perméabilité en place sont aussi rapportés dans ce paragraphe.

Le Service des sols et chaussées a effectué in situ des profils de mesure au benkelman mais surtout au dynaflect. Les tableaux de mesures ne sont pas donnés dans ce rapport, mais sont disponibles; les résultats sont interprétés au paragraphe 4.3. Quelques relevés ont été réalisés sur le vieux pavage avant destruction; un essai sur l'infrastructure a été tenté, mais l'état de surface doit être suffisamment plan et rigide pour pouvoir passer le dynaflect. On dispose par contre de données de déflexion sur le revêtement final des deux voies, pour toute la longueur de la section expérimentale (1,7 km).

4.2 ESSAIS DU CENTRE RÉGIONAL DE MONTRÉAL ET DU LABORATOIRE CENTRAL

Les analyses ont montré que l'infrastructure est surtout constituée de silt argileux avec des passages très argileux, humides et instables, surtout sur la voie droite; ces passages sont bien identifiés par leur chaînage dans les rapports d'évaluation technique et de compilation des essais sur les matériaux routiers, préparés par le Centre régional. A l'essai Proctor, la masse volumique maximum obtenue sur ces argiles ne dépasse pas 1700 kg/m^3 , et la teneur en eau optimale est souvent supérieure à 20 %; le pourcentage passant $80 \mu\text{m}$ est en général de 100 %. La teneur en eau in situ est de l'ordre de 35 %. Les essais du Laboratoire central (tableau 8) indiquent qu'il peut s'agir d'une argile fortement plastique CL-CH ou CH, avec une limite de liquidité de 50 et un indice de plasticité de 30, une faible portance ($\text{CBR} < 10$), une faible perméabilité (environ 10^{-8} cm/sec pour 50 % à 100 % du compactage Proctor).

Même si cette argile a été excavée et remplacée par endroit, même si elle ne semble pas tellement sensible au gel, on pourra peut-être imputer certaines déformations de surface à une faiblesse de l'infrastructure à ce niveau. A d'autres endroits (partie centrale du tronçon) un sable moyen à grossier SP était trouvé, et répondait largement aux exigences, avec une masse volumique Proctor de l'ordre de 1900 kg/m^3 (entre 1800 et 2100 obtenue in situ), une teneur en eau optimale de 10 % (5 % à 7 % in situ), un indice CBR de 40-45, un coefficient de perméabilité au compactage Proctor inférieur à 10^{-3} cm/sec .

Le sable de la sous-fondation est naturel pour une petite section; il provient en général d'un banc de carrière. A l'exception de passes polluantes de mottes d'argile, les caractéristiques du sable sont satisfaisantes: le sable SP naturel est semblable à celui de l'infrastructure; le sable SP rapporté est plus ou moins mal gradué, avec une masse volumique Proctor voisine de 1800 kg/m^3 pour une teneur en eau optimale de 13-15 %, un indice CBR situé autour de 30-35, un coefficient de perméabilité au degré Proctor de 10^{-3} cm/sec .

La masse volumique obtenue in situ est de l'ordre de 1650 kg/m^3 pour $w \approx 4-6 \%$, de 1750 kg/m^3 pour $w \approx 4-9 \%$; le degré de compactage Proctor est de 95% en moyenne; 100% est même parfois atteint sur la voie gauche (en début de contrat, le banc de sable était encore propre), pour une faible teneur en eau parfois (4%).

Les granulats de pierre concassée GP ou GW proviennent d'un banc de dolomie, dure à $98-99 \%$, schisteuse pour 1% à 2% . Leur nombre pétrographique est de 103, leur pourcentage d'absorption de 0,68; on a compté 27% de particules allongées, 11% de particules plates; la résistance au MgSO_4 vaut 1,4, le coefficient Los Angeles est de 20,6, le Micro Deval 13,3. Ces valeurs témoignent de la très bonne qualité de ces granulats de carrière, très durs et résistants en présence d'eau, non fragiles au choc ni fragmentables, bien concassés et anguleux; la distribution granulométrique a été étudiée au paragraphe 3.2.2. Le compactage et la portance n'ont pas été évalués au laboratoire puisque les essais existants sont inadéquats si le pourcentage de pierre est trop grand.

Cependant, la différence entre la masse volumique non tassée (1557 kg/m^3) et la masse tassée (1720 kg/m^3) déterminées d'après la norme BNQ 2560-060, montre que le matériau peut se compacter de 8% à 12% . Comme la masse volumique in situ, difficile à mesurer au nucléodensimètre (tige peu enfoncée), semble être au moins égale à la masse tassée (1900 kg/m^3 a été facilement atteint), on peut penser que les granulats se sont quand même faits compacter sur le chantier. Une vérification laborieuse peut être effectuée en place, en creusant un trou dans la fondation, en mesurant son volume, et en pesant les matériaux extraits. De plus, on peut mesurer après quelques passes avec le nucléodensimètre, l'évolution de la masse volumique; on a relevé les valeurs suivantes: 1829 kg/m^3 avec 1% à 2% d'humidité, 1816 kg/m^3 à l'état sec; après 3 passes supplémentaires, ces masses volumiques sont devenues 1739 kg/m^3 et 1727 kg/m^3 , à l'état humide et sec, respectivement. Ces chiffres montrent d'une part qu'on est capable d'obtenir in situ un certain degré de compactage (sans doute plus de 10%), et d'autre part qu'il ne faut pas trop laisser passer les rouleaux compresseurs sur les granulats ouverts sous peine de décompacter.

Un essai sur gros moule sera mis à l'essai au Laboratoire central; en attendant on doit se contenter de l'expérience in situ, des remarques ci-dessus et des discussions du début de ce rapport.

Le gravier 19-0a étalé en couche mince sur la fondation supérieure de la voie droite contient 5 % à 10 % de passant 80 μm , et présente des caractéristiques qui auraient été insuffisantes pour une fondation supérieure conventionnelle, malgré la bonne qualité des particules supérieures à 5 mm (tableau 9). La masse tassée est de 1828 kg/m^3 , tandis que la masse volumique en place est en général comprise entre 1950 kg/m^3 et 2150 kg/m^3 , pour une humidité de l'ordre de 2-3 %. Rappelons que ces matériaux n'ont servi qu'à permettre de faire passer la paveuse; la criblure de pierre sur la voie gauche avait le même but. Cette criblure (tableaux 7 et 8) est classifiée comme SP-SM, contient près de 12 % de passant 80 μm , et présente une forte densité des grains (2,83), une forte masse volumique Proctor (2311 kg/m^3) à 5,9 % de teneur en eau, un indice CBR très élevé, un coefficient de perméabilité compris entre 10^{-4} et 10^{-5} cm/sec.

Le laboratoire a réalisé quelques essais de perméabilité en place. La couche d'asphalte est perforée; on introduit dans le trou un tube de plastique gradué; on étanche la base du tube à l'aide de bentonite en poudre et de sol, sur l'épaisseur du béton bitumineux; on remplit d'eau le tube gradué jusqu'en haut (hauteur du tube: 1,0 m ou 1,50 m; diamètre du tube: 3,15 cm), et on mesure dans le temps, la hauteur ou le volume d'eau qui s'écoule dans la fondation. Le coefficient de perméabilité est donné par la formule (Hvorslev, 1949):

$$k = \frac{\pi d}{8(t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2} \quad \text{ou} \quad d = \text{diamètre du tube}$$

$H_1 =$ hauteur piezométrique au temps
 $t = t_1$

$H_2 =$ hauteur piezométrique au temps
 $t = t_2$

Sur la voie gauche, où une mince couche de criblure de pierre recouvre la fondation supérieure, la perméabilité mesurée en 4 points est comprise entre $3,0$ et $3,5 \cdot 10^{-3}$ cm/sec; un autre point de mesure a donné $0,6 \cdot 10^{-4}$ cm/sec; par contre, si on enlève la criblure, l'eau s'écoule trop rapidement pour réussir à prendre une mesure. Sur la voie droite où on retrouve une mince couche de matériaux 19-0a sous l'asphalte, la perméabilité la plus faible était de $5 \cdot 10^{-3}$ cm/sec; elle est bien souvent plus élevée, parfois non mesurable, même avant d'extraire le 19-0a. Un essai a été réalisé sur l'ancienne fondation; le coefficient trouvé a été de $3,3 \cdot 10^{-4}$ cm/sec.

Même si on ne sait pas exactement quelle est la perméabilité que l'on mesure (perméabilité horizontale ou verticale, influence de l'effet de surface), cet essai est assez rapide et permet de comparer les mesures entre-elles.

4.3 ESSAIS DE DÉFLEXIONS EN PLACE

Etant donné la supériorité en général des résultats du dynaflect sur d'autres moyens d'évaluation de la portance en place, il avait été décidé d'utiliser cet appareil pour suivre la construction, et l'après construction. Malheureusement la capacité de support des surfaces de l'infrastructure, de la sous fondation de sable et des fondations "ouvertes", était insuffisante pour empêcher les roues du dynaflect de faire des ornières. Des essais à la poutre Benkelman ou des essais de plaques (ASTM D 1195 ou D 4429) auraient donc été préférables, pour l'étude structurale des différentes couches.

Une petite partie de profil a cependant été faite sur l'infrastructure, ainsi que des profils complets dans les deux sens de la route sur le revêtement final. Quelques essais au Benkelman sont aussi analysés. Ces résultats sont présentés au tableaux 13 et 14. Un nouveau profil devrait être effectué au printemps 1988. Les essais et leur interprétation ont été réalisés par la Division Structure de chaussées du Ministère.

Les résultats paraissent hétéroclites puisque certains profils montrent un surplus de portance, d'autres une insuffisance de portance; ces excès ou déficiences apparaissent au tableau 14 sous forme de cm de gravier en trop (+) ou en moins (-).

En général, la portance de la moitié sud de la voie droite est faible (essais 8 et 9), celle de la moitié nord est bonne (essais 7 et 10); la voie gauche est alternativement faible (essais 5 et 6) et bonne (essais 11 et 12). Les essais réalisés sur le vieux pavage (essais 1, 2, 3) ou sur l'infrastructure (essai 4) confirment la faiblesse de l'ancienne structure et la nécessité de réhabiliter la route. Malgré les disparités, la capacité structurale de la route semble donc correcte à l'exception de la moitié sud de la voie droite; il est difficile pour l'instant d'y trouver une explication; ce chaînage devra être particulièrement surveillé.

CHAPITRE V

DISCUSSION

5.1 INTERPRÉTATION GÉNÉRALE DES ESSAIS

Les sols d'infrastructure à Prévost sont relativement hétérogènes, et parfois assez faibles pour craindre des déformations différentielles en surface. Les passages trop douteux de l'infrastructure ont cependant été travaillés; d'autre part, les passages argileux plus faibles ont déjà subi les contraintes de l'ancienne chaussée et seront moins alimentés en eau de surface, puisque les fondations drainantes et la pente des couches évacuent cette eau au fur et à mesure. Les sols de la sous fondation sont satisfaisants. Les granulats "ouverts" des fondations inférieure et supérieure sont de bonne qualité et relativement bien gradués. La partie nord de la section, dans le village même, devrait bien se comporter en raison du confinement des matériaux de construction. On peut s'attendre à de moins bonnes performances de la partie sud du tronçon en remblai, car les granulats ouverts, moins confinés, sont plus sujets au fluage; il y aurait donc possibilité d'orniérage en surface de cette section. L'orniérage sera peut-être plus notable sur la voie gauche (mélange 150-200) que sur la voie droite (mélange 85-100); pourtant, la capacité de support fournie par le dynaflect paraît plus faible sur la moitié sud de la voie droite. Remarquons enfin que la fondation inférieure à Prévost est peu différente de la fondation supérieure, ce qui rejoint les partisans d'une seule couche de fondation dans les chaussées.

C'est pourquoi il y a matière à amélioration, même si nous sommes convaincus que la section de Prévost se comportera correctement. La compréhension du problème, l'étude bibliographique, l'analyse du cas de Prévost, nous permettent d'énumérer dans la conclusion de ce rapport, un certain nombre de points qui optimiseront les constructions ou réparations de chaussées. C'est pourquoi aussi, il faut continuer de rechercher à mieux définir cet optimum, à la fois par la réalisation d'autres

sections expérimentales, et par une approche plus rigoureuse (prise en compte des conditions environnementales, détermination exacte de la relation perméabilité versus stabilité, étude structurale plus complète). L'avenir nous permettra de mieux évaluer le site expérimental de Prévost, à condition de bien le suivre dans le temps.

Parmi les études entreprises pour augmenter notre connaissance dans le domaine des designs en couches drainantes, on peut énumérer dès maintenant:

- mise au point d'essais triaxiaux cycliques sur gros échantillons (G. Légaré avec mesures de la stabilité et de la perméabilité, pour différents niveaux de consolidation et différentes caractéristiques de granulats;
- développement d'une méthode de compactage en laboratoire des grosses particules dans un gros moule (voir G. Légaré, tech. princ., Lab. central);
- évaluation de la portance par essais de plaque, ou autres, au laboratoire et sur chantier; recherche bibliographique (essai du Michigan, essai ASTM etc. ...);
- recherche de moyens de mesures in situ, de la pénétration et de la perméabilité dans les matériaux granulaires; des contraintes en place, de la teneur en eau, etc. ...;
- étude des mélanges bitumineux poreux.

5.2 SUIVI DU PROJET DE PRÉVOST

5.2.1 *Etat de la chaussée un an après la construction.*

Une série de photos a été prise au début de l'été 1987, soit après le premier hiver subi par la chaussée. Généralement, la chaussée s'est bien comportée, à part le joint longitudinal entre les deux voies, de chaque côté, qui s'est détérioré davantage (il avait été mal exécuté au moment de la construction).

Nous présentons, en annexe, un reportage photos. Les photos 1 à 8 traitent des différentes étapes de la construction, et de quelques problèmes encourus. Les photos 9, 10 et 11 montrent l'état de la chaussée au printemps 1987; à la fin de l'été, peu de changement a été noté.

5.2.2 *Mesure à prendre pour suivre le comportement.*

Un nouveau profil de dynaflect devrait être pris au cours du printemps 1988; il devra être envisagé d'en relever d'autres dans les années subséquentes, en particulier à la fin de l'hiver, pour localiser un site éventuel de soulèvement différentiel dû au dégel. Les mesures de portance au dynaflect ont l'avantage d'évaluer les besoins en renforcement.

Nous conseillons de faire effectuer régulièrement par le personnel local (district ou CR), des relevés visuels détaillés en fonction du drainage, de la fissuration ou tout autre désordre, avec des photos à l'appui, ainsi que l'enregistrement des précipitations et températures exceptionnelles. Les débits de drains devront être mesurés pour différents tronçons à différentes époques de l'année, ou avant et après une bonne pluie; les circuits de drainage devront être surveillés et entretenus (drains, collecteurs, tuyaux d'évacuation, sorties, marqueurs, grilles etc. ...). Des essais de perméabilité seront réalisés. Quelques tubes piézométriques et quelques tubes de gel devraient être installés, au milieu de la voie et sur le côté, puis lus de temps à autre. Il pourrait être envisagé de mesurer un indice de confort ou une qualité de roulement, un écart de qualité entre l'été et l'hiver; cette mesure de l'uni peut être faite par la Division Structure des chaussées, avec l'appareil Scrimm ou autre, ou tout simplement par des lectures de niveaux entre des BM stables et des clous quadrillant la chaussée sur les lignes de centre et de bord de pavage. Des photos pourront être prises à différents intervalles. Les fréquences de mise en place et de lecture doivent être fixées selon le site et selon les résultats des premiers relevés.

5.3 SUGGESTIONS DE PLANCHES EXPÉRIMENTALES

Les quatre sections expérimentales proposées pourront être envisagées à l'occasion d'une réhabilitation de chaussée normalement prévue par le Ministère.

La construction et le suivi de ces sections devront être orchestrés à la fois par la Direction Régionale impliquée et par la Direction des

sols et matériaux; une collaboration devra être prévue entre le centre régional concerné, les Divisions Sols et granulats du Laboratoire central et Structures de chaussées des Sols et chaussées.

Ces quatre sections veulent se situer entre les extrêmes: une section un peu plus perméable et un peu plus ouverte (figure 20) que dans la chaussée conventionnelle, une section intermédiaire (figure 21), et une section en matériaux ouverts (figure 22) mais un peu moins ouverts que ceux du site de Prévost; la quatrième est identique à la troisième si ce n'est la fondation supérieure qui sera traitée avec 3 % d'asphalte, pour fins de comparaison avec la troisième section. La dernière planche est une réplique de celle réalisée en Colombie-Britannique (Haughton 1986); le fuseau granulométrique est un peu plus étalé, la partie la plus grosse accepte un calibre maximum plus gros.

Les quatre planches devront présenter approximativement les mêmes caractéristiques: épaisseurs conventionnelles, granulométrie bien graduée, granulats de pierre concassée de bonne qualité, pente des lignes d'infrastructure et de sous-fondation de 4 %, mélange 85-100, bon réseau d'évacuation des eaux, etc. ..., ainsi que des précautions supplémentaires pendant la construction. Des études structurales de ces sections devront accompagner les travaux et leur suivi.

Il est insuffisant de suggérer des planches expérimentales uniquement sur la base d'une exigence de fuseau granulométrique des fondations inférieure et supérieure. Il faudra améliorer, compléter et exiger d'autres critères selon le site choisi. On pourra, par exemple, être amené à demander un fuseau d'emprunt A plus restrictif, ou une autre propriété spécifique de granulat ou de revêtement bitumineux.

CONCLUSION

La présence d'eau dans le corps d'une chaussée sera toujours génératrice de désordres plus ou moins importants. Le risque de saturation des fondations de nos chaussées conventionnelles plus ou moins imperméables sera toujours latent si on ne modifie pas nos habitudes de construction ou d'entretien. Les revêtements bitumineux et les accotements ne seront jamais complètement imperméables; les remontées de nappe phréatique ne seront jamais complètement évitées. Par contre, on pourra empêcher les fissures de s'ouvrir trop et les pressions interstitielles de s'accroître trop, en adoptant des couches de fondation bien drainantes et un réseau approprié d'évacuation des eaux.

Il ne s'agit pas non plus de passer d'un extrême à l'autre, mais de profiter des expériences positives, au Québec et ailleurs, en Colombie-Britannique en particulier (Haughton 1986), pour mettre au point une méthode de design de structure adapté à l'environnement, en couches vraiment drainantes tout en conservant une bonne stabilité; la perméabilité des matériaux de fondation doit être telle que l'eau puisse s'évacuer en tout temps. Si l'infrastructure n'est pas drainante, la structure de la route doit l'être d'autant plus (le chiffre de 0,35 cm/sec au minimum est alors avancé par Ridgeway ou Haughton, pour assurer un drainage latéral).

Le Laboratoire central du ministère des Transports du Québec participe à la recherche de l'optimum en proposant de:

- construire quatre planches expérimentales, au gré de réhabilitation déjà prévues par le Ministère, bien instrumentées et bien suivies par la Direction Régionale concernée et par les Services du Laboratoire central et des Sols et chaussées;
- mettre au point un essai triaxial cyclique sur gros échantillon, de façon à mesurer en laboratoire la stabilité, voire la perméabilité;
- sensibiliser les intervenants et engager les études et les échanges sur cette méthode d'analyse .

D'autre part, nous suggérons d'ores et déjà une série de mesures susceptibles d'augmenter la durée de vie des chaussées flexibles, sans forcément augmenter les coûts, puisque les épaisseurs des matériaux denses ou ouverts peuvent généralement rester les mêmes (Cedergreen 1974, Haughton 1986).

- Imposer une limite maximum de 6 % de particules fines passant le tamis 80 μm , non argileuses autant que possible, pour assurer un minimum de perméabilité à toutes fondations;
- utiliser des matériaux à granulométrie plus ouverte que par le passé en resserrant notoirement les fuseaux d'exigences, ou en précisant des limites minimum et maximum de pourcentages passants à chaque tamis de la série R20, pour bénéficier de la stabilité d'une distribution granulométrique bien graduelle; on pourra vérifier l'exigence $C_u > 4$ et $1 < C_c < 3$ (ASTM D 2487);
- se montrer exigeant sur la qualité du granulat;
- porter attention aux circuits de drainage (pentes de 4 % pour certaines couches etc. ...);
- envisager le traitement de la fondation supérieure, qui doit reprendre encore une grosse partie des efforts, même si les contraintes transmises par le passage d'un véhicule décroissent très rapidement sous la surface de la chaussée; 3 % à 3,5 % d'asphalte donne satisfaction à la Colombie-Britannique ou à certains Etats américains; 3,5 % de ciment donne satisfaction à la France. Ce traitement près de la surface est une bonne solution au manque éventuel de stabilité superficielle d'une fondation en matériaux à granulométrie ouverte;
- stabiliser la surface de la fondation supérieure, si elle n'est pas traitée, avant passage de la paveuse, par une émulsion de bitume ou un liant asphaltique, ou en étendant et en compactant une mince couche de sable ou de criblure sans particules fines;
- utiliser un mélange bitumineux 85 - 100 plutôt que 150 - 200; augmenter légèrement l'épaisseur du revêtement si le point précédent n'est pas adopté; étudier les revêtements en béton bitumineux poreux;

- améliorer les conditions de mise en place des matériaux par les moyens suivants: limiter davantage la circulation des véhicules (lourds) sur les surfaces en matériaux ouverts; employer des camions qui étalent mieux les granulats ("belly dump truck"), plus régulièrement et d'une hauteur réduite, et des paveuses qui font moins d'ornières ("green paving machine" ou "Blaw Knox PF-500"); porter une attention particulière au compactage des matériaux (en couches de 15 cm d'épaisseur);
- 5 améliorer les conditions de stockage des matériaux pour limiter la ségrégation (Haughton 1986).

L'énoncé de ces différents points est basé sur la connaissance des effets néfastes de toute présence d'eau dans les chaussées, sur la constatation des dégradations et des coûts élevés de réhabilitation de nos chaussées, sur une étude bibliographique des chaussées drainantes, sur l'expérience de Prévost. Certaines améliorations ou modifications pourront être apportées en particulier par les études sur la recherche de l'optimum dont on a parlé plus haut, ou par la réalisation de nouvelles planches expérimentales. Nous pensons qu'il faut assurer à tout prix un bon drainage de tous les matériaux de chaussée. Le prix à payer (au moment de la construction) pourrait donc être de traiter systématiquement la fondation supérieure (à l'instar de bien d'autres pays); ceci milite en faveur du maintien de deux couches de fondation (car il serait superflu de traiter toute l'épaisseur des deux couches). Mais ce coût supplémentaire initial serait rapidement compensé par une augmentation de la durée de vie de la chaussée. Si de plus le Québec s'apprête à autoriser des plus gros poids lourds à circuler sur toutes nos routes tout au long de l'année, le Ministère devrait s'y préparer dès maintenant.

BIBLIOGRAPHIE

NOTE : les titres affectés d'un astérisque * sont cités dans le texte.

- ALLEN, C.W., Childs L.D., 1956. Report on pavement research project in Ohio. HRB Bull. n° 116 p.p. 57-71.
- ANDERSON, D.A., Kilareski, W.P., Bonaquist, R.F., 1984.* Construction and operation of the pavement durability research facility. Vol. 1 Pavement research at the Pennsylvania Transp. Res. Fac. Report n° FHWA-PA-84-023.
- ANDERSON, D.A., Kilareski, W.P., Luhr, D.R., 1984.* Fourth cycle of research summary report. Padot Res. Proj. 82-11, vol. 7, PT1, Report 8422, Pennsylvania Transp. Inst.
- ANDERSON, D.A., Shamon, M.E., 1984.* Open-graded permeable subbases at the pavement durability research facility. Vol 5. Pavement Research at the Pennsylvania Transportation Research Facility. Report n° FHWA/Pa 84.027.
- ARGUE, G.H., 1969. Frost and thaw penetrations of soils and pavements at canadian airports. Construction engineering & architectural branch; airport development. Transport Canada.
- ARGUE, G.H., 1982. St-Andrews airport; pavement drainage test sections. summary report AK-67-09-227. Airports and Construction Services Directorate; surface structures Division. Transport Canada.
- ARGUE, G.H., 1983. Open-graded base course for improved pavement drainage. Transport Canada, Air administration.
- BARBER, E.S., Sawyer, C.L., 1952. Highway subdrainage. H.R.B. Proc. Vol. 31 pp. 643-666.
- BARENBERG, E.J., 1982. Effects of moisture and drainage on behavior and performance of N.J.. Depart. of Transp. Rigid pavement systems. Report n° FHWA/NJ 831010.
- BARBER, W.R., Gunkel. R.C., 1979. Structural evaluation of open-graded for highway pavements. US Army eng. waterways experiment station, geotechnical laboratory. Report n° WES GL-79-18. Structural strength of pavements with open-graded bases. Report n° 70-002-7740; FHWA-RD-79.S0928.

- BARKSDALE, R.D., 1984. Crushed stone base course performance. 63rd Annual Meeting of the T.R.B.
- BEN, ABDALLAH, D.A. Daoud Mohamed, D.R., 1978. Critères de qualité de ballast, travail fin d'études, ENPC, Paris.
- BERG, R.L., McGaw, R.W., 1978. Improved drainage and frost action criteria for New Jersey pavement design. Phase 2: frost action - Report n° PHWA-RD-79-S0814.
- BONNET, G., Poilane, J.-P., 1985. Le drainage des structures de chaussées autoroutières en dalle épaisse. Bull. de liaison LCPC N° 140, pp.7-17.
- BRULL, A., Raimbault, G., Griselin, J.-F., 1985. Les arrivées d'eau dans les chaussées en béton de ciment. Bull. de liaison LCPC n° 138, pp. 48-56.
- BURKE, J.E., 1973. Shoulder experience in Illinois. HRB, publ. n° 142, pp. 12-13.
- CEDERGREEN, H.R., Lovering, W.R., 1968. The economics and practicability of layered drains for roadbeds. H.R.B. n° 215, pp . 1-7.
- CEDERGREEN, H.R., O'Brien, K.H., Arman J.A., 1972. Guidelines for the design of subsurface drainage systems for highways. Report n° FHWA-RD-72-30.
- CEDERGREEN, H.R., 1974 (et 1987?). Drainage og highway and airfield pavement. J. Wiley and Sons book.
- CEDERGREEN, H.R., 1980.* Open graded aggregate drainage under pavements. Report n° 125, National Sand and Gravel Association. 64th Annual Convention.
- CHAMBERLAIN, W.P., Yoder, E.J., 1958.* Effect of base course gradation on results of laboratory pumping tests. HRB Bull. 202.
- CHAMBERLAIN, E.J., Gaskin, P.N., Esch, D., Berg, R.L., 1982. Identification and classification of frost susceptible soils, ASCE spring convention.
- CHRISTORY, J.-P., 1985. Erodabilité des fondations et comportement des chaussées. Bull. de liaison n° 138. pp. 57-72.

- COLLEY, B.E., Nowlen, W.J.. Performance of subbases for concrete pavements under repetitive loading. HRB Bulletin n° 202, pp. 32-58.
- COYNE, L.D., 1972. Design and construction of emulsified asphalt open-graded mixes and overlays. 23rd Annual Road Builders Clinic, Moscow, Idaho.
- DALLAIRE, G. et al., 1981*. Influence de la qualité de granulats dans les fondations d'une chaussée, ministère des Transports du Québec, Laboratoire central, rapport interne; bulletin Coup d'Oeil vol. 6 n° 2, 1982.
- DEMONTIGNY, P. 1983. * Comportement 1969-1983 du tronçon Charny-Rivière-du-Loup de la route 20 Est. Rapport interne, ministère des Transports du Québec, dossier 76-22-225.
- DEMONTIGNY, P., 1986*. Guide pour la construction et la remise en état des routes à faible trafic. Rapport interne, ministère des Transports du Québec, Service des sols et chaussées.
- DESROCHERS, P., Leroux, J.-P., 1985. Guide pour interprétation et traitement des valeurs dynaflect. Rapport interne, ministère des Transports du Québec.
- DOUGLAS, Tourner, K., 1983. Permeability of dense, intermediate and open graded aggregate. BC. Min. of Transport & Highways.
- DRAKE, E.B., 1979. National Exp. Eval. Program, Kentucky highway project; presented at water in pavement workshop, Sacramento, California.
- ECOLE POLYTECHNIQUE DE MONTREAL, 1984. Rapport Histocomp.
- FLON, P. 1986.* Influence du pourcentage de concassé sur la portance d'une chaussée à partir d'essais en laboratoire. Recherche Transports n° 34 et rapport interne, ministère des Transports du Québec, Service du Laboratoire central.
- FLON, P., 1987.* Influence du pourcentage de fines sur la portance d'une chaussée à partir d'essais en laboratoire. Recherche Transports Mai 1987 et rapport interne, ministère des Transports du Québec, Service du Laboratoire central.
- FOWLER, J., 1976. Improvements to airport criteria, phase I. Report n° FAA-Rd-76-59.

- GELDMACHER, R.C., Anderson, R.L., Dumkin, J.W., Partridge, D.R., Harr, M.E., 1957. Subgrade support characteristics as indicated by measurements of deflection and strain. Highway Research Board Proc. Vol. 36 pp. 447-496.
- GRAY, W.C., Hannon, J.B., Forsyth, R.A., 1974. Performance of two layer asphalt stabilized drainage blankets for highway subdrainage. Report n^o OB-238640/AS.
- HAUGHTON, D.R., 1983. Permeability and stability design guidelines for dense intermediate and open graded aggregate. B.C. Min. of Transport. and Highways.
- HAUGHTON, D.R., 1979. A pavement using open graded aggregate. British Columbia. Min. of Transport. and Highways.
- HAUGHTON, D.R. 1986.* Open graded aggregate highway construction; Pine pass project. Rapport interne Ministry of Transportation and Highways; Geotechnical and Materials Branch, Victoria, British Columbia.
- HAYERS, J.A., Yoder, E.J., 1957. A study of interactions of selected combinations of subgrade and base course subjected to repeated loading. HRB Proc. Vol. 36, pp. 443-478.
- HAYNES, J.H., Yoder, E.J., 1963*. Effects of repeated loading on gravel and crushed stone base course materials used in the AASHO road test, HRC n^o 39.
- HERNANDEZ, J.R., 1983. Contribution à l'étude des sols supports de chaussées partiellement saturés. Thèse D. Ing. - INSA. Rennes.
- HOFFMAN, G.L., Shamon, K.E., 1984. Premature failure of permeable subbase pavement sections incorporating geotextiles. Cooperative research by the Pennsylv. Dep. of Transp. and the Pennsylv. Transp. Institute.
- JOHNSON, T.C., 1974. Is aggregate base the solution in frost areas ? National Crushed Stone Association.
- KERR, J.W.G., Haughton, D.R., 1982.* Base course drainage gradation stability. B.C. Min. of Transports and Highways.
- KERR, J.W.G., Haughton, D.R., 1984.* The rationale and benefits for revision of B.C. granular base specifications. Geot. and Mat. Branch, Min, of Transportation and Highways, Victoria, B.C..

- KERR, J.W.G., 1985.* A review of granular base characteristics for roadway pavement structures. Geotechnical News, vol. 3, n° 3, pp. 25-29.
- KOZLOV, G.S., 1981.* Road surface drainage design, construction and maintenance guide for pavements. NJDOT, Div. of Research & devel..
- KOZLOV, G.S., MOTTDA, V., MEHALCHILK, G., 1983.* Improved drainage and frost action criteria for New Jersey pavement design. Vol. I. Investigations for subsurface drainage design. Report n° FHWA-NJ-84-003.
- LANGLOIS, P. 1981* Etude d'une structure de chaussée constituée de matériaux non dégradables et à granulométrie ouverte, Rapport interne, ministère des Transports du Québec, Service du Laboratoire central.
- LANGLOIS, P., Rancourt, D., 1983.* Capacité portante de chaussées construites en matériaux à granulométrie ouverte. Rapport interne, ministère des Transports du Québec, Service du Laboratoire central.
- LUHR, D.R., Anderson, D.A., Fernando, E.G., 1984.* Development of material structural coefficients and evaluation of material behaviour. Vol. 6. Pavement Research at the Pennsylvania Transportation Research Facility Report n° FHWA/PA. 84-028.
- MAJIDZADEH, K., 1976. Evaluation of pavement subsurface drainage conditions in Ohio. Report n° OHIO-DOT-05-76 PB-264110/8ST.
- MARTINEZ, J., 1980. Contribution au dimensionnement des chaussées souples, comportement des matériaux et méthodes de calcul. Thèse D. Ing. INSA Rennes.
- MOULTON, L.K., 1984*. Crushed stone base course performance. 63rd Annual Meeting of the T.R.B..
- PAUTE, J.L., 1983.* Comportement des sols supports de chaussées à l'appareil triaxial à chargements répétés. Bull. de liaison LCPC n° 124.
- RAIMBAULT, G., Gauthier, J., 1986. Les chaussées poreuses: technique alternative en assainissement pluvial. XIX^e journées de l'hydraulique. Rapport n° 11.

- RAYMOND, G.P., 1979. Railroad ballast prescription: state of the art. Journal of the geot. Eng. Div. (ASCE) Vol. 105, n^o GT2.
- RAYMOND, G.P., 1979*. Ballast properties that affect ballast performance. Can. Instit. for guided ground Transport. Queen's University.
- RICHARDS, W.A., 1983. Stability of dense, intermediate and open graded aggregate. B.C., Min. of Transport. and Highways.
- RICHARDS, W.A., 1983*. Triaxial tests of 25 mm aggregates; report of geotechnical and materials Eng.; B.C. Min. of Transp. and Highways.
- RICHARDS, W.A., 1984*. Pine Pass quartzite triaxial tests, asphalt bound crushed aggregate; report of geot. and mat. Eng., B.C. Min. of Transp. and Highways.
- RICHARDSON, E.S., and Liddle W.A., 1973*. Open-graded emulsified asphalt pavements. Region 10 office of Federal Highway Projects, office of Development, FHA Washington.
- RICHARDSON, E.S., Liddle W.A. 1974*. Experience in the pacific northwest with open-graded emulsified asphalt pavements, U.S. Dep. of Transp. 74.3
- RIDGEWAY, H.H., 1982*. Pavement subsurface drainage systems. NCHRP synthesis of highway practice 96. TRB. n^o 36.
- SPENCER, W.T., Allen, H., Smith, P.C., 1956. Report on pavement research project in Indiana. HRB bull. n^o 116, pp. 1-56.
- WINTERKORN, H.F., 1967*. Application of granulometric principles for optimization of strength and permeability of granular drainage structures. Highway Research Record n^o 203.
- YODER, E.J., Witczak, M.W., 1975*. Principles of pavement design, J. Wiley & Sons.
- YOUDALE, G.P., 1979. The role of crushed rock in pavements in a wet environment. Report n^o APR 98. New South Wales Depart. of Main Roads, Australia.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Equivalences approximatives d'épaisseurs par province

PROVINCES	ÉQUIVALENCES
Colombie-Britannique	25 mm Béton bitumineux = 50 mm F. gravier (min.) 65 mm S.F. gravier sableux
Alberta	25 mm Béton bitumineux = 55 mm gravier concassé 45 mm Sol-ciment 30 mm F. grave-bitume
Saskatchewan	Considérées comme variables et pas utilisées
Manitoba	25 mm Béton bitumineux = 50 mm F. gravier 40 mm Sable-bitume ou sol-ciment 50 mm Argile traitée à la chaux
Ontario	25 mm Béton bitumineux = 25 mm F. traitée bitume ou ciment 50 mm F. granulaire «A» 75 mm S.F. granulaire (B,C,D.) 25 mm B.B. pleine-ép. = 70 mm F. granulaire «A» (Prélim.)
Québec	25 mm Béton bitumineux = 50 mm F. pierre concassée 65 mm S.F. ou F. gravier 125 mm Sable S.F. 30 mm Sol-ciment (150 mm ou moins) 50 mm Sol-ciment (150 mm ou plus) 35 mm Argile-chaux 45 mm F. stabilisée bitume
Terre-Neuve	25 mm Béton bitumineux = 65 mm Pierre concassée 65 mm Gravier concassé 50 mm Sol-ciment 75 mm S.F. gravier 100 mm Gravier sableux
Nouveau-Brunswick	25 mm Béton bitumineux = 50 mm Pierre concassée 50 mm Sol-ciment (150 mm ou moins) 50 mm (ou moins) F. stabilisé au bitume 75 mm S.F. gravier

F. Fondations
S.F. Sous-fondation

Tableau 2: Spécifications sur les ballasts de voies ferrées.

- cas (1) : ballast de pierre concassée pour voie principale
 cas (2) : ballast de pierre concassée pour voie secondaire
 cas (3) : gravillon pour "soufflage mesuré"
 cas (4) : ballast de gravier concassé

Granulométrie

Tamis (% passant)	(1) et (2)	(3)	(4)
2 po. 56 mm	100		
1½ po. 40 mm	80 - 100		100
1 po. 28 mm	30 - 75	100	75 - 100
¾ po. 20 mm	15 - 40	90 - 100	50 - 75
½ po. 14 mm	0 - 20	15 - 55	20 - 55
3/8 po. 10 mm	0 - 5		
n° 4 5 mm		0 - 5	0 - 5
n° 220 80 µm	0 - 1	0 - 1	0 - 1

particules plates : < 30 % (norme BS 812)

arêtes : > 1 pour 98 % des granualts (1) ou (2)
 > 2 pour 75 % des granulats (1) ou (2)
 > 1 pour 70 % des granulats (1) ou (2)

absorption : > 0,5 % (ASTM C-127)

abrasion : > 20 % pour (1) et (3) (ASTM C-131)
 > 30 % pour (2)

stabilité volumétrique: ASTM C-88 (essai au sulfate de magnésium)

< 7 % pour 5 cycles pour (1) (3) et (4)
 < 10 % pour 5 cycles pour (2)

Tableau 3: Fondation inférieure proposée

Tamis		en % passant	
		médiane idéale	fuseau
3"	80 mm (75 mm)	100	100
2½"	63 mm	95	85-100
2"	50 mm	86	65-95
1½"	40 mm (37,5 mm)	74	45-90
1"	25 mm	48	25-75
½"	14 mm (12,5 mm)	20	5-50
	9,5 mm	10	0-30
# 4	5 mm (4,75 mm)	3	0-10
# 200	80 µm (75 µm)	0	0-2

Tableau 4: Fondation supérieure proposée

		en % passant	
Tamis		médiane idéale	fuseau
	56 mm	100	100
2"	50 mm	95	85-100
1½"	40 mm (37,5 mm)	85	65-95
1"	25 mm	65	40-80
½"	14 mm (12,5 mm)	25	10-55
	9,5 mm	14	5-35
#4	5 mm (4,75 mm)	3	0-12
#200	80 µm (75 µm)	0	0-2

Tableau 5: Fondation inférieure en place

en % passant

Tamis	Exigence 63-5 mm	En réserve	En chantier	
			voie gauche	voie droite
80 mm (75 mm)	100	100	100	100
63 mm	85-100	100	99,7	100
50 mm	65-95	97	95,3	98,9
40 mm (37,5 mm)	45-90	88	81,3	84
25 mm	25-75	64	54,1	64
14 mm (12,5 mm)	5-50	30	37,5	31
9,5 mm	0-30	20	13,1	20
5 mm (4,75 mm)	0-10	8	2,9	6
80 µm (75 µm)	0-2	0	1	1,7

Tableau 6: Fondation supérieure en place

en % passant

Tamis	Exigence 50-5 mm	En réserve	en chantier	
			voie gauche	voie droite
56 mm	100	100	100	100
50 mm	85-100	98	99,7	100
40 mm (37,5 mm)	65-95 (96)	86,3	92,1	96
25 mm	40-80	56,1 (80)	65,1	75
14 mm (12,5 mm)	10-55	31,3 (13,9)	27,5	30
9,5 mm	5-35	20,7 (4)	16,8	18
5 mm (4,75 mm)	0-12	2	4,3	5
80 µm (75 µm)	0-2	0	1,7	1,9

Tableau 7: Analyse granulométrique
(Laboratoire central)

	sous- fondation	fondation supérieure	fondation inférieure	criblure	19-0a
80 mm		100			
56 mm		98	100		
40 mm		83	96		
28 mm		56	75		100
20 mm		36	52		97
14 mm	100	22	33		79
10 mm	99	14	20	100	62
5 mm	96	5	5	87	39
2,5 mm	90	4	3	57	29
1,25 mm	82	3	2	40	22
630 µm	68	3	2	28	17
315 µm	30			21	14
160 µm	8			16	12
80 µm	3,2	2,1	1,9	11,8	9,6

Tableau 8: Résultats des essais du Laboratoire central sur les sols.

	Criblure de pierre	Infrastructure voie droite		sous-fondation (3 + 159)	sous-fondation rapportée (banc Demers)	
		3 + 442	3 + 920			2 + 607
Description	SP-SM	Sable SP	CL-CH	CH	Sable SP	Sable SP
passant 5 mm/80 µm	87/11,8	86/2,4	100/99,4	100/99,9	94/3,1	96/3,2
w_L / I_P	N.P.	N.P.	49/27	56/34	N.P.	N.P.
C_c / C_u	3,1/45,1	0,9/3,4			0,9/4,6	1,1/3,2
Module de finesse	3,13	2,75			2,5	2,1
Densité des grains	2,83	2,72	2,75	2,79	2,74	2,75
Valeur de bleu 400 µm	0,14	0,06	2,21	1,60	0,22	0,08
Masse volumique max. Proctor	2311	~ 1900	1706	1623	1903	1790
Teneur en eau optimum	5,9	10	20,5	23,8	10,4	13,2
CBR 0,1"/0,2"	155/255	46/39	6/6	11/10	35/27	35/28
Perméabilité au Proctor (cm/sec)	$3,2 \cdot 10^{-5}$	$3,7 \cdot 10^{-3}$	$2,8 \cdot 10^{-9}$	$1,0 \cdot 10^{-8}$	$4,4 \cdot 10^{-4}$	$1,6 \cdot 10^{-3}$
Perméabilité au 25 % du Proctor			$5,3 \cdot 10^{-8}$	$1,6 \cdot 10^{-7}$		
Soulèvement par le gel mm/ h x ° C	0,01	0,004	0,03	0,02	0,006	0,05

Tableau 9: Résultats des essais du Laboratoire central sur les granulats.

ESSAI	FONDATION INFERIEURE	FONDATION SUPERIEURE	19-0a
Description pétrographique	99 % dolomie dure 1 % dolomie schisteuse	98 % dolomie dure 2 % dolomie schisteuse	96 % dolomie dure 4 % dolomie schisteuse
Nombre pétrographique	102	104	108
Module de finesse < 5 mm			2,71
Masse tassée	1723	1717	1828
Masse non tassée	1527	1587	1658
Densité brute >5 mm (à base sèche) Densité brute <5 mm	2,76	2,75	2,74 2,69
% absorption >5 mm % absorption <5 mm	0,68	0,69	0,82 1,77
% particules allongées % particules plates	26 10	28 12	43 25
Angularité			
MgSO ₄ > 5 mm MgSO ₄ 5 mm	1,1	1,7	8,4 7,5
Los Angeles	20,8	20,4	21,7
Micro Deval	13,4	13,2	15,0
Valeur de bleu 400 µm			0,25

Tableau 10: Spécifications sur les granulats routiers en Colombie-Britannique (d'après Kerr et Houghton 1984)

Well Graded Base

Sieve Size (mm)	Percentage Passing for Nominal Maximum Size		
	<u>25 mm</u>	<u>50 mm</u>	<u>75 mm</u>
75			100
50		100	-
37.5		80-100	60-100
25	100	-	-
19	80-100	50-100	35-80
9.5	50-100	35-75	25-60
4.75	35-70	25-55	20-40
2.36	25-50	20-40	15-30
1.18	15-35	15-30	10-20
0.300	5-20	5-15	3-10
0.075	0-5	0-5	0-5

Intermediate Graded Base

75	-	-	100
50	-	100	55-100
37.5	-	60-100	40-80
25	100	40-75	-
19	65-100	-	17-40
12.5	-	15-40	-
9.5	30-70	-	-
4.75	15-40	-	-
2.36	10-30	10-25	10-25
0.300	5-15	5-15	4-15
0.075	0-5	0-5	0-5

Open Graded Base

75	-	-	100
50	-	100	70-100
37.5	-	75-100	50-85
25	100	-	-
19	75-100	35-65	15-55
9.5	30-65	5-35	-
6.3	-	-	0-20
4.75	5-30	0-15	-
2.36	0-10	0-10	0-10
0.300	0-8	0-8	0-8
0.075	0-5	0-5	0-5

Tableau 11: Caractéristiques de sections expérimentales québécoises
(d'après Langlois 1981 et 1983).

	Saint-Bruno	Saints-Anges	Ile Bizard	La Prairie
Sous-fondation		Emprunt A (150 mm)	Emprunt A (300 mm)	Emprunt A (380 mm)
Fondation inférieure	0 - 19 mm (150 mm) 5 - 12,5 mm (150 mm) 5 - 50 mm (230 mm)	12,5 - 63 mm (250 mm)	12,5 - 37,5 mm (230 mm)	10 - 50 mm (230 mm)
Transition		Emprunt A (125 mm)		
Fondation supérieure	0 - 19 mm (150 mm)	0 - 19 mm (200 mm)	0 - 19 mm (150 mm)	0 - 19 mm (150 mm)
Revêtement			MB3 (60 mm)	MB2 + MB5 (60 mm + 30 mm)

Tableau 12: Granulométries des matériaux de la carrière
Mont Saint-Bruno (d'après Langlois 1981)

<u>Tamis</u>	<u>0-19 mm</u> <u>(0-$\frac{3}{4}$")</u>	<u>5-12,5 mm</u> <u>($\frac{1}{2}$" net)</u>	<u>5-50 mm</u> <u>(Ballast)</u>
50 mm			100
37,5			99
25			76
19	100		43
12,5	86	100	17
9,5	73	78	9
4,75	55	7	4
2,36	39	0	3
1,18	27		2
600 μ m	20		—
300	15		—
150	11		—
75	6,4		1,3



ROUTE 117

Figure 1 Plan de localisation des différents relevés sur le site d'essai.

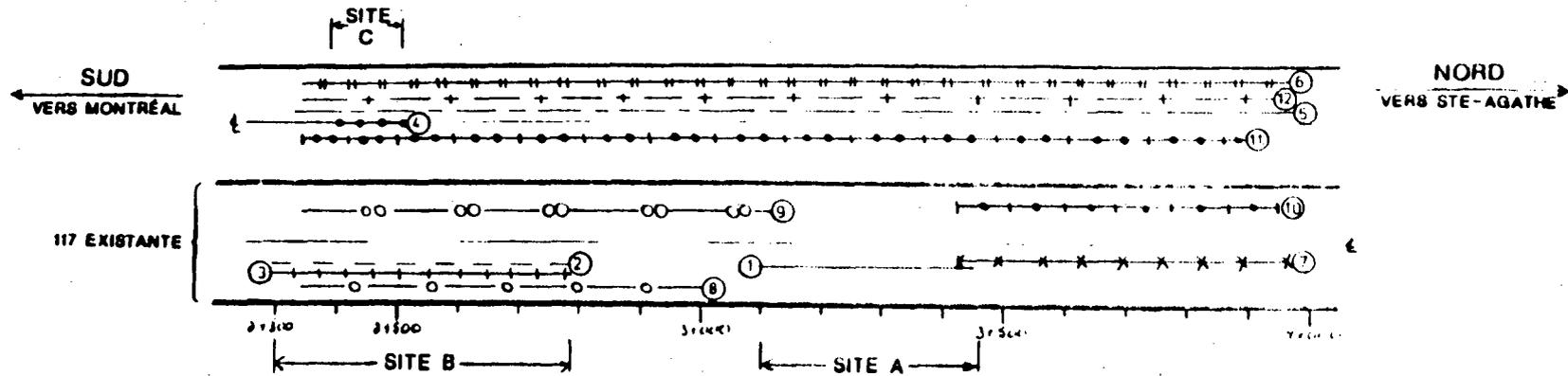


Tableau 1 Caractéristiques des différents sites et relevés effectués.

NO D'ESSAI	TYPE D'ESSAI	DATE DES ESSAIS	SURFACE D'ESSAI	KILOMÉTRAGE (km)	LONGUEUR (km)	INTERVALLE DES ESSAIS	DIRECTION		VOIE	LEGENDE
							NORD	SUD		
1	BENK.	17-06-86	ANCIE B.B.	3+100 - 3+460	0,36	15 m.	✓		ROUL.	1
2	BENK.	17-06-86	" "	3+300 - 3+780	0,48	15 m.	✓		ROUL.	2
3	DYN.	08-07-86	" "	3+300 - 3+780	0,48	20 m.	✓		ROUL.	3
4	DYN.	08-07-86	INFRA.	3+350 - 3+500	0,12	10 m.		✓	€	4
5	BENK.	28-08-86	NOUVEAU B.B.	3+320 - 3+970	1,60	50 m.		✓	ROUL.	5
6	BENK.	28-08-86	" "	3+340 - 3+960	1,62	50 m.		✓	ROUL.	6
7	DYN.	21-10-86	" "	3+420 - 3+960	0,54	20 m.	✓		ROUL.	7
8	DYN.	21-10-86	" "	3+340 - 3+090	0,70	20 m.	✓		ROUL.	8
9	DYN.	31-10-86	" "	3+340 - 3+110	0,77	20 m.	✓		DÉPAS.	9
10	DYN.	31-10-86	" "	3+420 - 3+950	0,53	20 m.	✓		DÉPAS.	10
11	DYN.	32-10-86	" "	3+340 - 3+900	1,56	30 m.		✓	DÉPAS.	11
12	DYN.	22-10-86	" "	3+340 - 3+930	1,59	30 m.		✓	ROUL.	12



TABLEAU 14

ROUTE 117

Tableau II Evaluation structurale des tronçons d'essais à partir de relevés Benkelman et Dynaflect.

NO DE SÉRIE D'ESSAI ET KILOMÉTRAGE	Longueur Total (km)	(1) SUBDIVISION		SURFACE D'ESSAI	TYPE D'ESSAI		PORTANCE			REMARQUES	
		KILOMET.	LONG. (m)		BENK.	DYNAP.	INFRA. OU FOND. INFRA.	FOND. SUPÉ. ET REVÊTEMENT	STRUCTURE GLOBALE		
									(2) DÉFICIENTE (-) (cm. max.)		(1) SURÉPAISSEUR (+)
① SITE "A" 3+100 - 3+460	0.36	3.10 - 3.18 3.18 - 3.46	80 280	ANCIEN B.B.	✓		—	—	0 - 8		
② SITE "B" 2+300 - 2+780	0.48	2.30 - 2.45 2.45 - 2.62 2.62 - 2.78	150 170 160	ANCIEN B.B.	✓		—	—	- 29 - 23 - 36		
③ SITE "B" 2+300 - 2+780	0.48	2.30 - 2.45 2.45 - 2.62 2.62 - 2.78	150 170 160	ANCIEN B.B.		✓	TRÈS FAIBLE FAIBLE TRÈS FAIBLE	FORTS TRÈS FORTS FORTS	- 30 - 12 - 34		
④ SITE "C" 2+380 - 2+500	0.12	—	—	INFRA.		✓	TRÈS FAIBLE	—	- 100		
⑤ 2+320 - 3+970	1.60	—	—	NOUVEAU B.B.	✓		—	—	- 8	S-FOND. EN SABLE À GRANULOMÉTRIE PAUVRE (SP)	
⑥ 3+340 - 3+960	1.62	—	—	NOUVEAU B.B.	✓		—	—	- 16	IDEM ⑤	

(1): Subdivision déterminée par l'uniformité des déflexions de chaque site d'essai.

(2): Cette épaisseur a été calculée en considérant le site d'essai, comme route principale avec un J.M.A. de 6400 et 8% de V.L.



ROUTE 117

Tableau II - Evaluation structurale des tronçons d'essais à partir de relevés Benkelman et Dynaflect.

NO DE SERIE D'ESSAI ET KILOMÉTRAGE	Longueur Total (km)	⁽¹⁾ SUBDIVISION		SURFACE D'ESSAI	TYPE D'ESSAI		PORTANCE			REMARQUES
		KILOMET.	LONG. (m)		BENK	DYNAP.	INFRA. OU FOND. INFÉR.	FOND. SUPÉ. ET REVÊTEMENT	STRUCTURE GLOBALE	
									(2) DÉFICIENTE (→ C _u GRAV. EN SURÉPAISSEUR (→))	
⑦ 3+420 - 3+960	0,57	—	—	NOUVEAU B.B.		✓	FORTE	FORTS	+6	
⑧ 3+340 - 3+040	0,70	2,34 - 2,95	610	NOUVEAU B.B.		✓	FAIBLE	TRES FAIBLES	-26	
		2,95 - 3,01	60				FORTE	FORTS	+4	
		3,01 - 3,04	30				FAIBLE	TRES FAIBLES	-16	
⑨ 3+340 - 3+110	0,77	—	—	NOUVEAU B.B.		✓	FAIBLE	TRES FAIBLES	-32	
⑩ 3+420 - 3+950	0,53	—	—	NOUVEAU B.B.		✓	FORTE	FORTS	+8	TRES BONNE COMPACTION DE LA SOUS-FONDATION
⑪ 3+340 - 3+900	1,56	—	—	NOUVEAU B.B.		✓	FORTE	FORTS	+8	S.F. IDEM ⑩ INFRA. VARIABLE
⑫ 3+340 - 3+920	1,59	—	—	NOUVEAU B.B.		✓	FORTE	FORTS	+12	COMPACTION ÉLEVÉE DE LA SOUS-FOND.

(1): Subdivision déterminée par l'uniformité des déflexions de chaque site d'essai.

(2): Cette épaisseur a été calculée en considérant le site d'essai, comme route principale avec un J.M.A. de 6400 et 8% de V.L.

LISTE DES FIGURES

FIGURE I

Granulométrie typique et perméabilité des couches de fondation ouvertes et des matériaux de filtrage (d'après Cedergreen 1974)

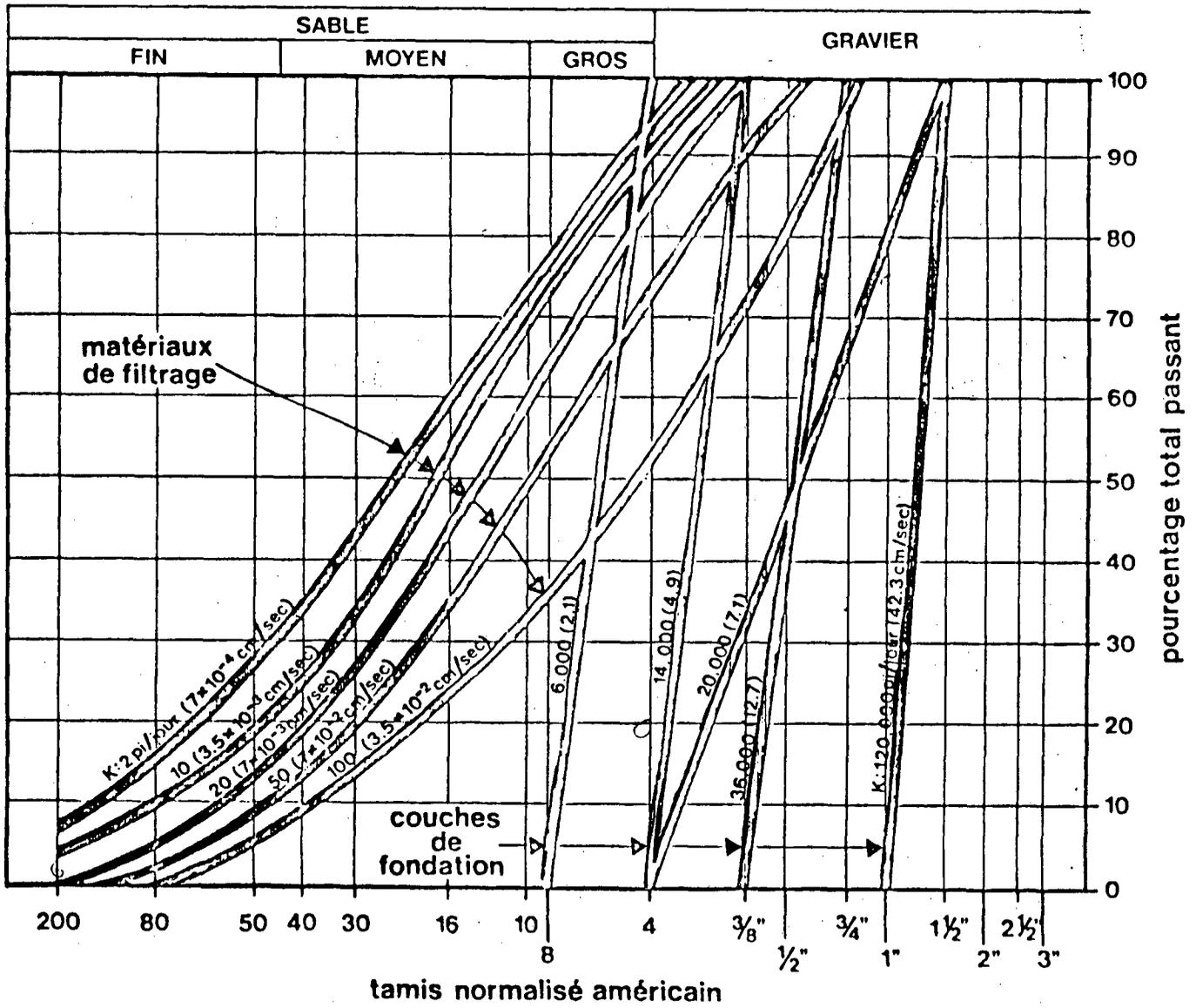
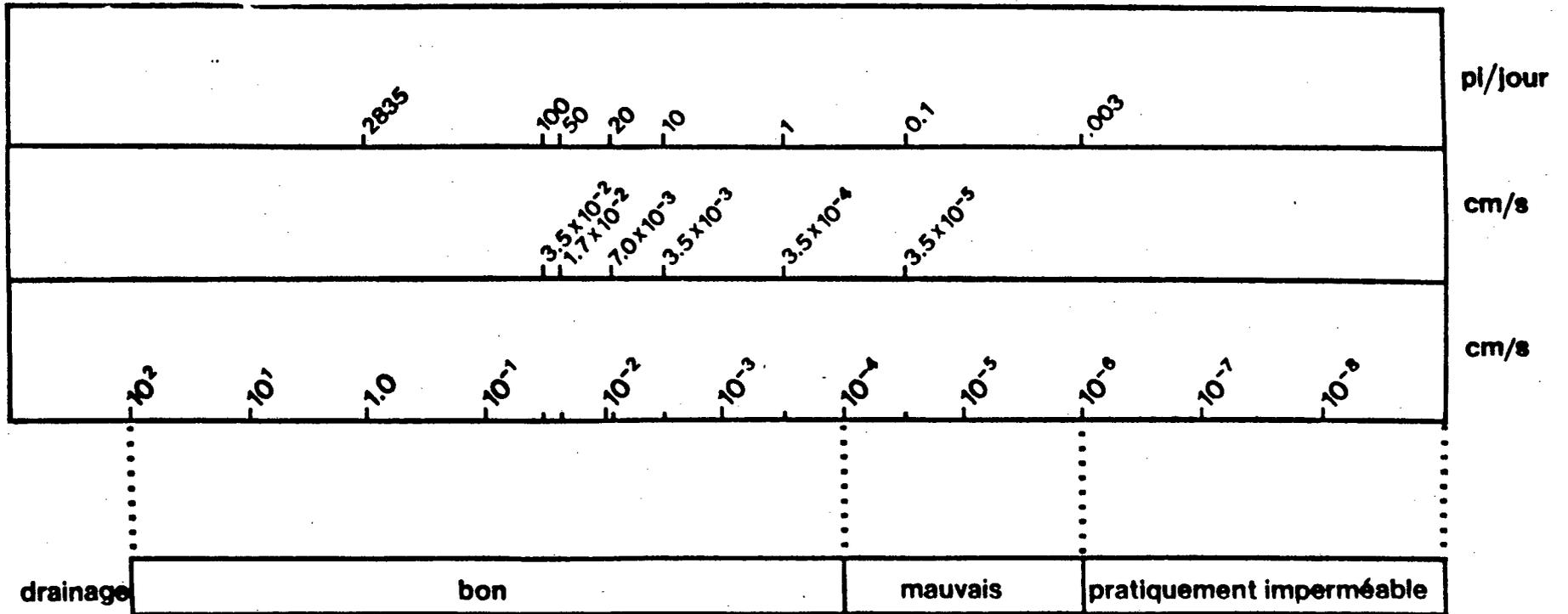


FIGURE 2

Coefficient de perméabilité "k" en pi/jour et en cm/s (échelle logarithmique)
 (d'après Dallaire 1981)



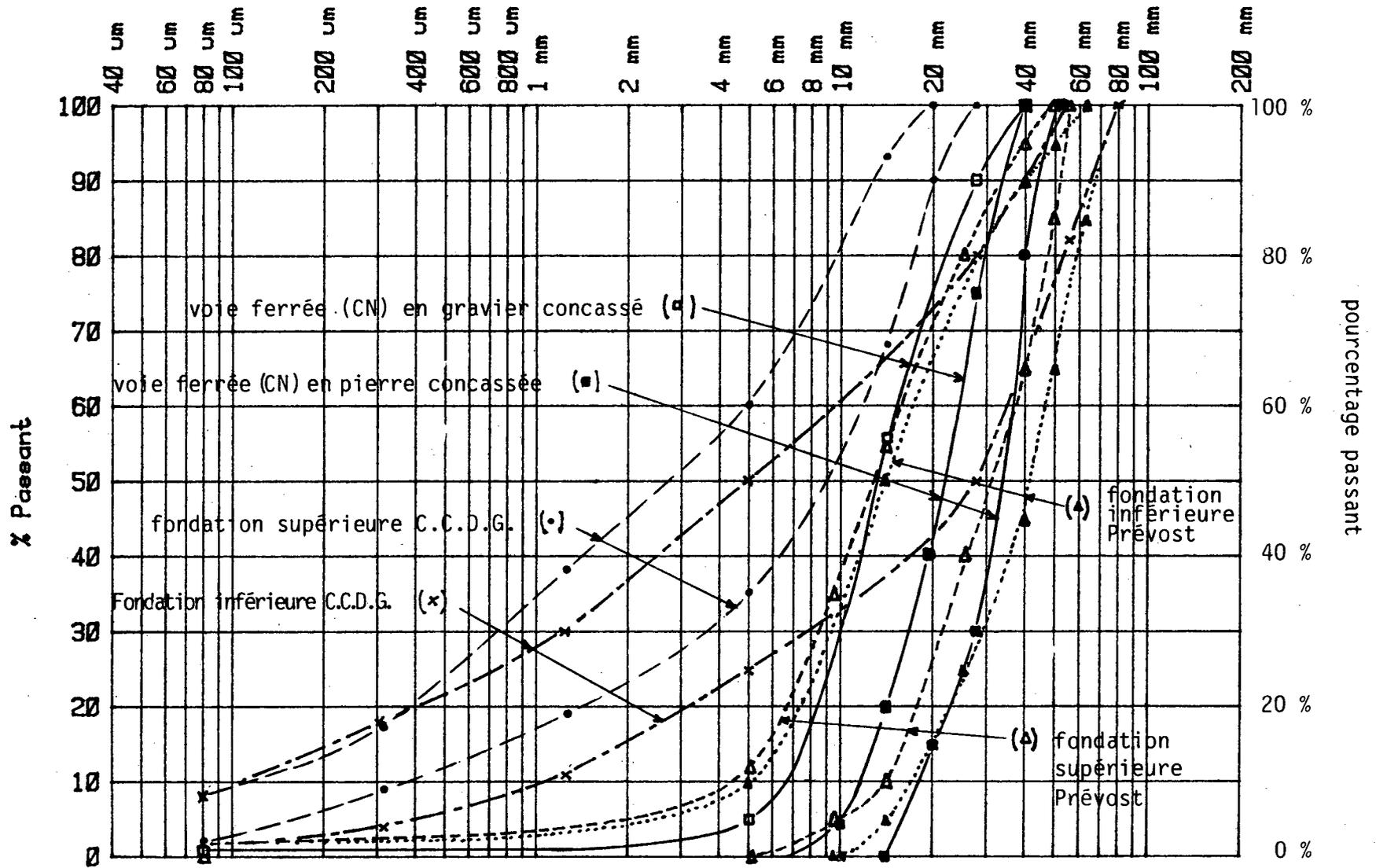


Figure 4: fuseaux d'exigences

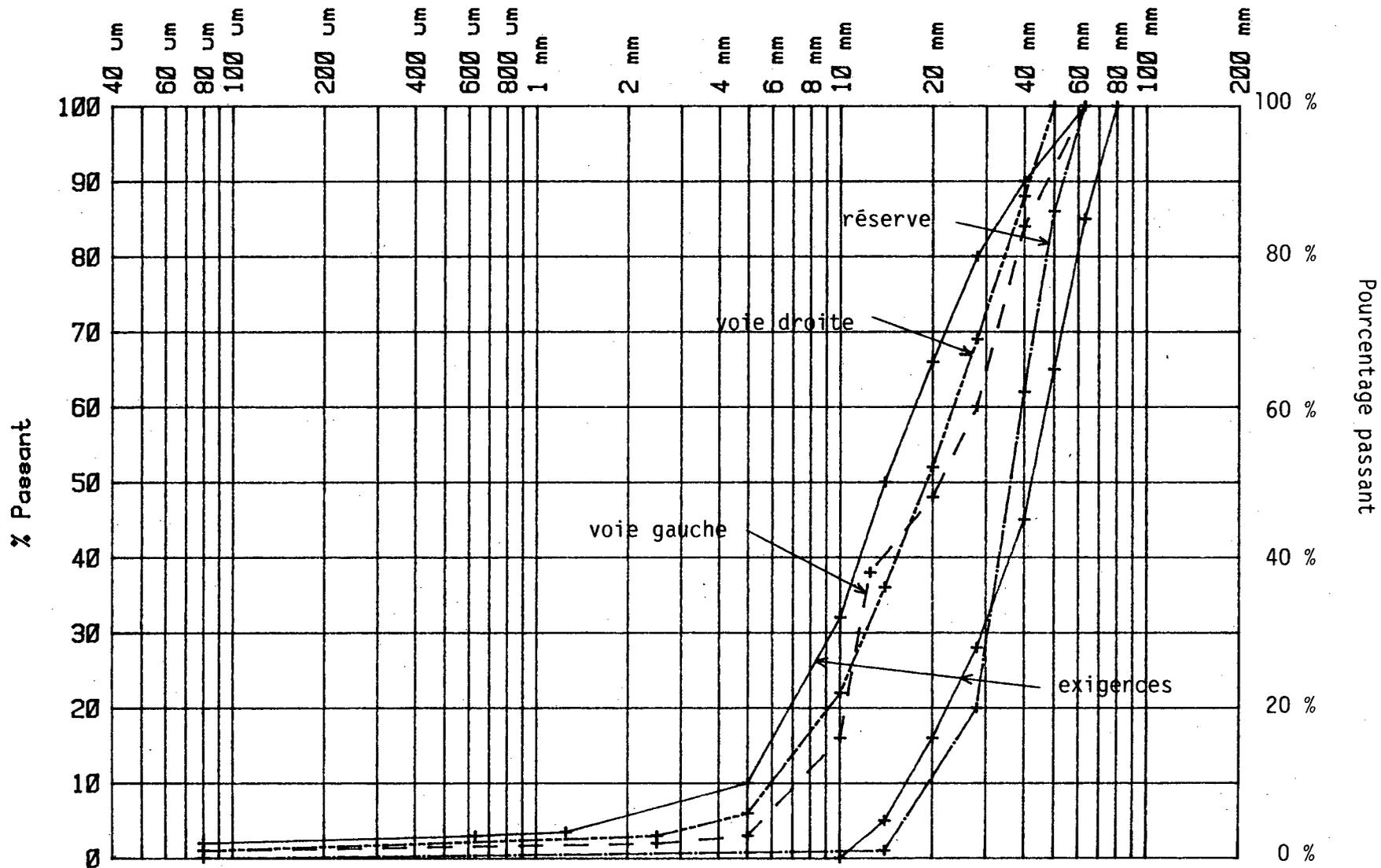


Figure 5a : granulométrie de la fondation inférieure (Prévost)

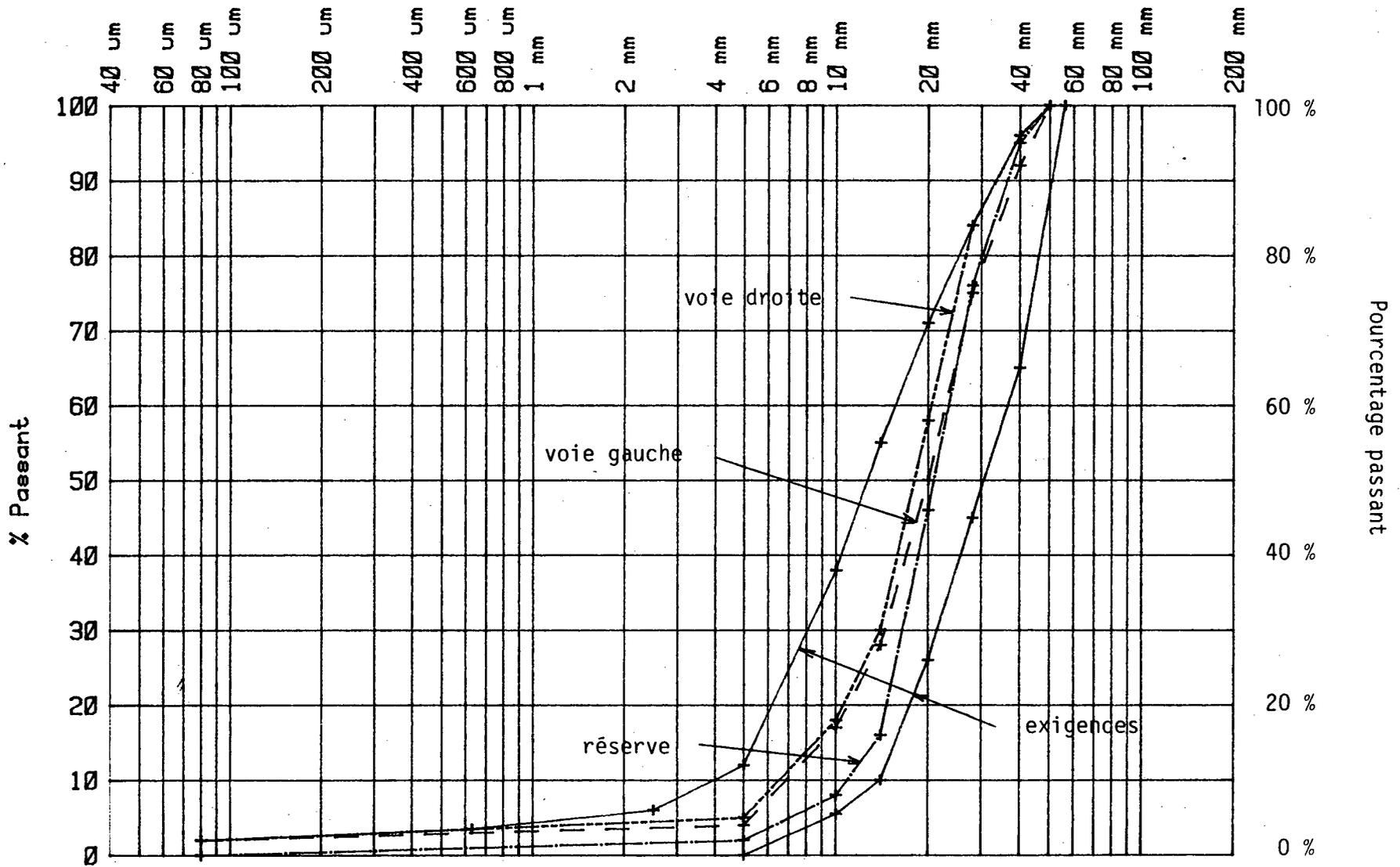


Figure 5b: granulométrie de la fondation supérieure (Prévost)

Transmissibilité des couches drainantes, en pi³/jour/pi
(d'après Cedergreen 1974)

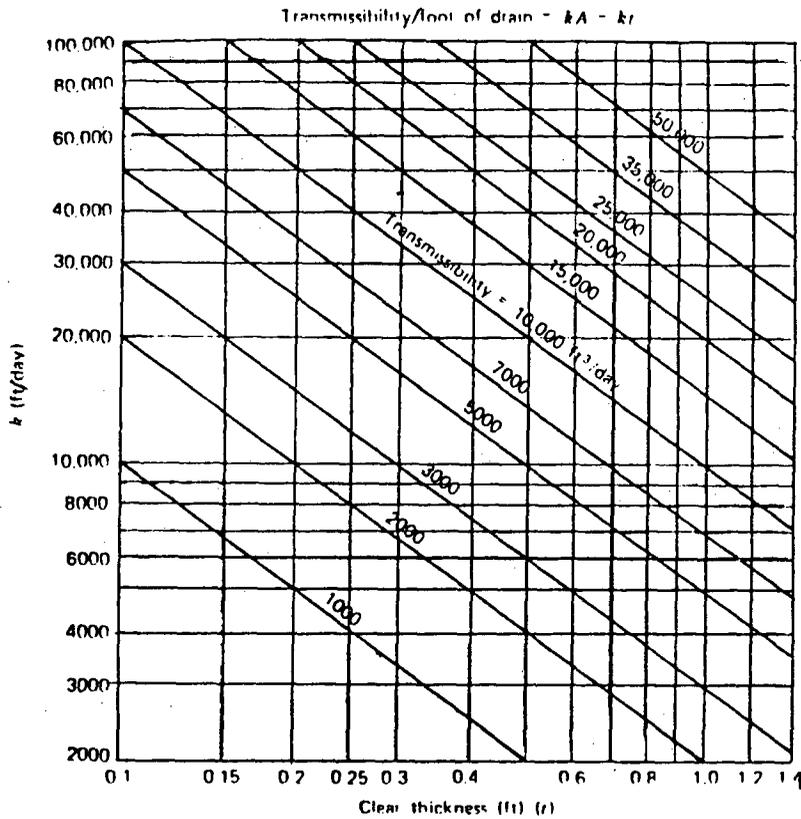


FIGURE 6b

Coefficient de transmissibilité versus w/s

- W = Total width of drainage layer and pavement (ft)
- I = Design infil. rate (in./hr)
- $C = k_b t_b$
- k_b = Permeability of drainage layer (ft/day)
- t_b = Thickness of drainage layer (in.)
- s = Cross slope of pavement

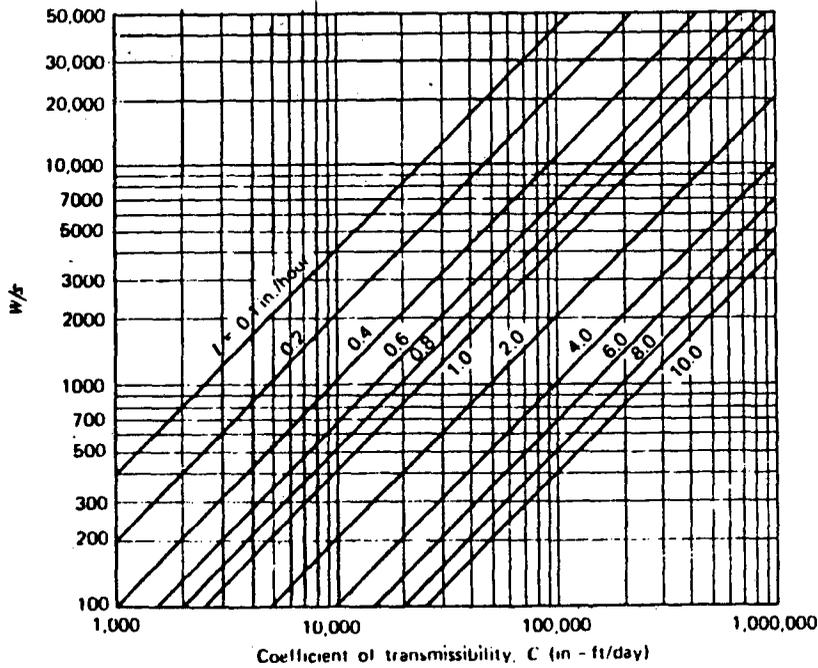


FIGURE 7a

Perméabilité requise pour drainer la couche de surface en une heure de moins
(d'après Cedergreen 1974)

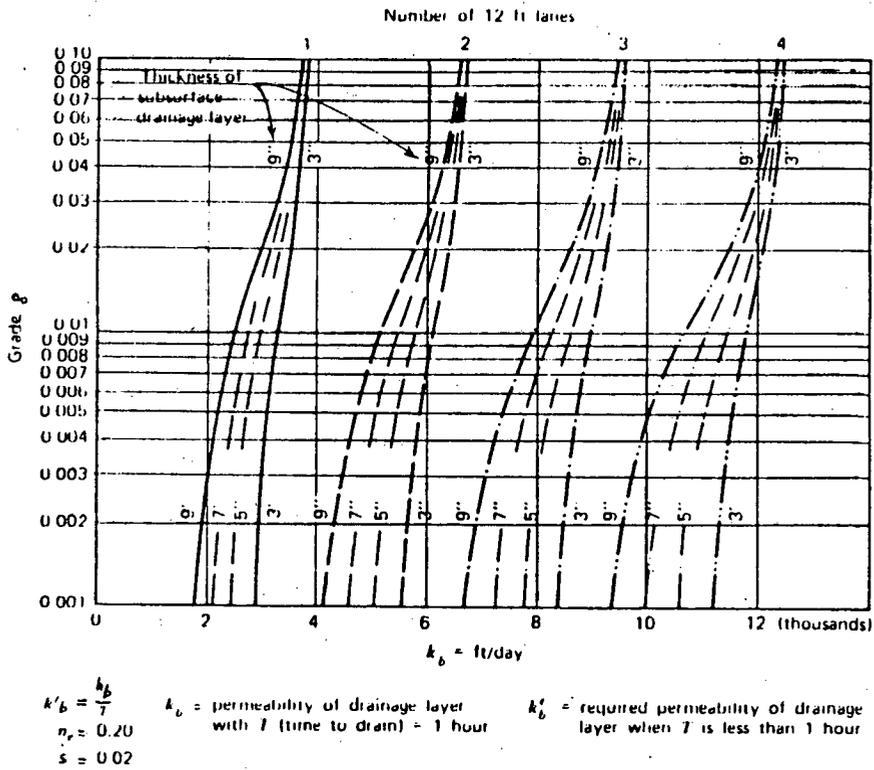


FIGURE 7b

Perméabilité minimum pour drainer une couche en deux heures ou moins
(d'après Cedergreen 1974)

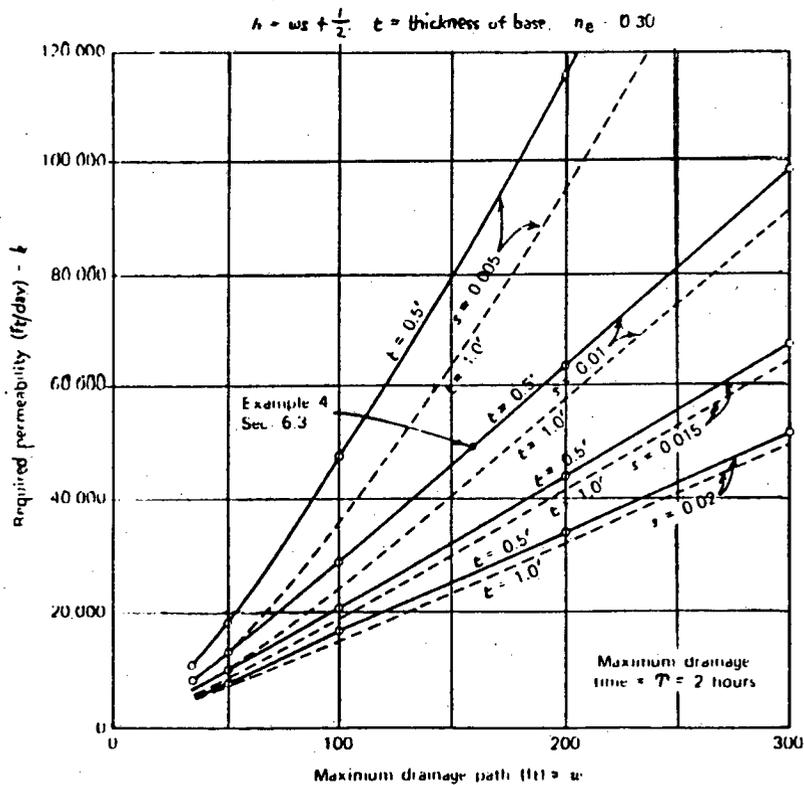


FIGURE 8a

Perméabilité versus temps pour que 50 % du drainage soit effectué par les drains de côté (d'après Cedergreen 1974).

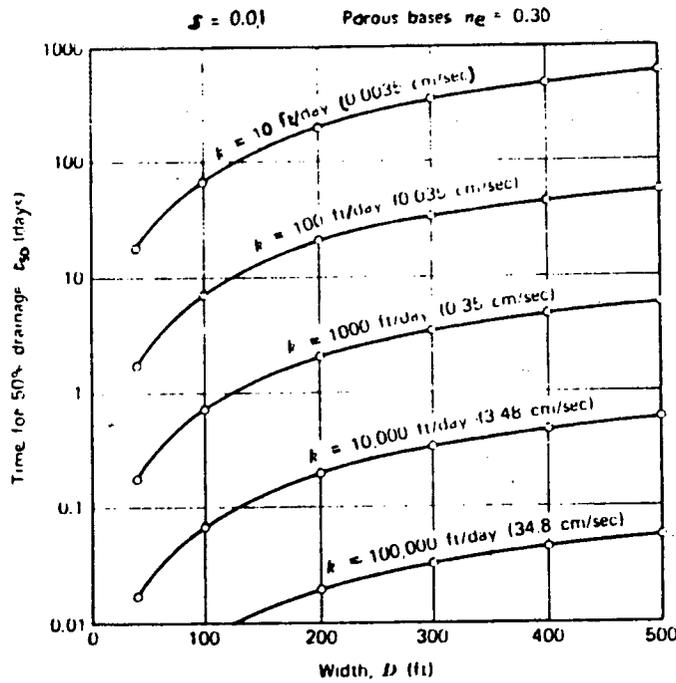


FIGURE 8b

Coefficient de perméabilité versus calibre d'un granulat uniforme

Note: this chart applies only to aggregates having narrow ranges in particle sizes: $D_{85} < 4 D_{15}$ and no fines. For example: $\frac{3}{4}$ in to $\frac{5}{8}$ in and $1\frac{1}{4}$ in to $\frac{3}{4}$ in "open graded bases" shown in Fig. 5.9

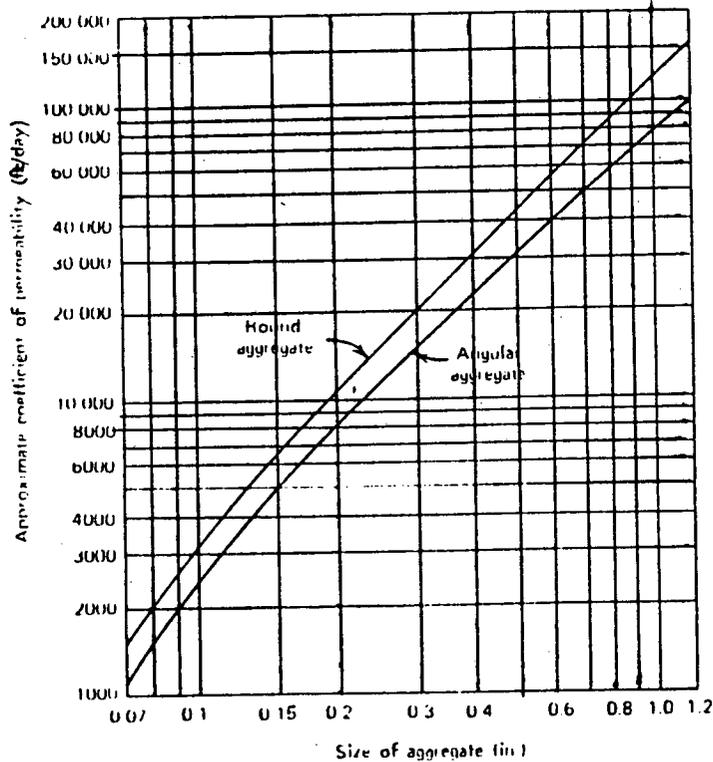


FIGURE 9a

Détermination de la perméabilité des tranchées de tuyaux collecteurs, ou de la longueur des tranchées (d'après Cedergreen 1974).

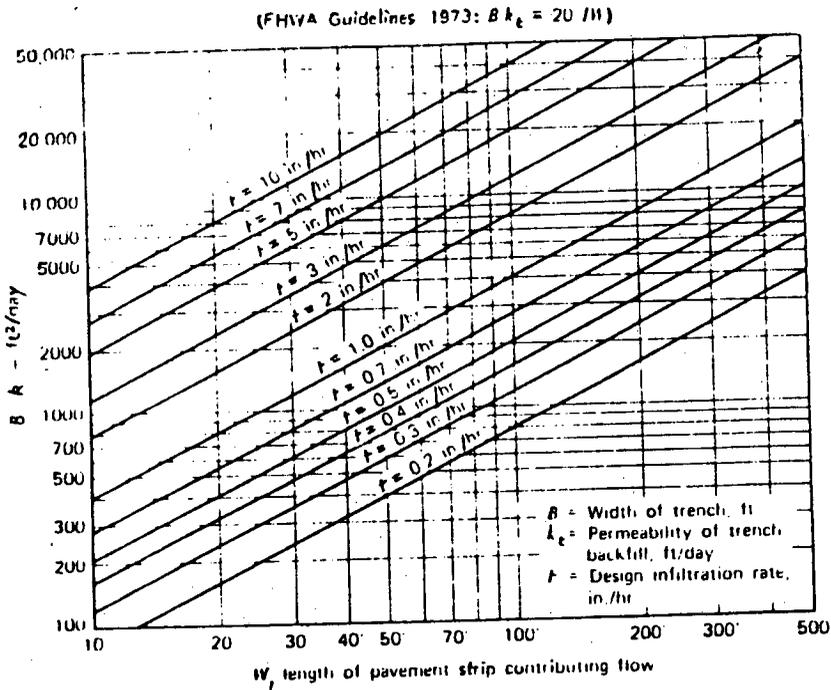
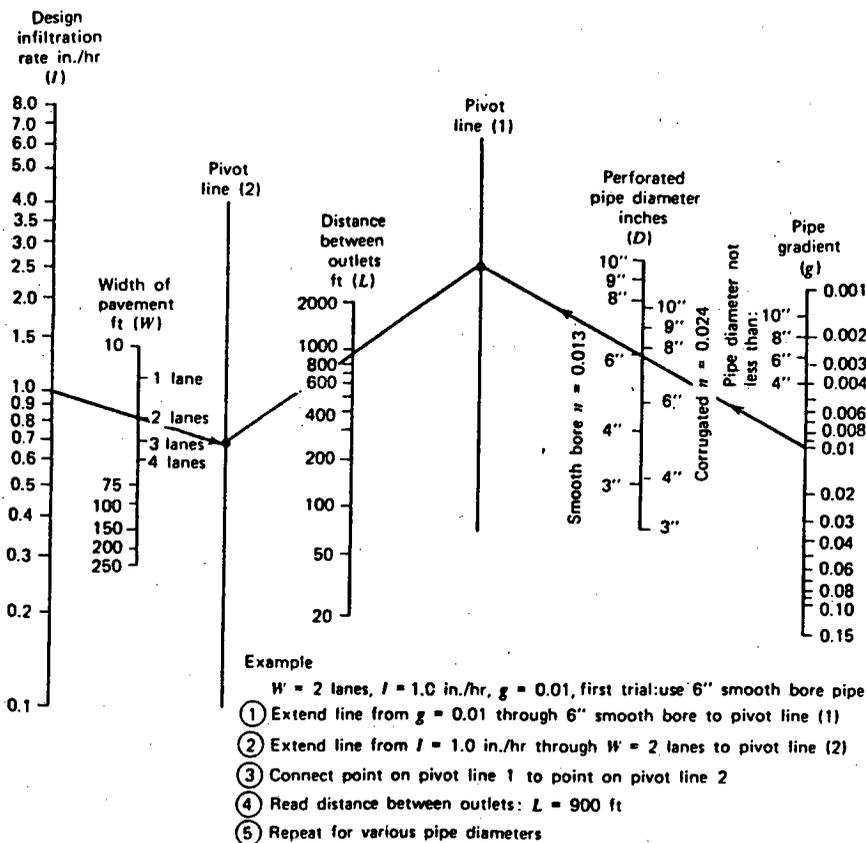


FIGURE 9b

Détermination des diamètres de tuyaux perforés et des espacements (d'après Cedergreen 1974).



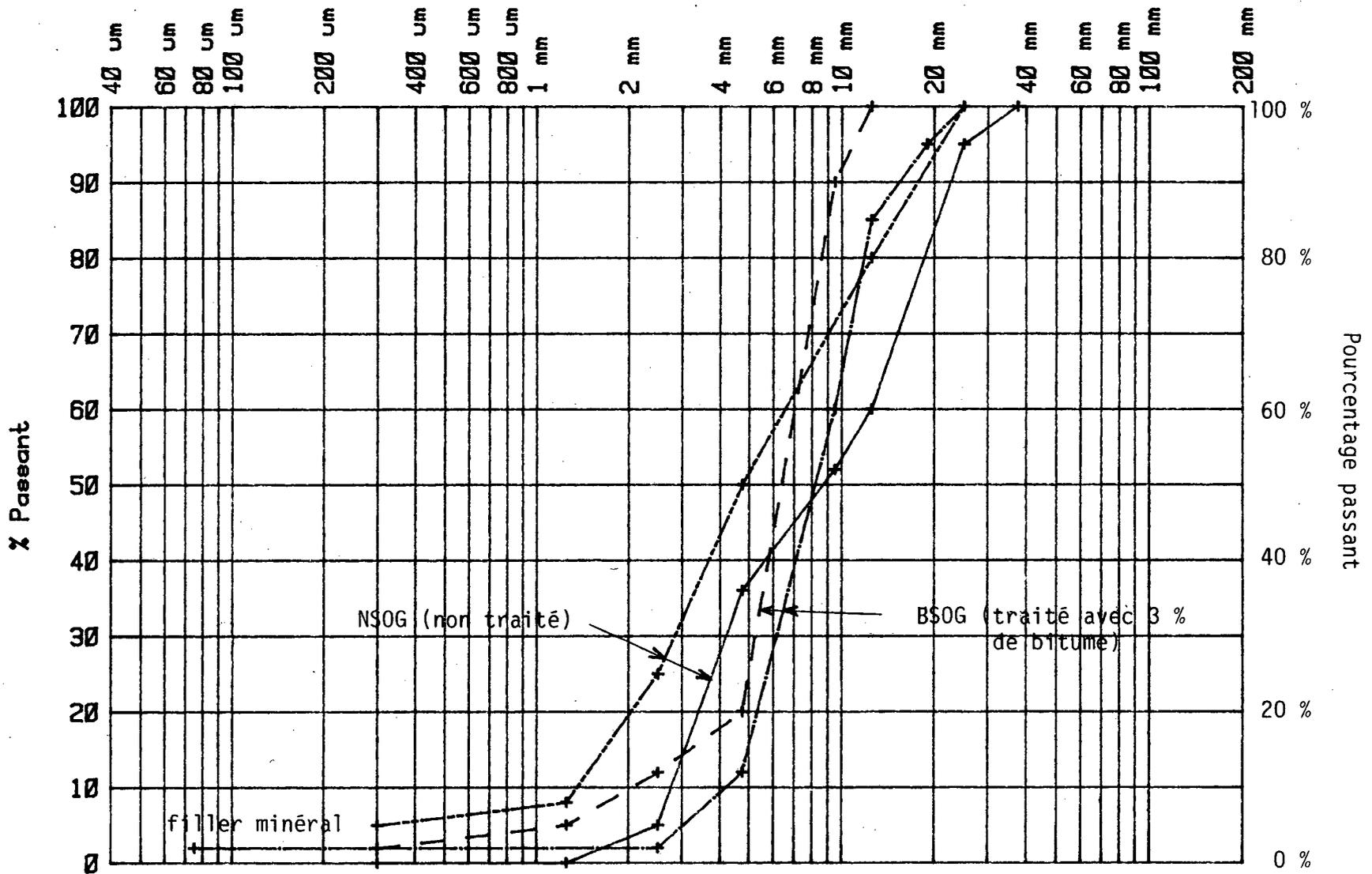


Figure 10: granulométrie de matériaux ouverts testés au New Jersey.

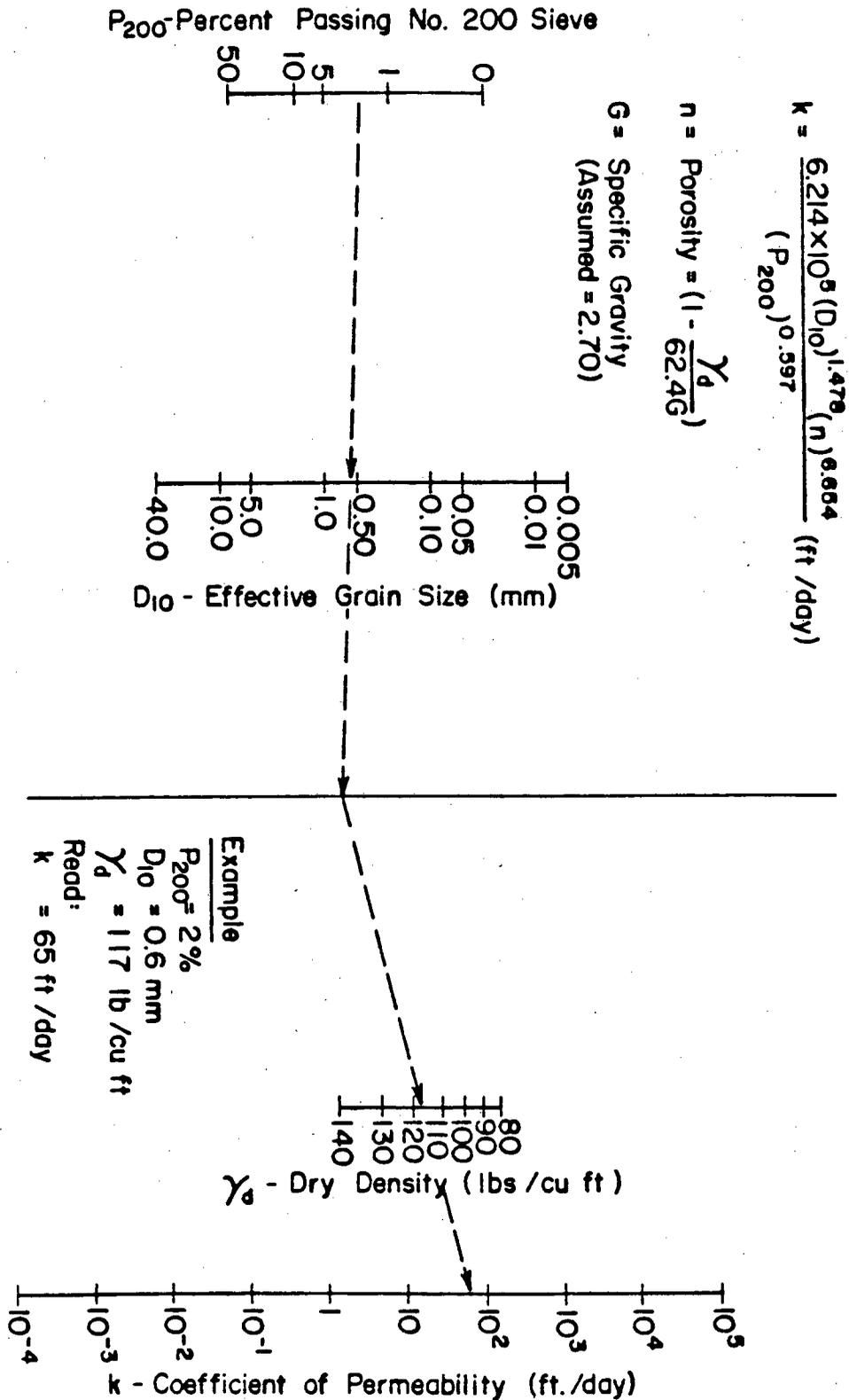


Figure 11: Estimation du coefficient de perméabilité (d'après Moulton 1986).

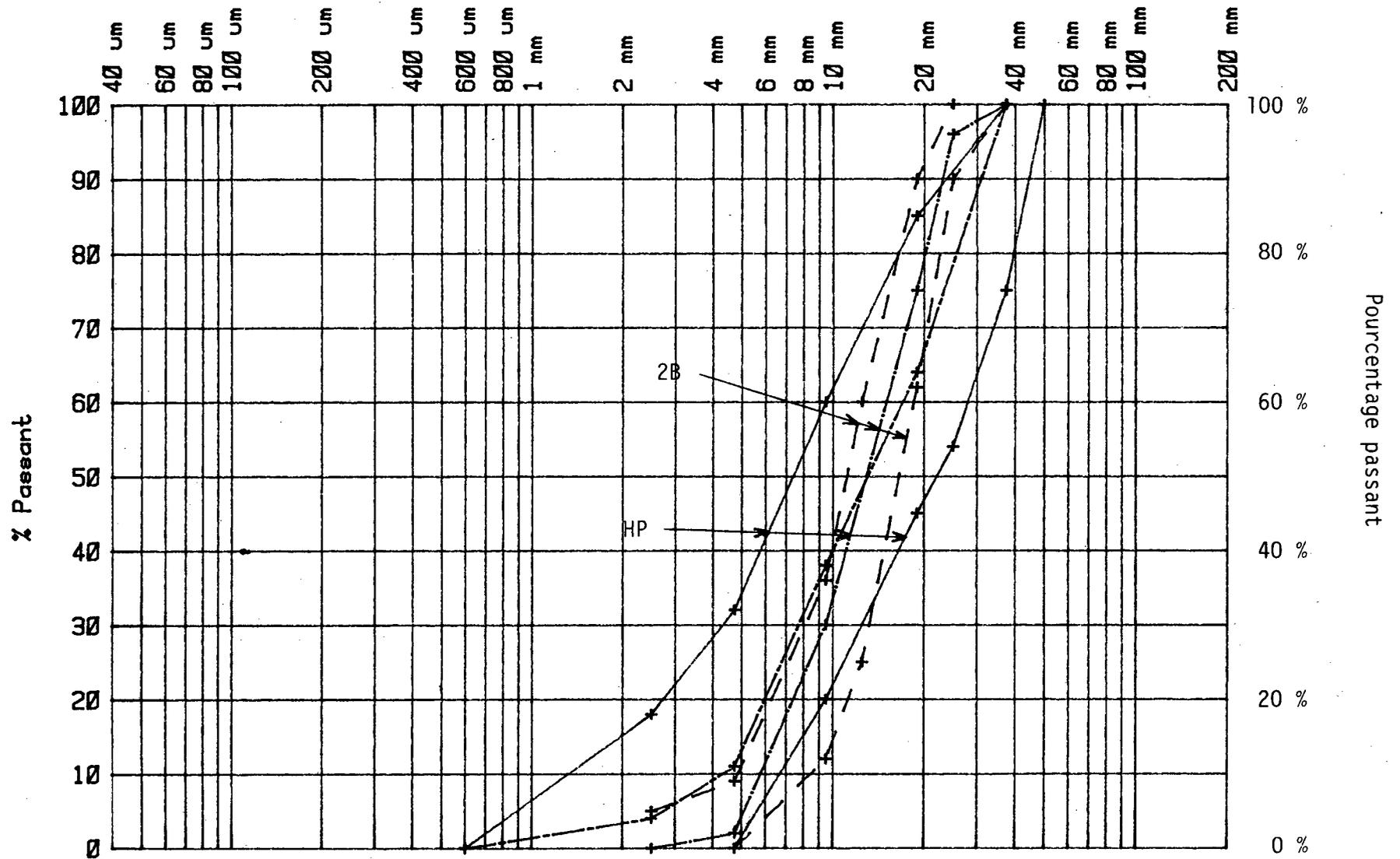


Figure 12: granulométrie de matériaux ouverts testés en Pennsylvanie

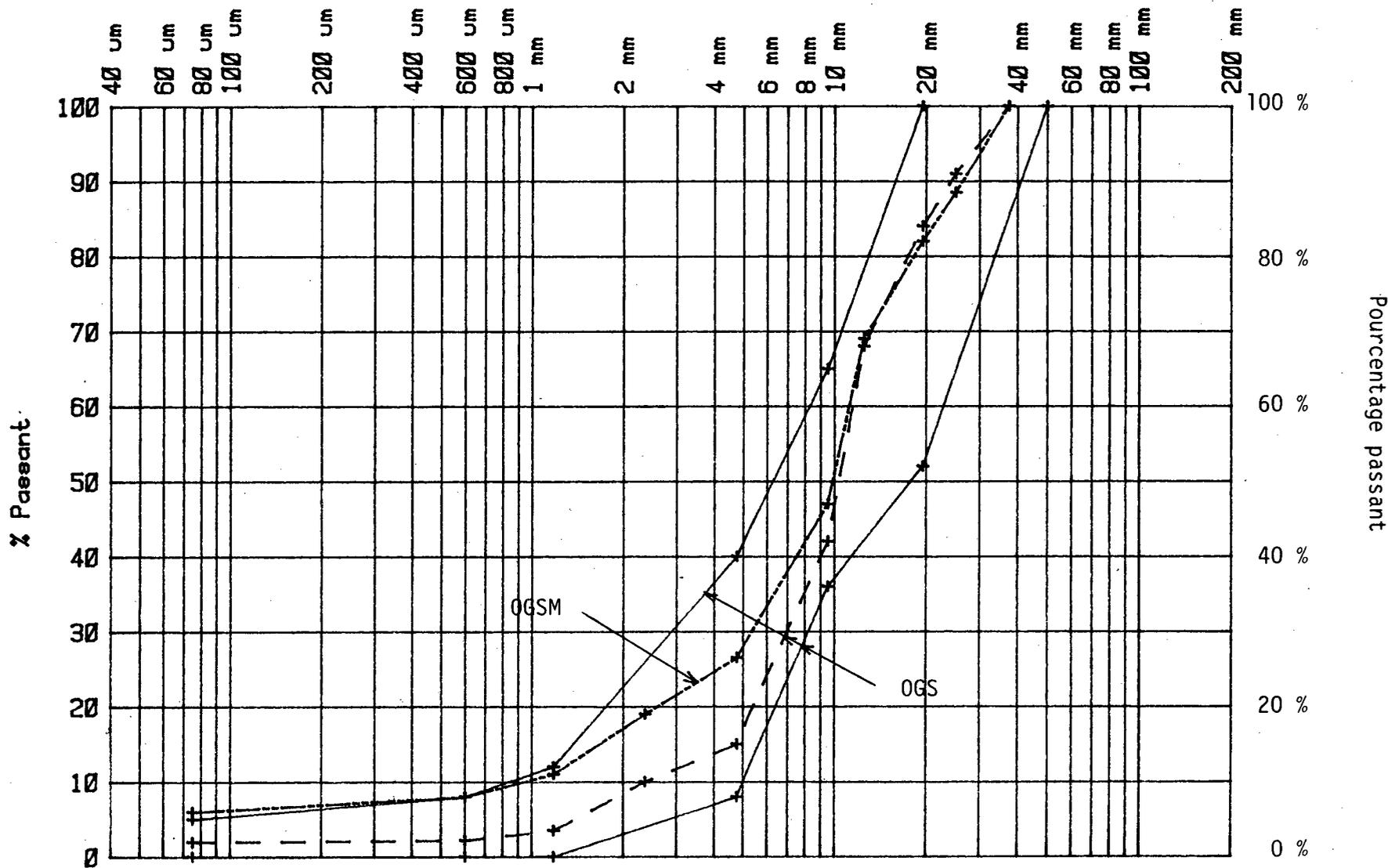


Figure 13: granulométrie de matériaux ouverts testés en Pennsylvanie

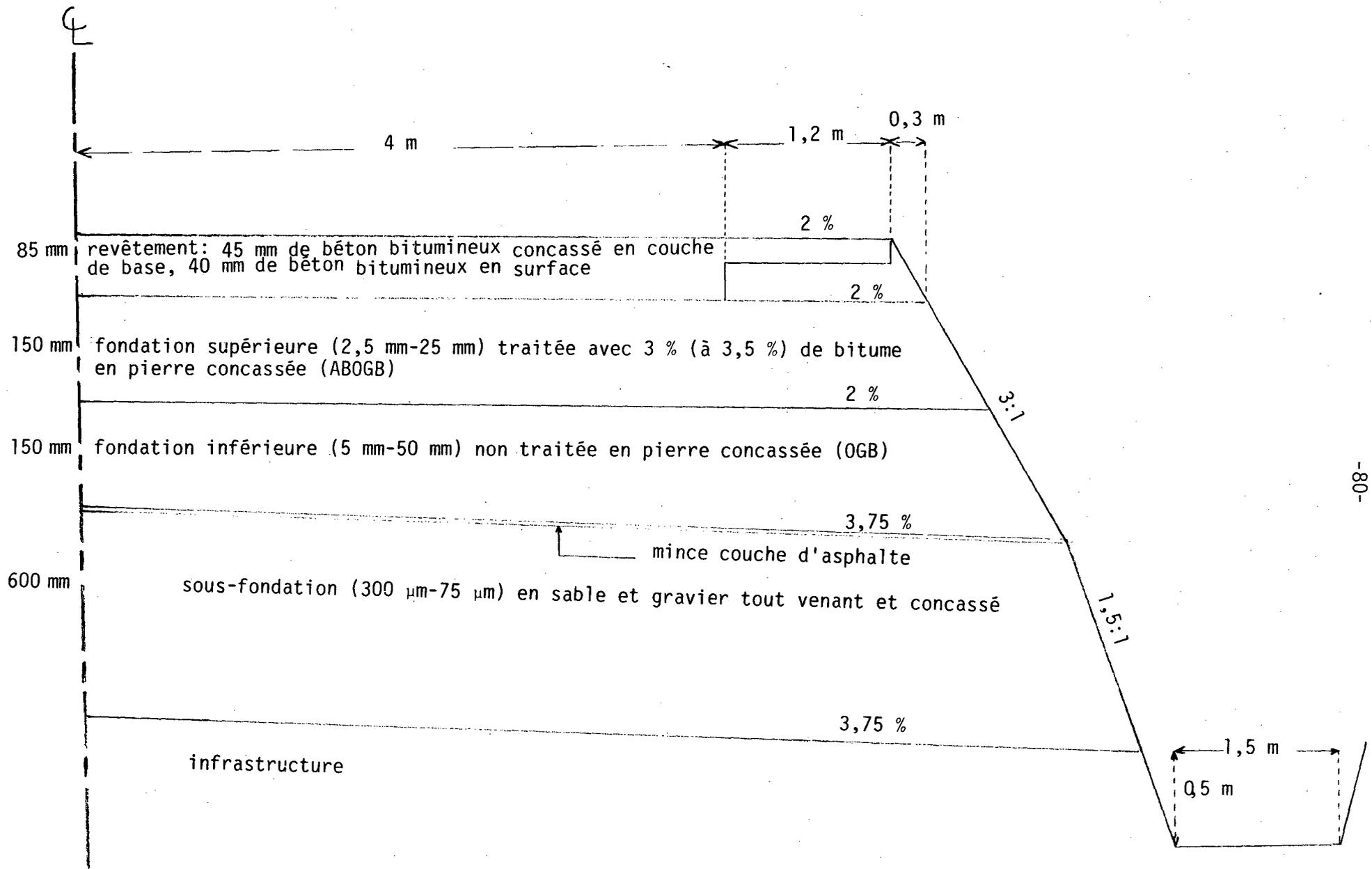


Figure 14: section type en matériaux à granulométrie ouverte, Pine Pass Project, Colombie-Britannique (d'après Haughton 1986).

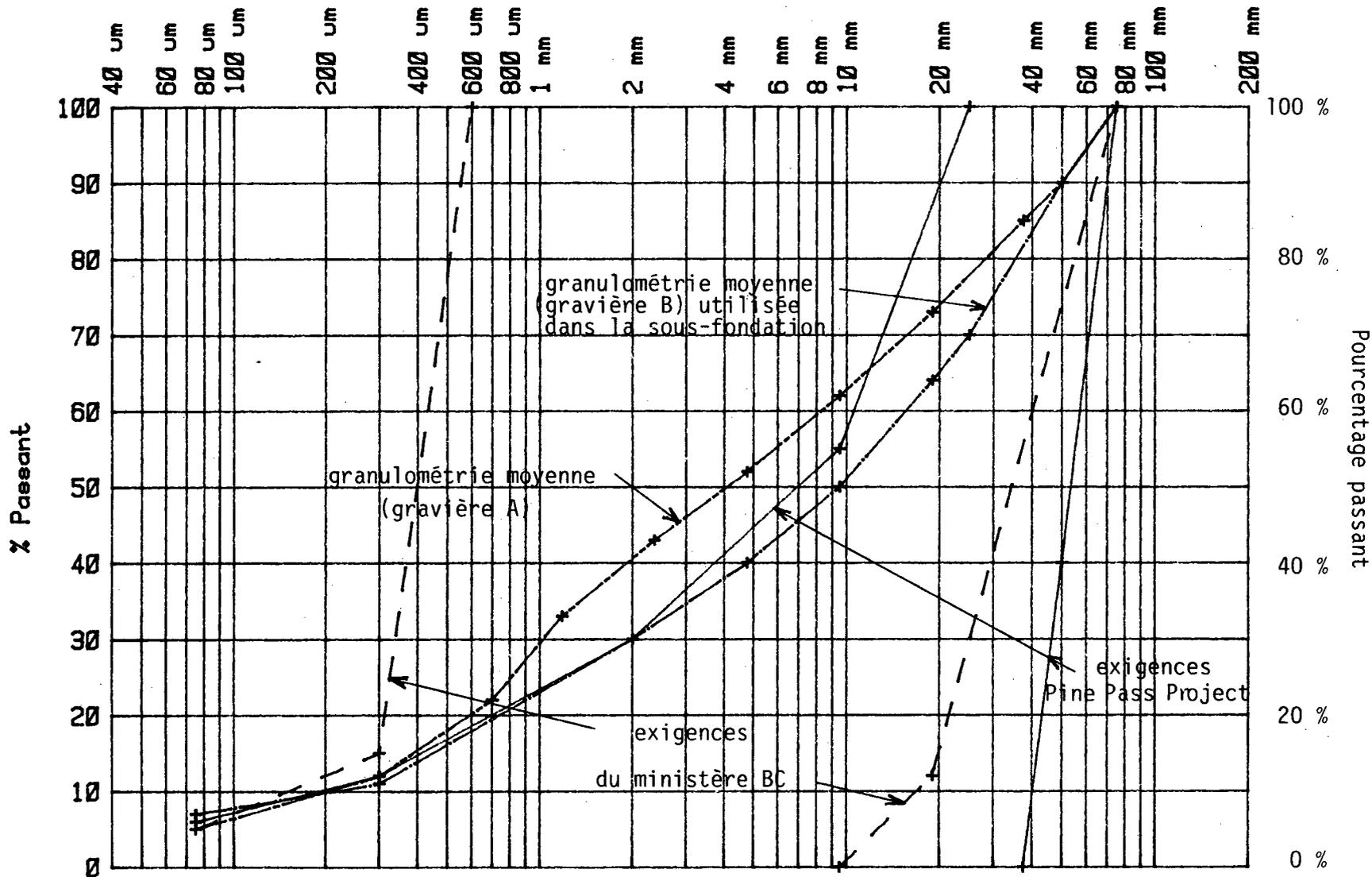


Figure 15: granulométrie de la sous-fondation ("subbase") à "Pine Pass Project" (d'après Haughton 1986)

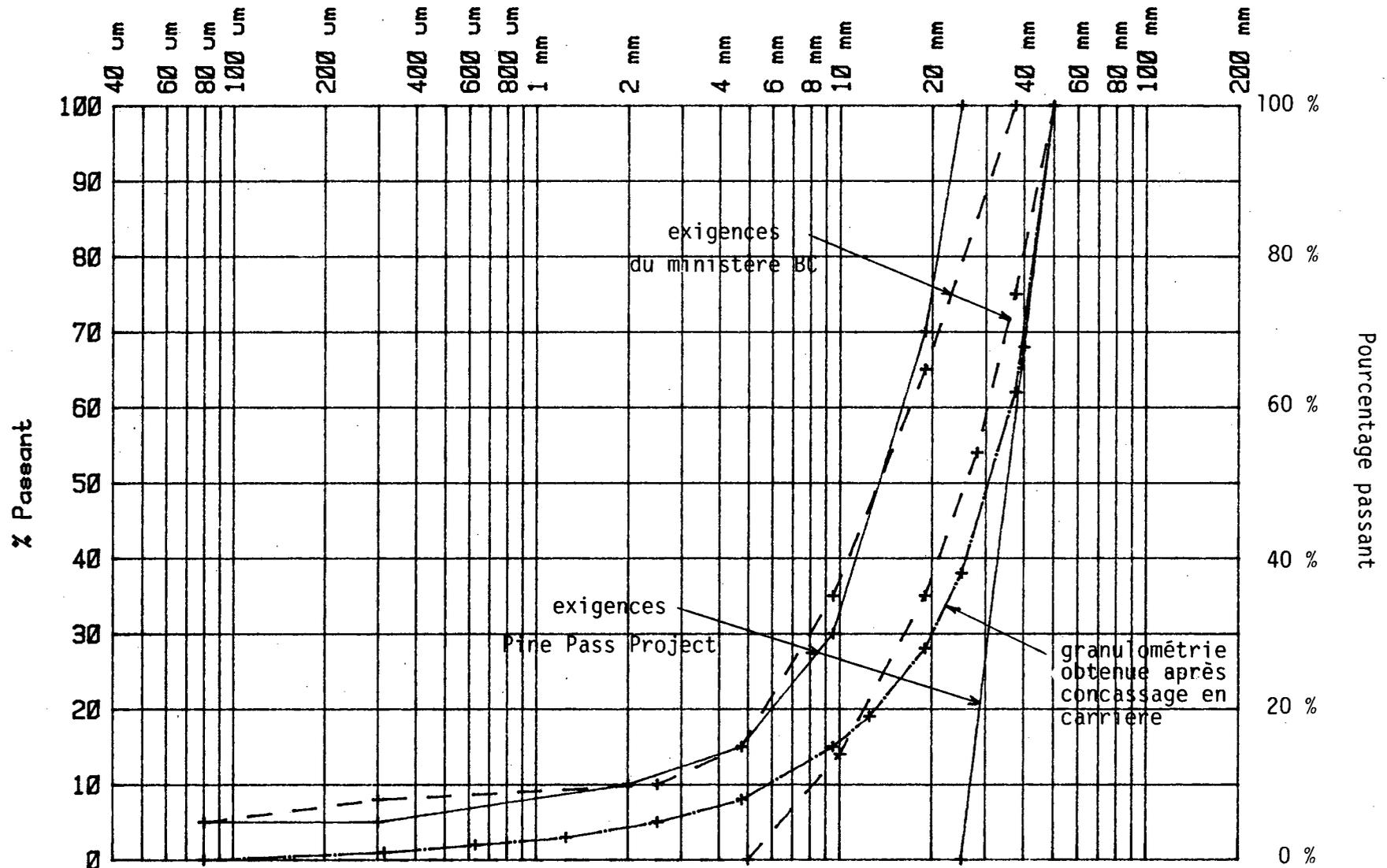


Figure 16: granulométrie de la "fondation inférieure (OGB) à Pine Pass Project" (d'après Haughton 1986)

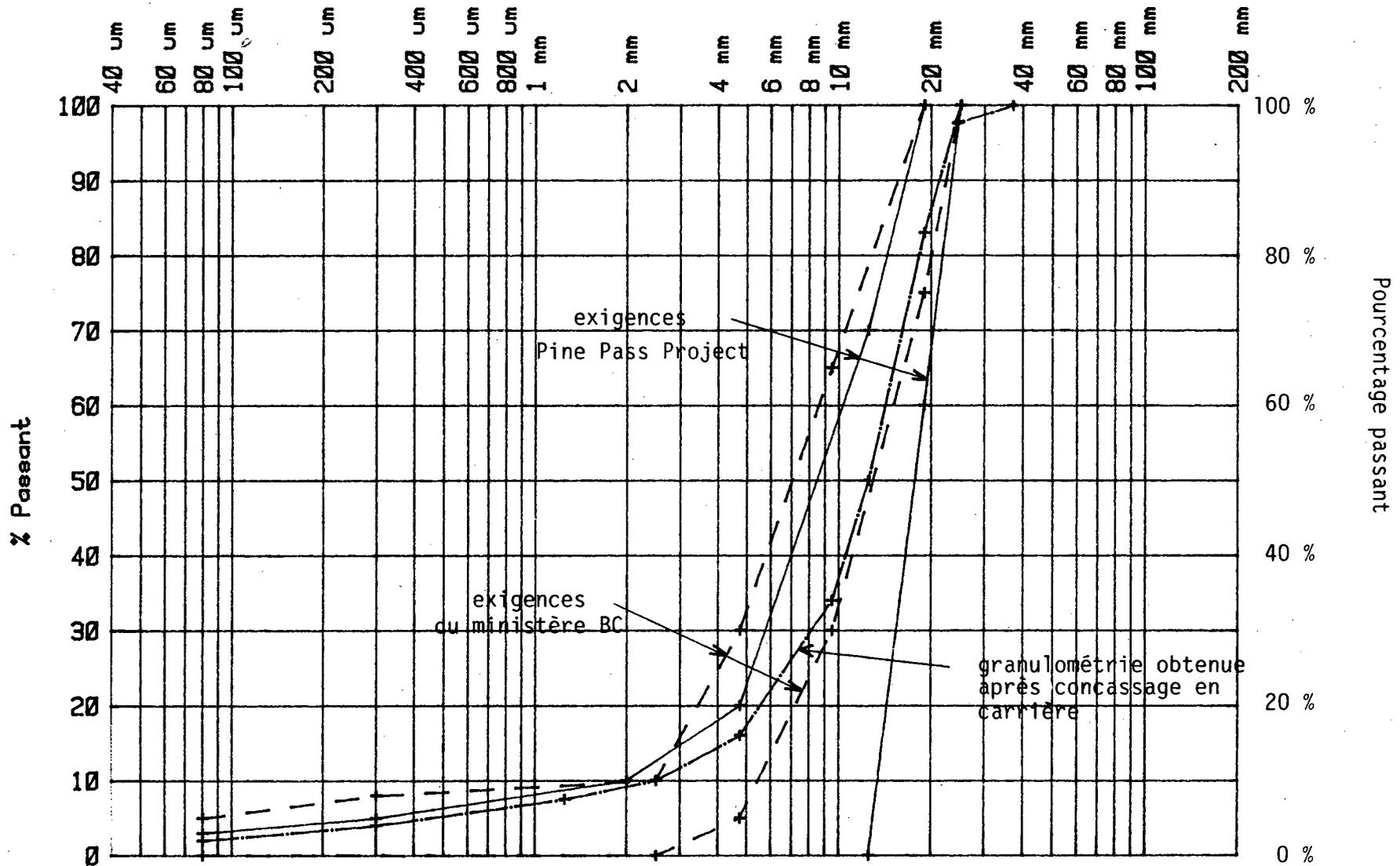
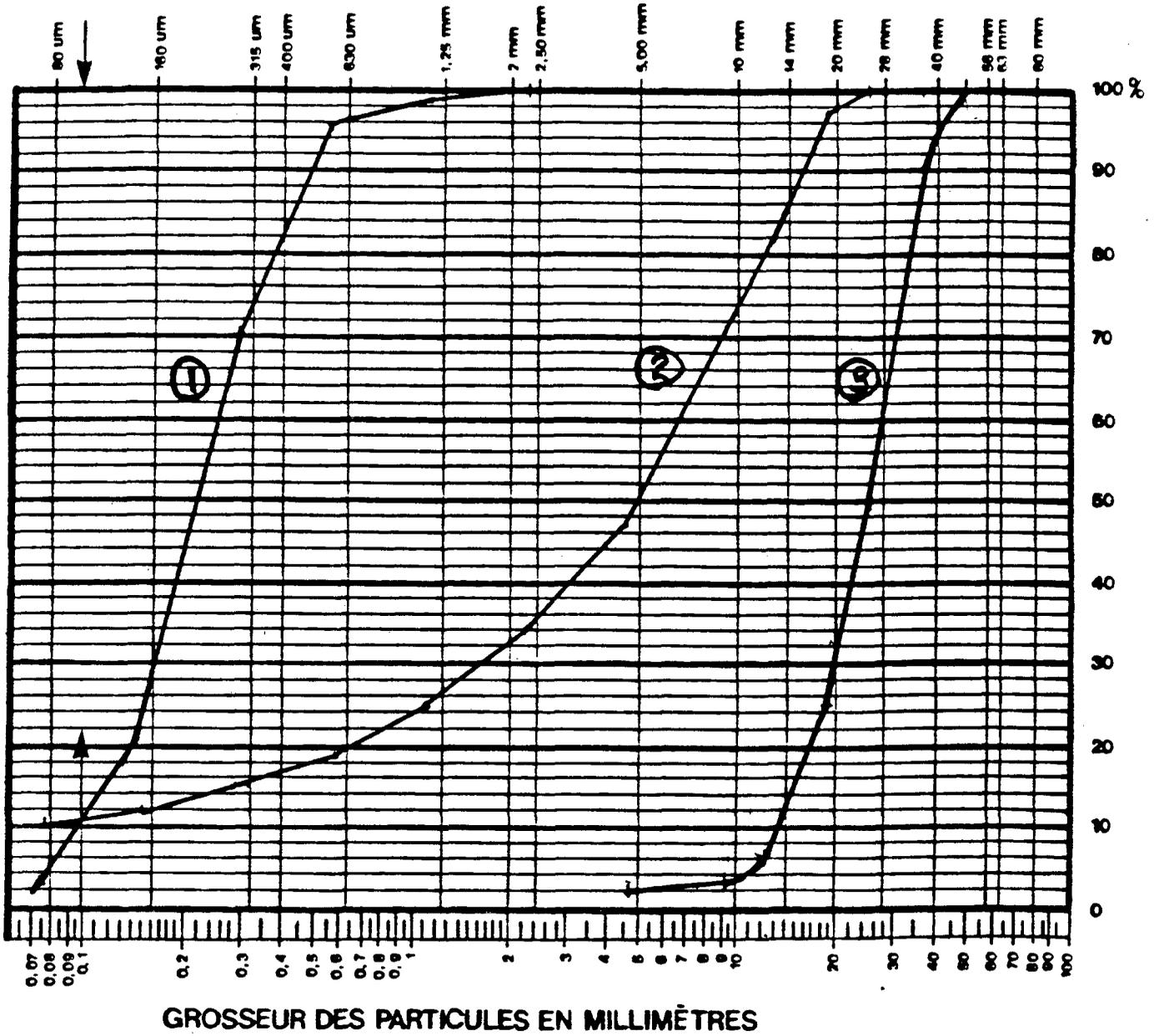


Figure 17: granulométrie de la "fondation supérieure "(ABOGB) à "Pine Pass Project"(d'après Haughton 1986)

FIGURE 18

GRANULOMETRIE MOYENNE DES MATERIAUX UTILISES

au Chemin Cherrier, Ile Bizard

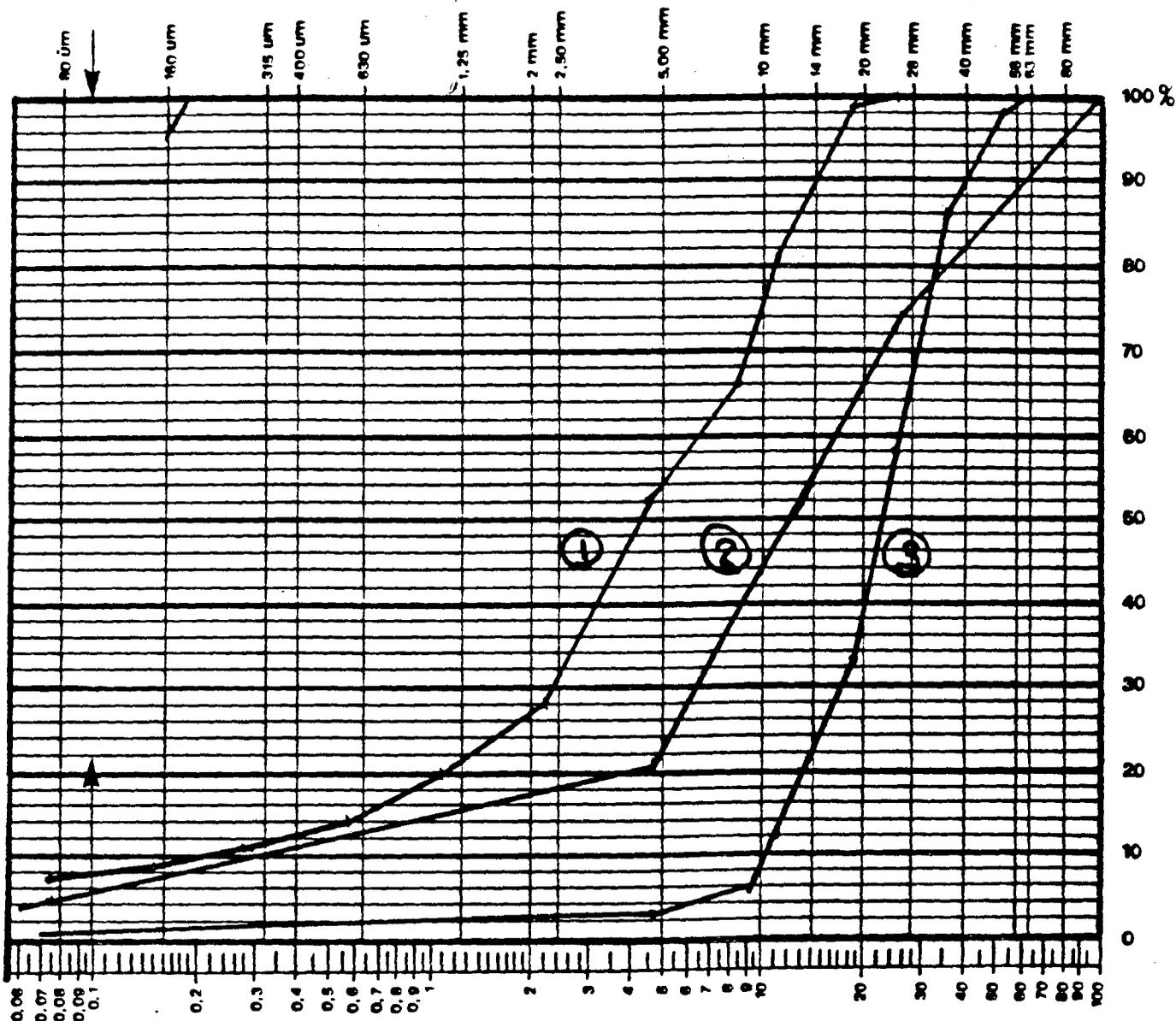


- ① Sous fondation
- ② Fondation supérieure
- ③ Fondation inférieure

FIGURE 19

GRANULOMETRIE MOYENNE DES MATERIAUX UTILISES

Route 104, La Prairie



GROSSEUR DES PARTICULES EN MILLIMÈTRES

- ① Fondation supérieure
- ② Sous fondation
- ③ Fondation inférieure

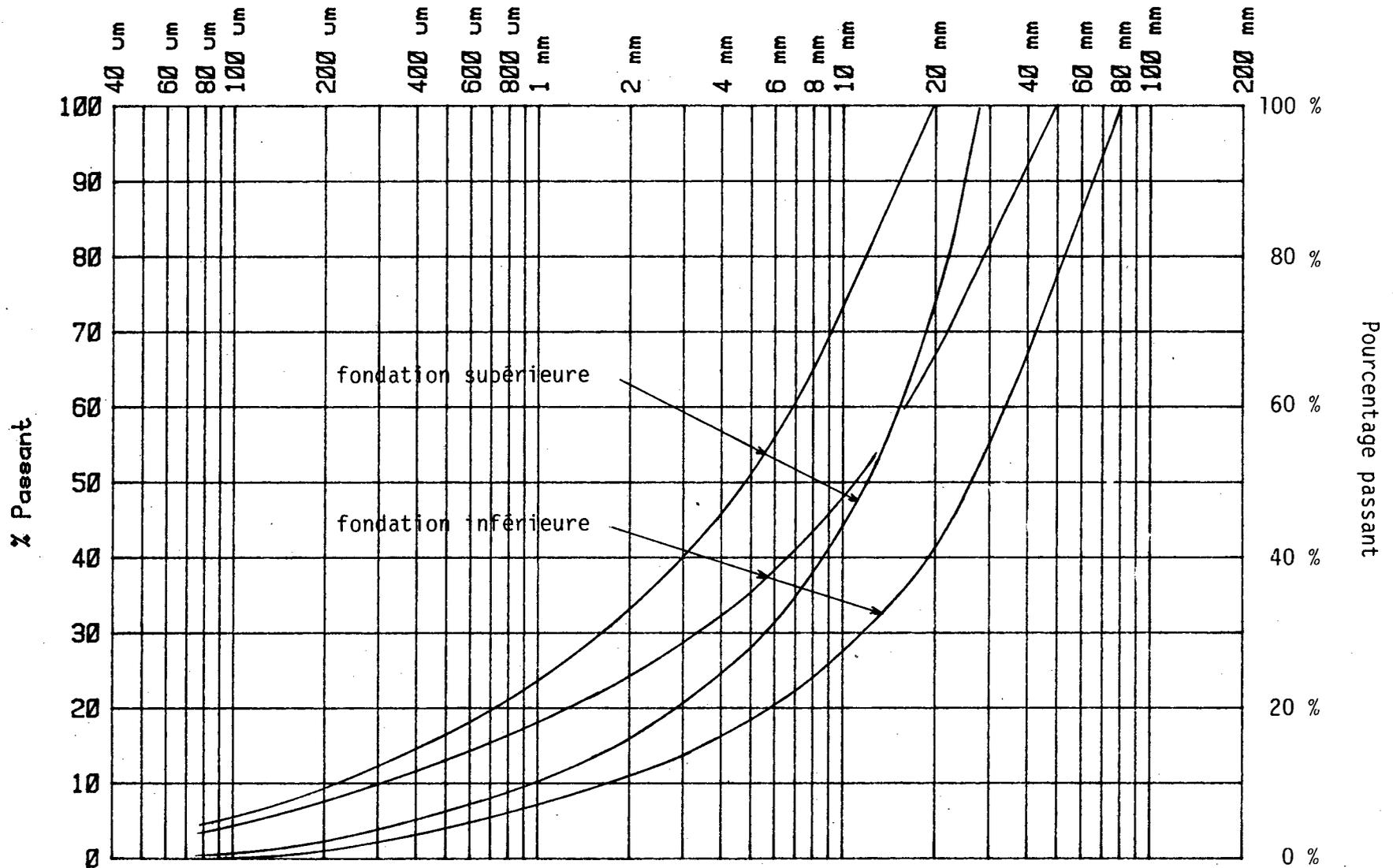


Figure 20: suggestions no.1 de planche expérimentale

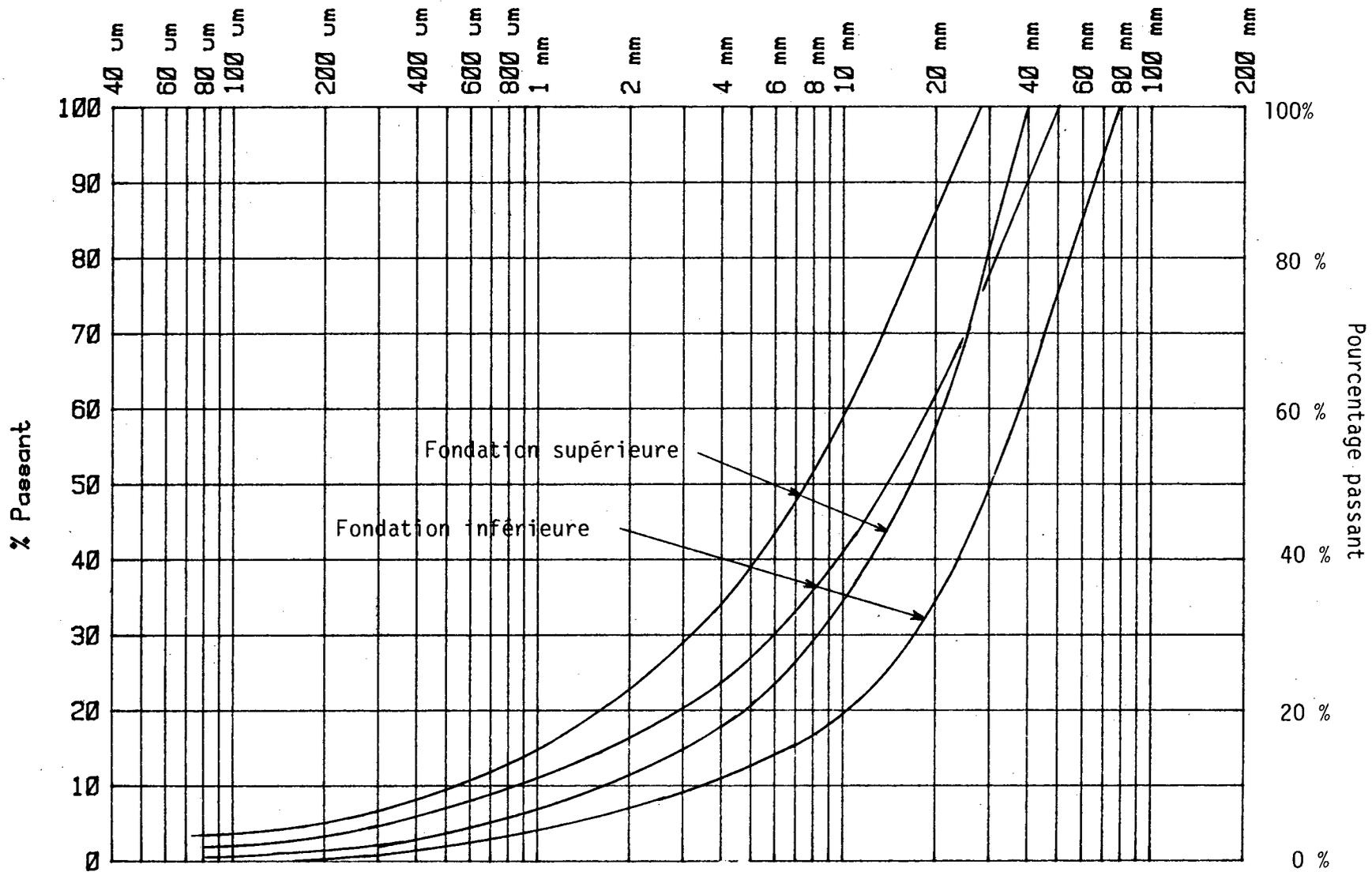


Figure 21: auffwarion no.2 de planche expérimentale

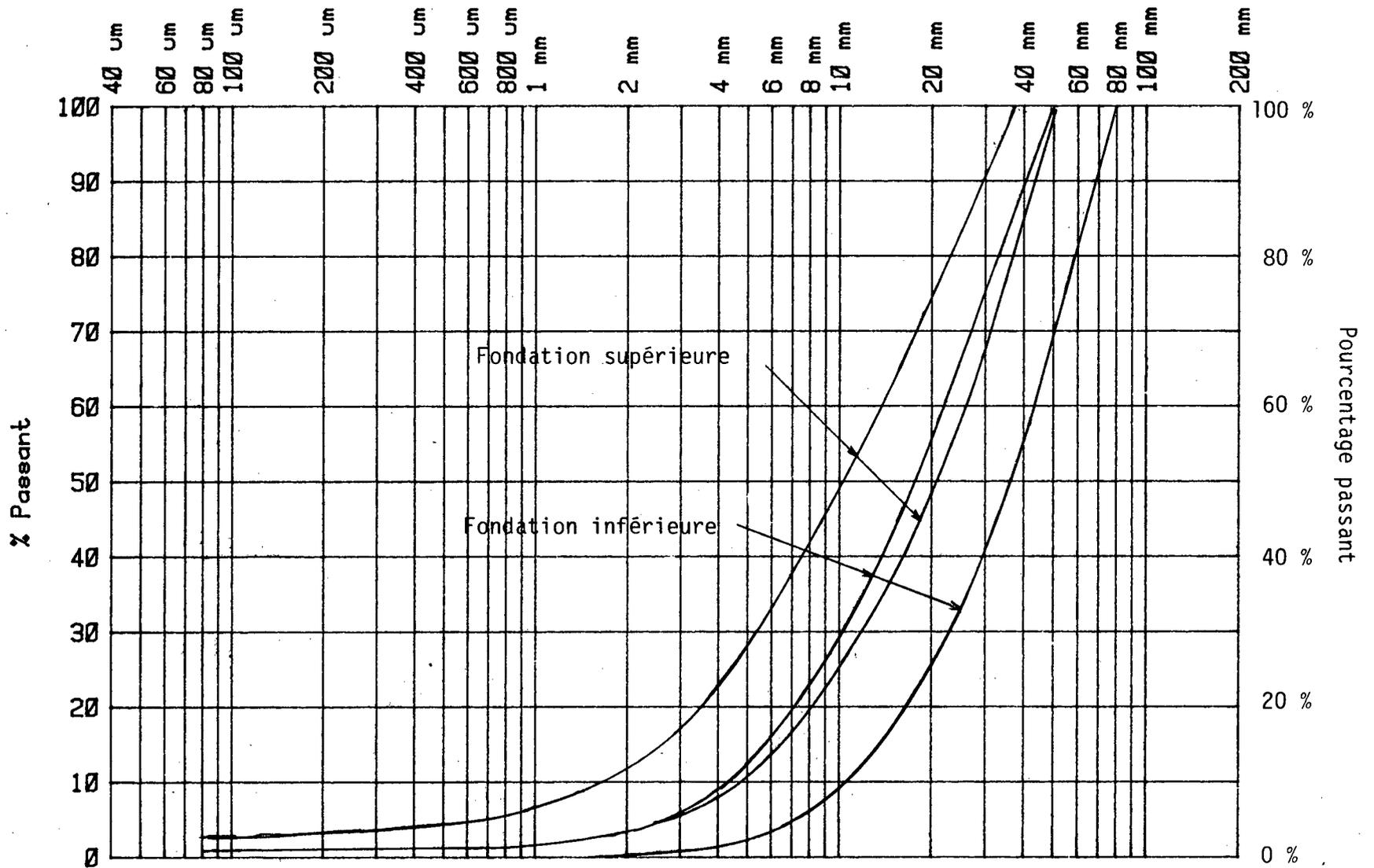


Figure 22: suggestion nos. 3 et 4 de planches expérimentales

A N N E X E

RÉPORTAGE PHOTOGRAPHIQUE

Photos 1 : INFRASTRUCTURE VOIE DROITE

- 1a : section nord (silt et sable surtout)
- 1b : section centre (sable surtout)
- 1c : section sud, passage argileux excavé

Photos 2 : SOUS-FONDATION ET FONDATION INFÉRIEURE VOIE GAUCHE

- 2a : sous-fondation (sable) et pose de la fondation inférieure
- 2b : nivellement et compactage du 63-5 mm
- 2c : surface compactée du 63-5 mm avant correction

Photos 3 : CORRECTION DE LA FONDATION INFÉRIEURE VOIE GAUCHE

- 3a : granulats 63-5 mm avant correction
- 3b : granulats 63-5 mm après correction: rajout du calibre 12,5-9,5 mm
- 3c : surface de la fondation inférieure après correction
(sacrifiée, nivelée, recompactée)

Photos 4 : FONDATION SUPÉRIEURE VOIE DROITE

- 4a : granulats 50-5 mm bien mélangés de la fondation ouverte
- 4b et 4c : fondation supérieure recouverte d'une mince couche de 19.0a, non uniformément posée

Photos 5 : ORNIERAGE AVANT PAVAGE VOIE DROITE

- 5a et 5b : traces des camions transportant le bitume sur le 19-0a
- 5c : pose du pavage MB2

Photos 6 : EROSION VOIE DROITE

6a : érosion de la sous-fondation et fondation inférieure au droit de passage d'un déblai à un remblai; mise à découvert d'un drain longitudinal.

6b : vue de détail

6c : érosion de la partie en remblai

Photos 7 : ESSAIS DYNAFLECT VOIE DROITE

Photos 8 : REMBLAI VOIE GAUCHE AVANT STABILISATION

8a : remblai en début de travaux (sous-fondation et fondation inférieure)

8b : remblai en fin de travaux, après pavage, mais avant correction (environ 60 cm de roc tout venant déversé dans le talus)

8c : essai de perméabilité

Photos 9 : ETAT GENERAL DE LA CHAUSSEE APRES UN HIVER

9a : section sud

9b : section centre

9c : section nord

Photos 10: JOINTS LONGITUDINAUX APRES UN HIVER

Photos 11: JOINTS LONGITUDINAUX ET TRANSVERSAUX; SEGREGATION DANS LE MELANGE MB4 (après un hiver).



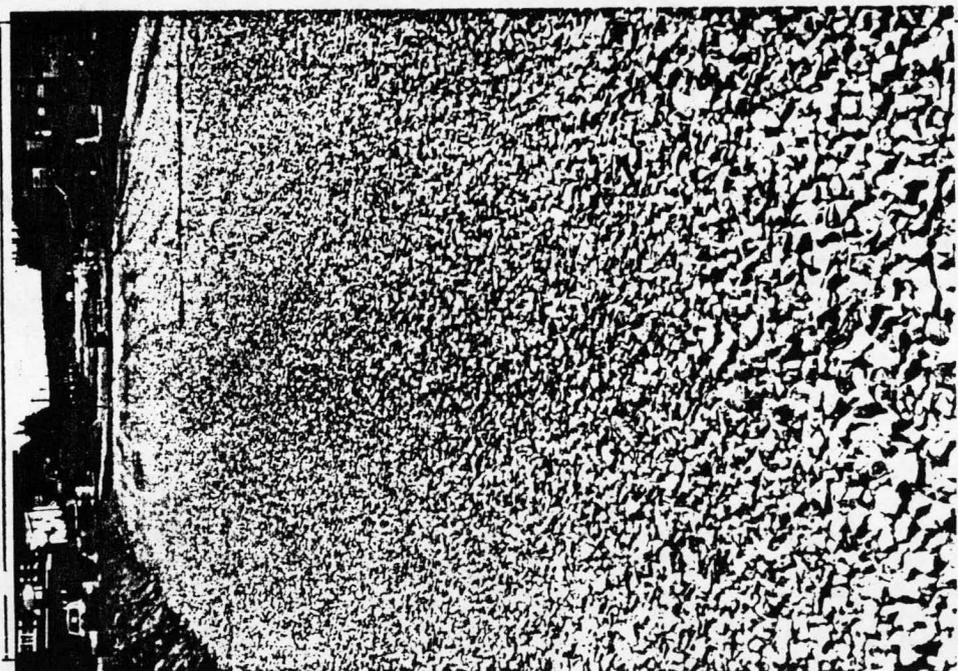
1a	1b
1c	

Photos 1: Infrastructure voie droite.

1a : section nord (silt et sable surtout).

1b : section centre (sable surtout).

1c : section sud, passage argileux excavé.



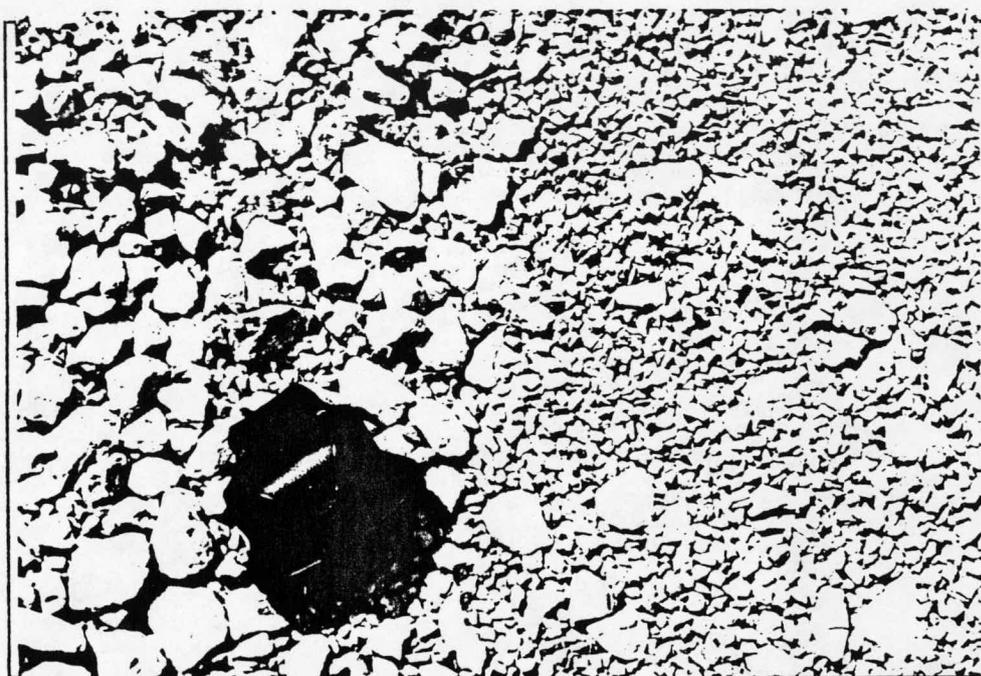
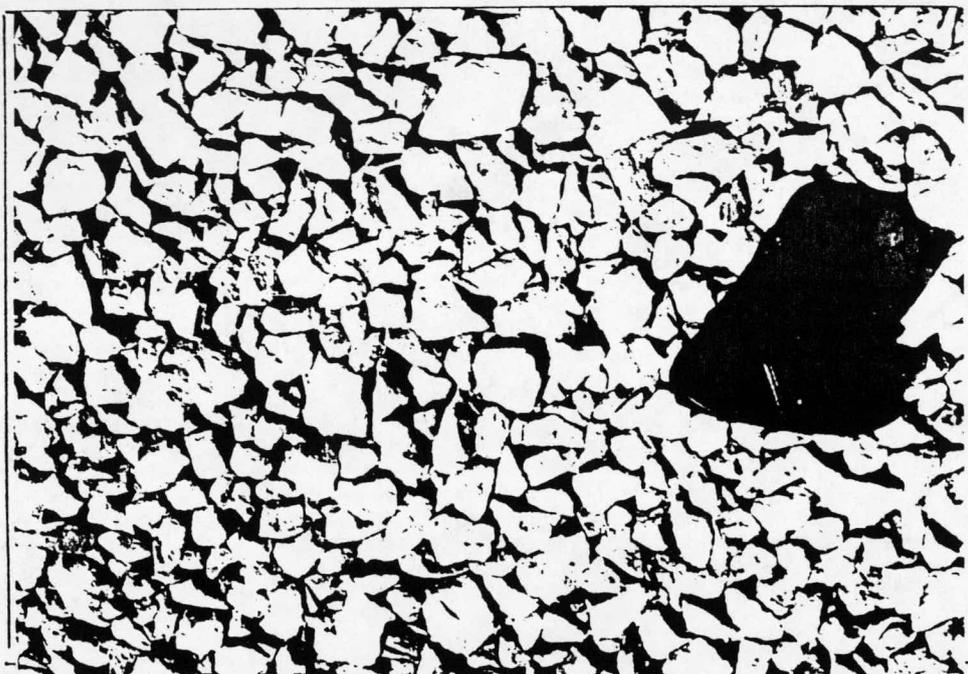
2a	2b
2c	

Photos 2 : Sous-fondation et fondation inférieure voie gauche.

2a : sous-fondation (sable) et pose de la fondation inférieure.

2b : nivellement et compactage du 63-5 mm.

2c : surface compactée du 63-5 mm avant correction.



3a	3b
3c	

Photos 3 : Correction de la fondation inférieure, voie gauche

- 3a : granulats 63-5 mm avant correction
3b : granulats 63-5 mm après correction : rajout du calibre 12,5-9,5 mm
3c : surface de la fondation inférieure après correction (sacrifiée, nivelée, recompactée).

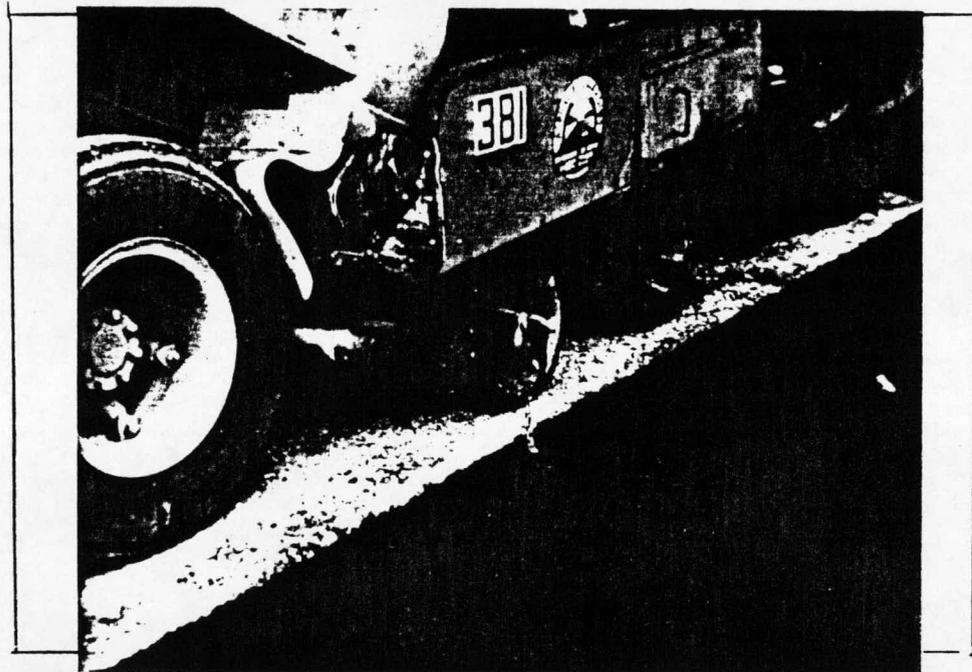
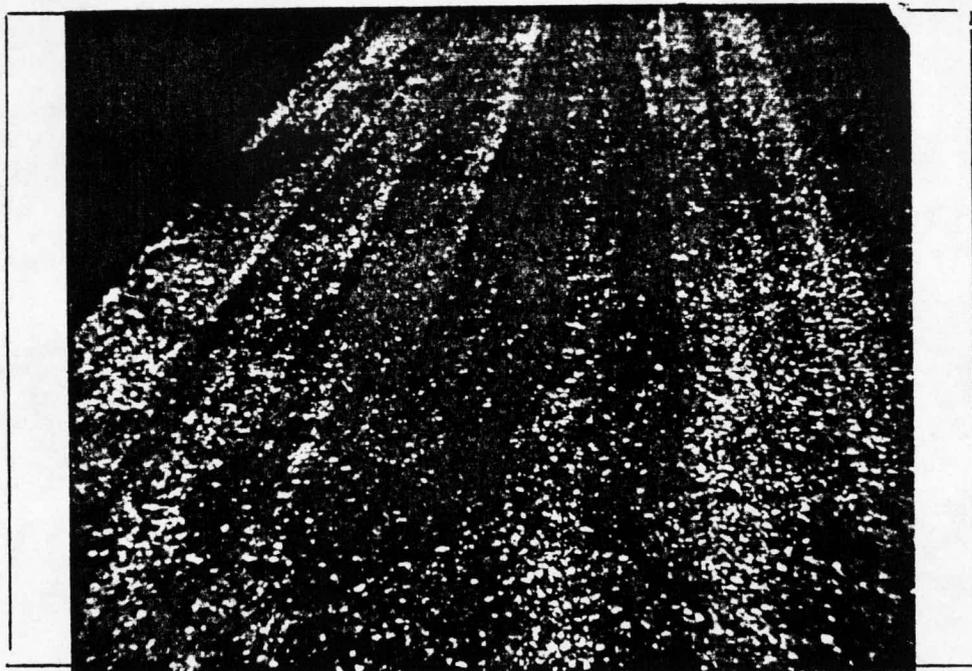


4a	4b
4c	

Photos 4 : Fondation supérieure voie droite

4a : granulats 50-5 mm bien mélangés de la fondation ouverte.

4b et 4c : fondation supérieure recouverte d'une mince couche de 19.0a, non uniformément posée.

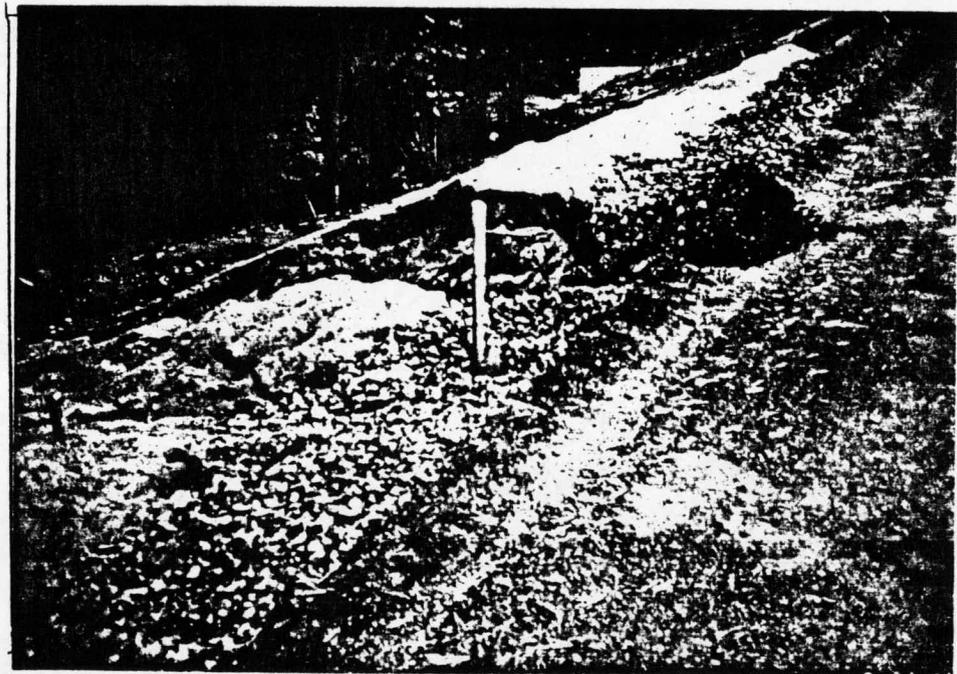


5a	5b
5c	

Photos 5 : Orniérage avant pavage voie droite

5a et 5b : traces des camions transportant le bitume sur le 19-0a.

5c : pose du pavage MB2



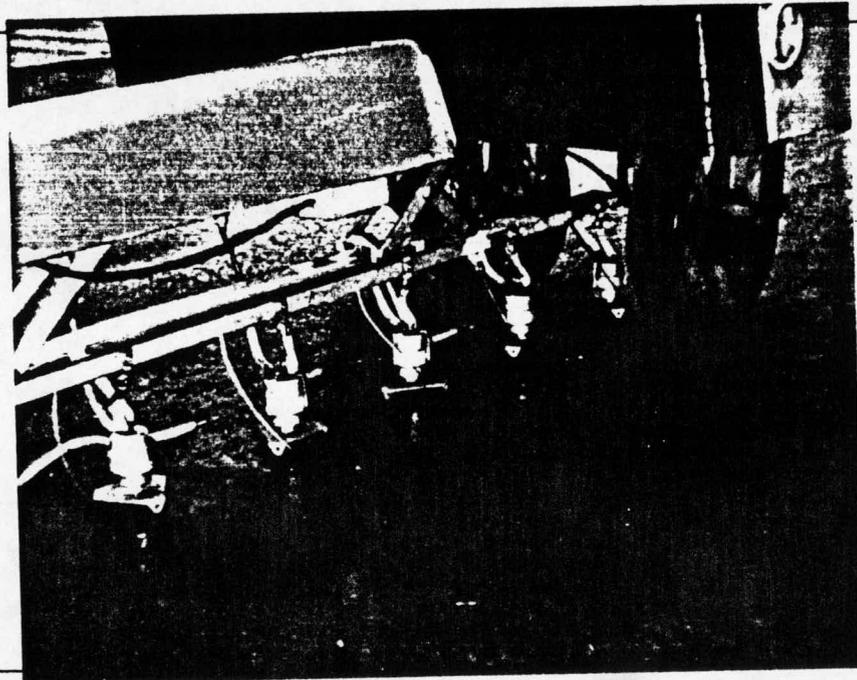
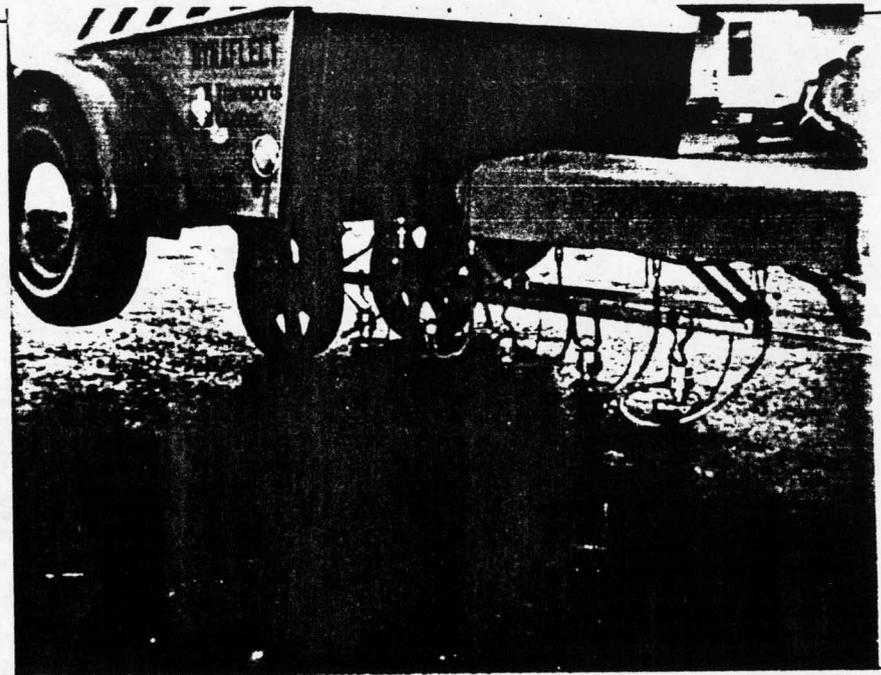
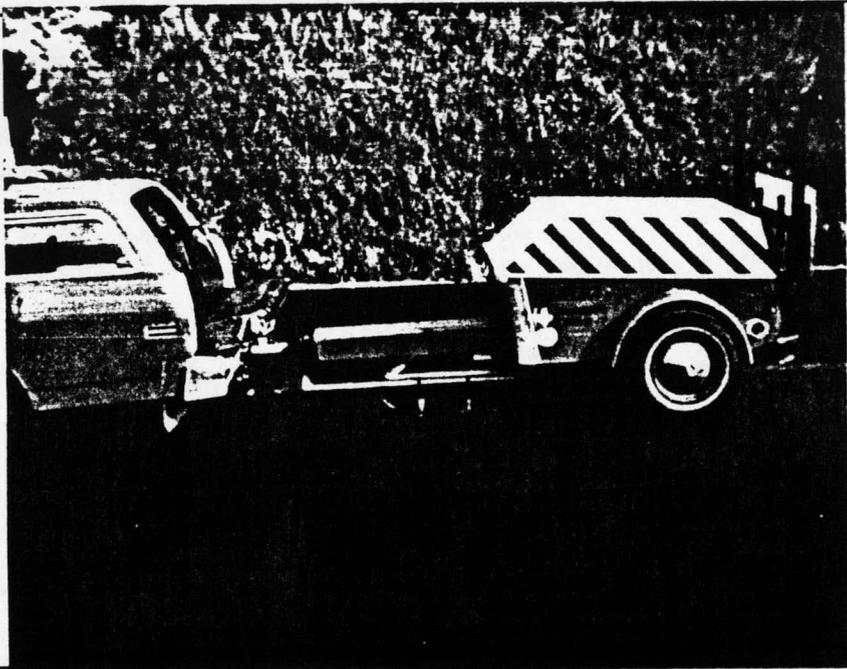
6a	6b
6c	

Photos 6 : Erosion voie droite

6a : érosion de la sous-fondation et fondation inférieure au droit de passage d'un déblai à un remblai; mise à découvert d'un drain longitudinal.

6b : vue de détail

6c : érosion de la partie en remblai



7a	7b
7c	

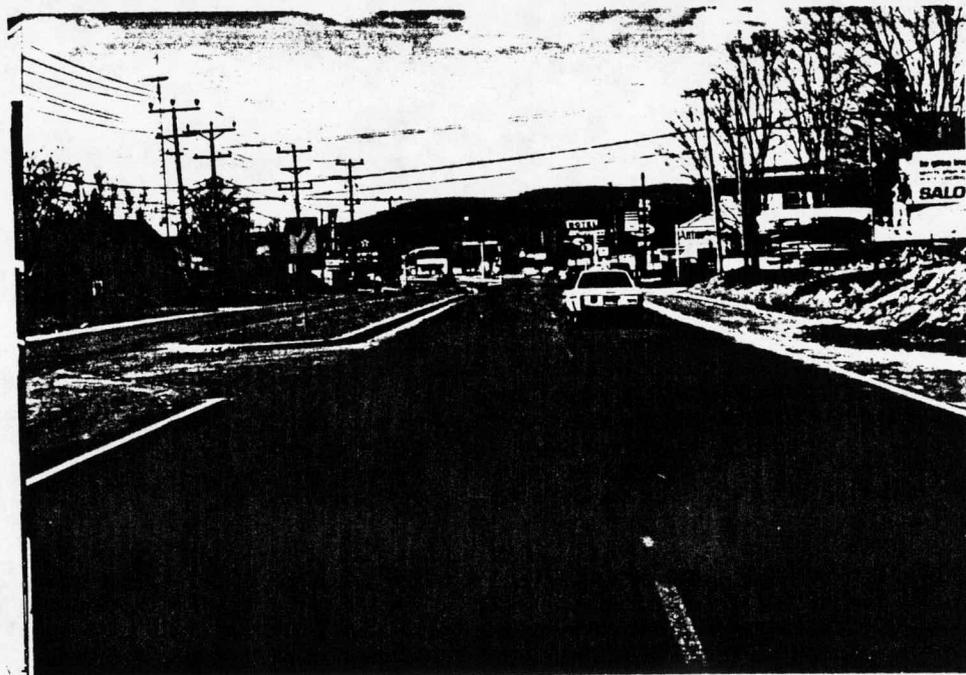
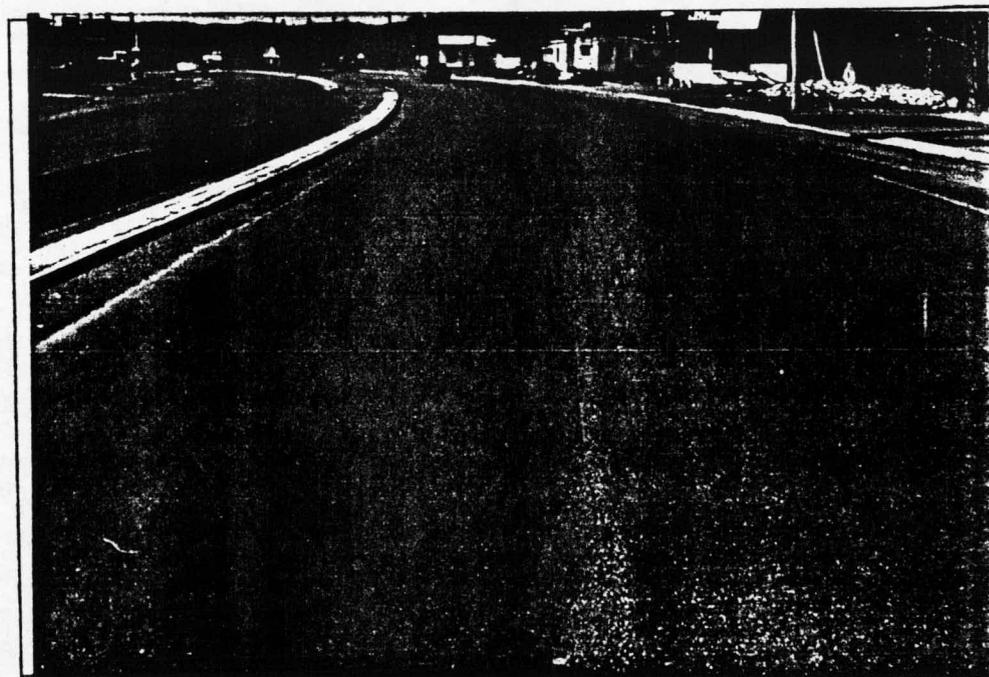
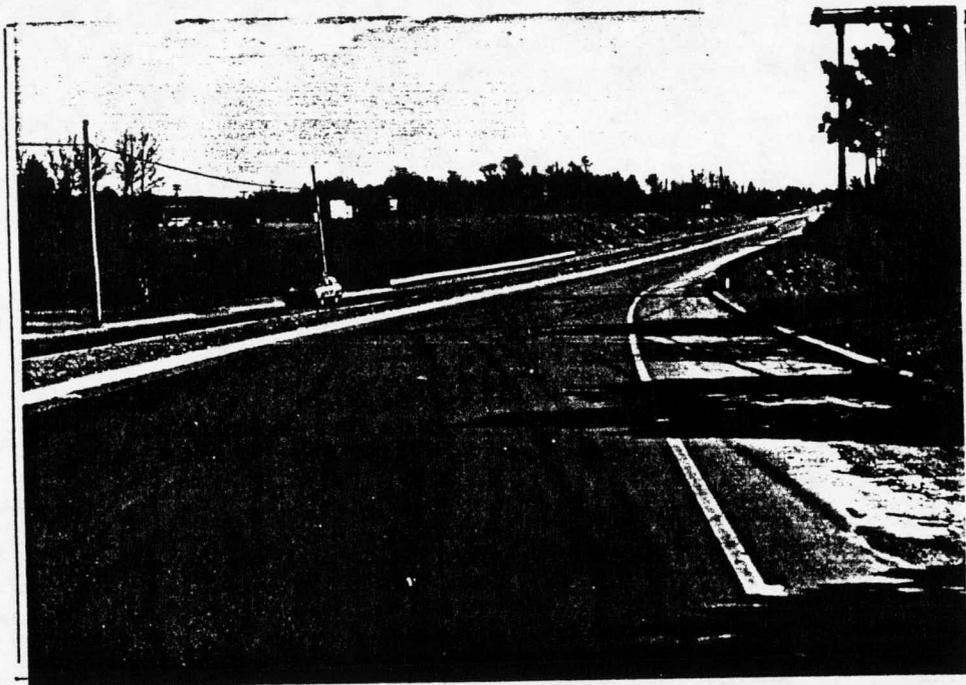
Photos 7 : Essais dynaflect voie droite



8a	8b
8c	

Photos 8 : Remblai voie gauche avant stabilisation

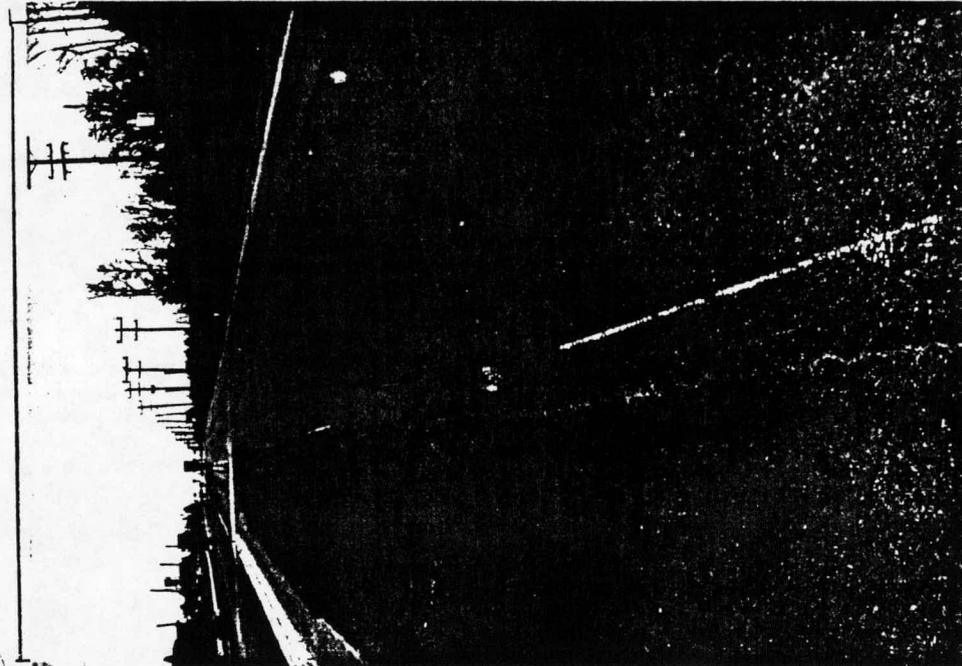
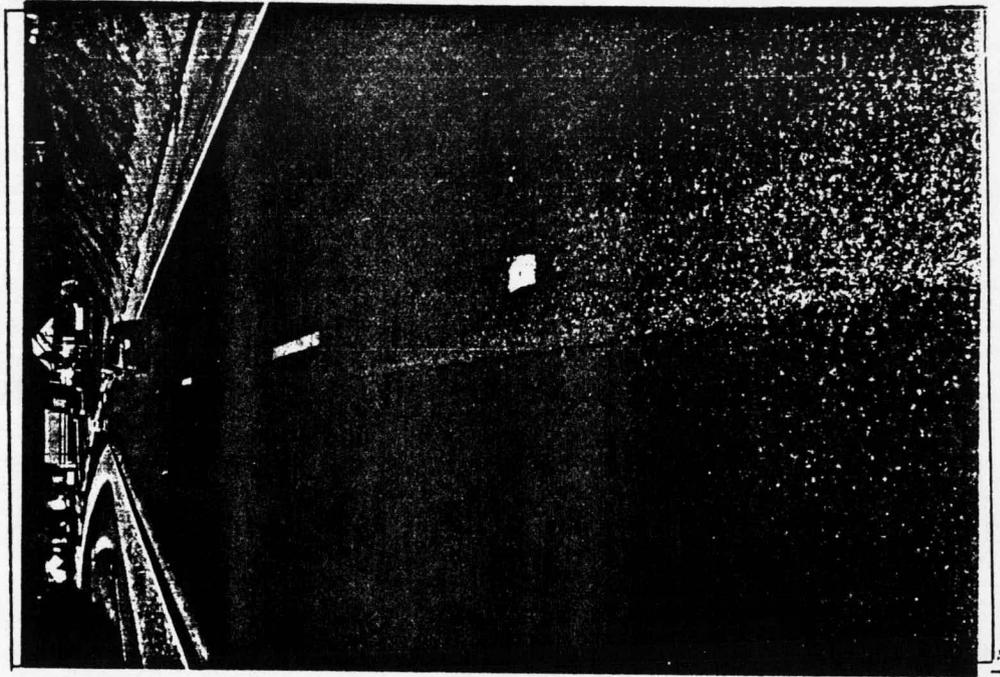
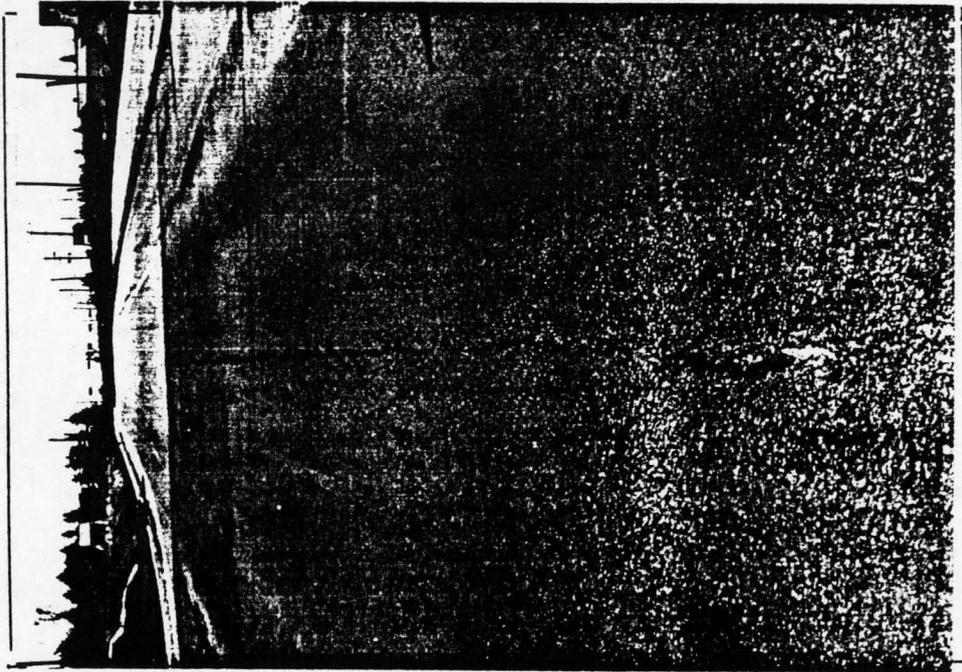
- 8a : remblai en début de travaux (sous-fondation et fondation inférieure).
 8b : remblai en fin de travaux, après pavage, mais avant correction (environ 60 cm de roc tout venant déversé dans le talus)
 8c : essai de perméabilité



9a	9b
9c	

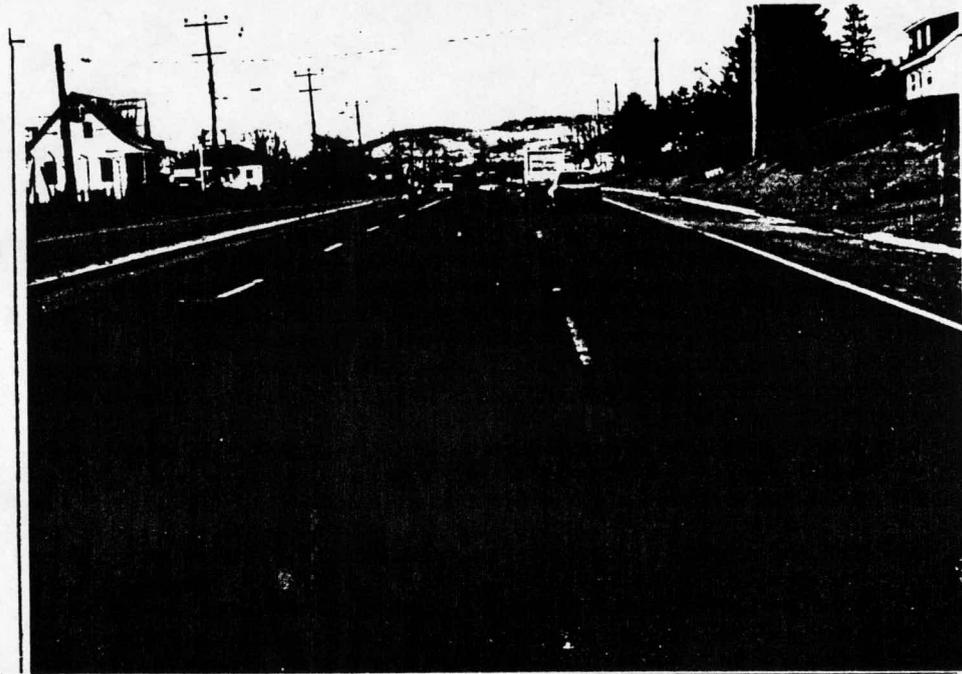
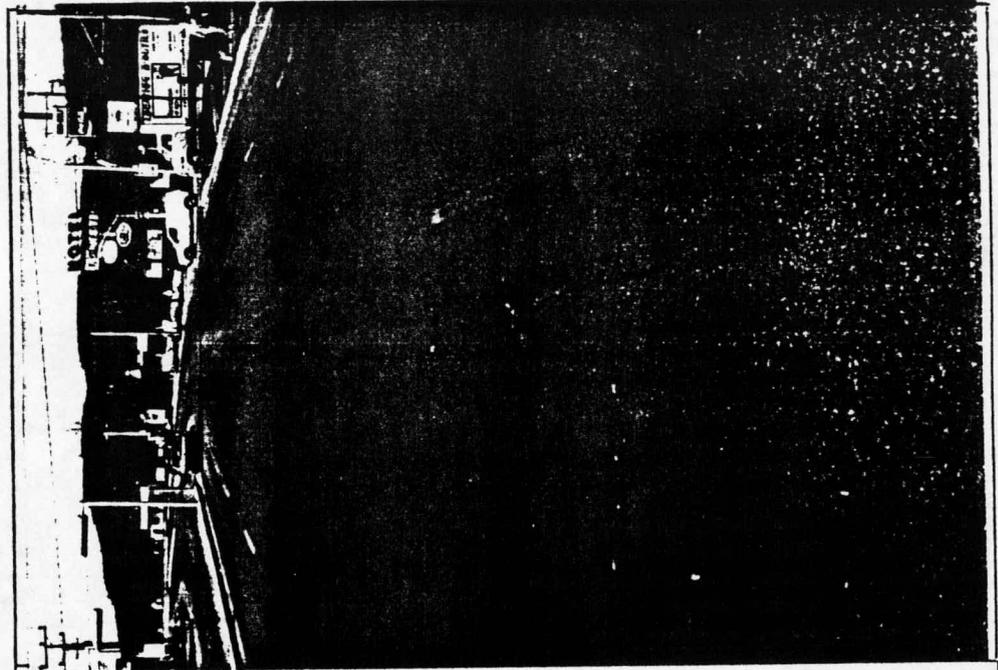
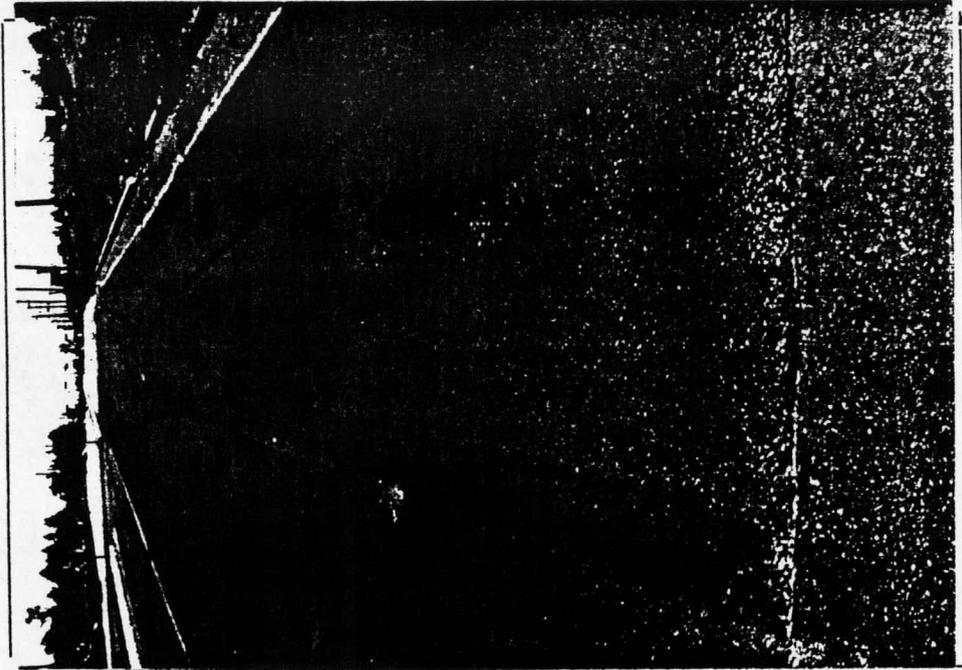
Photos 9 : Etat général de la chaussée
après un hiver

- 9a : section sud
- 9b : section centre
- 9c : section nord



10a	10b
10c	

Photos 10 : Joints longitudinaux après un hiver



11a	11b
11c	

Photos 11 : Joints longitudinaux et transversaux; ségrégation dans le mélange MB4 (après un hiver)

MINISTÈRE DES TRANSPORTS



QTR A 199 146