UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

AMÉLIORATION DE LA LONGÉVITÉ DES CHAUSSÉES SOUPLES PAR L'OPTIMISATION DES PROPRIÉTÉS HYDRAULIQUES DES AGRÉGATS DE LA FONDATION

par

André CONTANT
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
ÉCOLE POLYTECHNIQUE

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU GRADE DE MAITRE ES SCIENCES APPLIQUÉES (M.Sc.A)

Décembre 1989

(c) André Contant 1989

Permission has been granted to the National Library of Canada to microfilm this thesis and to lend or sell copies of the film.

The author (copyright owner) has reserved other publication rights, and neither the thesis nor extensive extracts from it may be printed or otherwise reproduced without his/her written permission.

L'autorisation a été accordée à la Bibliothèque nationale du Canada de microfilmer cette thèse et de prêter ou de vendre des exemplaires du film.

L'auteur (titulaire du droit d'auteur) se réserve les autres droits de publication; ni la thèse ni de longs extraits de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation écrite.

ISBN 0-315-58167-0

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE

Ce mémoire intitulé:

AMÉLIORATION DE LA LONGÉVITÉ DES CHAUSSÉES SOUPLES
PAR L'OPTIMISATION DES PROPRIÉTÉS HYDRAULIQUES
DES AGRÉGATS DE LA FONDATION

présenté par: André Contant ing. jr.

en vue de l'obtention du grade de M.Sc.A.

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de:

M. Jules Houde, Ph.D., président

M. Karsten Baass, Ph.D.

M. Robert P. Chapuis, D.Sc.A.

M. Pierre-Paul Légaré, ing.

SOMMAIRE

La longévité des chaussées souples dépend en grande partie de la vitesse de dégradation des propriétés de la fondation. Les granulats de cette fondation routière sont des géo-matériaux qui doivent jouer un rôle mécanique d'amélioration de la capacité portante, un rôle de drainage des eaux de surface et un rôle de protection de la chaussée contre les effets du gel. Comme il est difficile de sélectionner une granulométrie qui peut jouer ces trois rôles simultanément, nous faisons face à un problème de sélection des granulats.

L'objectif de ce projet est de définir un fuseau granulométrique qui optimise l'ensemble de ces trois rôles dans une perspective à long terme, afin de minimiser les coûts de réfection et d'entretien des chaussées souples. Les autres impacts du projet pour la construction routière sont, l'amélioration de la conception des chaussées et l'utilisation optimale des ressources en granulats.

Nous avons étudié au laboratoire l'évolution des propriétés de divers granulats de calibre 20-0 mm et en particulier l'évolution de leurs coefficients de conductivité hydraulique verticale en fonction des sollicitations de trafic. Ces dernières ont été induites par une presse hydraulique à chargement cyclique. Nous avons également

étudié en parallèle les modifications granulométriques, les phénomènes de ségrégation et de migration des particules fines des granulats et la dégradation de la stabilité mécanique qui en résulte.

En premier lieu, des essais avec un marteau Proctor, un marteau Marshall et une table vibrante ont été réalisés pour évaluer les effets de divers modes de mise en place. Les résultats obtenus montrent clairement l'influence du mode de compactage et de la granulométrie sur l'érosion interne que peut subir un matériau granulaire utilisé comme fondation routière.

Par la suite, ayant suivi dans le temps l'évolution de la conductivité hydraulique verticale de certaines courbes granulométriques, nous avons pu définir un fuseau granulométrique des matériaux présentant une stabilité des propriétés mécaniques et hydrauliques.

ABSTRACT

The rate of degradation of road foundations greatly influences the durability of flexible pavements. Aggregate layers must have a good mechanical strength, protect soils from freezing and eliminate all water above and close to the pavement. The goal of this research program was to define a gradation curve that optimizes these three roles to minimize the rate of degradation of the foundation. It also tried to show the influence of the shape of this gradation curve on the stability of aggregate foundation properties.

A hydraulic press was used to apply cyclic loads. To study the evolution of all aggregate functions, we followed the variation in time of aggregate permeability and the modification of the gradation curve induced by segregation or displacement of fines.

We also investigated the influence of three compaction modes on gradation stability: Proctor hammer, Marshall hammer and vibratory table.

The purpose of the main testing program was to follow the behaviour, under cyclic loading, of three gradation curves and two compaction modes, to define new standards for mechanically and hydraulically stable granular foundations.

REMERCIEMENTS

Je tiens ici à remercier tous ceux qui m'ont apporté leur soutien et leurs conseils tout au long de cette étude.

Je remercie particulièrement le Dr. Karsten Baass du département de génie civil et le Dr. Robert P. Chapuis du département de génie minéral qui étaient responsables de la direction de cette recherche.

Je voudrais aussi remercier le personnel de la section structure et particulièrement Monsieur Denis Fortier pour leur support technique et pour leur prêt d'équipement. Je remercie la section géotechnique pour la même raison.

Merci aussi à la direction du Centre de Recherche et de Contrôle Appliqué à la Construction (1986) Inc. pour m'avoir permis d'utiliser quelques uns de leurs équipements.

Je veux également rendre un hommage à la compagnie Ultramar Canada, aux Fonds FCAR, à l'AQTR et à la fondation Charles Baskin pour l'aide financière qu'ils m'ont apportée.

TABLE DES MATIERES

	page
SOMMAIRE	iv
ABSTRACT	vi
REMERCIEMENTS	vii
LISTE DES TABLEAUX	xi
LISTE DES FIGURES	xvi
1. INTRODUCTION	1
1.1 Formulation du problème	1
1.2 Objectifs de la présente étude	2
1.3 Méthodologie utilisée	3
2. APPROCHES THÉORIQUES	6
2.1 Conception des chaussées	7
2.2 Description des problèmes affectant les fondations routières	14
2.2.1 Problèmes hydrauliques	14
2.2.2 Problèmes mécaniques	18
2.2.3 Problèmes thermiques	23
2.3 Description du concept de perméabilité	26
2.4 Description du concept de la filtration	30
2.5 Application des critères de filtre aux fondations routières	32
2.5.1 Filtration inter-couche	33
2.5.2 Filtration intra-couche	37
3. APPROCHE EXPÉRIMENTALE	42
3.1 Vérification des critères de filtre entre les	

granulométries spécifiées dans le CCDG du MTQ 42 3 lignes

3.2 Vérification de la stabilité interne des fondations supérieures 51

3.3 Choix des granulométries testées 67

3.4 Essais préalables 81

3.4.1 Précision du perméamètre 81

3.4.2 Propriétés des granulats utilisés 84

3.4.3 Mode de mise en place 87

3.5 Essais principaux 100

3.5.1 Essais de perméabilité 101

3.5.2 Cycle de chargement 102

3.5.3 Résumé 104

4. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS 106

4.1 Courbe 1 107

4.2 Courbe 2 113

4.3 Courbe 3 118

4.4 Courbe 2, mise en place à la table vibrante 123

5. ANALYSE DES RÉSULTATS DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL 129

5.1 Courbe 1 130

5.2 Courbe 2 135

5.3 Courbe 3 140

5.4 Courbe 2, mise en place à la table vibrante 143

5.5 Analyse combinée 147

5.5.1 Conductivités hydrauliques 148

5.5.2 Chargements cycliques 152

5.5.3 Analyses granulométriques 157

6. CONCLUSIONS 166

6.1 Conclusions de notre étude 166

6.2 Recherches ultérieures 167

BIBLIOGRAPHIE 170

ANNEXE 1 175

ANNEXE 2 188

LISTE DES TABLEAUX

Tableau		page
1	Fondation supérieure, calibre 20-0mm	44
2	Fondation inférieure, calibre 56-0mm	45
3	Remblai classe "A"	46
4	Critère de migration de Sherard	53
5	Critère de migration de Lubochkov, courbe H	53
6	Critère de migration de Lubochkov, courbe B	54
7	Critère de migration de Lubochkov, courbe C	54
8	Critère de migration de Lubochkov, courbe X	55
9	Critère de migration de Lubochkov, courbe Y	55
10	Courbes granulométriques retenues pour l'étude	70
11	Critère de migration de Sherard, courbes 1,2,3	72
12	Critère de migration de Lubochkov, courbe 1	72
13	Critère de migration de Lubochkov, courbe 2	73
14	Critère de migration de Lubochkov, courbe 3	73
15	Coefficient de conductivité hydraulique, granulométrie uniforme	82
16	Coefficient de conductivité hydraulique, granulométrie uniforme avec le calcul de l'incertitude	84
17	Densités des granulats	85
18	Densité relative apparente des granulats, courbes du programme d'essais	86
19	Pourcentage de particules plates et allongées	87
20	Tableau des différents essais de compaction,	

courbe 1 89

21 Tableau des différents essais de compaction, courbe 2 90

22 Tableau des différents essais de compaction, courbe 3 91

23 Granulométrie après compaction, courbe 1 (compaction Proctor) 95

24 Granulométrie après compaction, courbe 1 (compaction Marshall) 95

25 Granulométrie après compaction, courbe 1 (compaction table vibrante) 96

26 Granulométrie après compaction, courbe 2 (compaction Proctor) 96

27 Granulométrie après compaction, courbe 2 (compaction Marshall) 97

28 Granulométrie après compaction, courbe 2 (compaction table vibrante) 97

29 Granulométrie après compaction, courbe 3 (compaction Proctor) 98

30 Granulométrie après compaction, courbe 3 (compaction Marshall) 98

31 Granulométrie après compaction, courbe 3 (compaction table vibrante) 99

32 Essai de perméabilité, C1-G-0-2 107

33 Essai de perméabilité, C1-G-2-4 108

34 Essai de perméabilité, C1-G-4-6 108

35	Essai de perméabilité, C1-G-6-8	109
36	Essai de perméabilité, C1-G-8-10	109
37	Essai de perméabilité, C1-G-10-FIN	110
38	Essai de chargement, courbe 1, 0 à 2 heures	110
39	Essai de chargement, courbe 1, 2 à 4 heures	111
40	Essai de chargement, courbe 1, 4 à 6 heures	111
41	Essai de chargement, courbe 1, 6 à 8 heures	111
42	Essai de chargement, courbe 1, 8 à 10 heures	112
43	Analyse granulométrique, courbe 1	112
44	Essai de perméabilité, C2-G-0-2	113
45	Essai de perméabilité, C2-G-2-4	113
46	Essai de perméabilité, C2-G-4-6	114
47	Essai de perméabilité, C2-G-6-8	114
48	Essai de perméabilité, C2-G-8-10	115
49	Essai de perméabilité, C2-G-10-FIN	115
50	Essai de chargement, courbe 2, 0 à 2 heures	116
51	Essai de chargement, courbe 2, 2 à 4 heures	116
52	Essai de chargement, courbe 2, 4 à 6 heures	116
53	Essai de chargement, courbe 2, 6 à 8 heures	117
54	Essai de chargement, courbe 2, 8 à 10 heures	117
55	Analyse granulométrique, courbe 2	118
56	Essai de perméabilité, C3-G-0-2	118
57	Essai de perméabilité, C3-G-2-4	119
58	Essai de perméabilité, C3-G-4-6	119
59	Essai de perméabilité, C3-G-6-8	120
60	Essai de perméabilité, C3-G-8-10	120

61 Essai de perméabilité, C3-G-10-FIN 121

62 Essai de chargement, courbe 3, 0 à 2 heures 121

63 Essai de chargement, courbe 3, 2 à 4 heures 122

64 Essai de chargement, courbe 3, 4 à 6 heures 122

65 Essai de chargement, courbe 3, 6 à 8 heures 122

66 Essai de chargement, courbe 3, 8 à 10 heures 123

67 Analyse granulométrique, courbe 3 123

68 Essai de perméabilité, C2-G-T-0-2 124

69 Essai de perméabilité, C2-G-T-2-4 124

70 Essai de perméabilité, C2-G-T-4-6 125

71 Essai de perméabilité, C2-G-T-6-8 125

72 Essai de perméabilité, C2-G-T-8-10 125

73 Essai de perméabilité, C2-G-T-10-FIN 126

74 Essai de chargement, courbe 2TV, 0 à 2 heures 126

75 Essai de chargement, courbe 2TV, 2 à 4 heures 127

76 Essai de chargement, courbe 2TV, 4 à 6 heures 127

77 Essai de chargement, courbe 2TV, 6 à 8 heures 127

78 Essai de chargement, courbe 2TV, 8 à 10 heures 128

79 Analyse granulométrique, courbe 2 128

80 Courbe 1: conductivité hydraulique, Sr=100% 131

81 Courbe 1: évolution de modules de résilience 133

82 Courbe 2: conductivité hydraulique, Sr=100% 136

83 Courbe 2: évolution de modules de résilience 138

84 Courbe 3: conductivité hydraulique, Sr=100% 140

85 Courbe 3: évolution de modules de résilience 142

86 Courbe 2TV: conductivité hydraulique, Sr=100% 144

87 Courbe 2TV: évolution de modules de résilience 146

LISTE DES FIGURES

Figure		page
1	Prédiction de la perméabilité en fonction de la courbe granulométrique	19
2	Prédiction de la perméabilité au moyen d'un abaque	20
3	Courbe granulométrique, fondation supérieure, calibre 20-0mm	47
4	Courbe granulométrique, fondation inférieure, calibre 56-0mm	48
5	Courbe granulométrique, sous-fondation, remblai classe "A"	49
6	Degré d'instabilité de Sherard, fondation supérieure	56
7	Courbe granulométrique, fondation supérieure critère de Kenney, courbe H	57
8	Courbe granulométrique, fondation supérieure critère de Kenney, courbe B	58
9	Courbe granulométrique, fondation supérieure critère de Kenney, courbe C	59
10	Courbe granulométrique, fondation supérieure critère de Kenney, courbe X	60
11	Courbe granulométrique, fondation supérieure critère de Kenney, courbe Y	61
12	Courbe granulométrique, fondation supérieure critère de Kezdi,courbe H	62

13 Courbe granulométrique, fondation supérieure critère de Kezdi, courbe B 63

14 Courbe granulométrique, fondation supérieure critère de Kezdi, courbe C 64

15 Courbe granulométrique, fondation supérieure critère de Kezdi, courbe X 65

16 Courbe granulométrique, fondation supérieure critère de Kezdi, courbe Y 66

17 Courbe granulométrique, courbes retenues pour le programme d'essais 71

18 Degré d'instabilité de Sherard, courbes retenues pour le programme d'essais 74

19 Courbe granulométrique, critère de Kenney, courbe 1 75

20 Courbe granulométrique, critère de Kenney, courbe 2 76

21 Courbe granulométrique, critère de Kenney, courbe 3 77

22 Courbe granulométrique, critère de Kezdi, courbe 1 78

23 Courbe granulométrique, critère de Kezdi, courbe 2 79

24 Courbe granulométrique, critère de Kezdi, courbe 3 80

25 Évolution de la conductivité hydraulique 149

26 Évolution de la déformation maximale 154

27 Évolution de la déformation résiduelle 155

28 Courbe granulométrique, courbe 1 159

29 Courbe granulométrique, courbe 2 160

30 Courbe granulométrique, courbe 3 161

31 Courbe granulométrique, courbe 2 table vibrante 162

32 Courbe granulométrique, fuseau proposé 164

1. INTRODUCTION

1.1 Formulation du problème

Au Québec, comme partout ailleurs au Canada, l'état du réseau routier est dans un état lamentable. Une certaine négligence, un manque de ressources financières et matérielles ainsi qu'une circulation sous-estimée sont parmi les facteurs que l'on soupçonne d'être la cause de tous les problèmes.

Les mauvais dimensionnements (calculs de l'épaisseur de la structure d'une chaussée) sont également parfois mis en cause. Un mauvais choix d'épaisseur de fondation ou de revêtement peut influencer la vitesse de dégradation d'une chaussée.

Un autre élément, la qualité des matériaux utilisés dans chacune des couches, peut également modifier la vitesse de dégradation d'une chaussée. Cet autre élément, souvent négligé, attire particulièrement notre attention.

Bien que la structure d'une chaussée comporte plusieurs composantes, notre étude porte spécifiquement sur les matériaux de fondation supérieure.

Les mélanges bitumineux qui composent la couche de roulement des chaussées flexibles, partie visible de la chaussée, ont également été mis en cause pour les dégradations mais ne font pas l'objet de cette étude.

Les recherches effectuées récemment en dimensionnement de chaussées, ont porté principalement sur l'élaboration de modèles mathématiques d'analyse structurale. Ces modèles permettent de déterminer les épaisseurs optimales de chacune des couches composant la chaussée. Les caractéristiques des matériaux de fondation ont été et sont prises comme des constantes et peu de tentatives d'optimisation de ces dernières ont été effectuées.

En raison des investissements importants qui devront être réalisés afin de réhabiliter certains tronçons du réseau routier, il nous est apparu nécessaire d'étudier et de défi-nir des critères d'optimisation de la qualité des matériaux de fondation utilisés pour ces travaux.

1.2 Objectifs de la présente étude

L'objectif principal de la présente étude est de préciser l'influence de la granulométrie de la fondation supérieure d'une chaussée sur les différents rôles qu'elle doit remplir.

Rappelons que la fondation supérieure doit jouer un rôle mécanique d'amélioration de la capacité portante, un rôle de drainage des eaux et un rôle de protection de la chaussée contre les effets du gel.

Nous tenterons également de définir des critères de choix pour une sélection optimale de la granulométrie de la pierre concassée utilisée comme matériau de fondation routière.

Si à la lumière des résultats obtenus, il est possible d'améliorer les caractéristiques et les propriétés de la fondation en modifiant la granulométrie de celle-ci, ce projet pourra également contribuer à une amélioration de la conception des chaussées.

Sachant que les bons granulats se font de plus en plus rares près des grands centres urbains, des constructions, ou des réhabilitations possédant des durées de vie prolongées permettraient une utilisation optimale des ressources en granulats.

1.3 Méthodologie utilisée

La première étape de cette étude a été de faire un choix judicieux des critères d'optimisation des granulométries

afin de nous permettre autant que possible de répondre simultanément aux divers objectifs de l'étude.

Nous avons effectué dans un premier temps un survol des différents problèmes hydrauliques, mécaniques et thermiques, affectant les fondations routières afin de bien choisir ces critères d'optimisation des granulométries.

Nous avons analysé par la suite les concepts de conductivité hydraulique et d'érosion interne. Ceux-ci, comme nous le verrons plus loin, ont été choisis pour suivre l'influence de la granulométrie de la pierre concassée de la fondation sur les rôles qu'elle doit jouer en fonction des sollicitations de trafic.

Enfin, nous avons étudié et choisi les granulométries sur lesquelles nous avons suivi l'évolution de la conductivité hydraulique et les phénomènes d'érosion interne.

Notre étude a été accompagnée d'un programme expérimental où nous avons étudié l'évolution des propriétés de granulats de diverses natures et de diverses granulométries.

Préalablement au programme des essais principaux, nous avons étudié l'effet de divers modes de mise en place sur la ségrégation, la fragmentation et la densité maximale d'une

pierre concassée.

A l'intérieur du programme des essais principaux, l'élément qui a retenu particulièrement notre attention était l'évolution des coefficients de conductivité hydraulique verticale de pierres concassées de différentes granulométries en fonction des sollicitations de trafic. Ces dernières ont été appliquées par une presse hydraulique à chargement cyclique.

Les autres propriétés, étudiées en parallèle ont été les modifications granulométriques, les phénomènes de ségrégation et de migration des particules des granulats (érosion interne) ainsi que la dégradation de la stabilité mécanique qui en résulte.

2. APPROCHES THÉORIQUES

Le réseau routier québécois aujourd'hui âgé en moyenne de 20 à 30 ans a subi de graves détériorations et son état continue de s'aggraver.

Développé et construit à la hâte au début des années soixante en vue des évènements de grande envergure qu'ont été l'Exposition Universelle de 1967 et les Jeux Olympiques de 1976, la majorité des grands axes routiers a subi et subit maintenant les contrecoups d'un développement accéléré et de la crise économique des années quatre-vingts où les budgets reliés aux routes ont été réduits.

Afin de pallier les déficiences du réseau, le rapport Middlemiss (Middlemiss, 1986) suggérait qu'un programme quinquennal d'immobilisation, avec un budget spécial de 320 millions de dollars, soit créé afin d'assurer la restauration des chaussées.

Pour fournir aux gestionnaires des outils afin de bien gérer les fonds destinés aux infrastructures routières et pour possiblement éviter les erreurs du passé, plusieurs études ont été entreprises. S'il est possible de prolonger la vie utile d'une chaussée de quelques années, ces études valent la peine d'être réalisées.

Nous verrons dans un premier temps les principes de conception des chaussées et une revue des différents problèmes s'y attaquant. Par la suite nous passerons en revue les concepts de perméabilité et de filtration.

2.1 Conception des chaussées

Lorsque l'on conçoit ou dimensionne une chaussée, on définit l'épaisseur de chacune des couches constituant la chaussée. Les épaisseurs retenues doivent être suffisantes pour résister au trafic tout en étant minimum pour des raisons économiques. Dans le choix des épaisseurs, l'ingénieur routier ou le concepteur doit tenir compte entre autres: de la portance du sol de l'infrastructure en place, du débit et de la composition du trafic, des propriétés des matériaux granulaires et des revêtements utilisés pour la construction, des propriétés des matériaux en place ainsi que des facteurs climatiques en vigueur dans la région.

Comme on le verra plus loin, les facteurs climatiques et environnementaux ont une grande influence sur les propriétés des matériaux. Les arrivées et la présence d'eau sous toutes formes ainsi que l'action du gel et du dégel modifient le comportement du revêtement et des matériaux granulaires.

Les principes de dimensionnement des fondations sont

quelque peu différents selon qu'il s'agit d'une chaussée rigide ou d'une chaussée souple. Quel que soit le type de chaussée, la fondation doit remplir les mêmes rôles; la différence se situe au niveau de l'importance relative de chaque rôle.

Les chaussées rigides, revêtues d'une dalle en béton de ciment, ont un module de résilience plus élevé que les chaussées souples. Étant plus rigides, elles distribuent les charges du trafic sur une grande surface au niveau de la fondation supérieure et les pressions engendrées sur celle-ci sont moindres. La fondation doit donc, dans le cas d'une chaussée rigide, offrir prioritairement un support uniforme plutôt que de fournir une importante capacité portante au moyen de caractéristiques mécaniques très élevées.

Les chaussées souples, revêtues de béton bitumineux, ont des comportements différents. Elles sont plus flexibles et le revêtement transmet plus localement les charges induites par le trafic. Les différentes couches de fondation, et particulièrement la couche de fondation supérieure, doivent donc présenter des caractéristiques mécaniques élevées. Ces bonnes caractéristiques mécaniques permettront aux couches de fondation de distribuer les pressions verticales appliquées par les roues des véhicules de manière à prévenir les excès de contraintes et de déformations dans les matériaux

et le sol support. Afin d'augmenter les caractéristiques mécaniques, l'emploi de couches de fondation de fortes épaisseurs est souvent requis.

Quel que soit le type de chaussées, une couche de fondation bien dimensionnée fournit aux couches de surface un support suffisamment rigide pour leur permettre de conserver leur uniformité et leur fini. Elle possède également la stabilité nécessaire pour résister aux déformations permanentes et au poinçonnement induit par les contraintes de cisaillement transmises à travers la couche de roulement.

Ces qualités mécaniques de rigidité et de résistance aux déformations permanentes doivent se conserver dans le temps. Sous l'effet du trafic, les granulats de la fondation doivent être suffisamment résistants pour ne pas se fracturer et s'user. Ces bris auraient pour effet de modifier la granulométrie initiale et possiblement le comportement. On entend par comportement la réponse d'une chaussée aux sollicitations de trafic.

Il existe actuellement des essais normalisés pour évaluer les aptitudes des granulats de fondation routière. L'essai d'abrasion à l'aide de l'appareil Los Angeles, probablement l'essai le plus utilisé, sert à déterminer la résistance à l'abrasion des gros granulats. Cet essai évalue

la résistance à la fragmentation par chocs et à l'usure par frottements réciproques.

Il y a également l'essai d'usure par attrition à l'aide de l'appareil micro-Deval. Cet essai, réalisé en présence d'eau, évalue la production de particules fines par frottement des granulats les uns contre les autres.

Le dernier essai utilisé est l'essai Dorry, il permet de quantifier l'usure par frottement des gros granulats.

Sous l'effet des conditions climatiques et environnementales, les caractéristiques des granulats doivent également se conserver. La rigidité et la stabilité de la fondation, comme on le verra plus loin, peuvent être grandement affectées par la présence de l'eau. La fondation devra donc en plus de posséder de bonnes caractéristiques mécaniques, posséder un excellent drainage pour évacuer toute l'eau libre de la fondation, et être suffisamment épaisse pour protéger l'infrastructure de la pénétration du gel.

Régis (1985) résume bien les caractéristiques des granulats qu'il faut surveiller pour assurer un bon comportement mécanique, hydraulique et thermique à long terme d'une fondation soumise aux effets du trafic et aux effets climatiques.

-la granularité, représentant l'étalement et la forme de la courbe granulométrique;

-la propreté, représentant le degré de pollution par les fines argileuses;

-la dureté, représentant la résistance mécanique des granulats;

-l'angularité, représentant le pourcentage de particules concassées et influencant le frottement interne;

-la forme, représentant le pourcentage de particules plates et/ou allongées;

-la gélivité, représentant l'aptitude des granulats à résister au gel;

-la teneur en eau initiale, pour atteindre la densité élevée.

La caractéristique qui retient particulièrement notre attention est la granularité. Pour le dimensionnement des fondations, il existe des critères permettant de définir l'étalement optimum de la granulométrie afin d'obtenir des propriétés mécaniques élevées. Il est généralement reconnu que les meilleures propriétés mécaniques sont obtenues lorsque la granulométrie de la fondation correspond à la granulométrie donnant la densité maximum ou un indice de vides minimum.

En théorie, l'équation de la granulométrie à densité

maximale est la suivante:

$$p = 100 * (d/D)^n$$

où: p = pourcentage total en poids passant au tamis donné

d = grandeur de l'ouverture du tamis

D = dimension maximum (ouverture du tamis) des particules de la granulométrie recherchée

n = exposant

Des études réalisées par Nijboer (1948, cité par Bureau of public roads, 1962) et confirmées par le Bureau of Public Roads (Bureau of public roads, 1962) des États-Unis en 1962 donnent une valeur de 0.45 à "n". Fuller (Asphalt Institute, 1979) par contre préconise une valeur de 0.5.

Les granulométries répondant à ces critères créent cependant des problèmes. La quantité d'espaces vides étant relativement faible, la conductivité hydraulique de la fondation sera plus faible, les remontées d'eau par capillarité seront plus fortes et les espaces capables de limiter les effets de l'expansion de l'eau due au gel seront diminués.

Il existe également des modèles permettant de prédire la perméabilité ou la conductivité hydraulique d'une granulométrie donnée. La formule de Kozeny-Carman par exemple

relie la perméabilité du matériau à l'indice des vides et à la surface spécifique du matériau de la façon suivante:

$$K = C_f * \{[e^3] / [\rho_s^2 * S^2 * (1+e)]\}$$

où: K = perméabilité du matériau

C_f = coefficient de forme pour tenir compte de la forme quelconque des canaux d'écoulement à l'intérieur du matériau

e = indice des vides du matériau de la fondation

ρ_s = densité des grains de solide

S = surface spécifique du matériau

Les fondations ayant une bonne conductivité hydraulique évacueront rapidement les eaux et les problèmes reliés au gel seront éliminés. Ridgeway (1982) avance les valeurs de $7 * 10^{-4}$ cm/s et 0.35 cm/s comme valeurs minimales des conductivités hydrauliques verticale et horizontale, pour s'assurer que la fondation possède de bonnes aptitudes au drainage vertical ou horizontal.

Les spécifications de pierre concassée pour les matériaux de fondations actuellement en vigueur dans le CCDG (Cahier des Charges et Devis Généraux, 1986) du MTQ respectent les critères permettant d'obtenir d'excellentes propriétés mécaniques. Mais le CCDG ne fait pas mention de conductivité hydraulique minimale à respecter. Cependant, le MTQ réalise, depuis deux ans, des planches d'essais sur

certains matériaux pour évaluer la densité et la création de particules fines en fonction de la compaction.

Suite à ces constatations, nous devons envisager l'utilisation de pierre concassée ayant des granulométries acceptables au point de vue des capacités portantes, tout en étant suffisamment perméables pour évacuer l'eau libre de la fondation.

2.2 Description des problèmes affectant les fondations routières

Dans cette section nous passerons en revue les différents problèmes des fondations routières. Ce survol nous permettra de mieux définir la granulométrie intermédiaire dont nous avons fait état à la section précédente.

Afin de choisir une granulométrie optimisant chacun des rôles de la fondation routière nous devons connaître en détail les différents problèmes rencontrés.

2.2.1 Problèmes hydrauliques

L'eau présente dans les fondations granulaires se retrouve sous diverses formes: il y a l'eau libre, l'eau retenue par capillarité et la vapeur d'eau.

La majorité de l'eau présente dans la fondation provient des précipitations atmosphériques sous forme de pluie ou de neige, ou bien de la nappe phréatique sous-jacente.

Les différentes formes d'eau ont plusieurs accès pour pénétrer la fondation. Les accès les plus fréquents sont:

- les fissures dans la couche de surface; même si les revêtements sont supposés être imperméables, ils sont souvent construits avec des joints ou fissurés;
- les infiltrations par migration latérale des eaux qui sont infiltrées dans les accotements, lorsque ceux-ci sont non revêtus ou fissurés;
- les arrivées d'eau dues aux cheminements longitudinaux aux interfaces "revêtement-fondation" dans les sections en pente longitudinale;
- les remontées d'eau par capillarité à partir de la nappe phréatique ou d'horizons très humides.

Les accès possibles sont tellement nombreux qu'il est pratiquement impossible de limiter les arrivées d'eau à l'intérieur de la chaussée. On doit donc doter les fondations routières d'une bonne perméabilité pour évacuer le maximum d'eau.

On se doit de réduire le plus possible le temps de présence de l'eau dans la fondation car cette présence peut

avoir divers effets néfastes.

Le mouvement des roues à la surface du revêtement produit des hausses subites de pression interstitielle dans la fondation lorsque celle-ci est saturée. Cette surpression diminue la résistance au cisaillement de la pierre concassée et par le fait même sa portance:

$$\tau = c + (\sigma') \tan \phi'$$

$$\tau = c + (\sigma - u) \tan \phi'$$

où: τ = la résistance au cisaillement

c = la cohésion du matériau

σ' = la contrainte normale effective

σ = la contrainte normale totale

u = la pression d'eau interstitielle

ϕ = l'angle de friction interne du matériau

Il y a également les problèmes de gel de l'eau disponible dans la fondation, mais nous verrons ce phénomène en détail plus loin.

L'eau, lorsqu'elle est présente, favorise le transport des éléments fins du sol de l'infrastructure, et la contamination des matériaux de fondation.

Sous l'effet du trafic, l'eau peut entraîner des particules fines de la fondation à travers le revêtement et

jusqu'à la surface à cause du phénomène de pompage. Le pompage est plus particulièrement associé aux chaussées rigides. Sous l'effet du battement des dalles, l'eau sort de la fondation par les joints, ces mouvements d'eau entraînent souvent des particules fines de la fondation et de la sous-fondation. Le phénomène de pompage peut également se retrouver dans les chaussées souples. Il est cependant moins fréquent étant donné que les revêtements de béton bitumineux ont des rigidités relatives plus faibles que les revêtements des chaussées rigides. Ils ont également l'habitude de se fissurer avant de pouvoir atteindre des déflexions suffisantes pour agir comme diaphragme de pompe.

Il est possible d'éviter tous ces problèmes si l'on s'assure que la fondation est bien drainée. Ridgeway (1982) recommande que les fondations aient une conductivité hydraulique verticale minimale de $7*10^{-4}$ cm/s si le drainage est vertical et une conductivité hydraulique horizontale minimale de 0.35 cm/s si le drainage est horizontal. Flon (1988) est encore plus sévère en recommandant une conductivité hydraulique verticale minimale de 10^{-3} cm/s.

Afin d'évaluer la conductivité hydraulique d'un matériau granulaire, différents moyens, basés sur la granulométrie, nous sont accessibles.

Cedergren (1974) a tenté d'évaluer la conductivité hydraulique à l'aide de la forme de la courbe granulométrique (voir figure 1).

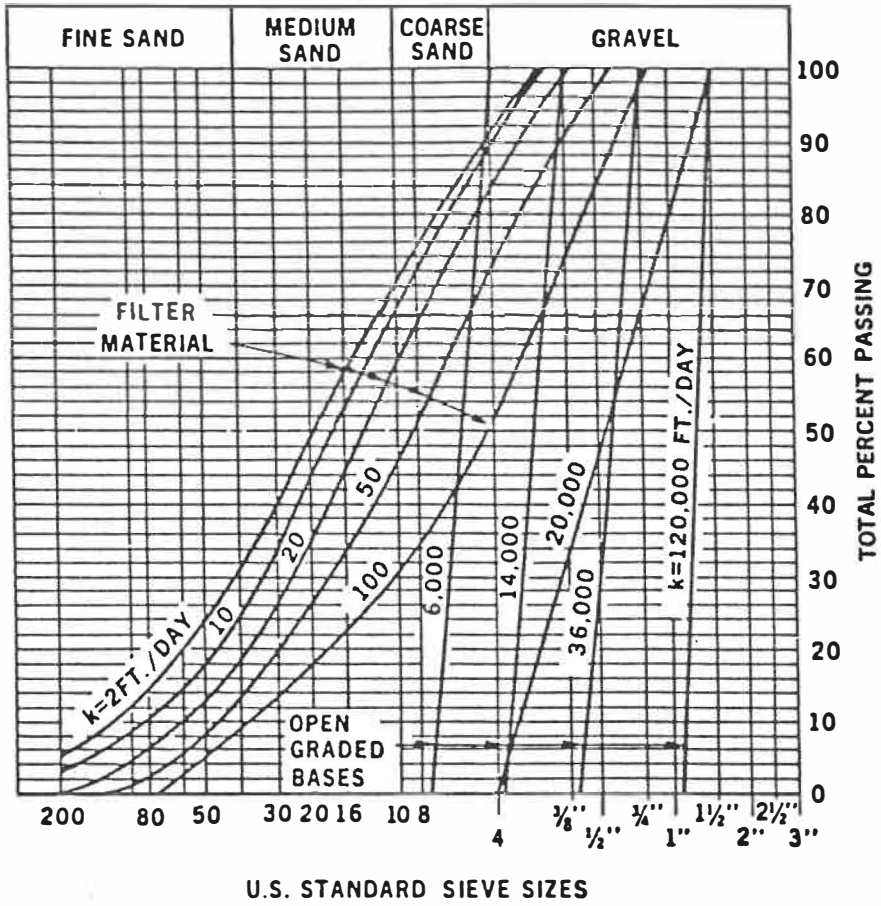
Certains autres comme Moulton (1980) utilisent un abaque permettant de calculer la conductivité hydraulique à l'aide du diamètre effectif D_{10}, le pourcentage de particules fines passant le tamis #200 (75 µm) et la densité sèche de la pierre (voir figure 2). Rappelons que le diamètre effectif D_{10} est le diamètre des grains en mm dont 10% en poids ont un diamètre inférieur.

Et il y a bien entendu les mesures directes de conductivité hydraulique avec un perméamètre, à paroi rigide ou flexible dépendamment des matériaux à évaluer. Ces mesures directes, si elles sont bien réalisées, sont sans contre-dit les plus précises et les plus appropriées.

2.2.2 Problèmes mécaniques

Par le passé et aujourd'hui encore, lors de la construction d'une route, l'idée maîtresse des ingénieurs routiers est de faire un bon choix de matériaux. Ils orientent systématiquement leurs choix vers des matériaux assurant une bonne capacité portante. Récemment, les progrès techniques apportés aux différents équipements utilisés pour la compac-

FIGURE 1
PRÉDICTION DE LA PERMÉABILITÉ EN FONCTION DE LA COURBE GRANULOMÉTRIQUE
(d'après Cedergren, 1974)



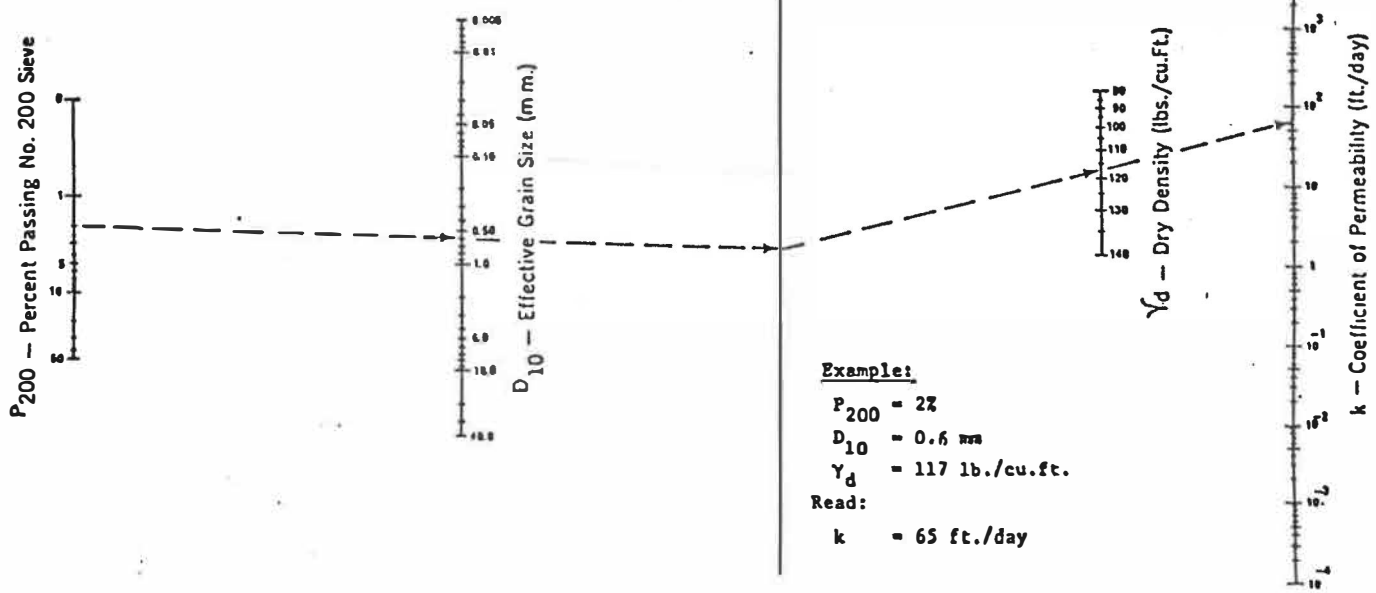
note: 1 ft/day = 0.00035 cm/s

FIGURE 2
PRÉDICTION DE LA PERMÉABILITÉ AU MOYEN D'ABAQUE
(d'après Moulton, 1980)

$$k = \frac{6.214 \times 10^5 (D_{10})^{1.478} (n)^{6.654}}{(P_{200})^{0.597}} \quad \text{(ft./day)}$$

$$n = \text{Porosity} = \left(1 - \frac{\gamma_d}{62.4G}\right)$$

G = Specific Gravity
(Assumed = 2.70)



note: 1 ft/day = 0.00035 cm/s

tion des fondations permettent d'obtenir des matériaux de plus en plus denses. Étant plus denses, ils donnent une meilleure capacité portante aux couches de roulement.

Ces hautes capacités portantes doivent cependant durer. La durabilité des fondations routières dépend en premier lieu du type de matériaux utilisés et de l'effort mécanique qu'elles ont à subir.

Les raisons pour lesquelles évolue la fondation d'une chaussée sous les charges de trafic sont principalement la dureté et l'angularité des granulats. Si ces deux paramètres se révèlent insuffisants, il y a de fortes probabilités que la fondation s'altère par désagrégation des granulats.

A la suite de chaque sollicitation de trafic que subissent les granulats d'une fondation, il y a une abrasion intergrain qui se produit. Les particules fines produites remplissent les vides et diminuent la conductivité hydraulique de la fondation.

La granulométrie employée, facteur souvent négligé, influence elle aussi la durabilité de la fondation. Certaines granulométries permettent l'érosion interne à l'intérieur de la fondation. L'érosion interne se définit comme le mouvement des particules à l'intérieur même de la fondation

sous l'effet de l'écoulement de l'eau ou des sollicitations dynamiques de trafic. Nous verrons lorsque nous parlerons de filtration, les critères qu'une granulométrie doit respecter pour s'autofiltrer et éviter l'érosion.

Les vibrations que subissent les fondations au moment de leur compaction ou suite aux passages des véhicules sur la chaussée, ont tendance à déplacer les particules fines vers le bas de la fondation. Une accumulation de particules fines à la base des couches de fondation entraîne localement une diminution de la conductivité hydraulique et les problèmes hydrauliques déjà mentionnés.

En plus des vibrations, certains accroissements subits de la pression interstitielle à l'intérieur de la fondation dus aux charges de trafic peuvent entraîner des mouvements de particules ou de l'érosion interne si la fondation ne s'autofiltre pas. Ces déplacements de particules créeront également des zones enrichies en particules fines où la conductivité hydraulique sera moindre.

Quelle qu'en soit la cause, l'érosion interne entraîne les particules fines. Les zones d'où proviennent les particules fines augmentent donc leurs vides et deviennent moins compactes. Cette diminution de la compacité entraîne une diminution locale de la capacité portante de la fondation.

Pour résumer, nous pouvons dire que les problèmes mécaniques qui affectent les fondations routières impliquent presque toujours des problèmes hydrauliques. Que l'on ait un problème de désagrégation ou d'érosion interne, l'effet sur la fondation granulaire de la route est le même. Il y a une modification de la granulométrie qui entraîne des problèmes de conductivité hydraulique.

2.2.3 Problèmes thermiques

Le dernier problème soulevé maintenant est également directement relié à la présence d'eau dans la fondation. Lors de la construction de routes au Québec ou dans d'autres régions où le gel est un problème majeur, une attention particulière doit être apportée.

L'hiver, lorsque la température ambiante atteint le point de congélation, la neige qui est un excellent isolant protège le sol de la pénétration du gel. Sur une route, les conditions sont toutes autres; la neige est continuellement enlevée pour permettre le passage des véhicules. Ainsi lorsque la température descend sous 0°C, il y a seulement la chaussée qui peut agir comme barrière pour protéger le sol d'infrastructure de la pénétration du gel. La fondation de la chaussée doit donc être non gélive, c'est-à-dire que les propriétés ne doivent pas être altérées par le gel.

Une fondation non gélive se congèle en masse. Sa structure est peu modifiée si ce n'est un léger gonflement dû à la dilatation d'environ 10% de l'eau présente antérieurement au gel. L'importance de ce gonflement est lié au degré de saturation du sol lors de la congélation. Si le sol est peu saturé, il y a dans les pores de l'espace libre pour permettre la dilatation de l'eau qui devient glace. Si le degré de saturation est élevé, le sol gonfle.

La fondation doit être suffisamment épaisse pour que le sol en place ne subisse qu'un seul cycle de gel-dégel. Les nombreux cycles causés par les variations journalières de la température doivent être limités à la fondation qui elle est apte à résister aux effets néfastes des cycles de gel-dégel. De part leur nature, les fondations limitent la création de lentilles de glace et les augmentations de la teneur en eau. Au cours du dégel, l'absence de lentilles de glace en surface élimine le risque de voir de l'eau de fonte emprisonnée sur les lentilles inférieures et une saturation quasi complète de la fondation. On a vu précédemment que les matériaux saturés perdent une grande partie de leurs propriétés. Ces pertes de portance peuvent se traduire par l'apparition de dégradations, locales ou généralisées de la chaussée sous l'effet du trafic.

La formation de lentilles de glace survient lorsque le

sol est gélif, mal drainé et qu'il est soumis en surface à une température inférieure à 0°C. Il y a propagation d'un front de gel en profondeur accompagnée de phénomènes tels l'aspiration d'eau au voisinage du front de gel (cryosuccion), la ségrégation de la glace sous forme de lentilles et le gonflement du sol.

La formation de ces lentilles n'est pas due à la seule transformation en glace de l'eau présente dans le sol. La quantité de glace rencontrée correspond à une quantité d'eau très importante qui s'explique par une migration de l'eau contenue dans la partie inférieure du sol de fondation vers le front de gel. On constate donc qu'en l'absence d'alimentation en eau du front de gel, la formation de lentilles de glace est impossible.

Le phénomène d'aspiration d'eau au niveau du front de gel (cryosuccion), et la formation de lentilles de glace, sont liés à la surface spécifique des grains et à la dimension des pores du matériau qui déterminent sa capillarité. Afin d'éviter la gélivité d'un sol, on doit contrôler le pourcentage de particules passant le tamis 0.020 mm. Le pourcentage de particules passant ce tamis est un bon indice pour qualifier la susceptibilité d'un sol au gel. Plus il y aura de particules fines, plus la capillarité, qui est fonction de la grosseur effective des espaces vides entre

les particules, augmentera et la création de lentilles de glace sera possible si de l'eau est présente à proximité.

En résumé, pour les questions de gel, il est important d'utiliser une granulométrie ne possédant pas trop de particules fines. Des études effectuées par Casagrande (1931) recommandent de limiter à 3% maximum le pourcentage de particules passant le tamis 0.02 mm. Cette limite permet d'éviter le phénomène des lentilles de glace et de limiter la quantités d'eau disponibles en assurant une bonne conductivité hydraulique des matériaux.

2.3 Description du concept de perméabilité

A partir des discussions précédentes, il est possible maintenant de réaliser à quel point la présence de l'eau dans les fondations routières est importante. L'eau affecte grandement le comportement et les propriétés des fondations granulaires de nos routes.

On doit donc utiliser lors de la construction des fondations routières, des matériaux qui seront davantage perméables tout en offrant des capacités portantes acceptables.

La conductivité hydraulique (k) quantifie l'aptitude d'un matériau à évacuer l'eau qui s'y infiltre. Celle-ci

s'exprime habituellement en cm/s. Elle permet de calculer la vitesse moyenne de l'eau s'écoulant dans une couche de sol.

D'après la loi de Darcy, la vitesse moyenne de l'eau s'écoulant dans une couche de sol est proportionnelle au gradient hydraulique ($i = \Delta h / l$).

$$v = k * i = k * (\Delta h / l)$$

où: v = vitesse moyenne de l'eau (cm/s)

k = conductivité hydraulique (cm/s)

i = gradient hydraulique

Δh = différences de charge hydraulique entre 2 points distants de l (cm)

l = distance d'écoulement de l'eau dans le sol (cm)

La loi de Darcy telle que présentée, ne s'applique que lorsque l'écoulement dans le sol est laminaire. Le type d'écoulement présent dans un sol peut être déterminé par le nombre de Reynolds. Pour que la loi de Darcy soit appliquable, le nombre de Reynolds doit être inférieur à 10. Ce dernier est défini de la façon suivante:

$$Re = (V * d) / \nu$$

où: Re = nombre de Reynolds

V = vitesse moyenne d'écoulement à travers les pores (cm/s)

d = diamètre moyen par lequel s'écoule l'eau (cm)

ν = viscosité cinématique de l'eau (cm^2/s)

La vitesse moyenne d'écoulement en cm/s peut être obtenue en divisant le débit (q) en cm^3/s par la section de l'échantillon (S) cm^2 par laquelle s'écoule l'eau.

D'après Kenney et al. (1985), il n'est pas erroné d'estimer le diamètre moyen des pores au d_5 de la courbe granulométrique pour des sols granulaires.

La viscosité cinématique de l'eau à 20°C, qui est la température approximative observée à l'intérieur du laboratoire, est de $1.007 * 10^{-2}$ cm^2/s

La conductivité hydraulique, basée sur la loi de Darcy, est évaluée au moyen d'un essai normalisé par l'American Society for Testing and Materials (ASTM). Les différents essais de perméabilité sur lesquels s'appuie ce mémoire ont été réalisés en accord avec la norme ASTM D2434-68R74 "Permeability of granular soils (constant head)"

Les résultats obtenus lors d'un essai de perméabilité sont fonction de divers facteurs dont entre autres l'arrangement des particules, le degré de saturation, l'indice de densité et la distribution granulométrique.

Préalablement à un essai de perméabilité, la mise en place des matériaux granulaires à l'intérieur du moule doit

être réalisée avec précautions. Les matériaux doivent être déposés et compactés de façon à former un échantillon le plus homogène possible. Des défaillences dans l'homogénéité entraînent des écoulements préférentiels le long des parois rigides du perméamètre ou à l'intérieur même du matériau et les conductivités hydrauliques sont faussées.

De la même manière, on doit s'assurer que le degré de saturation de l'échantillon demeure le plus près possible de 100%. Les bulles d'air présentent avec l'eau et le sol lorsque la saturation est incomplète agissent comme de petites valves et obstruent les pores entre les granulats. Les canaux d'écoulement étant obstrués, les mesures de conductivité hydraulique sont plus faibles.

Todd (1980) présente une relation entre le degré de saturation (Sr) et le rapport des conductivités hydrauliques à un degré de saturation de Sr et un degré de saturation de 100%, pour des matériaux granulaires:

$$k_{Sr} / k_{100\%} = [(Sr - 0.2) / 0.8]^3$$

Jusqu'à tout récemment, le degré de saturation atteint lors d'un essai de perméabilité avec un perméamètre à paroi rigide était difficilement quantifiable. Une étude récente (Chapuis et al., 1989) présente une méthode rapide et efficace pour déterminer le degré de saturation dans le perméamètre. Cette méthode tient compte de la masse totale

du montage (perméamètre, sol, eau), de la masse du perméamètre lorsque rempli uniquement d'eau, du volume de sol, de la masse volumique de l'eau, de la masse de sol et de la densité des grains solides. Elle a été utilisée pour calculer le degré de saturation atteint lors de chaque essai de conductivité hydraulique réalisé pour notre recherche.

Enfin, la densité relative et la distribution granulométrique influencent également le résultat des essais de conductivité hydraulique. Comme il a été démontré précédemment, le modèle prévisionnel de Kozeny-Carman relie la conductivité hydraulique du matériau à l'indice des vides et à la surface spécifique du matériau.

2.4 Description du concept de la filtration

Comme on vient de le voir, il est important d'assurer une excellente conductivité hydraulique à la fondation d'une chaussée. Cette propriété doit cependant se conserver dans le temps. Afin de prévenir l'érosion interne, les mouvements de particules et les changements locaux de perméabilité, les différents constituants de la fondation et de la sous-fondation doivent se comporter comme des filtres pour les matériaux adjacents. Les matériaux de fondation inférieure, habituellement assez grossiers, ne doivent pas présenter d'ouvertures suffisamment grandes pour que les matériaux de

la fondation supérieure, habituellement plus fins, puissent y passer.

De la même façon, tous les vides de la fondation inférieure ou de la sous-fondation doivent être assez petits pour ne pas permettre aux matériaux de l'infrastructure de pénétrer dans celle-ci. Comme ces derniers sont souvent de moins bonnes qualités, s'ils contaminent la fondation, ils en réduisent les propriétés mécaniques, hydrauliques et thermiques.

En plus d'éviter les déplacements de particules entre les couches constituant la chaussée, il est important qu'à l'intérieur même des couches, les vides situés entre les particules grossières soient comblés par ceux de diamètre intermédiaire. En l'absence de cette condition, les particules plus fines auront la liberté de se déplacer (érosion interne) à l'intérieur de la fondation. Ces réarrangements de la fondation peuvent entraîner des changements de densité et par conséquent de capacité portante, en plus de créer des zones adjacentes ayant des conductivités hydrauliques différentes.

La ségrégation accroît la probabilité d'apparition de dégradations de toutes natures. La ségrégation ou l'érosion interne fait que l'on rencontre des zones sableuses, relati-

vement dépourvues de grosses particules entraînant une stabilité et une compacité insuffisante. La conductivité hydraulique de telles zones est également diminuée. D'autres zones sont également créées où prédominent les grosses particules. Le pourcentage de vide élevé de ces dernières zones amène également des compacités insuffisantes.

2.5 Application des critères de filtre aux fondations routières

Dans la littérature, il existe plusieurs publications traitant de la filtration. On y retrouve des critères à respecter pour éviter les problèmes d'érosion interne et de contamination des matériaux adjacents différents. La majorité de ces études ont porté sur les matériaux utilisés pour la construction de barrages et de digues en terre et en enrochement. Aucun ouvrage portant spécifiquement sur la filtration et l'érosion interne des fondations routières n'a été rencontré. Par contre la granulométrie des matériaux utilisés pour les barrages et les digues peut se comparer à celle des matériaux de fondation routière. Pour cette raison, les critères de filtration établis seront appliqués directement aux fondations routières. Dans un premier temps, les critères permettant d'éviter la contamination des matériaux de fondation supérieure, de fondation inférieure et de la sous-fondation entre-eux seront vus. Par la suite,

nous verrons spécifiquement les critères à respecter pour éliminer les problèmes d'érosion interne à l'intérieur de chacune des couches.

2.5.1 Filtration inter-couche

L'idée maîtresse de chacun des critères de filtre qui seront présentés maintenant repose sur le fait que les particules granulaires de la fondation ne doivent pas être exposées à des ouvertures plus grandes que leur diamètre. Un filtre remplit bien ses fonctions si les particules du sol protégé par le filtre ne pénètrent pas dans les vides entre les grains du filtre sous l'action des écoulements d'eau, de la vibration et éventuellement de la force de la pesanteur.

Les critères de filtre devront, en plus de prévenir la migration des particules de la fondation supérieure vers la fondation inférieure, et de la fondation inférieure vers la sous-fondation, permettre d'obtenir que les conductivités hydrauliques des couches protégées soient semblables à celles des couches protectrices.

Les nombreux critères de filtre existants sont basés sur des résultats expérimentaux. Les matériaux utilisés pour ces essais avaient généralement des granulométries uniformes ce qui n'est pas le cas des fondations routières. Seulement

quelques critères ont été établis pour des matériaux à granulométrie étalée tels qu'on les retrouve dans les fondations routières.

Le plus vieux critère, mais encore l'un des plus utilisés est sans contredit le critère de Terzaghi (1948): $D_{15}/d_{85} < 4$. Le terme D_{15} représente le diamètre des particules de la couche filtre protectrice dont 15% en poids ont un diamètre inférieur. Le terme d_{85} représente le diamètre des particules de la couche à protéger dont 85% en poids ont un diamètre inférieur. Les études de Terzaghi (1948) ont porté sur des sables uniformes.

Ce critère de Terzaghi a été confirmé et complété par des études de Sherman (1953, cité par Lafleur, 1984):

Dans tous les cas:	$D_{50}/d_{50} < 25$
a)si $Cu < 1.5$	$D_{15}/d_{85} < 6$
	$D_{15}/d_{15} < 20$
b)si $Cu > 4.0$	$D_{15}/d_{85} < 5$
	$D_{15}/d_{15} < 40$
c)$1.5 < Cu < 4.0$	$D_{15}/d_{85} < 5$
	$D_{15}/d_{15} < 20$

Le terme Cu est le coefficient d'uniformité de la couche à protéger défini par D_{60}/D_{10}. Les critères faisant intervenir les rapports D_{15}/d_{85} et D_{50}/d_{50} permettent d'assurer la stabilité à l'érosion interne alors que le rapport D_{15}/d_{15}

permet d'assurer une perméabilité plus élevée dans la couche protectrice que dans la couche protégée.

Une étude effectuée sur des sables uniformes par Leatherwood et Peterson (1954) a ajouté un raffinement aux critères existants déjà.

$$D_{50}/d_{50} < 5.3 \quad \text{et} \quad D_{15}/d_{85} < 4.1$$

Des études réalisés par Karpoff (1955, cité par Lafleur, 1984) ont établi de nouveaux critères de filtre.

$12 < D_{50}/d_{50} < 58$ $\qquad$ $12 < D_{15}/d_{15} < 40$

Ces essais ont été réalisés sur des sables bien gradués.

Une autre étude (SHERARD, 1984) soutient que le critère énoncé originalement par Terzaghi (1948), $D_{15}/d_{85} < 4$, est conservateur et indépendant de Cu. Il y mentionne que les vides à l'intérieur de la couche protectrice sont fonction du D_{15} de celle-ci. Il conclut également en mentionnant que les critères de filtre tels $D_{50}/d_{50} < 25$ de Sherman, $12 < D_{50}/d_{50} < 58$ de Karpoff et $D_{15}/d_{15} < 40$ de ces deux chercheurs devraient être abandonnés faute de bases théoriques et expérimentales suffisantes.

Des études plus récentes (Kenney et Lau, 1985) ont été effectuées sur des matériaux ayant des coefficients d'uniformité (Cu) plus petits ou égaux à 6. Il en ressort que

pour éviter la contamination de couches adjacentes les critères de filtre suivants doivent être respectés:

$$D_5/d_{50} \leq 4 \quad \text{et} \quad D_{15}/d_{50} \leq 5.$$

On constate donc qu'il existe une foule de critères que l'on devrait respecter lors du design d'une fondation routière pour éviter que les particules de la fondation supérieure passent à la fondation inférieure et que les matériaux de la fondation inférieure passent à la sous-fondation.

Étant donné que certains de ces critères se recoupent, les études ne porteront pas sur chacun d'entre-eux. Seulement ceux qui ont été établis pour des granulométries conformes à ce qui est prescrit pour les fondations routières dans le CCDG du Ministère des Transports du Québec seront vus.

Ainsi à la section trois, seulement les critères suivants seront appliqués:

critère de Terzaghi (1948): $D_{15}/d_{85} < 4$

critères de Sherman (1953):

$D_{50}/d_{50} < 25$ $\quad D_{15}/d_{85} < 5$ $\quad D_{15}/d_{15} < 40$

critères de Karpoff (1955):

$12 < D_{50}/d_{50} < 58$ $\quad 12 < D_{15}/d_{15} < 40$

Ces critères seront appliqués dans les deux cas suivants:

couche à protéger: fondation supérieure calibre 20-0 mm

couche protectrice: fondation inférieure calibre 56-0 mm

couche à protéger: fondation inférieure calibre 56-0 mm

couche protectrice: sous fondation remblai classe "A".

2.5.2 Filtration intra-couche

La résistance à l'érosion interne d'une fondation granulaire résulte de sa capacité à prévenir la perte de ses propres particules de petites dimensions sous l'effet des écoulements d'eau, de la vibration et de la force de la pesanteur.

A l'intérieur d'une couche de fondation granulaire, il peut se trouver des particules libres. Il est également possible que ces particules libres puissent se déplacer dépendamment de la courbe granulométrique de la fondation, de la densité de la fondation compactée ainsi que de l'importance des écoulements d'eau et de la vibration.

Pour une fondation routière, les deuxième et troisième éléments, soit la densité et les forces perturbatrices, sont généralement constants. La composition granulométrique, habituellement plus variable, est le critère qui fait qu'une

fondation subit de l'érosion interne et qu'une autre résiste à ce phénomène. Afin de limiter ce phénomène, des critères basés sur la granulométrie ont été établis.

L'idée maîtresse de chacun de ces critères consiste à établir des granulométries où les particules fines du sol pourront être retenues à l'intérieur de la masse de sol par le squelette formé des particules plus grossières.

Kezdi (1969, cité par Kovacs, 1981) a été l'un des premiers à vouloir caractériser la susceptibilité à l'érosion interne par la forme de la courbe granulométrique. La méthode qu'il propose consiste à couper la courbe granulométrique à différentes grosseurs de particules ou différents tamis. Cette coupure crée une partie fine et une partie grossière de part et d'autre de la coupure. En se référant au critère de Terzaghi (1948), sa méthode stipule que quel que soit l'endroit de la coupure, le rapport entre le D_{15} de la partie grossière créée et le d_{85} de la partie fine créée doit être inférieur à 4.

Ce critère peut être présenté sous une forme plus facile d'application au moyen de la pente de la courbe granulométrique. Si l'on coupe la courbe granulométrique à un diamètre D_n et à pourcentage P_n (D_n, P_n), le d_{85} de la partie fine créée représente 85% de P_n (d_{85}, $P_{85}=0.85P_n$) et

le D_{15} de la partie grossière représente 85% de P_n plus 15% (D_{15}, $P_{15}=0.85P_n+15$). Le diamètre des particules étant sur une échelle logarithmique, la pente de la courbe granulométrique entre le d_{85} de la partie fine et le D_{15} de la partie grossière peut s'exprimer ainsi:

$$\text{pente} = (P_{15} - P_{85}) / (\log D_{15} - \log d_{85})$$

$$\text{pente} = (0.85\ P_n + 15 - 0.85\ P_n) / \log (D_{15}/d_{85})$$

Selon Kezdi le rapport D_{15}/d_{85} doit être inférieur à 4, donc la pente doit être supérieure à 25% par cycle logarithmique. Si la pente de la courbe granulométrique est supérieure à 25%/cycle logarithmique sur toute sa longueur, une certaine autofiltration se produit et l'érosion interne est limitée.

Dans le but de déterminer la stabilité d'un sol, Sherard (1981) a développé une procédure basée sur l'approche de Kezdi. Le but de celle-ci est de déterminer le degré d'instabilité (Ir): $Ir = D_{15c}/d_{85f}$. Le terme D_{15c} est le diamètre des particules de la partie grossière (coarse) dont 15% en poids ont un diamètre inférieur. Le terme d_{85f} est le diamètre des particules de la partie fine dont 85% en poids ont un diamètre inférieur. La présentation standard de sa méthode consiste à couper la granulométrie à intervalles réguliers et à porter sur un graphique Ir en fonction du pourcentage passant. Les résultats d'essais obtenus par

Sherard (1981) l'ont mené à considérer comme susceptible à l'érosion interne, un sol dont Ir excède 5 à un endroit quelconque de sa courbe granulométrique.

Lubochkov (1965, cité par Kovacs, 1981) base également son analyse de la stabilité interne d'un sol sur la forme de la courbe granulométrique. En différents points le long de la courbe, il calcule le rapport des pentes qui précèdent et qui suivent le point choisi pour un même intervalle. La mesure des pentes est limitée à un intervalle plus ou moins restreint selon le degré de confiance désiré. Si une ou les pentes excèdent une valeur limite, fixée d'après le degré de confiance que l'on veut donner au calcul, la granulométrie est susceptible à l'érosion interne.

Une étude a été publiée par Kenney et Lau (1985) dans laquelle ils ont étudié la stabilité interne de sols soumis à des sollicitations hydrauliques et mécaniques. A partir de ses résultats et reprenant l'idée avancée par Lubochkov (1965), Kenney et Lau (1985) concluent que toute particule lâche de diamètre "d" n'est stabilisée que si l'ensemble des particules dont le diamètre est compris entre "d" et "4*d" représente au minimum 1.3 fois le pourcentage des particules de diamètre "d".

Les approches de Kezdi (1969) et de Sherard (1981) sont

à toutes fins pratiques identiques. Celle de Lubochkov (1965) ne diffère des deux autres que parce qu'on cherche l'endroit d'un changement de pente alors que les deux premières cherchent à identifier l'endroit où la pente atteint une valeur critique.

On constate donc qu'il existe de nombreux critères que l'on devrait respecter lors du design d'une fondation routière pour éviter que les fondations supérieure et inférieure ainsi que les sous-fondations ne se dégradent par érosion interne. Ainsi à la section trois, seulement les critères suivants seront appliqués:

critère de Kezdi (1969):	$D_{15}c/d_{85}f < 4$ (pente inférieure à 25% par cycle logarithimique)
critère de Sherard (1981):	$Ir = D_{15c}/d_{85f} < 5$
critère de Lubochkov (1965):	changement de pente
critère de Kenney et Lau (1985):	$\%(4d) \geq 1.3 * \%(d)$

Ces critères seront appliqués à la fondation supérieure de calibre 20-0 mm.

3. APPROCHE EXPÉRIMENTALE

3.1 Vérification des critères de filtre entre les granulométries spécifiées dans le CCDG du MTQ

Le Cahier des Charges et Devis Généraux (CCDG) du Ministère des Transports du Québec fournit, à la section 14, les fuseaux granulométriques à respecter pour les matériaux utilisés comme fondation supérieure, fondation inférieure et comme remblai pour la construction de chaussées.

Ces fuseaux granulométriques sont établis dans l'optique d'obtenir une densité maximale; aucune mention n'est faite quant à la stabilité de ces matériaux.

Il a été établi à la section précédente que certains critères de filtre établis pour les barrages et les digues sont applicables aux fondations routières. Il est donc possible de vérifier si la fondation supérieure est bien filtrée par la fondation inférieure et que cette dernière l'est par la couche de remblai ou de sous-fondation.

Afin de réaliser cette vérification, cinq courbes granulométriques ont été sélectionnées pour chacun des fuseaux prescrit par le CCDG. Les deux premières (B et H) sont constituées des limites inférieures et supérieures de

chaque fuseau. La troisième (C) correspond exactement au centre du fuseau. Enfin, la quatrième (X) et la cinquième (Y) se croisent. L'une débute à la limite inférieure du fuseau pour se terminer à la limite supérieure, l'autre passe de la limite supérieure à la limite inférieure. Les tableaux 1, 2 et 3 et les figures 3, 4 et 5 décrivent précisément les cinq granulométries mises à l'épreuve.

Sur chacun de ces tableaux sont identifiées les différentes informations nécessaires à la vérification de la stabilité: diamètre des grains dont 15%, 50% et 85% en poids ont un diamètre inférieur. On y retrouve également le diamètre des grains dont 10%, 30% et 60% en poids ont un diamètre inférieur. Ces informations sont nécessaires pour calculer les coefficients d'uniformité et de courbure. Le coefficient d'uniformité s'exprime par le rapport D_{60} sur D_{10}. Le coefficient de courbure est obtenu par la formule suivante: $D_{30}^2/(D_{10}*D_{60})$.

A partir de ces quinze courbes et des critères de Terzaghi (1948), Sherman (1953), Karpoff (1955), on peut évaluer si les critères de filtre sont respectés entre les différents constituants de la chaussée.

On retrouve aux tableaux de l'annexe 1, les résultats

Tableau 1
Fondation supérieure, calibre 20-0 mm

tamis	courbe H %passant	courbe B %passant	courbe C %passant	courbe X %passant	courbe Y %passant
20 mm	100	100	100	100	100
14 mm	93	68	81	69	93
10 mm	82	52	67	60	82
5 mm	60	35	48	49	57
2.5 mm	48	26	37	42	34
1.25 mm	38	19	29	34	21
630 µm	26	13	20	26	15
315 µm	17	9	13	17	9
160 µm	13	6	9	13	6
80 µm	8	2	5	8	2
D_{10}	0.12	0.38	0.20	0.12	0.38
D_{15}	0.24	0.84	0.40	0.24	0.84
D_{30}	0.85	3.50	1.50	0.85	2.20
D_{50}	2.80	9.40	5.50	5.50	4.20
D_{60}	5.00	12.00	7.80	10.50	5.50
D_{85}	11.00	18.00	15.50	18.00	11.00
Cu	41.7	31.6	39.0	87.5	14.5
Cc	1.2	2.7	1.4	0.6	2.3

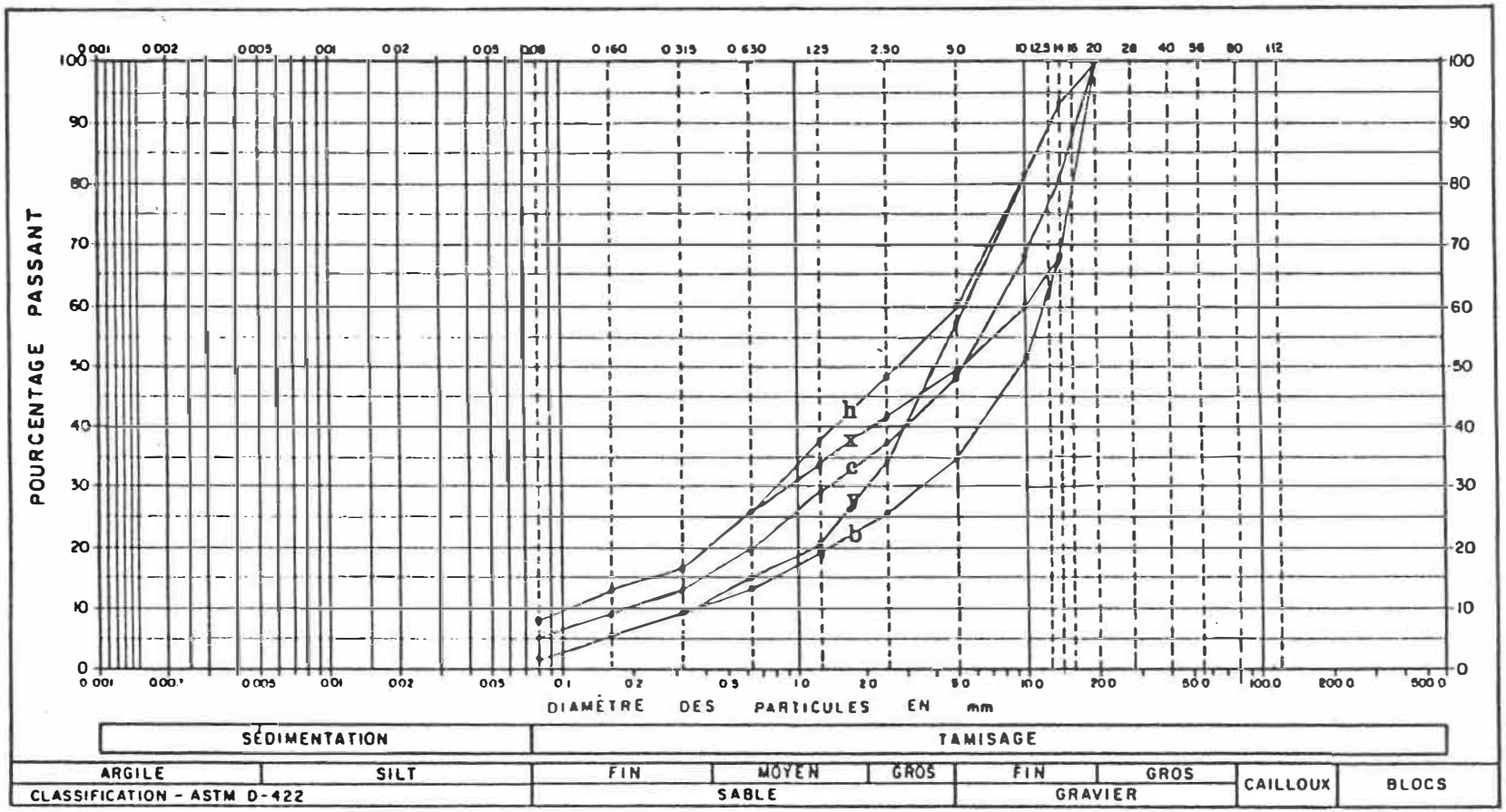
Tableau 2
Fondation inférieure, calibre 56-0 mm

tamis	courbe H %passant	courbe B %passant	courbe C %passant	courbe X %passant	courbe Y %passant
80 mm		100	100	100	
56 mm	100	82	91	82	100
28 mm	80	50	65	62	80
14 mm	68	40	54	54	68
10 mm	62	34	48	49	61
5 mm	50	25	38	42	46
2.5 mm	38	17	28	36	30
1.25 mm	30	11	21	30	16
630 µm	24	7	16	24	7
315 µm	18	4	11	18	4
160 µm	11	3	7	11	3
80 µm	8	2	5	8	2
D_{10}	0.12	1.20	0.28	0.12	0.90
D_{15}	0.23	2.00	0.59	0.23	1.20
D_{30}	1.25	7.30	3.00	1.25	2.50
D_{50}	5.00	25.00	12.00	11.00	6.00
D_{60}	9.00	37.00	21.00	23.00	10.00
D_{85}	34.00	60.00	50.00	60.00	34.00
Cu	75.0	30.8	75.0	191.7	11.1
Cc	1.4	1.2	1.5	0.6	0.7

Tableau 3
Remblai classe "A"

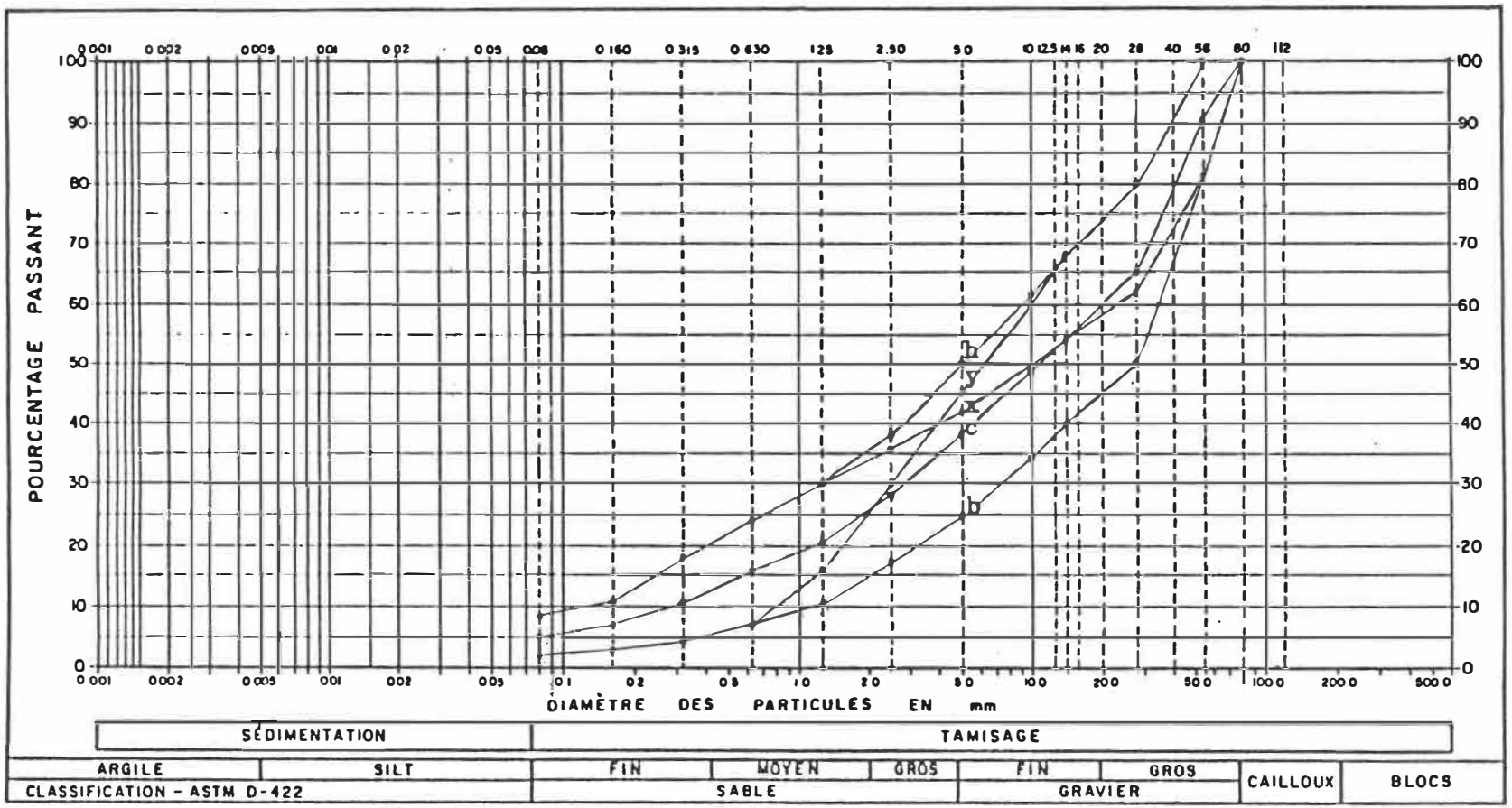
tamis	courbe H %passant	courbe B %passant	courbe C %passant	courbe X %passant	courbe Y %passant
112 mm		100		100	
80 mm		93		93	
56 mm		83		83	
28 mm		67	100	67	
14 mm		51	87	58	
10 mm		45	80	57	
5 mm	100	35	68	53	100
2.5 mm	84	28	56	49	81
1.25 mm	67	22	45	45	45
630 µm	52	16	34	40	18
315 µm	37	11	24	34	11
160 µm	22	5	14	22	5
80 µm	10	0	5	10	0
D_{10}	0.08	0.30	0.11	0.08	0.30
D_{15}	0.11	0.55	0.18	0.11	0.55
D_{30}	0.22	3.00	0.50	0.22	0.90
D_{50}	0.55	13.00	1.50	3.00	1.20
D_{60}	0.90	21.00	3.00	16.00	1.40
D_{85}	2.60	60.00	12.00	60.00	2.60
Cu	11.3	70.0	27.3	200.0	4.7
Cc	0.7	1.4	0.8	0.04	1.9

FIGURE 3
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Fondation supérieure, calibre 20-0 mm



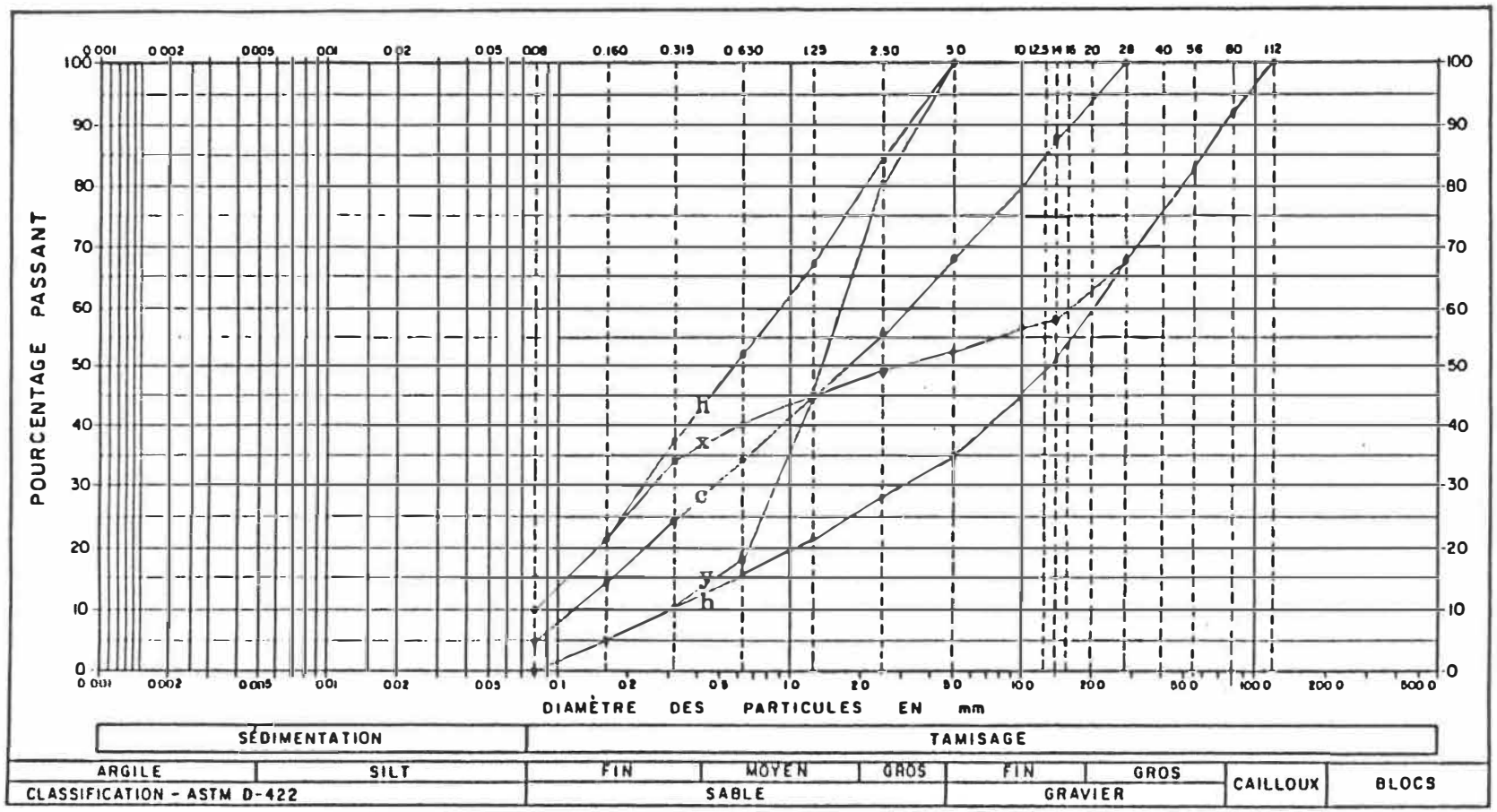
h courbe H b courbe B c courbe C x courbe X y courbe Y

FIGURE 4
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Fondation inférieure, calibre 56-0 mm



h courbe H b courbe B c courbe C x courbe X y courbe Y

FIGURE 5
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Sous-fondation, remblai classe "A"



h courbe H b courbe B c courbe C x courbe X y courbe Y

complets de cette étude. Dans un premier temps, nous avons évalué la capacité de filtration de la couche de fondation inférieure lorsque la fondation supérieure doit être filtrée. Chacune des cinq granulométries de la fondation supérieure est évaluée avec chacune des cinq granulométries de la fondation inférieure et le critère de Terzaghi (1948) $D_{15}/d_{85} < 4$. On retrouve cette vérification au tableau A1.1, la couche à protéger est la fondation supérieure de calibre 20-0 mm et la couche protectrice est la fondation inférieure de calibre 56-0 mm.

La même vérification est faite pour les critères de Sherman (1953) ainsi que ceux de Karpoff (1955). Les résultats de ces vérifications sont présentés aux tableaux A1.2 à A1.6.

On note que seul les critères de Karpoff (1955) ne sont pas rencontrés. Les fuseaux actuels pour les fondations supérieure et inférieure du CCDG ne permettent pas de rencontrer la limite inférieure de ces critères.

Par la suite, les mêmes vérifications ont été réalisées alors que la couche à protéger est la fondation inférieure de calibre 56-0 mm et que celle-ci doit être protégée par la couche de remblai ou de sous-fondation de classe A. Les résultats complets sont présentés eux-aussi à l'annexe 1.

Encore cette fois-ci, seul les critères de Karpoff (1955) ne sont pas rencontrés. Les fuseaux actuels pour les fondations inférieure et de remblai du CCDG ne permettent pas de rencontrer la limite inférieure de ces critères.

On note enfin que tous les critères basés sur le rapport D_{15}/d_{85} sont rencontrés quelles que soient la couche protectrice et la couche à protéger. Les critères basés sur les rapports D_{15}/d_{15} et D_{50}/d_{50} sont rencontrés à certains moments et pas à d'autres. Cependant, d'après l'expérience de Sherard et al. (1984), les critères basés sur ces rapports devraient être abandonnés faute de bases théoriques et expérimentales suffisantes.

3.2 Vérification de la stabilité interne des fondations supérieures

Une seconde vérification peut être réalisée pour vérifier la stabilité interne des fondations supérieures. Les critères de Kezdi (1969), Sherard (1981), Lubochkov (1965) et Kenney et Lau (1985), établis à la section précédente, sont ainsi appliqués aux cinq granulométries établies pour le fuseau de calibre 20-0 mm. La vérification est limitée aux courbes granulométriques de la fondation supérieure mais la même approche pourrait être utilisée pour la fondation inférieure et la sous-fondation.

Le degré d'instabilité (Ir), utilisé par Kezdi et Sherard, est calculé pour chacune des 5 granulométries en coupant la courbe granulométrique à différents pourcentages passants. Le tableau 4 et la figure 6 présentent le degré d'instabilité calculé lorsque les 5 courbes granulométriques sont coupées à 15 endroits différents.

La susceptibilité à l'érosion interne, évaluée selon le critère de Lubochkov (cité par Kovacs, 1981), a été calculée en prenant un facteur de sécurité de 1.5. Avec ce facteur, le rapport (DS1/DS2)/2.6 doit être inférieur à 1. Les tableaux 5 à 9 présentent les résultats de cette analyse pour chacune des 5 granulométries du fuseau 20-0 mm.

Les figures 7 à 11 présentent les résultats de stabilité interne évaluée avec la méthode de Kenney et Lau (1985). De la même façon, les figures 12 à 16 sont une application de la procédure établie par Kezdi (cité par Kovacs, 1981) présentée sous la forme de la pente de la courbe granulométrique inférieure à 25 % par cycle.

A partir de ces différents résultats, on constate que les fuseaux actuels pour la fondation supérieure résistent mal à l'érosion interne.

Tableau 4
Critère de migration de Sherard (1981)
$Ir = D_{15c}/d_{85f} < 5$

% passant de la coupure	courbe				
	H	B	C	X	Y
11.8	5.0	5.8	5.0	5.0	4.2
17.6	3.5	4.2	3.8	3.5	2.6
23.5	2.6	3.6	3.5	3.3	2.3
29.4	2.5	2.9	3.3	3.7	2.0
35.3	2.5	2.3	2.9	4.4	1.7
41.2	2.5	1.9	2.4	3.9	1.6
47.1	2.5	1.6	2.0	3.6	1.5
52.9	2.4	1.5	1.8	2.8	1.5
58.8	2.1	1.4	1.7	2.4	1.5
64.7	1.9	1.4	1.6	1.9	1.5
70.6	1.7	1.3	1.5	1.5	1.5
76.5	1.6	1.3	1.5	1.3	1.6
82.4	1.5	1.2	1.4	1.2	1.5
88.2	1.5	1.2	1.4	1.2	1.5
94.1	1.7	1.1	1.4	1.1	1.7

Tableau 5
Critère de migration de Lubochkov (cité par Kovacs, 1981)
courbe H

Dn mm	Sn %	Dn-1 (Dn/5)	S2 %	DS2 %	Dn+1 (Dn*5)	S1 %	DS1 %	DS1/DS2 / 2.6
4.0	56.0	0.80	30.0	26.0	20.0	100.0	44.0	0.65
3.0	52.0	0.60	25.0	27.0	15.0	94.0	42.0	0.60
2.0	45.0	0.40	20.0	25.0	10.0	82.0	37.0	0.57
1.0	35.0	0.20	14.0	21.0	5.0	60.0	25.0	0.46
0.9	33.0	0.18	13.5	19.5	4.5	59.0	26.0	0.51
0.8	30.0	0.16	13.0	17.0	4.0	56.0	26.0	0.59
0.7	29.0	0.14	12.0	17.0	3.5	54.0	25.0	0.57
0.6	25.0	0.12	11.0	14.0	3.0	52.0	27.0	0.74
0.5	23.0	0.10	9.0	14.0	2.5	49.0	26.0	0.71
0.4	20.0	0.08	8.0	12.0	2.0	45.0	25.0	0.80

Dn: Diamètre au point d'observation
Sn: % de particules au point d'observation
Dn-1: Diamètre inférieur au point d'observation
S2: % de particules ayant un diamètre ≤ Dn-1
Dn+1: Diamètre supérieur au point d'observation
S1: % de particules ayant un diamètre ≤ Dn+1
DS2,DS1: Écart entre Sn et S2, et Sn et S1

Tableau 6
Critère de migration de Lubochkov
courbe B

Dn mm	Sn %	Dn-1 (Dn/5)	S2 %	DS2 %	Dn+1 (Dn*5)	S1 %	DS1 %	DS1/DS2 2.6
4.0	32.0	0.80	15.0	17.0	20.0	100.0	68.0	1.54
3.0	28.0	0.60	12.0	16.0	15.0	72.0	44.0	1.06
2.0	24.0	0.40	10.0	14.0	10.0	51.0	27.0	0.74
1.0	17.0	0.20	7.0	10.0	5.0	35.0	18.0	0.69
0.9	16.0	0.18	6.0	10.0	4.5	33.0	17.0	0.65
0.8	15.0	0.16	5.5	9.5	4.0	32.0	17.0	0.69
0.7	14.0	0.14	5.0	9.0	3.5	30.0	16.0	0.68
0.6	12.0	0.12	4.0	8.0	3.0	28.0	16.0	0.77
0.5	11.0	0.10	3.0	8.0	2.5	26.0	15.0	0.72
0.4	10.0	0.08	2.0	8.0	2.0	24.0	14.0	0.67

Tableau 7
Critère de migration de Lubochkov
courbe C

Dn mm	Sn %	Dn-1 (Dn/5)	S2 %	DS2 %	Dn+1 (Dn*5)	S1 %	DS1 %	DS1/DS2 2.6
4.0	43.0	0.80	23.0	20.0	20.0	100.0	57.0	1.10
3.0	39.0	0.60	19.0	20.0	15.0	84.0	45.0	0.87
2.0	34.0	0.40	15.0	19.0	10.0	68.0	34.0	0.69
1.0	26.0	0.20	10.0	16.0	5.0	47.0	21.0	0.50
0.9	24.0	0.18	9.0	15.0	4.5	45.0	21.0	0.54
0.8	23.0	0.16	8.5	14.5	4.0	43.0	20.0	0.53
0.7	21.0	0.14	7.5	13.5	3.5	41.0	20.0	0.57
0.6	19.0	0.12	7.0	12.0	3.0	39.0	20.0	0.64
0.5	18.0	0.10	6.3	11.8	2.5	37.0	19.0	0.62
0.4	15.0	0.08	5.0	10.0	2.0	34.0	19.0	0.73

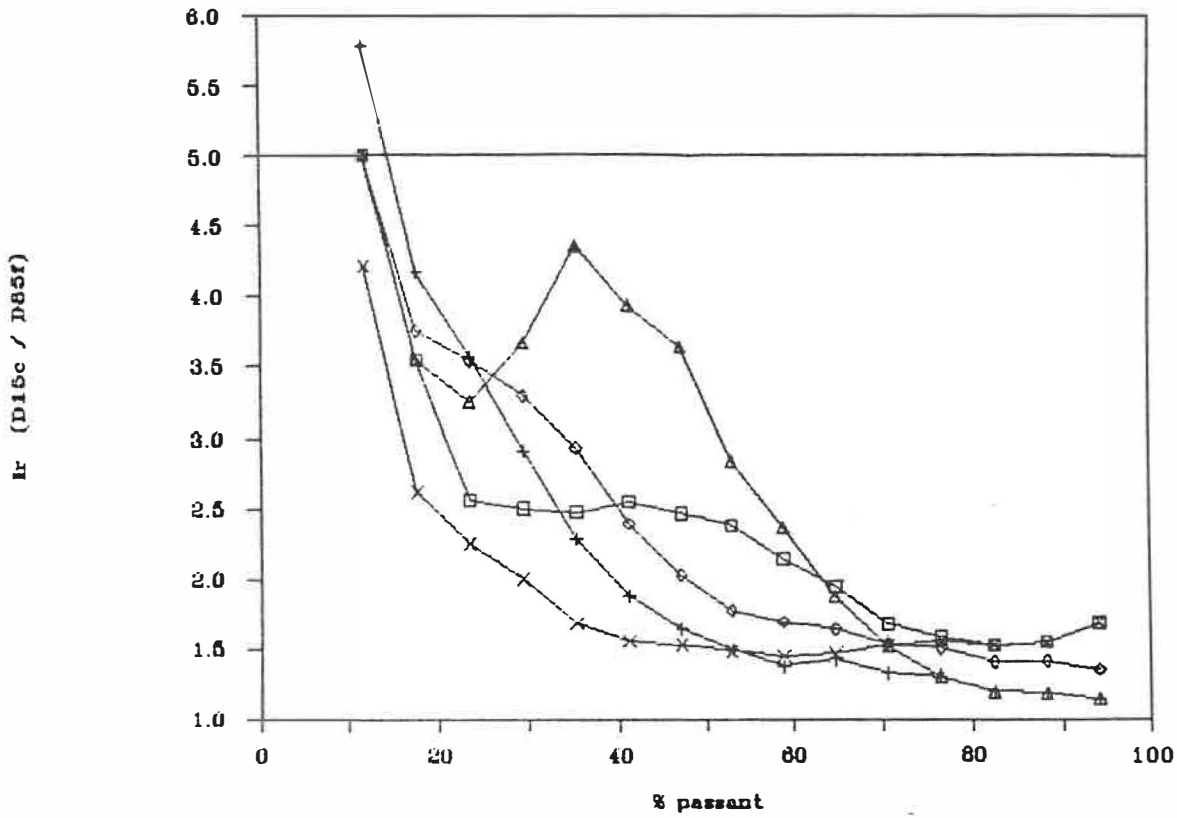
Tableau 8
Critère de migration de Lubochkov
courbe X

Dn mm	Sn %	Dn-1 (Dn/5)	S2 %	DS2 %	Dn+1 (Dn*5)	S1 %	DS1 %	DS1/DS2 2.6
4.0	45.0	0.80	30.0	15.0	20.0	100.0	55.0	1.41
3.0	42.5	0.60	25.0	17.5	15.0	72.0	29.5	0.65
2.0	38.0	0.40	20.0	18.0	10.0	59.0	21.0	0.45
1.0	32.0	0.20	14.0	18.0	5.0	47.0	15.0	0.32
0.9	31.0	0.18	13.5	17.5	4.5	45.5	14.5	0.32
0.8	30.0	0.16	13.0	17.0	4.0	45.0	15.0	0.34
0.7	26.0	0.14	12.0	14.0	3.5	43.8	17.8	0.49
0.6	25.0	0.12	11.0	14.0	3.0	42.5	17.5	0.48
0.5	22.0	0.10	9.0	13.0	2.5	40.0	18.0	0.53
0.4	20.0	0.08	8.0	12.0	2.0	38.0	18.0	0.58

Tableau 9
Critère de migration de Lubochkov
courbe Y

Dn mm	Sn %	Dn-1 (Dn/5)	S2 %	DS2 %	Dn+1 (Dn*5)	S1 %	DS1 %	DS1/DS2 2.6
4.0	48.0	0.80	15.0	33.0	20.0	100.0	52.0	0.61
3.0	38.0	0.60	12.0	26.0	15.0	94.0	56.0	0.83
2.0	29.0	0.40	10.0	19.0	10.0	82.0	53.0	1.07
1.0	17.0	0.20	7.0	10.0	5.0	55.0	38.0	1.46
0.9	16.0	0.18	6.0	10.0	4.5	52.0	36.0	1.38
0.8	15.0	0.16	5.5	9.5	4.0	48.0	33.0	1.34
0.7	14.0	0.14	5.0	9.0	3.5	44.0	30.0	1.28
0.6	12.0	0.12	4.0	8.0	3.0	38.0	26.0	1.25
0.5	11.0	0.10	3.0	8.0	2.5	33.0	22.0	1.06
0.4	10.0	0.08	2.0	8.0	2.0	29.0	19.0	0.91

FIGURE 6
DEGRÉ D'INSTABILITÉ DE SHERARD
Fondation supérieure



courbe H courbe B courbe C courbe X courbe Y

FIGURE 7
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Fondation supérieure, critère de Kenney, courbe H

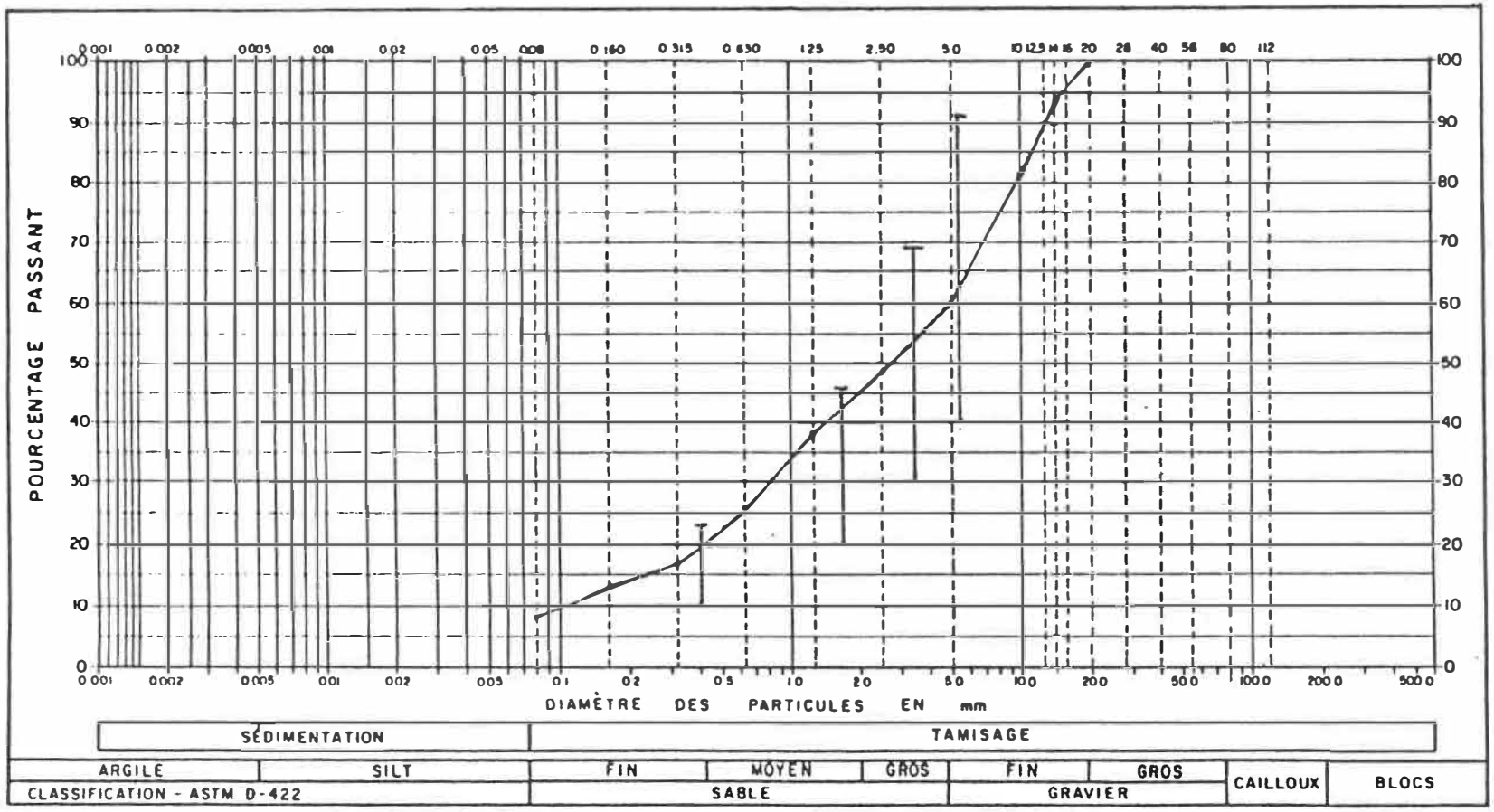


FIGURE 8
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Fondation supérieure, critère de Kenney, courbe B

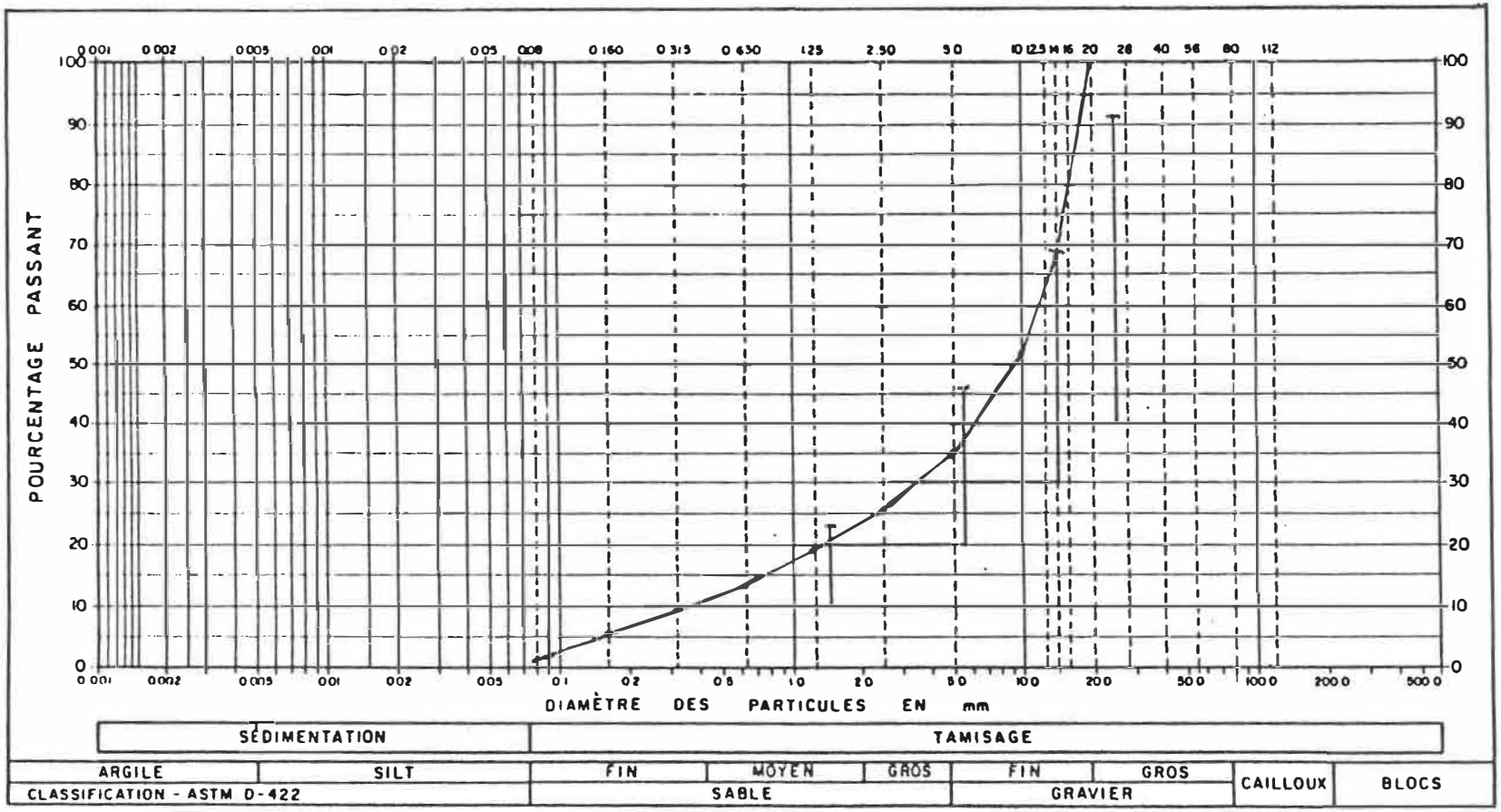


FIGURE 9
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Fondation supérieure, critère de Kenney, courbe C

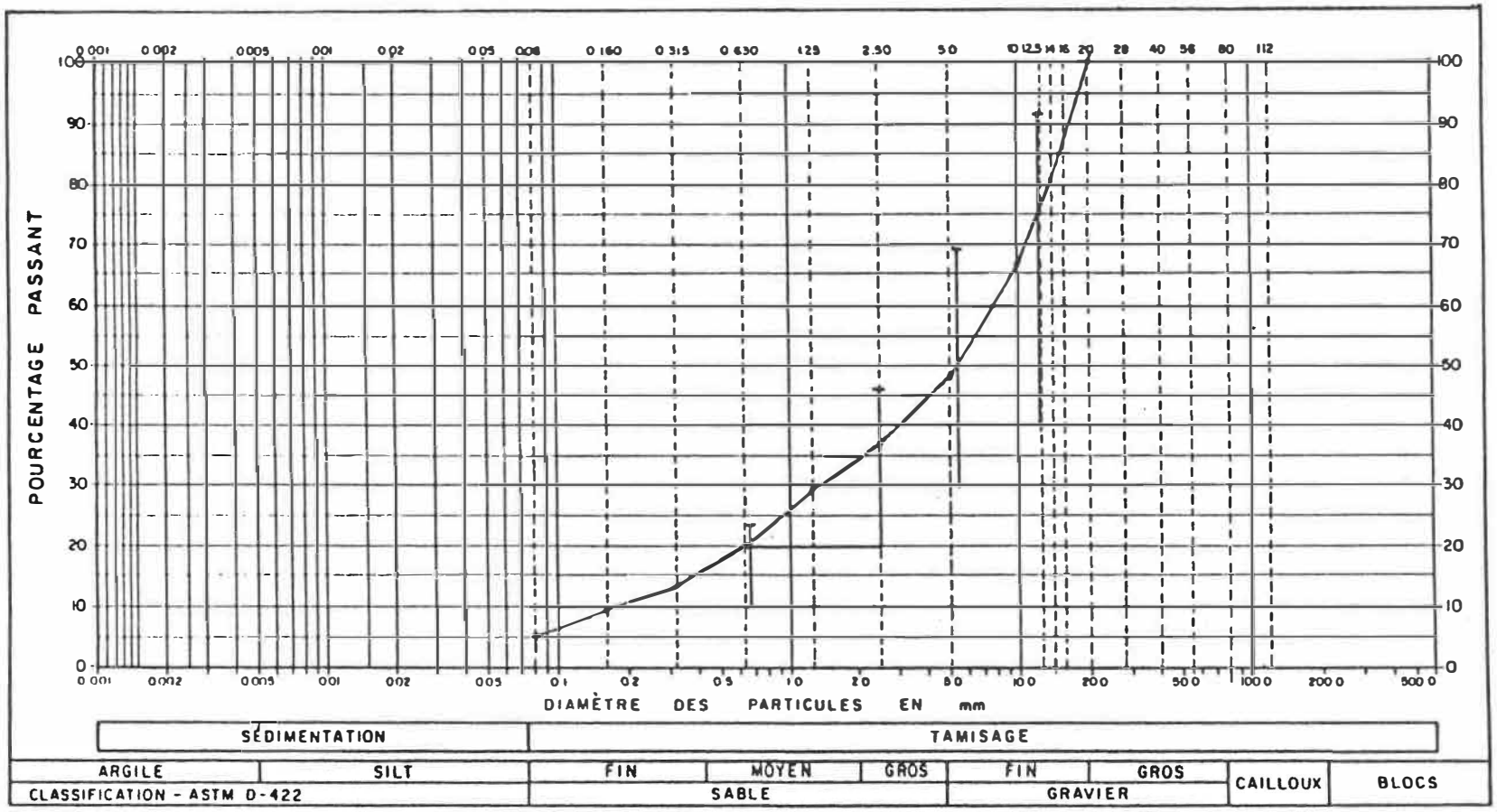


FIGURE 10
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Fondation supérieure, critère de Kenney, courbe X

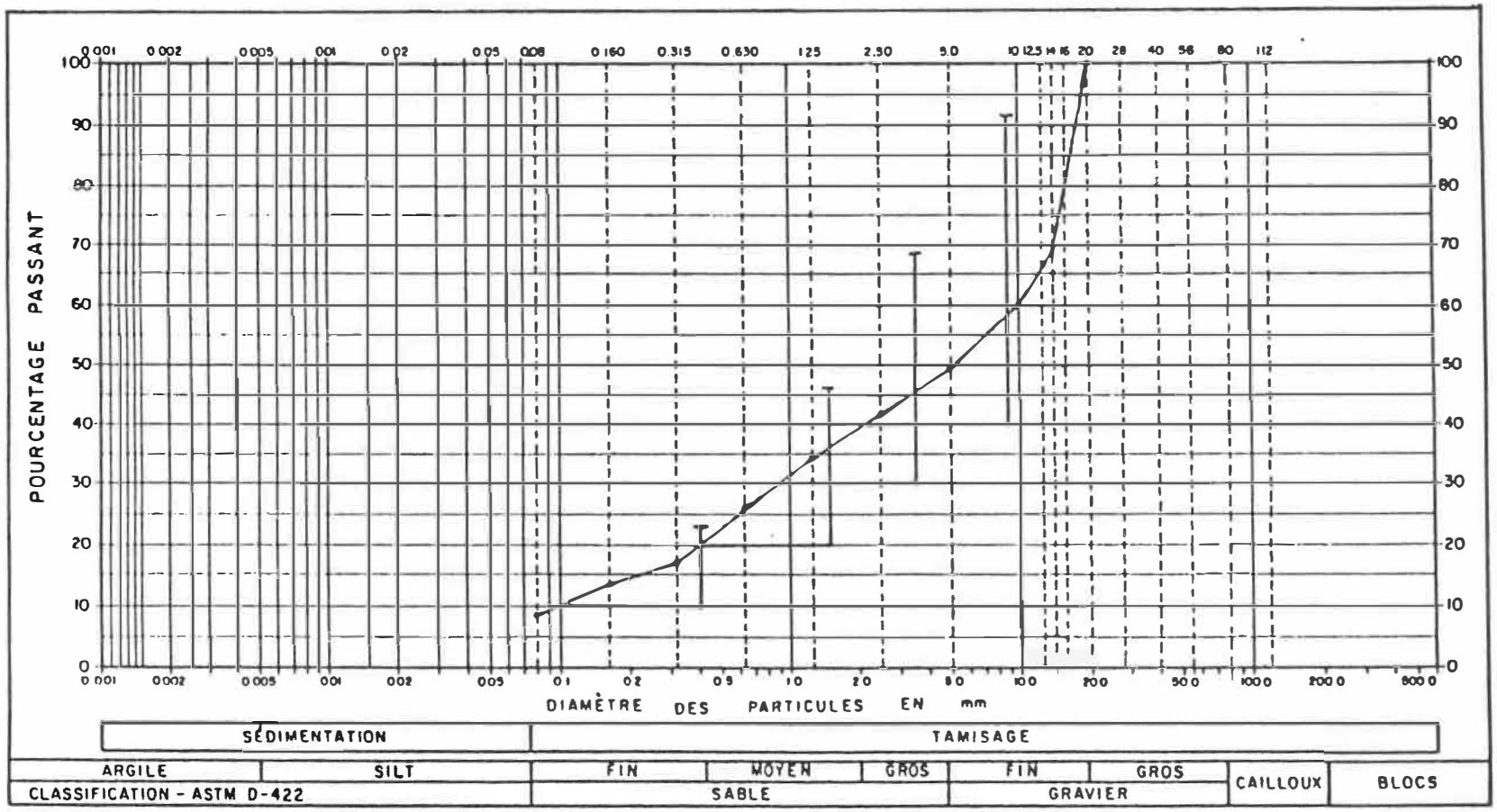


FIGURE 11
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Fondation supérieure, critère de Kenney, courbe Y

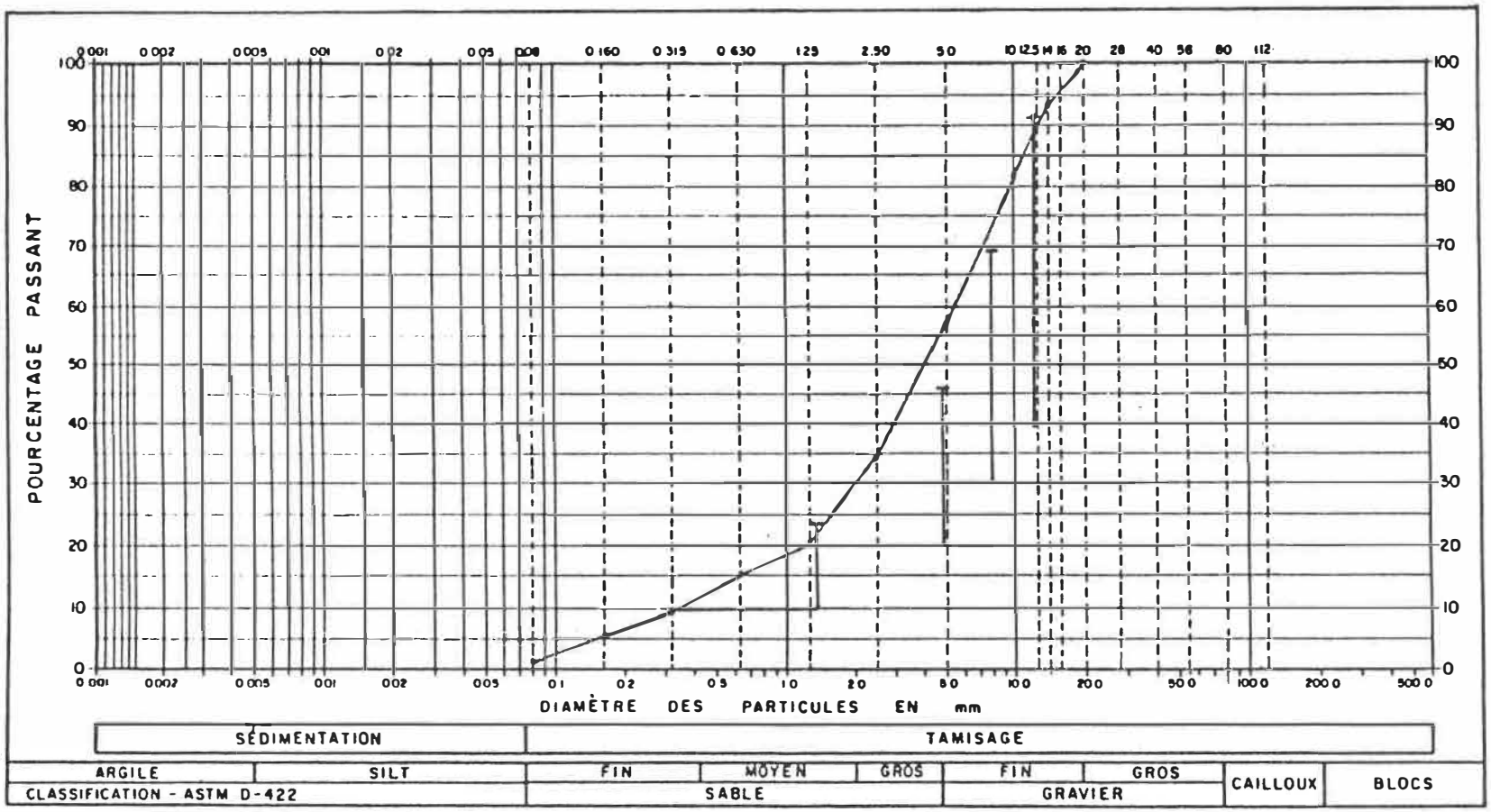
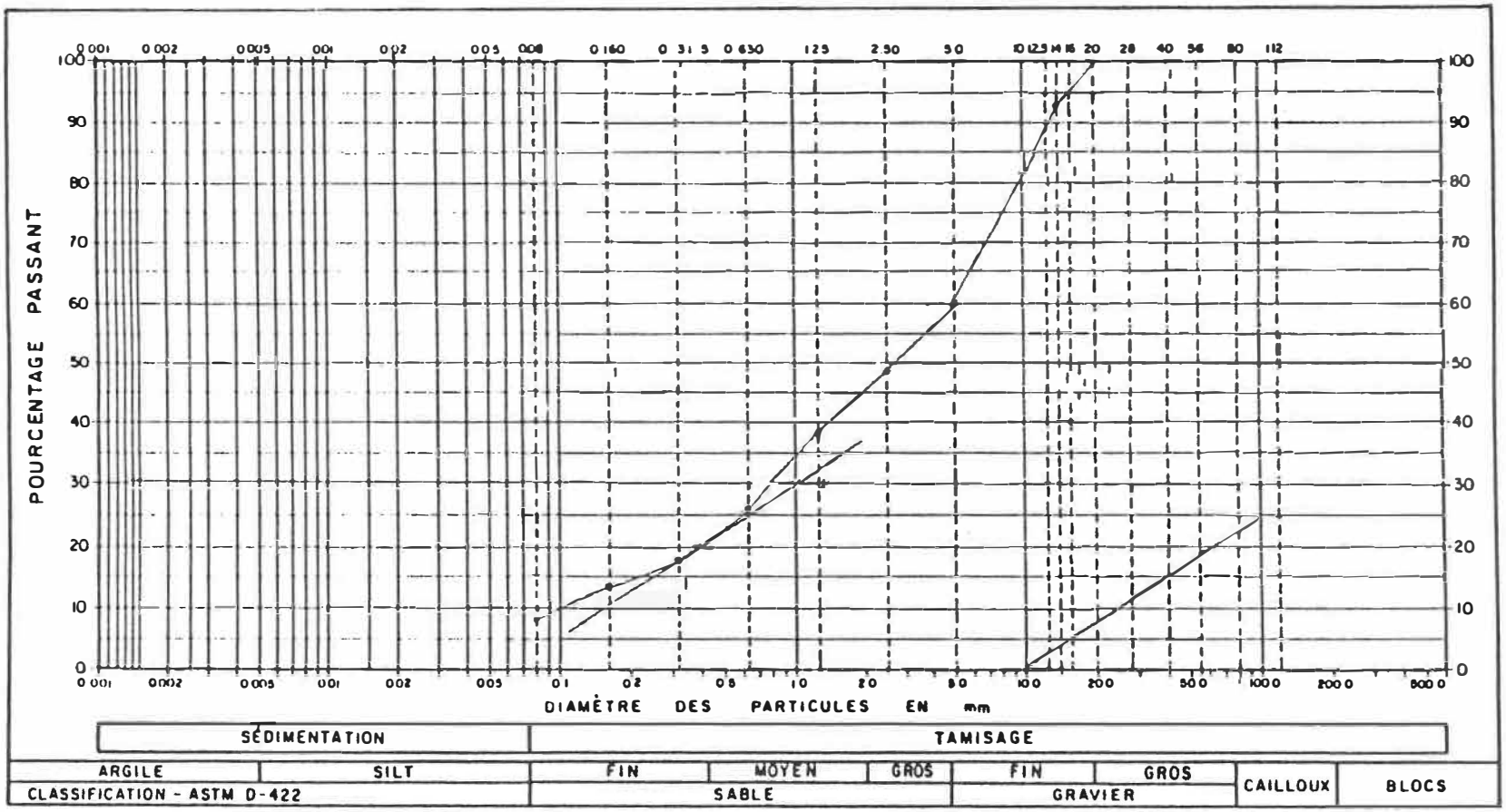


FIGURE 12
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Fondation supérieure, critère de Kezdi, courbe H



Pn > n (20% 0 48 mm)

FIGURE 13
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Fondation supérieure, critère de Kezdi, courbe B

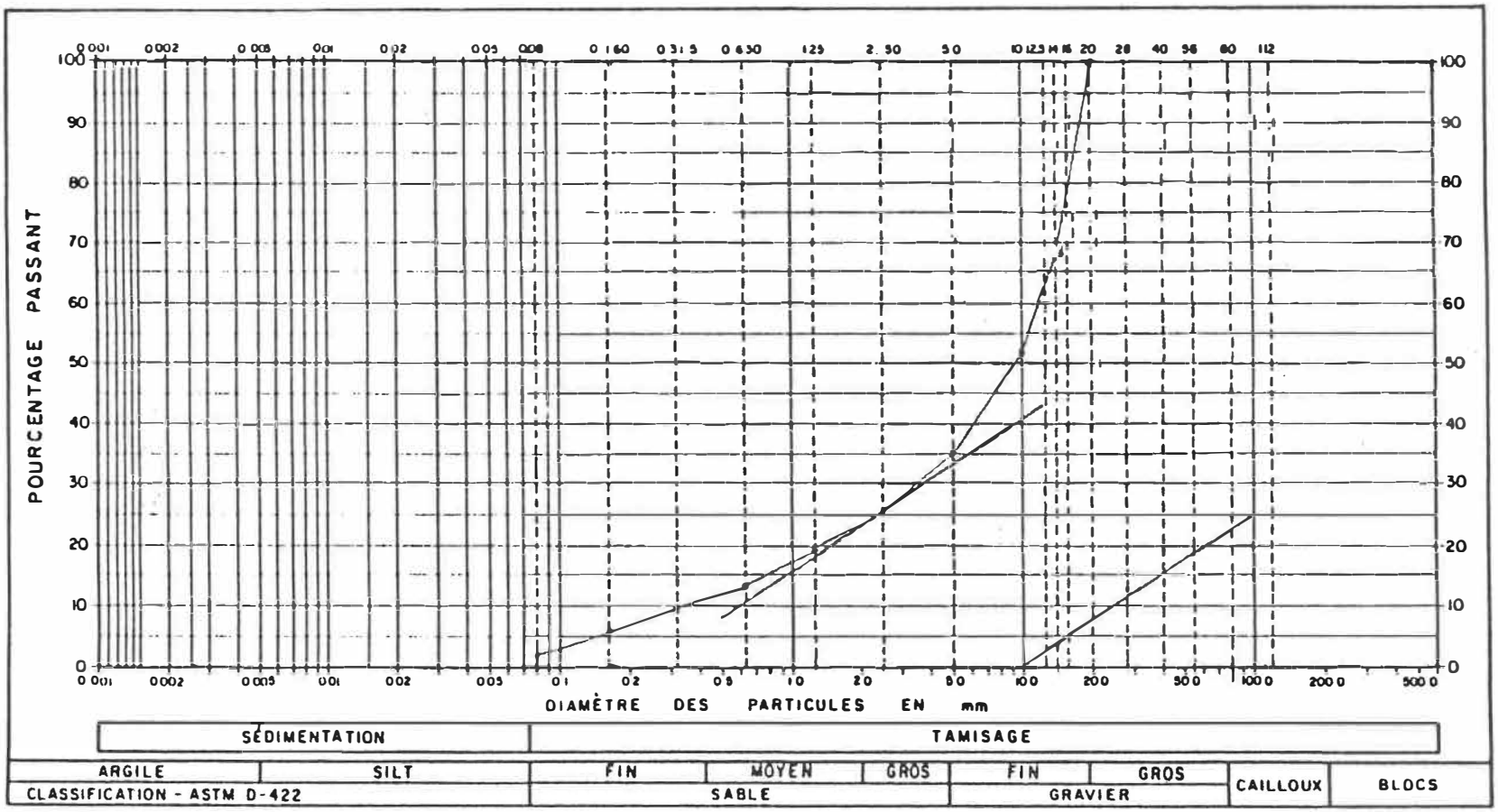


FIGURE 14
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Fondation supérieure, critère de Kezdi, courbe C

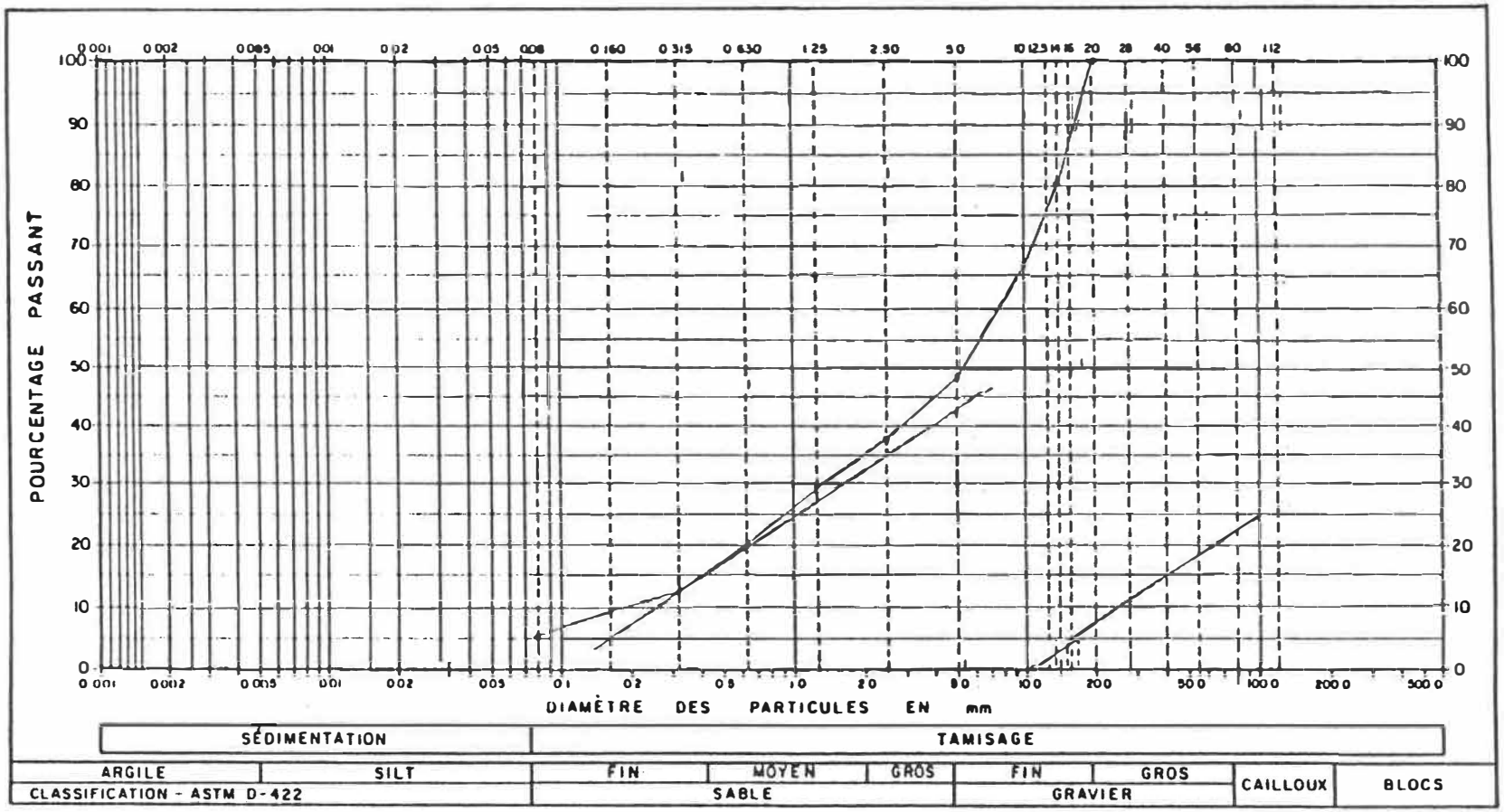


FIGURE 15
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Fondation supérieure, critère de Kezdi, courbe X

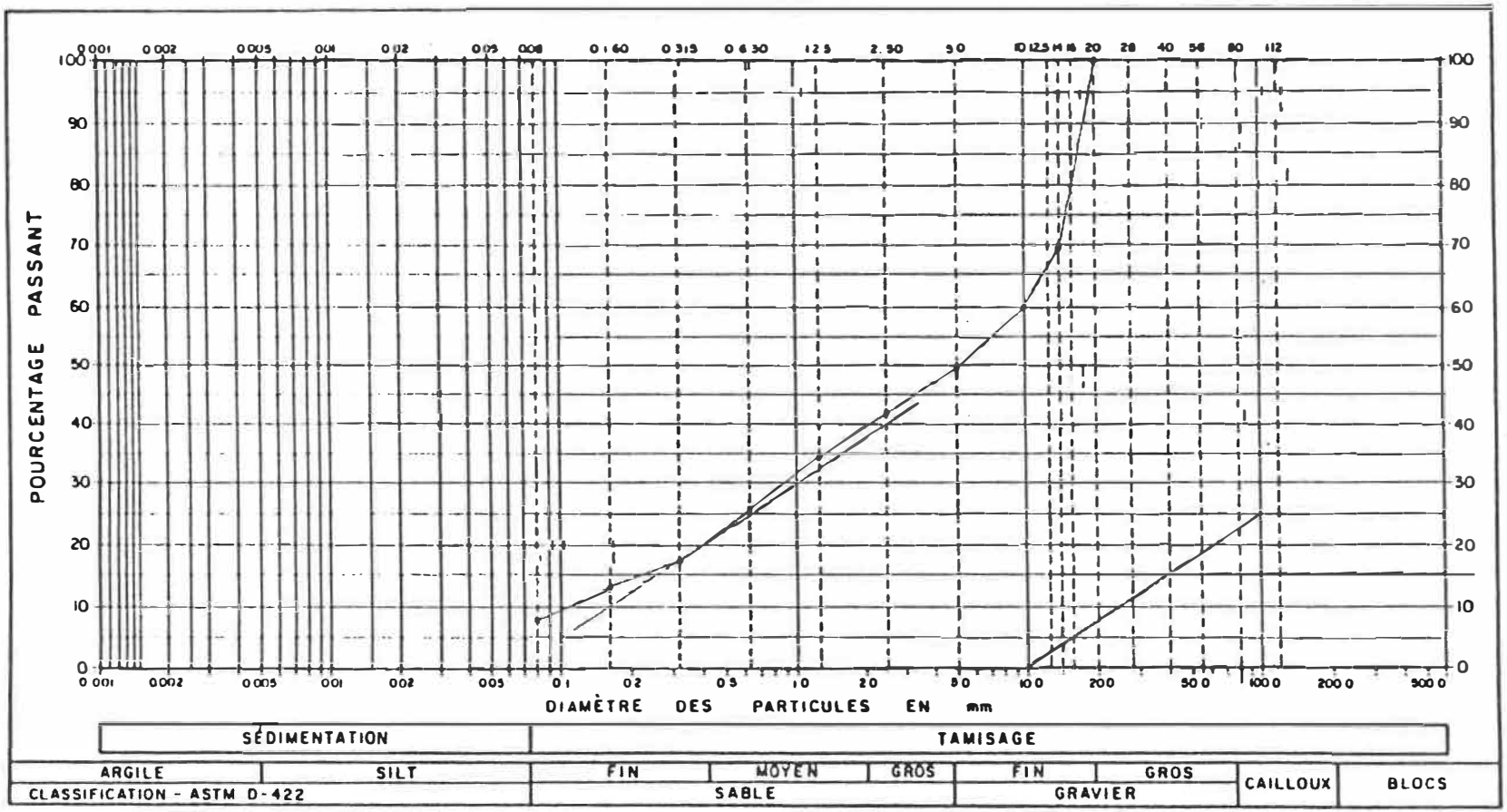
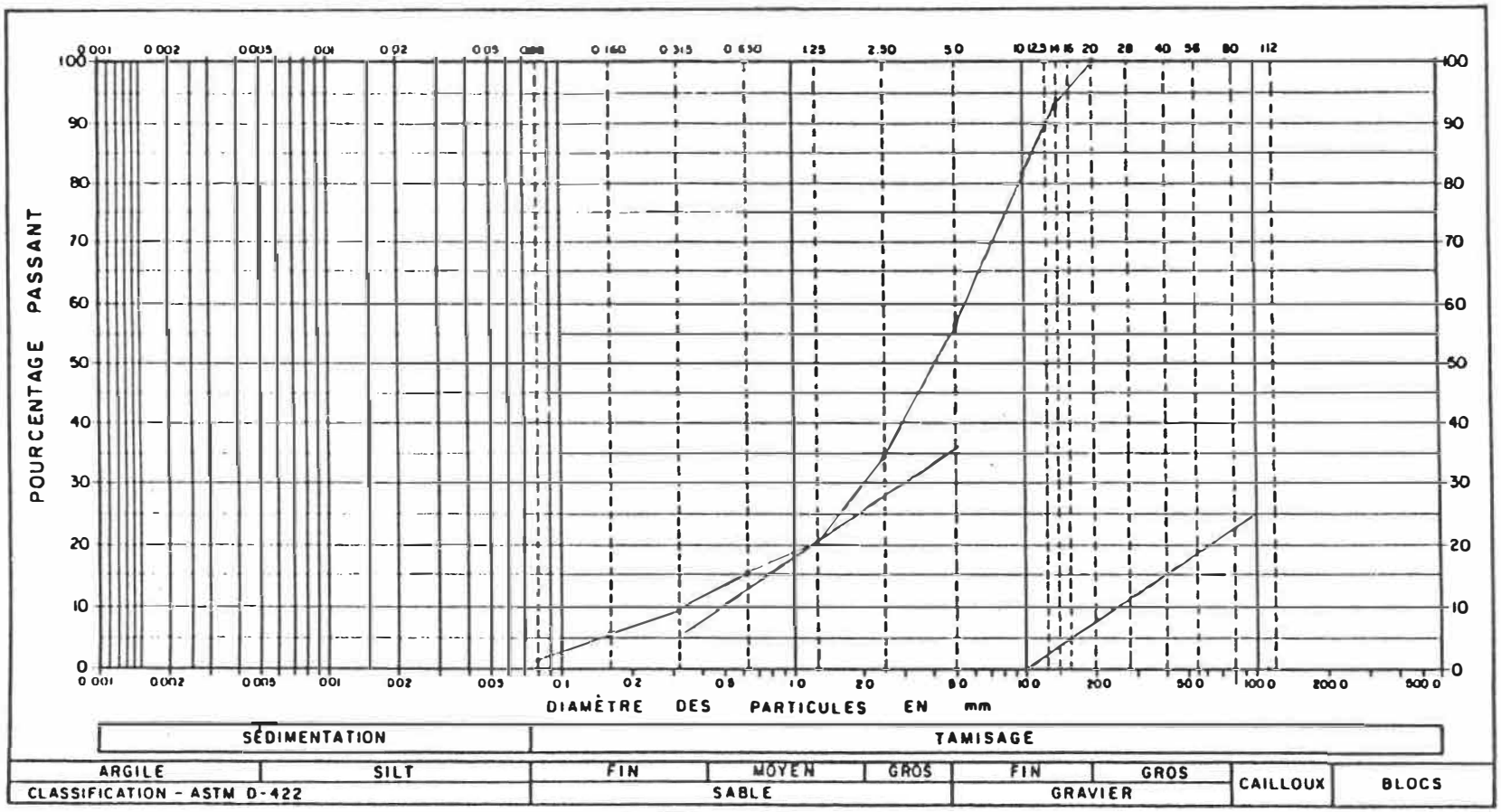


FIGURE 16
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Fondation supérieure, critère de Kezdi, courbe Y



Dans le cas de la fondation supérieure, pratiquement aucune des cinq courbes granulométriques ne résiste à l'érosion interne. Seulement la courbe Y évaluée avec le critère de Sherard et la courbe H évaluée avec le critère de Lubochkov ont montré des résultats satisfaisants.

Le problème des fondations routières se situe donc au niveau de l'érosion interne. Nous tenterons de définir des courbes granulométriques de calibre 20-0 mm répondant aux différents critères et offrant un comportement mécanique similaire à celui des courbes granulométriques actuellement utilisées.

3.3 Choix des granulométries testées

Nous devrons déterminer une granulométrie intermédiaire qui permettrait un compromis entre une bonne capacité portante et un bon drainage.

Cette granulométrie intermédiaire devra également tenir compte de la dégradation des matériaux dans le temps. Elle devra être composée de matériaux possédant d'excellentes propriétés mécaniques mais surtout, la granulométrie retenue ne devra en aucun temps permettre l'érosion interne. Le calibre 20-0 mm des fondations supérieures prescrit dans le Cahier des Charges et Devis Généraux (CCDG) du Ministère des

Transports du Québec devra être conservé afin d'assurer un bon profilage de la surface.

Flon (1988) estime qu'il est essentiel que la courbe granulométrique d'une fondation drainante soit continue et creuse, avec beaucoup de pierres et quasiment pas de fines. Le même auteur propose que le coefficient de courbure ($Cc = D_{30}^2/(D_{10}*D_{60})$) soit compris entre 1 et 3.

Il est certain qu'une telle granulométrie offre une bonne conductivité hydraulique à court terme. Cependant comme nous avons tenté de le démontrer, sous les effets de la compaction dynamique et des charges répétées de trafic, ce type de granulométrie se dégradera par érosion interne. Après quelque temps, on rencontrera des zones sableuses, relativement dépourvues de grosses particules, où la stabilité et la compacité seront insuffisantes. D'autres zones seront également créées où prédomineront les grosses particules. Le pourcentage de vide élevé de ces dernières zones amènera également des compacités insuffisantes.

Afin d'éviter les désordres mécanique, hydraulique et thermique qu'entraîne l'érosion interne, les critères de filtre énoncés à la section 2.5.2 seront appliqués pour le choix des granulométries des essais principaux.

En vue de ces essais, trois courbes granulométriques ont été sélectionnées. La première courbe testée correspond aux valeurs limites des critères précédemment énoncés entre une granulométrie présentant et ne présentant pas d'érosion interne.

La seconde devrait, selon les mêmes critères, présenter de graves problèmes d'érosion interne, tout en étant conforme au CCDG.

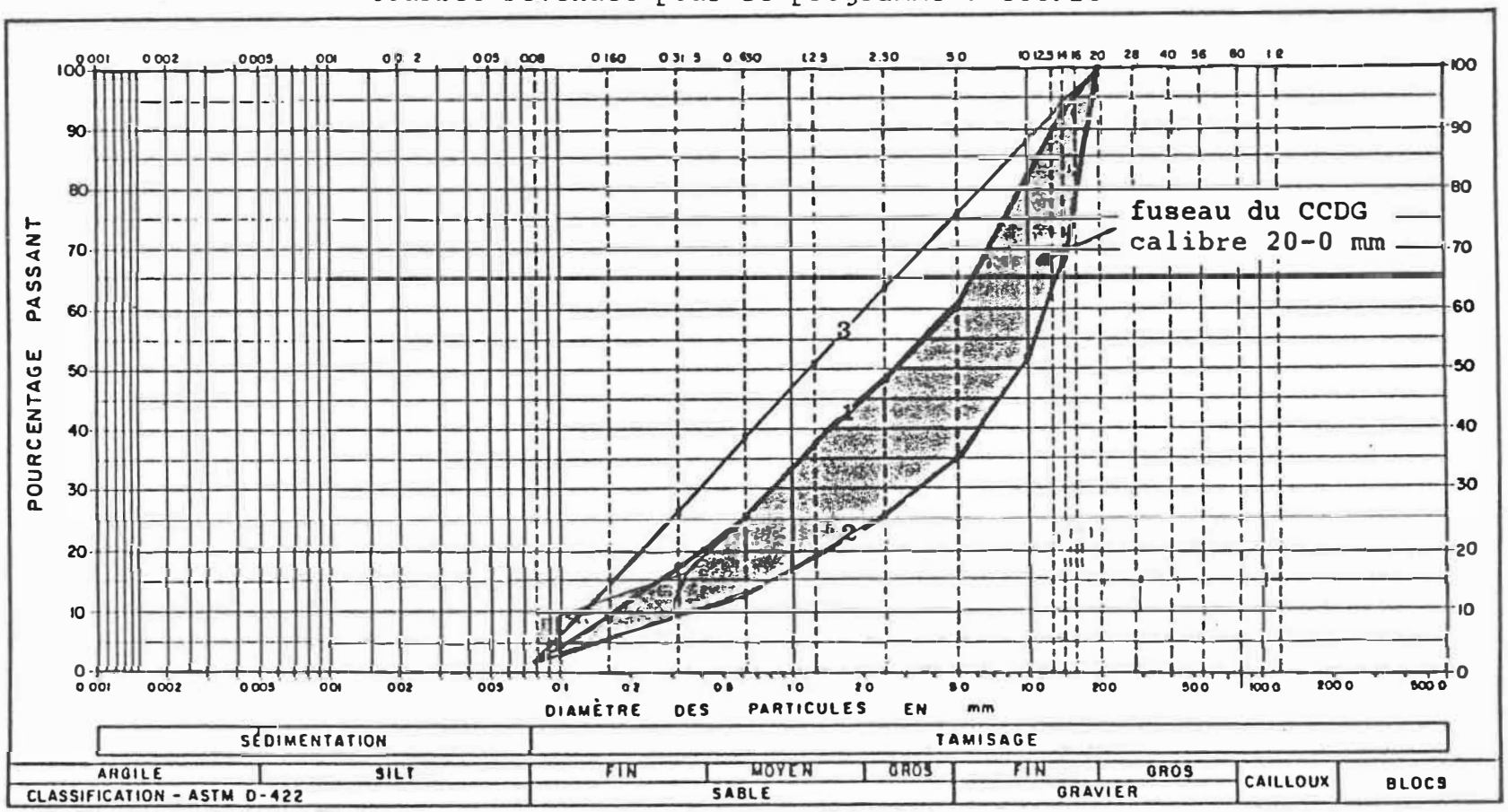
La troisième courbe représente quant à elle un cas spécial. Alors que les courbes granulométriques un et deux sont situées à l'intérieur de l'actuel fuseau granulométrique prescrit dans le CCDG du ministère des Transports du Québec, la courbe trois demeure de calibre 20-0 mm comme les courbes un et deux mais elle est située complètement à l'extérieur du fuseau. Cette 3e courbe est rectiligne et ne présente pas de risque d'érosion interne. Elle est choisie pour comparer ses caractéristiques mécaniques et sa conductivité hydraulique à celles des courbes un et deux.

Le tableau 10 et la figure 17 présentent les trois granulométries en question. Les tableaux 11 à 14 ainsi que les figures 18 à 24 sont des applications des critères de Sherard, Lubochkov, Kenney et Kezdi sur ces trois granulométries.

Tableau 10
Courbes granulométriques retenues pour l'étude

tamis	courbe 1 %passant	courbe 2 %passant	courbe 3 %passant
20 mm	100	100	100
14 mm	93	68	94
10 mm	82	52	87
5 mm	60	35	75
2.5 mm	48	26	63
1.25 mm	38	19	51
630 µm	26	13	39
315 µm	17	9	26
160 µm	9	6	15
80 µm	2	2	2
D_{10}	0.17	0.38	0.12
D_{15}	0.26	0.84	0.16
D_{30}	0.85	3.50	0.40
D_{50}	2.80	9.40	1.20
D_{60}	5.00	12.00	2.05
D_{85}	11.00	18.00	8.90
Cu	29.4	31.6	17.1
Cc	0.9	2.7	0.7

FIGURE 17
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Courbes retenues pour le programme d'essais



1 courbe 1 2 courbe 2 3 courbe 3

Tableau 11
Critère de migration de Sherard (1981), courbes 1,2,3
$Ir = D_{15c}/d_{85f} < 5$

% passant de la coupure	courbes		
	1	2	3
5.9	4.0	9.3	2.3
11.8	3.5	5.8	2.4
17.6	3.3	4.2	2.5
23.5	2.6	3.6	2.4
29.4	2.5	2.9	2.3
35.3	2.5	2.3	2.3
41.2	2.5	1.9	2.3
47.1	2.5	1.6	2.3
52.9	2.4	1.5	2.3
58.8	2.1	1.4	2.3
64.7	1.9	1.4	2.3
70.6	1.7	1.3	2.3
76.5	1.6	1.3	2.4
82.4	1.5	1.2	2.5
88.2	1.5	1.2	2.5
94.1	1.7	1.1	2.3

Tableau 12
Critère de migration de Lubochkov (cité par Kovacs, 1981)
courbe 1

Dn mm	Sn %	Dn-1 (Dn/5)	S2 %	DS2 %	Dn+1 (Dn*5)	S1 %	DS1 %	DS1/DS2 2.6
4.0	56.0	0.80	29.0	27.0	20.0	100.0	44.0	0.63
3.0	51.0	0.60	25.0	26.0	15.0	94.0	43.0	0.64
2.0	44.0	0.40	19.0	25.0	10.0	82.0	38.0	0.58
1.0	33.0	0.20	12.0	21.0	5.0	60.0	27.0	0.49
0.9	31.0	0.18	11.0	20.0	4.5	58.0	27.0	0.52
0.8	29.0	0.16	9.0	20.0	4.0	56.0	27.0	0.52
0.7	27.0	0.14	8.5	18.5	3.5	54.0	27.0	0.56
0.6	25.0	0.12	7.0	18.0	3.0	51.0	26.0	0.56
0.5	22.0	0.10	4.0	18.0	2.5	48.0	26.0	0.56
0.4	19.0	0.08	2.0	17.0	2.0	44.0	25.0	0.57

Tableau 13
Critère de migration de Lubochkov
courbe 2

Dn mm	Sn %	Dn-1 (Dn/5)	S2 %	DS2 %	Dn+1 (Dn*5)	S1 %	DS1 %	DS1/DS2 2.6
4.0	32.0	0.80	15.0	17.0	20.0	100.0	68.0	1.54
3.0	28.0	0.60	13.0	15.0	15.0	70.0	42.0	1.08
2.0	24.0	0.40	10.0	14.0	10.0	52.0	28.0	0.77
1.0	17.0	0.20	7.0	10.0	5.0	35.0	18.0	0.69
0.9	16.0	0.18	6.5	9.5	4.5	34.0	18.0	0.73
0.8	15.0	0.16	6.0	9.0	4.0	32.0	17.0	0.73
0.7	14.0	0.14	5.0	9.0	3.5	30.0	16.0	0.68
0.6	13.0	0.12	4.0	9.0	3.0	28.0	15.0	0.64
0.5	12.0	0.10	3.0	9.0	2.5	26.0	14.0	0.60
0.4	10.0	0.08	2.0	8.0	2.0	24.0	14.0	0.67

Tableau 14
Critère de migration de Lubochkov
courbe 3

Dn mm	Sn %	Dn-1 (Dn/5)	S2 %	DS2 %	Dn+1 (Dn*5)	S1 %	DS1 %	DS1/DS2 2.6
4.0	71.0	0.80	43.0	28.0	20.0	100.0	29.0	0.40
3.0	67.0	0.60	40.0	27.0	15.0	95.0	28.0	0.40
2.0	59.0	0.40	30.0	29.0	10.0	87.0	28.0	0.37
1.0	47.0	0.20	18.0	29.0	5.0	75.0	28.0	0.37
0.9	45.0	0.18	17.0	28.0	4.5	74.0	29.0	0.40
0.8	43.0	0.16	15.0	28.0	4.0	71.0	28.0	0.38
0.7	40.0	0.14	13.0	27.0	3.5	69.0	29.0	0.41
0.6	38.0	0.12	10.0	28.0	3.0	67.0	29.0	0.40
0.5	34.0	0.10	7.0	27.0	2.5	63.0	29.0	0.41
0.4	30.0	0.08	2.0	28.0	2.0	59.0	29.0	0.40

FIGURE 18
DEGRÉ D'INSTABILITÉ DE SHERARD
Courbes retenues pour le programme d'essais

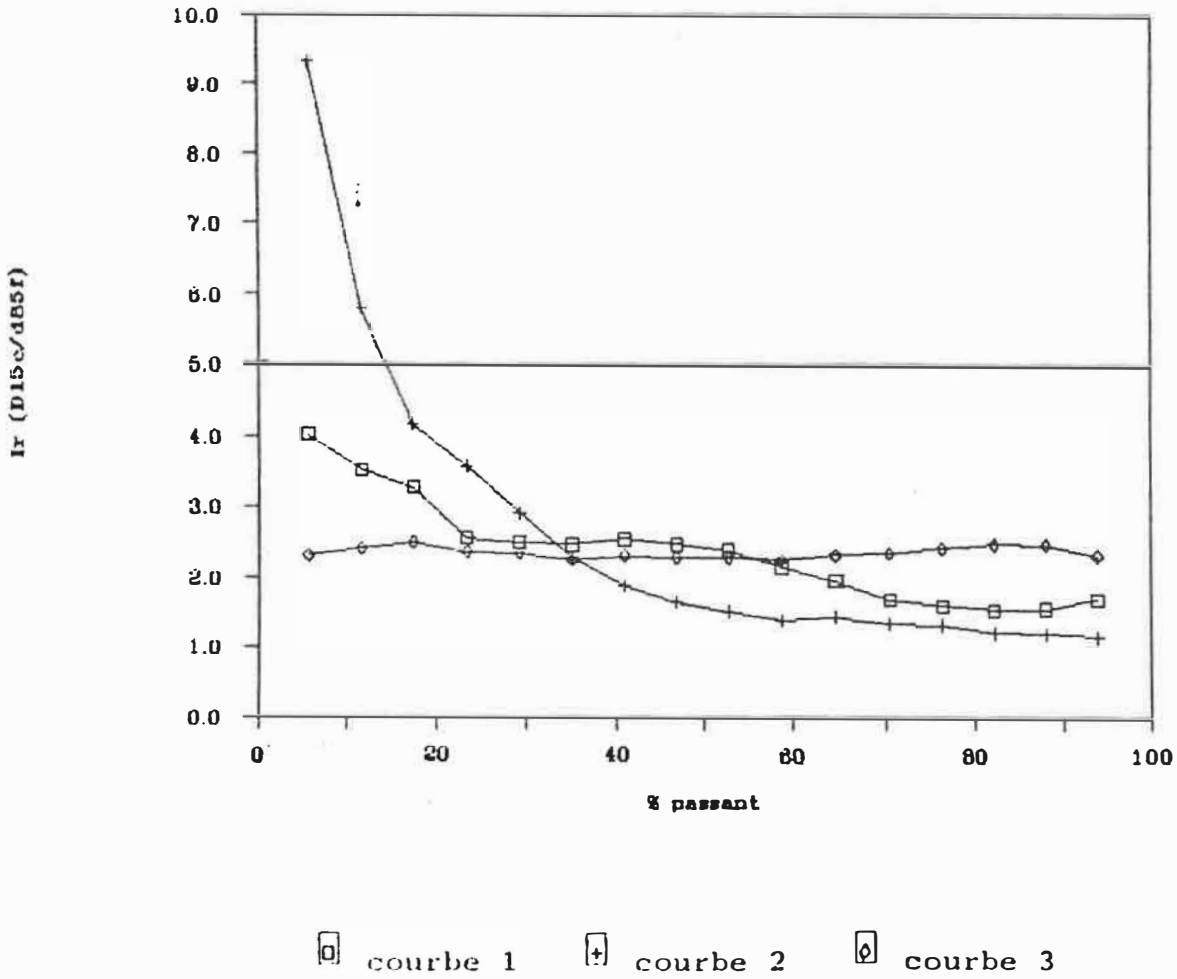


FIGURE 19
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Critère de Kenney, courbe 1

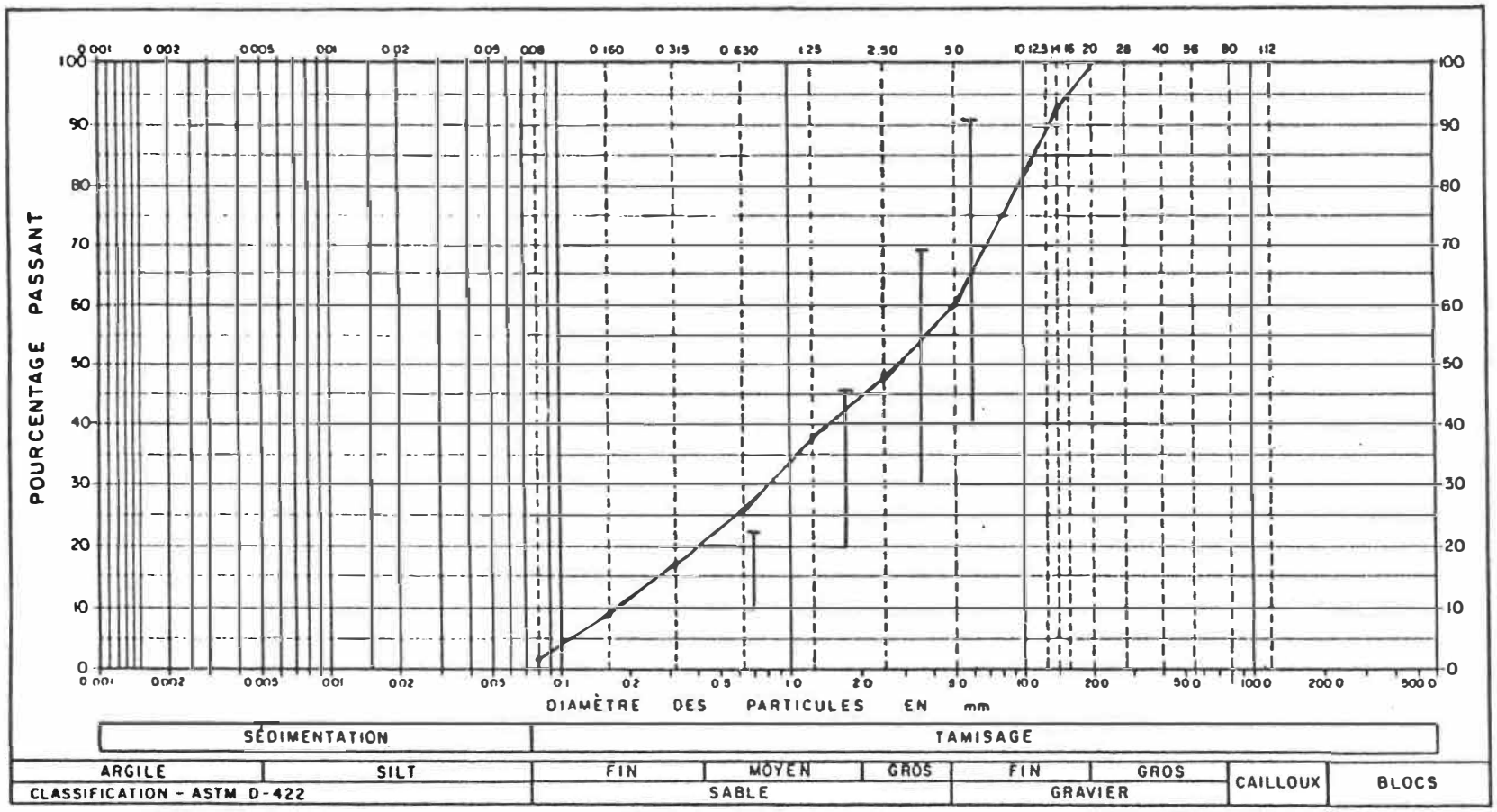


FIGURE 20
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Critère de Kenney, courbe 2

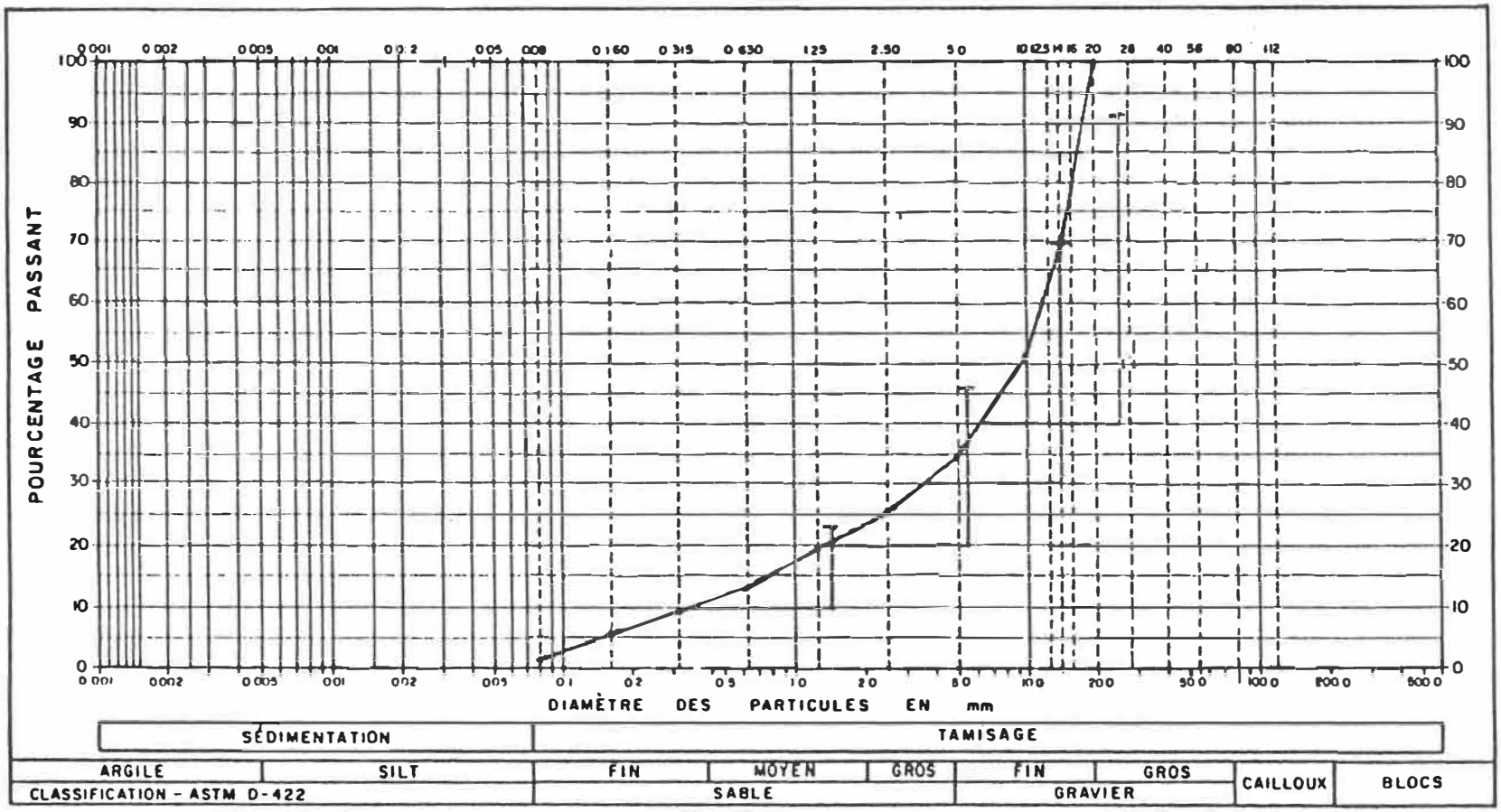


FIGURE 21
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Critère de Kenney, courbe 3

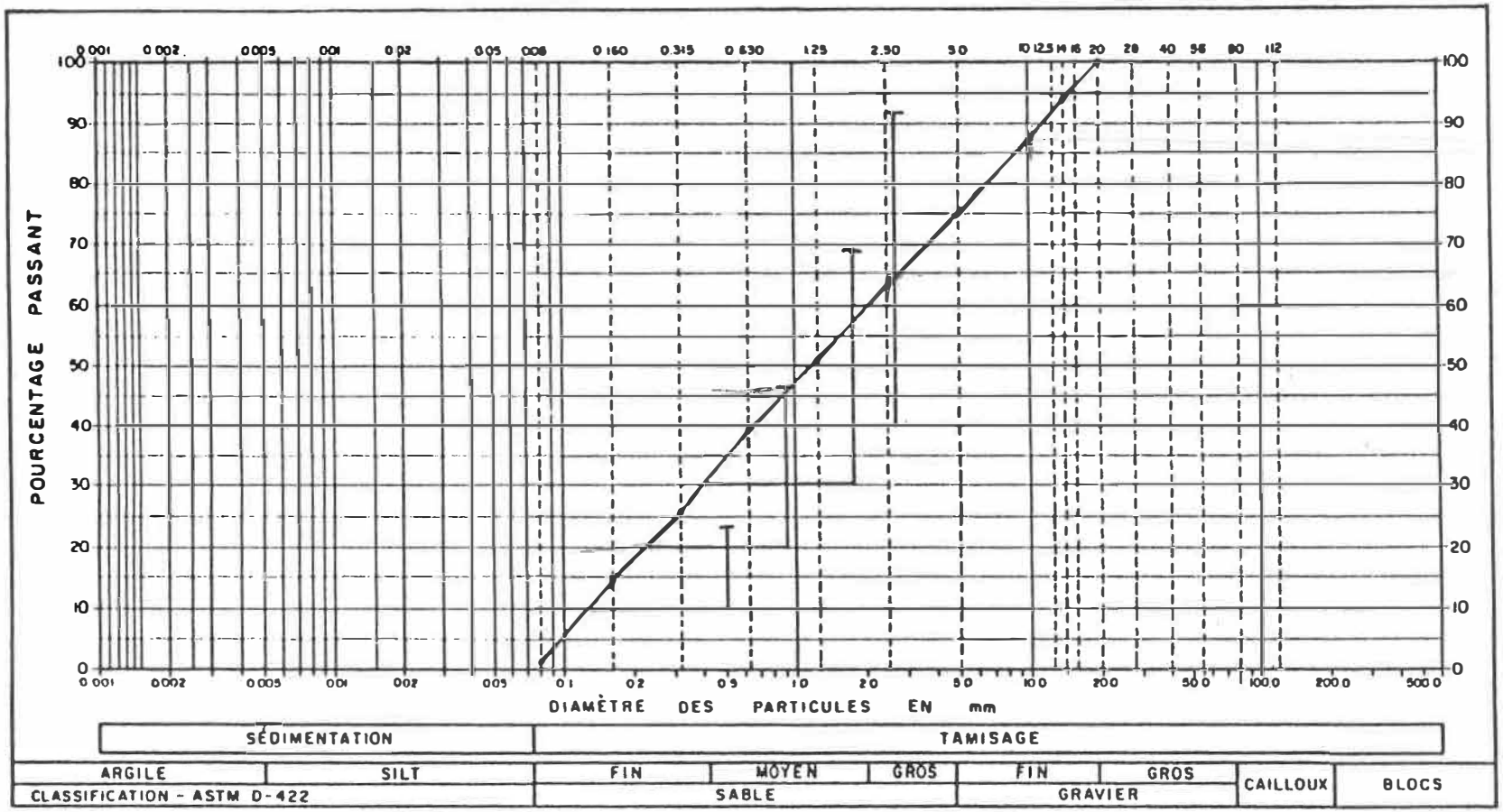


FIGURE 22
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Critère de Kezdi, courbe 1

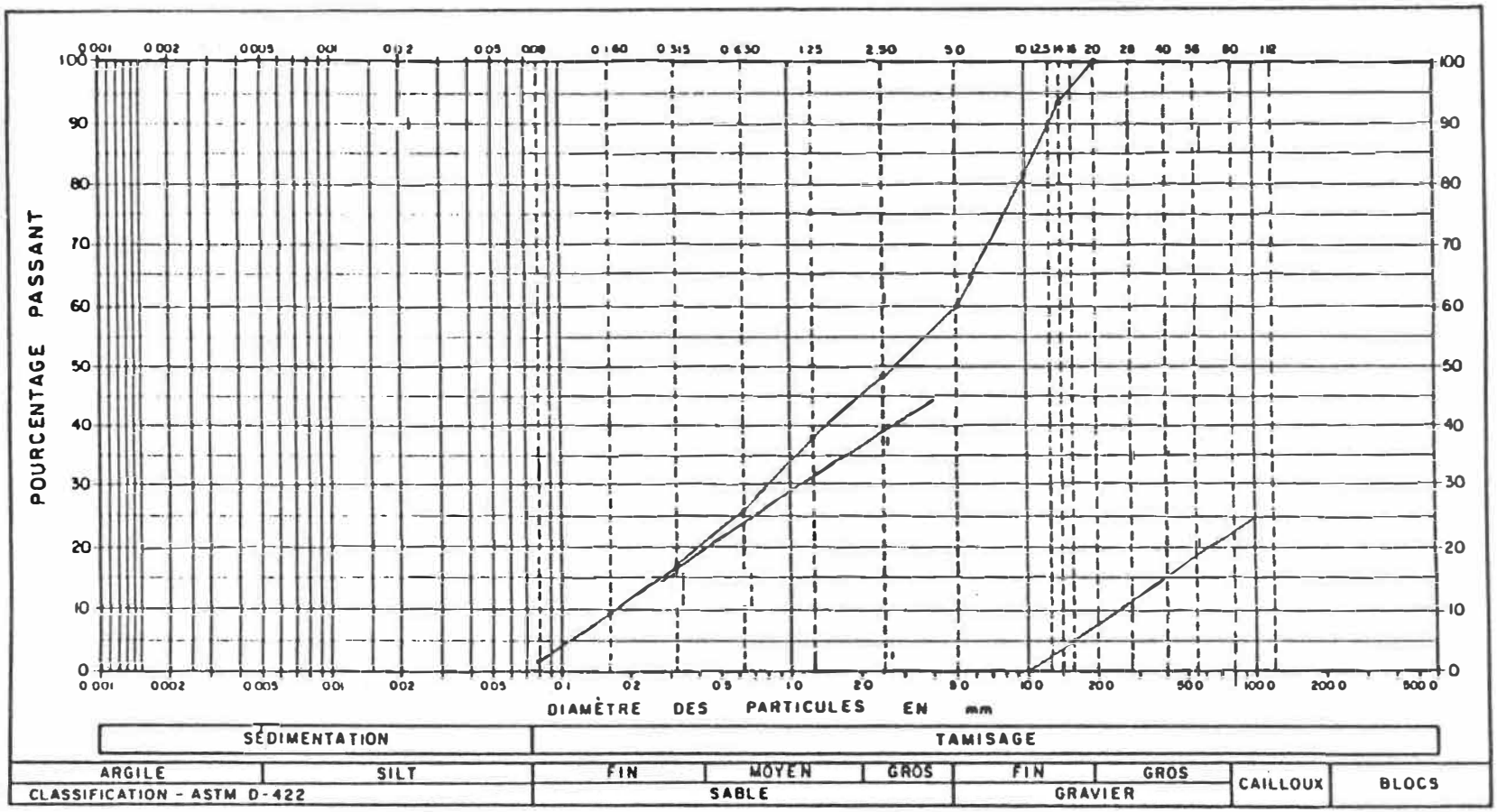


FIGURE 23
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Critère de Kezdi, courbe 2

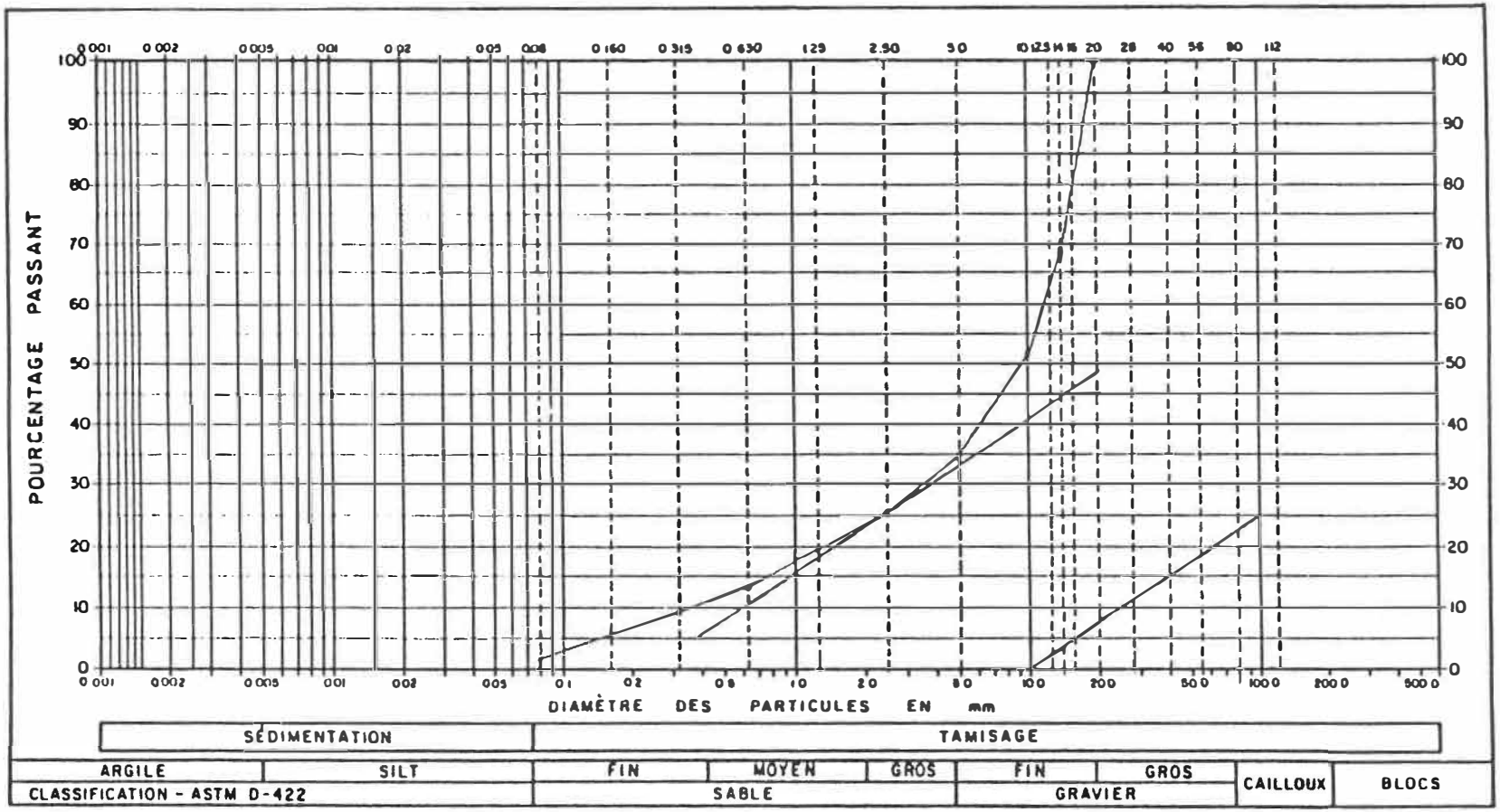
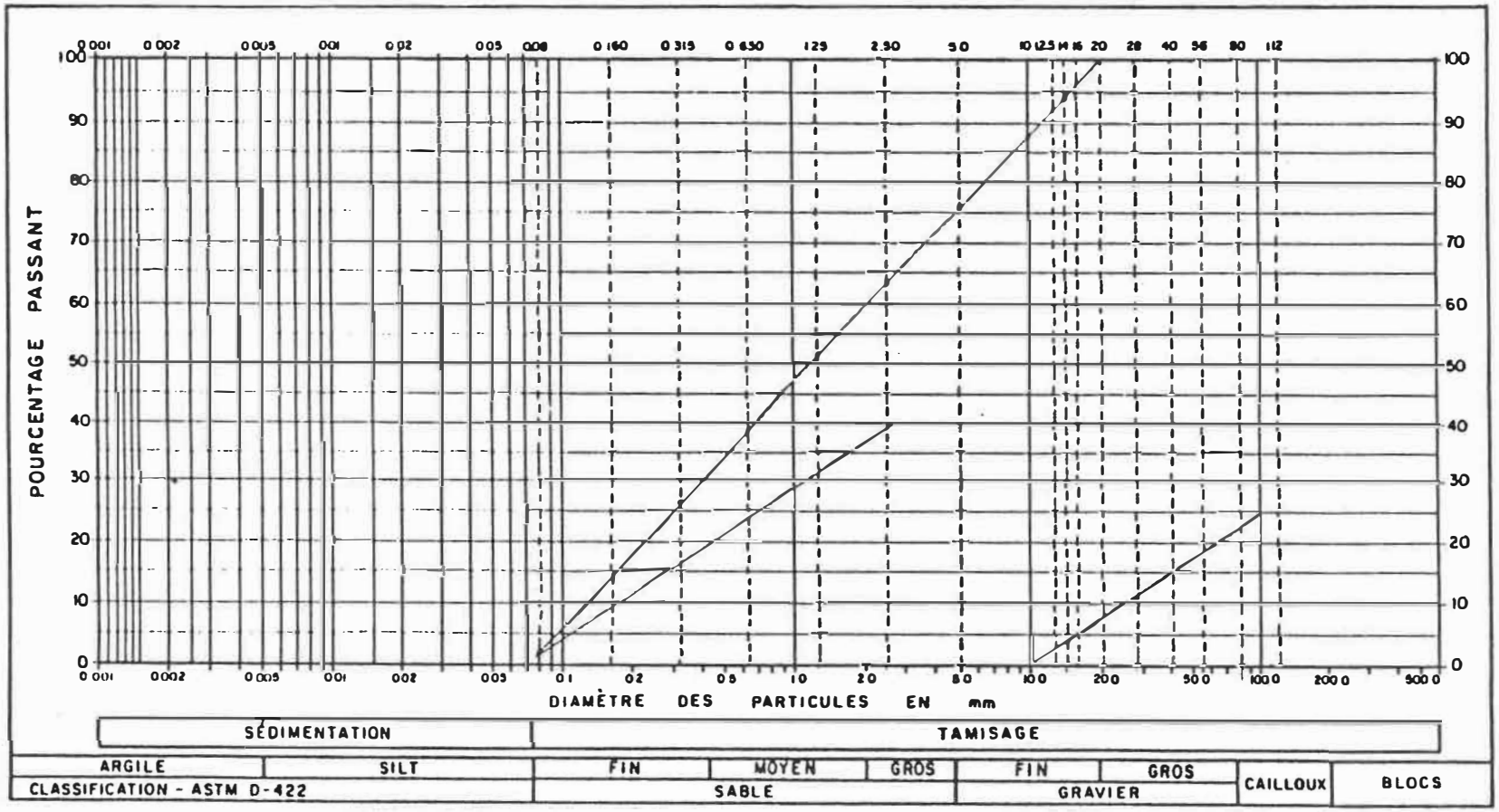


FIGURE 24
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Critère de Kezdi, courbe 3



Rappelons que le degré d'instabilité de Sherard doit être inférieur à 5, que le rapport (DS1/DS2)/2.6 de Lubochkov doit être inférieur à 1.0 et que le critère de Kezdi équivaut à une pente de la courbe granulométrique inférieure à 25% par cycle logarithmique. Aucun de ces critères n'est respecté par la courbe 2, mais ils le sont tous par les courbes 1 et 3.

Notre étude portera donc sur deux courbes granulométriques résistant à l'érosion interne et une troisième n'y résistant pas. Nous comparerons les différentes propriétés des trois granulats 20-0 mm soumis à des chargements cycliques simulant le trafic routier.

3.4 Essais préalables

Avant de procéder au programme des essais principaux, certains essais préalables ont été réalisés afin de compléter ou de valider les résultats obtenus.

3.4.1 Précision du perméamètre

Dans un premier temps, nous avons voulu démontrer la précision du perméamètre utilisé. Alors que dans la norme ASTM D-2434 seulement deux ouvertures piézométriques sont spécifiées, notre perméamètre en comptait quatre afin

d'évaluer la conductivité hydraulique du matériau en trois couches (tiers supérieur, médian et inférieur).

Une première série d'essais a été effectuée avec un matériau de granulométrie uniforme pour vérifier si la conductivité hydraulique mesurée est identique pour chacune des couches comme cela devrait l'être. Le matériau retenu était une fraction de pierre calcaire comprise entre les tamis 1.25 mm et 315 µm.

Les résultats bruts de cet essai de conductivité hydraulique sont donnés au tableau 15. A partir de ces résultats, on constate que l'écart maximum obtenu pour une même couche est de 38%, et que l'écart maximum entre deux couches différentes pour un même débit est de 22%.

$\bar{x} = 0.13$
$\sigma = 0.0298$

Tableau 15
Coefficient de conductivité hydraulique
granulométrie uniforme
(cm/s)

débit	couche 1	couche 2	couche 3
1	1.4E-1	1.3E-1	1.6E-1
2	1.4E-1	1.6E-1	1.8E-1
3	9.8E-2	1.1E-1	1.1E-1

Les pourcentages que l'on vient d'établir sont basés sur les résultats bruts. Considérant la précision de certaines lectures, il est possible de calculer l'incertitude sur chacun de ces résultats.

$\bar{x} = 1.43$
$\sigma = 0.12$ $\frac{\sigma}{\bar{x}}$

Afin de calculer cette incertitude, les hypothèses de départ suivantes ont été faites:

-les charges hydrauliques sont lues par les piézomètres avec 1 mm de précision;

-les débits sont lus au 1 cm^3/min près; 10^{-3} l/s

-toutes les dimensions sont connues précisément car elles sont mesurées avec un pied à coulisse.

En partant avec la loi de Darcy, l'incertitude sur les résultats est calculée de la façon suivante:

loi de Darcy: $v = k * i = k * (h / l)$

$$Q / A = k * (h / l)$$

$$k = (Q * l) / (A * h)$$

Incertitude: $|\Delta k/k| = |\Delta Q/Q| + |\Delta l/l| + |\Delta A/A| + |\Delta h/h|$

Comme l et A sont connus précisément, $\Delta l/l$ et $\Delta A/A$ sont négligeables devant les autres incertitudes relative:

$$|\Delta k/k| = |\Delta Q/Q| + |\Delta h/h|$$

$$\Delta k = k * (|\Delta Q/Q| + |\Delta h/h|)$$

Si Q est exprimé en cm^3/min et h en mm, alors pour chaque essai: $\Delta k = k * (|1/Q| + |1/h|)$

Les résultats de l'essai précédent, présentés avec le calcul de l'incertitude, sont donnés au tableau 16. A l'observation de ce tableau, on constate que, compte tenu des incertitudes, les résultats obtenus avec notre perméamètre sont acceptables.

Tableau 16
Coefficient de conductivité hydraulique
granulométrie uniforme avec le calcul de l'incertitude
(cm/s)

débit	couche 1	couche 2	couche 3
1	1.1E-1 <k< 1.6E-1	1.1E-1 <k< 1.6E-1	1.2E-1 <k< 1.9E-1
2	1.3E-1 <k< 1.6E-1	1.4E-1 <k< 1.7E-1	1.5E-1 <k< 2.0E-1
3	9.2E-2 <k< 1.0E-1	1.1E-1 <k< 1.2E-1	9.9E-2 <k< 1.1E-1

La juxtaposition des plages de conductivité hydraulique permet d'obtenir une valeur assez fiable.

3.4.2 Propriétés des granulats utilisés

Les granulats qui ont été retenus pour l'essai de vérification du perméamètre (voir 3.4.1) ainsi que pour tous les autres essais sont de deux types: un granulat calcaire et un gravier concassé.

L'utilisation de ces deux pierres concassés est fortement répandue et elles sont généralement reconnues comme possédant d'excellentes qualités. L'autre point qui a motivé notre choix réside dans le fait que ces pierres nous étaient disponibles sans frais et en quantité suffisante pour les exigences de notre programme expérimental. Le granulat calcaire provient de la Carrière Laurentienne de St-Antoine des Laurentides et le gravier concassé provient de la Carrière des Sables L.G. de St-Hippolyte.

Dès leur obtention, les deux types de granulats ont été caractérisés afin de posséder un outil d'analyse supplémentaire et de pouvoir potentiellement déterminer la cause de certaines défaillances.

Le premier essai réalisé était la détermination de la densité et de l'absorption des gros et des petits granulats. Cette détermination a été faite en conformité avec les normes du Bureau de Normalisation du Québec: BNQ 2560-067 pour les gros granulats et BNQ 2560-065 pour les granulats fins. Le tableau 17 donne les résultats de ces essais pour chacun des deux types de pierre étudiée.

Tableau 17
Densités des granulats

granulats	relative apparente		sec en surface		relative	
	gros	fins	gros	fins	gros	fins
calcaire	2.81	2.71	2.77	2.70	2.74	2.69
gravier	2.76	2.75	2.74	2.73	2.73	2.72

A partir de ce tableau, on constate que les particules grosses et fines du granulat calcaire sont de nature différente. Pour le gravier concassé, les deux densités mesurées montrent que le granulat fin est en fait du gros granulat concassé et broyé plus finement.

La densité des gros et des petits granulats a été me-

surée sur les particules retenues et passant le tamis 5 mm. Comme le pourcentage de ces particules diffère pour les trois granulométries du programme principal, la densité relative combinée est différente dans chaque cas. Le tableau 18 présente les résultats de densité relative apparente pour les trois granulométries et pour les deux types de granulats.

Ces densités combinées seront également utiles lors des essais de perméabilité pour le calcul du degré de saturation par la méthode de Chapuis et al. (1989).

Tableau 18
Densité relative apparente des granulats
Courbes du programme d'essais

granulats	courbe 1	courbe 2	courbe 3
granulat calcaire	2.75	2.77	2.73
gravier concassé	2.75	2.76	2.75

Les seconds essais de caractérisation effectués concernaient la forme des particules. Ces essais ont été réalisés en accord avec la norme BNQ 2560-265, Détermination du pourcentage de particules plates et de particules allongées. Le tableau 19 présente les résultats de cette caractérisation pour chacun des types de pierre et pour chaque granulométrie. Tout comme pour la densité, les pourcentages varient d'une courbe à l'autre étant donné qu'elles contiennent des

pourcentages différents de particules retenues sur le tamis 5 mm.

Tableau 19
Pourcentage de particules plates et/ou allongées
Granulat calcaire

% particules	courbe 1	courbe 2	courbe 3
plates	18.7	20.0	18.7
allongées	28.1	24.8	28.1
plates et allongées	4.5	3.6	4.5

Gravier concassé

% particules	courbe 1	courbe 2	courbe 3
plates	7.6	6.8	7.4
allongées	18.4	15.3	17.6
plates et allongées	1.6	1.1	1.5

3.4.3 Mode de mise en place

Le dernier élément que nous avons vérifié avant de passer au programme principal concerne la mise en place des granulats à l'intérieur du perméamètre. La méthode idéale permettrait, tout en étant rapide et facile, de placer les granulats dans le perméamètre et d'éviter toute migration ou ségrégation des particules. La méthode retenue devait également permettre d'atteindre, avec les matériaux granulaires, une densité comparable à ce que l'on rencontre sur une chaussée réelle.

Afin de déterminer quelle méthode serait retenue pour

les essais principaux, nous avons dans un premier temps regardé les méthodes disponibles. Trois méthodes s'offraient à nous: compaction à l'aide d'un marteau Proctor, compaction à l'aide d'un marteau Marshall et compaction à l'aide d'une table vibrante.

Une autre série d'essais a donc été entreprise afin d'évaluer l'influence du mode de compaction sur le comportement des matériaux granulaires.

Les trois modes de compaction ont été appliqués aux deux types de granulats. Nous avons évalué la densité maximale obtenue, la ségrégation ainsi que les modifications granulométriques. Pour la compaction avec le marteau Proctor et avec le marteau Marshall, nous avons utilisé le moule Proctor pour contenir le matériau. Conformément à la norme ASTM D 1557 "Moisture-density relations of soils and soil-aggregate mixtures using 10 lb rammer and 18 in. drop", l'échantillon a été compacté en 5 couches et chacune des couches a reçu 56 coups de marteau Proctor ou 25 coups de Marshall. Les deux marteaux utilisés ont la même hauteur de chute (457 mm) et la même masse (6.5 kg), cependant le marteau Marshall a un diamètre de 98.4 mm et la Proctor un diamètre de 50.8 mm.

Les essais de compaction à la table vibrante ont été réalisés conformément à la norme ASTM D 4253 "Standard test

Methods for maximum index density of soils using a vibratory table".

Les tableaux 20 à 22 présentent les résultats obtenus pour chacune des courbes granulométriques. On y retrouve la densité maximale calculée, le pourcentage de cette densité par rapport à la densité Proctor ainsi que l'augmentation du pourcentage de particules passant le tamis 80 µm après compaction.

Tableau 20
Tableau des différents essais de compaction
COURBE 1

Granulat calcaire:

méthode de compaction	densité maximale	% de la densité Proctor	% de <80µm initial	% de <80µm final
marteau Proctor	2.30	100	2	6.0
marteau Marshall	2.18	95	2	4.2
table vibrante	2.30	100	2	3.0

Gravier concassé:

méthode de compaction	densité maximale	% de la densité Proctor	% de <80µm initial	% de <80µm final
marteau Proctor	2.16	100	2	3.9
marteau Marshall	2.12	98	2	3.4
table vibrante	2.23	103	2	3.1

Tableau 21
Tableau des différents essais de compaction
COURBE 2

Granulat calcaire:

méthode de compaction	densité maximale	% de la densité Proctor	% de <80µm initial	% de <80µm final
marteau Proctor	2.33	100	2	6.4
marteau Marshall	2.28	98	2	2.8
table vibrante	2.18	94	2	2.6

Gravier concassé:

méthode de compaction	densité maximale	% de la densité Proctor	% de <80µm initial	% de <80µm final
marteau Proctor	2.29	100	2	3.8
marteau Marshall	2.19	96	2	3.2
table vibrante	2.11	92	2	2.5

Tableau 22
Tableau des différents essais de compaction
COURBE 3

Granulat calcaire:

méthode de compaction	densité maximale	% de la densité Proctor	% de <80µm initial	% de <80µm final
marteau Proctor	2.27	100	2	6.6
marteau Marshall	2.16	95	2	4.4
table vibrante	2.25	99	2	3.3

Gravier concassé:

méthode de compaction	densité maximale	% de la densité Proctor	% de <80µm initial	% de <80µm final
marteau Proctor	2.15	100	2	5.0
marteau Marshall	2.08	97	2	3.7
table vibrante	2.20	102	2	3.5

Après analyse de ces tableaux, il est possible de tirer les conclusions suivantes:

-Pour une même courbe granulométrique et pour un même mode de compaction, le granulat calcaire produit plus de particules passant le tamis 80 µm que le gravier concassé. Ceci peut s'expliquer en partie par le fait que les particules de granulat calcaire sont plus plates et plus allongées que les particules de gravier concassé. Sous l'effet des impacts ou de la vibration, il est possible que des fragments se brisent pour augmenter les pourcentages de particules passant le tamis 80 µm.

-Pour une même courbe et pour un même mode de compaction, la densité obtenue avec le granulat calcaire est supérieure à celle obtenue avec le gravier concassé. Les densités relatives des granulats calcaires et du gravier concassé étant sensiblement les mêmes, ceci ne peut expliquer la différence observée. Il semble que le plus grand nombre de particules fines créées par le calcaire soit à l'origine du phénomène. Ayant plus de particules fines disponibles, les vides dans le calcaire sont moins nombreux et la densité est supérieure.

-On remarque, et on s'y attendait, que la compaction avec le marteau Proctor produit plus de particules fines que la compaction à la table vibrante. On a également pu consta-

ter que le marteau Marshall produit moins de fines que le Proctor, ceci à cause du nombre de coups qui est moindre et du principe du marteau qui est différent. Alors que la masse du marteau Proctor frappe directement le sol, celle du Marshall frappe une autre masse qui, elle, est constamment en contact avec le sol. Par ailleurs, le marteau Marshall fournit moins d'énergie de compaction que le marteau Proctor (25 coups vs 56 coups).

-Pour un même matériau, la densité maximale est toujours obtenue avec la courbe 2 compactée avec le marteau Proctor. Ceci s'explique par le fait que la courbe 2 est la seule qui est plus grossière que la courbe de densité maximale définie précédemment ($p=100*(d/D)^{0.5}$). Le marteau Proctor créant plus de fines que le Marshall et la table vibrante, la courbe 2, lorsque compactée avec le marteau Proctor, tend à se rapprocher de la courbe de densité maximale, et offre une densité supérieure.

-Pour un même matériau, la densité minimale est toujours obtenue avec la courbe 3 compactée avec le marteau Marshall. Comparées avec les densités maximales observées, ces valeurs sont 8% plus faibles pour le granulat calcaire et 10% pour le gravier concassé. Ceci s'explique, par le fait que la courbe 3 est celle qui est la plus éloignée de la courbe de densité maximale.

-Pour n'importe quel matériau, conformément à l'objectif de la norme dite de densité maximale, la table vibrante donne une valeur de densité maximale, sauf pour la courbe 2 pour laquelle la valeur obtenue par ce mode de compaction est la plus faible des trois valeurs rencontrées. Ceci s'explique par l'importance de la migration des particules observée avec cette courbe granulométrique et ce mode de compaction. En effet, les tableaux 23 à 31, réalisés dans le cadre de la même série d'essais, nous font observer les modifications des courbes granulométriques des granulats en haut, au centre et à la base du moule lorsqu'ils sont soumis aux trois types de compaction. On constate sur ces tableaux que l'écart des pourcentages passants entre le haut, le centre et la base du moule ne dépasse pas 5 %. Cependant, si on regarde cet écart pour la courbe 2 compactée avec la table vibrante, quel que soit le type de pierre, l'écart atteint 30 % sur les tamis 5 et 2.5 mm. Dans ce cas précis on retrouve dans la partie supérieure du moule, après la compaction, une zone dépourvue de particules fines. Cette carence en fines limite la densité de la zone supérieure, ce qui a un effet sur la densité de l'ensemble de l'échantillon.

Tableau 23
Granulométrie après compaction
COURBE 1, compaction **Proctor**

tamis	initial	granulat calcaire			gravier concassé		
		haut	centre	bas	haut	centre	bas
20.0mm	100	100	100	100	100	100	100
14.0mm	93	93	89	91	93	92	93
10.0mm	82	83	78	80	83	83	84
5.0mm	60	64	61	62	63	61	61
2.5mm	48	53	51	51	51	50	49
1.25mm	38	41	39	39	41	40	40
630µm	26	32	30	31	30	29	29
315µm	17	22	21	21	21	20	20
160µm	9	14	14	14	13	12	12
80µm	2	6	6	6	4	4	4

Tableau 24
Granulométrie après compaction
COURBE 1, compaction **Marshall**

tamis	initial	granulat calcaire			gravier concassé		
		haut	centre	bas	haut	centre	bas
20.0mm	100	100	100	100	100	100	100
14.0mm	93	92	91	91	93	92	95
10.0mm	82	80	80	80	82	81	86
5.0mm	60	62	61	61	60	60	63
2.5mm	48	51	51	51	48	49	50
1.25mm	38	39	39	39	38	39	40
630µm	26	29	29	29	27	27	28
315µm	17	18	18	18	18	18	19
160µm	9	12	12	12	10	10	11
80µm	2	4	4	4	3	3	4

Tableau 25
Granulométrie après compaction
COURBE 1, compaction **Table vibrante**

tamis	initial	granulat calcaire			gravier concassé		
		haut	centre	bas	haut	centre	bas
20.0mm	100	100	100	100	100	100	100
14.0mm	93	87	89	91	91	95	93
10.0mm	82	74	76	80	78	83	83
5.0mm	60	55	58	61	56	60	62
2.5mm	48	44	48	51	43	49	50
1.25mm	38	33	37	40	34	38	40
630µm	26	24	27	29	24	26	28
315µm	17	15	17	19	16	18	19
160µm	9	9	10	11	9	10	11
80µm	2	3	3	3	3	3	3

Tableau 26
Granulométrie après compaction
COURBE 2, compaction Proctor

tamis	initial	granulat calcaire			gravier concassé		
		haut	centre	bas	haut	centre	bas
20.0mm	100	100	100	100	100	100	100
14.0mm	68	82	78	78	75	75	75
10.0mm	52	62	57	57	62	61	61
5.0mm	35	44	39	40	43	40	42
2.5mm	26	35	31	32	33	31	33
1.25mm	19	24	22	22	24	23	25
630µm	13	19	18	18	18	17	18
315µm	9	15	13	13	13	12	13
160µm	6	10	10	10	9	9	9
80µm	2	7	6	6	4	4	4

Tableau 27
Granulométrie après compaction
COURBE 2, compaction **Marshall**

tamis	initial	granulat calcaire			gravier concassé		
		haut	centre	bas	haut	centre	bas
20.0mm	100	100	100	100	100	100	100
14.0mm	68	68	74	74	71	70	72
10.0mm	52	50	57	54	56	55	59
5.0mm	35	36	39	39	39	36	41
2.5mm	26	28	31	31	28	27	30
1.25mm	19	20	22	22	21	20	22
630µm	13	16	16	16	15	14	16
315µm	9	11	11	11	11	10	11
160µm	6	8	8	8	7	7	8
80µm	2	3	3	3	3	3	4

Tableau 28
Granulométrie après compaction
COURBE 2, compaction **Table vibrante**

tamis	initial	granulat calcaire			gravier concassé		
		haut	centre	bas	haut	centre	bas
20.0mm	100	100	100	100	100	100	100
14.0mm	68	62	75	80	55	70	77
10.0mm	52	36	53	65	37	55	64
5.0mm	35	17	35	47	18	36	50
2.5mm	26	12	28	39	10	27	41
1.25mm	19	6	19	31	6	19	32
630µm	13	5	15	24	4	13	22
315µm	9	3	10	17	3	9	16
160µm	6	2	6	11	2	6	11
80µm	2	1	3	4	1	3	4

Tableau 29
Granulométrie après compaction
COURBE 3, compaction **Proctor**

tamis	initial	granulat calcaire			gravier concassé		
		haut	centre	bas	haut	centre	bas
20.0mm	100	100	100	100	100	100	100
14.0mm	94	95	95	95	94	94	93
10.0mm	87	88	88	88	88	87	87
5.0mm	75	76	76	75	76	75	73
2.5mm	63	64	63	62	64	64	62
1.25mm	51	53	52	52	53	53	51
630µm	39	40	40	40	41	41	40
315µm	26	28	27	27	29	29	28
160µm	15	17	17	17	17	17	17
80µm	2	7	7	6	5	5	5

Tableau 30
Granulométrie après compaction
COURBE 3, compaction **Marshall**

tamis	initial	granulat calcaire			gravier concassé		
		haut	centre	bas	haut	centre	bas
20.0mm	100	100	100	100	100	100	100
14.0mm	94	94	95	94	96	95	93
10.0mm	87	87	89	87	90	88	86
5.0mm	75	76	78	75	77	76	74
2.5mm	63	64	66	64	65	65	62
1.25mm	51	51	53	51	53	53	50
630µm	39	39	40	39	41	41	39
315µm	26	26	27	26	28	28	26
160µm	15	15	15	15	17	17	15
80µm	2	4	4	4	4	4	3

Tableau 31
Granulométrie après compaction
COURBE 3, compaction Table Vibrante

tamis	initial	granulat calcaire			gravier concassé		
		haut	centre	bas	haut	centre	bas
20.0mm	100	100	100	100	100	100	100
14.0mm	94	95	94	95	94	95	93
10.0mm	87	89	85	88	88	87	87
5.0mm	75	76	73	74	77	75	75
2.5mm	63	65	63	64	66	63	63
1.25mm	51	52	50	51	54	51	51
630µm	39	39	39	39	42	40	39
315µm	26	27	27	27	28	27	26
160µm	15	16	16	16	18	16	16
80µm	2	4	3	3	4	4	3

Après une étude de tous ces résultats, nous sommes venus à la conclusion que le meilleur mode de mise en place pour nos essais est le marteau Marshall. Il est le seul à avoir rencontré les différents objectifs fixés.

-Il permet d'atteindre des densités sèches de l'ordre de 95% à 98% de la valeur obtenue avec le marteau Proctor.

-Il permet d'éviter les problèmes de ségrégation que l'on a rencontré avec la table vibrante et la courbe granulométrique 2.

-Il permet de limiter la fragmentation des particules telle qu'on l'a observée avec le marteau Proctor.

En vue du programme principal, nous avons utilisé donc le marteau Marshall qui donne peu de fragmentation, une densité initiale élevée et un minimum de ségrégation initiale. Il est clair que ce mode de mise en place ne reflète pas les conditions de chantier qui peuvent créer de la fragmentation et de la ségrégation. Le marteau Marshall est retenu de façon à mettre en évidence les modifications des propriétés des matériaux, à partir d'un état initial homogène, ce qui permet de dissocier le rôle des effets du trafic du rôle des hétérogénéités initiales de placement.

De plus, comme les résultats des essais réalisés sur le gravier concassé ont montré moins de fragmentation que ceux effectués sur le granulat calcaire, tous les essais subséquents ont été faits avec le gravier concassé.

3.5 Essais principaux

Le programme d'essais principaux, qui a pour but de préciser l'influence de la granulométrie de la fondation supérieure sur les différents rôles qu'elle doit remplir, comporte une série d'essais de perméabilité et de cycles de chargement en plus des analyses granulométriques.

Chacune des trois granulométries sélectionnées précédemment a été soumise à l'ensemble de ces essais et l'évolution

de son comportement a été suivi dans le temps.

Cette série d'essais se voulait une vérification des hypothèses de départ qui nous avaient permis d'affirmer que les courbes 1 et 3 devraient offrir un comportement acceptable alors que la courbe 2 devrait montrer une dégradation significative.

3.5.1 Essais de perméabilité

Les essais de perméabilité réalisés dans le programme d'essais servent de critères d'optimisation permettant de suivre le comportement du gravier concassé. A cette fin, ils ont été réalisés à la fin de chaque période de chargement.

Comme il a été mentionné précédemment, les essais de perméabilité ont été réalisés conformément à la norme ASTM D2434 "Standard test method for permeability of granular soils (constant head)".

Lors de la présentation des résultats de ce type d'essais à la section 4, nous retrouverons:

-la valeur de la conductivité hydraulique en tenant compte de l'incertitude que l'on peut avoir sur certaines valeurs;

-le nombre de Reynolds associé à chacun des écoulements;

-le degré de saturation atteint, obtenu par la méthode présentée par Chapuis et al. (1989).

3.5.2 Cycles de chargement

Cette étape du programme d'essais se veut une simulation des charges de trafic qui contribuent à détériorer les fondations routières composées de pierre concassée.

Une analyse a été effectuée avec l'aide du programme BISAR de la compagnie Shell afin d'évaluer l'importance des contraintes induites aux fondations par les charges de trafic. Ainsi, en supposant une structure de chaussée avec 100 mm de revêtement bitumineux, 150 mm de fondation supérieure et 300 mm de fondation inférieure, le programme nous indique que les contraintes induites au niveau de la fondation supérieure par l'essieu normalisé de 80 kN sont de l'ordre de 200 kPa.

En plus de cette contrainte de 200 kPa que doit supporter cycliquement la fondation supérieure, s'ajoute le poids mort du revêtement bitumineux et d'une partie de la fondation supérieure. Cette valeur a été estimée pour les fins de l'essai entre 5 et 10 kPa.

La fondation supérieure d'une route est donc soumise à une charge permanente de 10 kPa à laquelle vient s'ajouter une charge de 200 kPa à des fréquences non définies.

Pour les fins de notre programme d'essais, la fréquence des chargements à 200 kPa a été fixée à 2 Hz. Cette fréquence élevée nous permet de simuler en un court laps de temps une période de quelques mois. Cette fréquence de 2 Hz correspond également à l'intervalle de temps qui s'écoule entre le passage de l'essieu avant et arrière d'un autobus circulant à 50 km/h ou entre le passage des deux essieux tandems d'un camion semi-remorque WB-17 circulant à 100km/h.

Ces cycles de chargement ont été réalisés au laboratoire de structure de l'École Polytechnique de Montréal sur une presse hydraulique équipée d'un pulsateur permettant de générer cette fréquence de 2 Hz. Cependant, à cause de la précision de la presse, nous n'avons pu fixer une charge minimale que de l'ordre de 80 kPa.

L'écart entre la charge morte et la charge vive a donc été de 120 kPa (200kPa - 80kPa) plutôt que les 190 kPa (200kPa - 10kPa) souhaités. Cet écart fait en sorte que les résultats obtenus sont sécuritaires. Nos essais ont créé moins de pompage et de succion qu'en réalité, donc si une des granulométries montre un mauvais comportement dans ces

conditions, les résultats seraient encore plus catastrophiques avec les vraies contraintes.

Chacune des trois granulométries a été soumise à 5 périodes de chargement d'une durée de 2 heures. Ces périodes de chargement ont été entrecoupées de mesure de conductivité hydraulique afin de suivre progressivement le comportement des graviers concassés. A la fin des 5 périodes, chacune des trois granulométries a subi 72000 passages de véhicules lourds.

Lors des chargements, les mesures de déflexion de l'échantillon ont été relevées électroniquement à l'aide d'un DCDT (Direct Current Displacements Tranducer) pour évaluer les déformations ainsi que les modules.

3.5.3 Résumé

Le programme d'essais se résume ainsi pour chacune des granulométries:

- -Séparation du gravier concassé en fractions;
- -Lavage des différentes fractions;
- -Recomposition des granulométries choisies;
- -Mise en place dans le perméamètre et compaction avec un marteau Marshall;
- -Mesure de la conductivité hydraulique initiale;

-5 étapes: -chargement cyclique de 2 heures

-mesure de la conductivité hydraulique;

-Analyse granulométrique par lavage;

-Interprétation et analyse des résultats.

Une série d'essais supplémentaires a été réalisée avec la courbe 2 en suivant les mêmes étapes à l'exception de la mise en place qui a été effectuée avec la table vibrante. Ces derniers essais devaient nous montrer si une importante ségrégation initiale produite par de la mise en place se poursuit dans le temps sous l'effet des charges de trafic.

4. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Cette partie du mémoire a pour seul but de présenter l'ensemble des résultats obtenus au cours du programme d'essais principal. On y retrouve pour chacune des trois granulométries mises à l'épreuve:

- la conductivité hydraulique initiale après la mise en place;
- les conductivités hydrauliques intermédiaires entre chaque étape de 2 heures de chargement et la perméabilité finale;
- lors des essais de chargement, la déformation de l'échantillon sous la charge maximale et minimale après 10, 30, 60, 90 et 120 minutes de chargement ainsi que la déformation résiduelle à la fin du cycle;
- les analyses granulométriques effectuées par lavage à la fin du cyclage sur la partie supérieure, la partie médiane ainsi que sur la partie inférieure du matériau.

Tous les résultats de conductivité hydraulique présentés le seront avec le calcul de l'incertitude tel que décrit à la section 3.3.1. Chacun de ces résultats sera par la suite repris à la section suivante pour y être analysé en détail.

4.1 Courbe 1

Les tableaux 32 à 37 présentent les résultats obtenus lors des différents essais de perméabilité réalisés. Les numéros de référence attribués à chaque essai sont établis selon le patron suivant: Ca-G-b-c-d

où: C: Courbe;

a: numéro de la courbe (1, 2 ou 3);

G: Gravier concassé;

b: si compacté au marteau Marshall ( ) sinon, (T);

c: après c heures de chargement (0, 2, 4, 6, 8, 10);

d: avant d heures de chargement (2, 4, 6, 8, 10, FIN).

TABLEAU 32
Essai de perméabilité
C1-G-0-2

no de référence : C1-G-0-2 compacité relative : 96 % de la densité Proctor degré de saturation : 98 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	2.2	4.0	5.3
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 1.6E-2 <k1< 2.0E-2 1.9E-2 <k2< 2.5E-2 1.3E-2 <k3< 1.6E-2	cm/s cm/s 1.6E-2 <k1< 1.8E-2 1.9E-2 <k2< 2.1E-2 1.4E-2 <k3< 1.6E-2	cm/s cm/s 1.4E-2 <k1< 1.5E-2 1.9E-2 <k2< 2.1E-2 1.5E-2 <k3< 1.6E-2	

TABLEAU 33
Essai de perméabilité
C1-G-2-4

no de référence : C1-G-2-4 compacité relative : 96 % de la densité Proctor degré de saturation : 98 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	1.6	3.3	5.5
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 1.3E-2 <k1< 1.7E-2 1.7E-2 <k2< 2.4E-2 1.5E-2 <k3< 2.0E-2	cm/s cm/s 1.5E-2 <k1< 1.8E-2 1.8E-2 <k2< 2.1E-2 1.7E-2 <k3< 2.0E-2	cm/s cm/s 1.5E-2 <k1< 1.6E-2 1.8E-2 <k2< 2.0E-2 1.8E-2 <k3< 2.0E-2	

TABLEAU 34
Essai de perméabilité
C1-G-4-6

no de référence : C1-G-4-6 compacité relative : 97 % de la densité Proctor degré de saturation : 99 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	1.6	2.6	3.4
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 1.4E-2 <k1< 1.8E-2 1.9E-2 <k2< 2.8E-2 1.8E-2 <k3< 2.5E-2	cm/s cm/s 1.4E-2 <k1< 1.7E-2 1.7E-2 <k2< 2.1E-2 1.7E-2 <k3< 2.0E-2	cm/s cm/s 1.4E-2 <k1< 1.6E-2 1.8E-2 <k2< 2.2E-2 1.7E-2 <k3< 1.9E-2	

TABLEAU 35
Essai de perméabilité
C1-G-6-8

no de référence : C1-G-6-8 compacité relative : 97 % de la densité Proctor degré de saturation : 89 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	1.6	2.2	3.8
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 1.4E-2 <k1< 1.9E-2 1.7E-2 <k2< 2.4E-2 1.4E-2 <k3< 1.9E-2	cm/s cm/s 1.4E-2 <k1< 1.7E-2 1.9E-2 <k2< 2.4E-2 1.5E-2 <k3< 1.9E-2	cm/s cm/s 1.7E-2 <k1< 1.9E-2 1.9E-2 <k2< 2.2E-2 1.7E-2 <k3< 1.9E-2	

TABLEAU 36
Essai de perméabilité
C1-G-8-10

no de référence : C1-G-8-10 compacité relative : 97 % de la densité Proctor degré de saturation : 100 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	1.9	3.5	4.9
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 2.0E-2 <k1< 2.9E-2 2.3E-2 <k2< 3.4E-2 1.9E-2 <k3< 2.6E-2	cm/s cm/s 2.1E-2 <k1< 2.5E-2 2.2E-2 <k2< 2.6E-2 2.0E-2 <k3< 2.4E-2	cm/s cm/s 2.1E-2 <k1< 2.3E-2 2.0E-2 <k2< 2.3E-2 2.2E-2 <k3< 2.4E-2	

TABLEAU 37
Essai de perméabilité
C1-G-10-FIN

no de référence : C1-G-10-FIN compacité relative : 97 % de la densité Proctor degré de saturation : 100 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	2.3	3.4	5.4
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 2.4E-2 <k1< 3.4E-2 1.5E-2 <k2< 1.9E-2 2.3E-2 <k3< 3.1E-2	cm/s cm/s 2.3E-2 <k1< 2.8E-2 1.7E-2 <k2< 2.0E-2 2.4E-2 <k3< 3.0E-2	cm/s cm/s 2.2E-2 <k1< 2.5E-2 1.9E-2 <k2< 2.1E-2 2.7E-2 <k3< 3.0E-2	

Les tableaux 38 à 42 présentent pour leur part les résultats du comportement du gravier concassé lors des essais de chargement.

TABLEAU 38
Essai de chargement
Courbe 1, 0 à 2 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 93 kPa	0.019	0.022	0.023	0.024	0.024
charge maximale 195 kPa	0.020	0.023	0.024	0.025	0.025
		déformation résiduelle			0.018

TABLEAU 39
Essai de chargement
Courbe 1, 2 à 4 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 93 kPa	0.013	0.014	0.014	0.015	0.015
charge maximale 195 kPa	0.014	0.015	0.015	0.016	0.016
		déformation résiduelle			0.007

TABLEAU 40
Essai de chargement
Courbe 1, 4 à 6 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 85 kPa	0.010	0.011	0.012	0.012	0.012
charge maximale 195 kPa	0.012	0.012	0.013	0.013	0.013
		déformation résiduelle			0.008

TABLEAU 41
Essai de chargement
Courbe 1, 6 à 8 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 85 kPa	0.008	0.008	0.009	0.009	0.009
charge maximale 195 kPa	0.009	0.009	0.010	0.010	0.010
		déformation résiduelle			0.004

TABLEAU 42
Essai de chargement
Courbe 1, 8 à 10 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 85 kPa	0.007	0.006	0.007	0.008	0.008
charge maximale 195 kPa	0.008	0.008	0.008	0.009	0.009
		déformation résiduelle			0.005

Chacune des quatre séries d'essais était terminée par une analyse granulométrique. Celle-ci devait nous confirmer la présence d'érosion interne ou non, dépendamment de la forme de la courbe granulométrique testée. Le tableau 43 présente l'analyse granulométrique effectuée à la fin de la série d'essais sur la courbe 1.

TABLEAU 43
Analyse granulométrique
courbe 1

tamis	% passant			
	initial	Haut	Centre	Bas
20 mm	100	100	100	100
14 mm	93	93	93	93
10 mm	82	82	82	82
5 mm	60	60	60	61
2.5 mm	48	48	48	49
1.25 mm	38	39	38	39
630 µm	26	27	27	27
315 µm	17	18	18	18
160 µm	9	10	10	10
80 µm	2.0	3.4	3.0	2.9

4.2 Courbe 2

Les résultats obtenus avec la courbe 2 sont présentés de la même façon que ceux de la courbe 1, ainsi les tableaux 44 à 49 présentent les résultats obtenus lors des différents essais de perméabilité réalisés.

TABLEAU 44
Essai de perméabilité
C2-G-0-2

no de référence : C2-G-0-2 compacité relative : 92 % de la densité Proctor degré de saturation : 96 %								
		débit 1			débit 2			débit 3
nb. de Reynolds		4.1			6.3			8.1
débit 1			débit 2			débit 3		
cm/s		cm/s	cm/s		cm/s	cm/s		cm/s
	<k1<		9.1E-2	<k1<	1.9E-1	1.2E-1	<k1<	2.4E-1
4.2E-2	<k2<	6.6E-2	5.6E-2	<k2<	8.1E-2	7.2E-2	<k2<	1.0E-1
5.2E-2	<k3<	9.1E-2	6.9E-2	<k3<	1.1E-1	8.9E-2	<k3<	1.4E-1

TABLEAU 45
Essai de perméabilité
C2-G-2-4

no de référence : C2-G-2-4 compacité relative : 93 % de la densité Proctor degré de saturation : 100 %								
		débit 1			débit 2			débit 3
nb. de Reynolds		10.8			21.1			28.2
débit 1			débit 2			débit 3		
cm/s		cm/s	cm/s		cm/s	cm/s		cm/s
1.8E-1	<k1<	5.4E-1	2.2E-1	<k1<	3.4E-1	2.3E-1	<k1<	3.1E-1
1.1E-1	<k2<	1.7E-1	1.1E-1	<k2<	1.4E-1	1.0E-1	<k2<	1.1E-1
1.4E-1	<k3<	2.4E-1	1.6E-1	<k3<	2.1E-1	1.8E-1	<k3<	2.2E-1

TABLEAU 46
Essai de perméabilité
C2-G-4-6

no de référence : C2-G-4-6 compacité relative : 92 % de la densité Proctor degré de saturation : 98 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	9.2	13.4	21.9

débit 1	débit 2	débit 3
cm/s cm/s	cm/s cm/s	cm/s cm/s
1.3E-1 <k1< 2.7E-1	1.4E-1 <k1< 2.1E-1	1.3E-1 <k1< 1.6E-1
7.3E-2 <k2< 9.9E-2	8.6E-2 <k2< 1.1E-1	9.4E-2 <k2< 1.1E-1
1.2E-1 <k3< 2.0E-1	1.5E-1 <k3< 2.2E-1	1.7E-1 <k3< 2.1E-1

TABLEAU 47
Essai de perméabilité
C2-G-6-8

no de référence : C2-G-6-8 compacité relative : 93 % de la densité Proctor degré de saturation : 100 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	13.0	17.2	27.4

débit 1	débit 2	débit 3
cm/s cm/s	cm/s cm/s	cm/s cm/s
2.1E-1 <k1< 6.5E-1	2.1E-1 <k1< 3.6E-1	2.2E-1 <k1< 3.0E-1
1.3E-1 <k2< 2.0E-1	1.4E-1 <k2< 1.8E-1	1.3E-1 <k2< 1.5E-1
2.0E-1 <k3< 4.0E-1	1.9E-1 <k3< 2.9E-1	2.1E-1 <k3< 2.7E-1

TABLEAU 48
Essai de perméabilité
C2-G-8-10

no de référence : C2-G-8-10 compacité relative : 93 % de la densité Proctor degré de saturation : 99 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	14.0	17.7	23.7
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 2.0E-1 <k1< 4.1E-1 1.3E-1 <k2< 1.8E-1 1.8E-1 <k3< 3.0E-1	cm/s cm/s 1.9E-1 <k1< 2.8E-1 1.3E-1 <k2< 1.6E-1 2.0E-1 <k3< 3.0E-1	cm/s cm/s 2.2E-1 <k1< 3.1E-1 1.4E-1 <k2< 1.7E-1 2.0E-1 <k3< 2.7E-1	

TABLEAU 49
Essai de perméabilité
C2-G-10-FIN

no de référence : C2-G-10-FIN compacité relative : 93 % de la densité Proctor degré de saturation : 98 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	12.8	17.9	27.9
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 1.9E-1 <k1< 3.8E-1 1.3E-1 <k2< 2.0E-1 1.7E-1 <k3< 2.8E-1	cm/s cm/s 2.2E-1 <k1< 3.7E-1 1.3E-1 <k2< 1.6E-1 1.7E-1 <k3< 2.4E-1	cm/s cm/s 2.3E-1 <k1< 3.0E-1 1.4E-1 <k2< 1.6E-1 2.1E-1 <k3< 2.7E-1	

Les tableaux 50 à 54 présentent pour leur part les résultats du comportement du gravier concassé lors des essais de chargement.

TABLEAU 50
Essai de chargement
Courbe 2, 0 à 2 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 93 kPa	0.012	0.012	0.013	0.013	0.013
charge maximale 195 kPa	0.013	0.013	0.014	0.014	0.014
		déformation résiduelle			0.009

TABLEAU 51
Essai de chargement
Courbe 2, 2 à 4 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 85 kPa	0.006	0.007	0.007	0.007	0.007
charge maximale 195 kPa	0.007	0.008	0.008	0.008	0.008
		déformation résiduelle			0.003

TABLEAU 52
Essai de chargement
Courbe 2, 4 à 6 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 85 kPa	0.010	0.012	0.012	0.012	0.012
charge maximale 195 kPa	0.012	0.013	0.013	0.013	0.013
		déformation résiduelle			0.008

TABLEAU 53
Essai de chargement
Courbe 2, 6 à 8 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 93 kPa	0.005	0.006	0.006	0.006	0.006
charge maximale 195 kPa	0.006	0.006	0.007	0.007	0.007
		déformation résiduelle			0.002

TABLEAU 54
Essai de chargement
Courbe 2, 8 à 10 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 88 kPa	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
charge maximale 195 kPa	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006
		déformation résiduelle			0.001

Le tableau 55 présente l'analyse granulométrique effectuée à la fin de la série d'essais sur la courbe 2.

TABLEAU 55
Analyse granulométrique
courbe 2

tamis	% passant			
	initial	Haut	Centre	Bas
20 mm	100	100	100	100
14 mm	68	67	70	71
10 mm	52	48	55	54
5 mm	35	31	37	37
2.5 mm	26	23	28	28
1.25 mm	19	17	20	20
630 µm	13	12	14	14
315 µm	9	8	10	10
160 µm	6	6	7	7
80 µm	2.0	2.6	2.8	2.7

4.3 Courbe 3

Les tableaux 56 à 61 présentent les résultats obtenus lors des différents essais de perméabilité réalisés.

TABLEAU 56
Essai de perméabilité
C3-G-0-2

no de référence : C3-G-0-2 compacité relative : 93 % de la densité Proctor degré de saturation : 96 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	0.7	1.4	2.1
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 5.1E-3 <k1< 7.0E-3 5.9E-3 <k2< 8.4E-3 5.8E-3 <k3< 8.0E-3	cm/s cm/s 5.3E-3 <k1< 6.2E-3 6.5E-3 <k2< 7.7E-3 6.6E-3 <k3< 7.8E-3	cm/s cm/s 5.3E-3 <k1< 5.9E-3 6.4E-3 <k2< 7.2E-3 6.4E-3 <k3< 7.2E-3	

TABLEAU 57
Essai de perméabilité
C3-G-2-4

no de référence : C3-G-2-4 compacité relative : 94 % de la densité Proctor degré de saturation : 95 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	0.6	1.2	2.2
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 4.5E-3 <k1< 6.7E-3 5.4E-3 <k2< 8.4E-3 5.8E-3 <k3< 9.0E-3	cm/s cm/s 4.2E-3 <k1< 5.0E-3 5.6E-3 <k2< 6.8E-3 6.6E-3 <k3< 8.1E-3	cm/s cm/s 4.4E-3 <k1< 4.8E-3 5.8E-3 <k2< 6.4E-3 6.9E-3 <k3< 7.8E-3	

TABLEAU 58
Essai de perméabilité
C3-G-4-6

no de référence : C3-G-4-6 compacité relative : 94 % de la densité Proctor degré de saturation : 95 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	0.6	1.3	2.2
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 4.5E-3 <k1< 6.4E-3 5.3E-3 <k2< 7.9E-3 6.2E-3 <k3< 9.5E-3	cm/s cm/s 4.4E-3 <k1< 5.2E-3 5.5E-3 <k2< 6.6E-3 7.2E-3 <k3< 8.8E-3	cm/s cm/s 4.5E-3 <k1< 4.9E-3 6.1E-3 <k2< 6.8E-3 7.1E-3 <k3< 7.9E-3	

TABLEAU 59
Essai de perméabilité
C3-G-6-8

no de référence : C3-G-6-8 compacité relative : 94 % de la densité Proctor degré de saturation : 98 %								
	débit 1		débit 2			débit 3		
nb. de Reynolds	0.6		1.6			3.1		
débit 1			débit 2			débit 3		
cm/s		cm/s	cm/s		cm/s	cm/s		cm/s
5.3E-3	<k1<	7.6E-3	5.6E-3	<k1<	6.4E-3	6.0E-3	<k1<	6.5E-3
6.3E-3	<k2<	9.6E-3	7.3E-3	<k2<	8.6E-3	7.8E-3	<k2<	8.5E-3
7.5E-3	<k3<	1.2E-2	8.6E-3	<k3<	1.0E-2	8.8E-3	<k3<	9.6E-3

TABLEAU 60
Essai de perméabilité
C3-G-8-10

no de référence : C3-G-8-10 compacité relative : 94 % de la densité Proctor degré de saturation : 97 %								
	débit 1		débit 2			débit 3		
nb. de Reynolds	0.8		1.5			2.5		
débit 1			débit 2			débit 3		
cm/s		cm/s	cm/s		cm/s	cm/s		cm/s
5.1E-3	<k1<	6.8E-3	5.2E-3	<k1<	6.1E-3	5.5E-3	<k1<	6.0E-3
6.4E-3	<k2<	8.9E-3	6.6E-3	<k2<	7.7E-3	6.6E-3	<k2<	7.3E-3
7.5E-3	<k3<	1.1E-2	8.1E-3	<k3<	9.7E-3	8.7E-3	<k3<	9.8E-3

TABLEAU 61
Essai de perméabilité
C3-G-10-FIN

no de référence : C3-G-10-FIN compacité relative : 94 % de la densité Proctor degré de saturation : 98 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	0.9	1.8	2.6
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 6.2E-3 <k1< 8.1E-3 6.1E-3 <k2< 8.0E-3 8.3E-3 <k3< 1.1E-2	cm/s cm/s 6.6E-3 <k1< 7.6E-3 7.7E-3 <k2< 8.9E-3 8.1E-3 <k3< 9.5E-3	cm/s cm/s 6.7E-3 <k1< 7.3E-3 7.6E-3 <k2< 8.4E-3 8.6E-3 <k3< 9.5E-3	

Les tableaux 62 à 66 présentent pour leur part les résultats du comportement du gravier concassé lors des essais de chargement.

TABLEAU 62
Essai de chargement
Courbe 3, 0 à 2 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 95 kPa	0.007	0.009	0.010	0.011	0.011
charge maximale 195 kPa	0.008	0.010	0.011	0.012	0.012
		déformation résiduelle			0.006

TABLEAU 63
Essai de chargement
Courbe 3, 2 à 4 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 85 kPa	0.008	0.009	0.009	0.010	0.010
charge maximale 195 kPa	0.009	0.010	0.010	0.011	0.011
		déformation résiduelle			0.005

TABLEAU 64
Essai de chargement
Courbe 3, 4 à 6 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 93 kPa	0.008	0.009	0.009	0.009	0.009
charge maximale 195 kPa	0.009	0.009	0.010	0.010	0.010
		déformation résiduelle			0.004

TABLEAU 65
Essai de chargement
Courbe 3, 6 à 8 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 90 kPa	0.008	0.009	0.010	0.010	0.010
charge maximale 195 kPa	0.009	0.010	0.010	0.011	0.011
		déformation résiduelle			0.005

TABLEAU 66
Essai de chargement
Courbe 3, 8 à 10 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 93 kPa	0.008	0.008	0.008	0.009	0.009
charge maximale 195 kPa	0.009	0.009	0.009	0.010	0.010
		déformation résiduelle			0.003

Le tableau 67 présente l'analyse granulométrique effectuée à la fin de la série d'essais sur la courbe 3.

TABLEAU 67
Analyse granulométrique
courbe 3

tamis	% passant			
	initial	Haut	Centre	Bas
20 mm	100	100	100	100
14 mm	94	94	93	95
10 mm	87	88	86	89
5 mm	75	75	74	77
2.5 mm	63	63	62	65
1.25 mm	51	52	51	53
630 µm	39	40	39	41
315 µm	26	27	27	28
160 µm	15	16	16	16
80 µm	2.0	3.4	3.0	3.1

4.4 Courbe 2, mise en place à la table vibrante

Comme il a été mentionné précédemment, une quatrième série d'essais a été réalisée sur la courbe 2, mais mise en

place au moyen de la table vibrante. Cet essai devait vérifier si l'importante ségrégation initiale observée s'accentuait dans le temps sous l'effet des charges de trafic.

Les tableaux 68 à 73 présentent les résultats obtenus lors des différents essais de perméabilité réalisés.

TABLEAU 68
Essai de perméabilité
C2-G-T-0-2

no de référence : C2-G-T-0-2 compacité relative : 87 % de la densité Proctor degré de saturation : 98 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	1.2	4.0	5.7
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 7.9E-3 <k3< 1.1E-2	cm/s cm/s 9.4E-3 <k3< 1.1E-2	cm/s cm/s 9.2E-3 <k3< 1.0E-2	

TABLEAU 69
Essai de perméabilité
C2-G-T-2-4

no de référence : C2-G-T-2-4 compacité relative : 87 % de la densité Proctor degré de saturation : 99 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	1.6	2.9	5.6
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 1.0E-2 <k3< 1.4E-2	cm/s cm/s 1.1E-2 <k3< 1.4E-2	cm/s cm/s 1.2E-2 <k3< 1.3E-2	

TABLEAU 70
Essai de perméabilité
C2-G-T-4-6

no de référence : C2-G-T-4-6 compacité relative : 88 % de la densité Proctor degré de saturation : 99 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	1.3	2.7	5.3
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 1.4E-2 <k3< 2.3E-2	cm/s cm/s 1.5E-2 <k3< 1.9E-2	cm/s cm/s 1.5E-2 <k3< 1.7E-2	

TABLEAU 71
Essai de perméabilité
C2-G-T-6-8

no de référence : C2-G-T-6-8 compacité relative : 88 % de la densité Proctor degré de saturation : 99 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	2.8	6.3	8.3
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 1.7E-2 <k3< 2.2E-2	cm/s cm/s 1.7E-2 <k3< 1.9E-2	cm/s cm/s 1.7E-2 <k3< 1.9E-2	

TABLEAU 72
Essai de perméabilité
C2-G-T-8-10

no de référence : C2-G-T-8-10 compacité relative : 88 % de la densité Proctor degré de saturation : 100 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	2.6	4.2	8.9
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 2.1E-2 <k3< 3.0E-2	cm/s cm/s 2.4E-2 <k3< 3.0E-2	cm/s cm/s 2.3E-2 <k3< 2.6E-2	

TABLEAU 73
Essai de perméabilité
C2-G-T-10-FIN

no de référence : C2-G-T-10-FIN compacité relative : 88 % de la densité Proctor degré de saturation : 100 %			
	débit 1	débit 2	débit 3
nb. de Reynolds	3.4	7.0	9.5
débit 1	débit 2	débit 3	
cm/s cm/s 2.9E-2 <k3< 4.0E-2	cm/s cm/s 3.2E-2 <k3< 3.8E-2	cm/s cm/s 3.1E-2 <k3< 3.5E-2	

Les tableaux 74 à 78 présentent pour leur part les résultats du comportement du gravier concassé lors des essais de chargement.

TABLEAU 74
Essai de chargement
Courbe 2, table vibrante, 0 à 2 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 90 kPa	0.009	0.010	0.010	0.010	0.010
charge maximale 195 kPa	0.010	0.010	0.011	0.011	0.011
		déformation résiduelle			0.009

TABLEAU 75
Essai de chargement
Courbe 2, table vibrante, 2 à 4 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 93 kPa	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007
charge maximale 195 kPa	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008
		déformation résiduelle			0.002

TABLEAU 76
Essai de chargement
Courbe 2, table vibrante, 4 à 6 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 93 kPa	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007
charge maximale 195 kPa	0.007	0.008	0.008	0.008	0.008
		déformation résiduelle			0.003

TABLEAU 77
Essai de chargement
Courbe 2, table vibrante, 6 à 8 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 93 kPa	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007
charge maximale 195 kPa	0.007	0.008	0.008	0.008	0.008
		déformation résiduelle			0.002

TABLEAU 78
Essai de chargement
Courbe 2, table vibrante, 8 à 10 heures

	déformation après un temps "t" (min)				
	10	30	60	90	120
charge minimale 93 kPa	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006
charge maximale 195 kPa	0.006	0.006	0.006	0.006	0.006
		déformation résiduelle			0.002

Le tableau 79 présente l'analyse granulométrique effectuée à la fin de la série d'essais sur la courbe 2, mise en place à la table vibrante.

TABLEAU 79
Analyse granulométrique
courbe 2, table vibrante

tamis	% passant					
	initial	Haut	Interm.	Centre	Interm.	Bas
20 mm	100	100	100	100	100	100
14 mm	68	69	68	66	65	77
10 mm	52	52	52	50	48	64
5 mm	35	32	35	33	30	48
2.5 mm	26	23	26	25	21	38
1.25 mm	19	17	19	18	15	29
630 µm	13	11	13	13	10	21
315 µm	9	8	9	9	7	15
160 µm	6	5	6	6	5	10
80 µm	2.0	1.9	2.4	2.3	1.8	4.0

5. ANALYSE DES RÉSULTATS DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

La section précédente a présenté l'ensemble des résultats obtenus. Lors de cette présentation, aucun commentaire n'a été fait sur la validité ou sur l'interprétation de ceux-ci.

Pour chacune des quatre séries d'essais effectuées, nous reprendrons maintenant les résultats et ils seront analysés et traités en détail.

Pour chaque essai de perméabilité réalisé, une valeur de conductivité hydraulique sera établie, à partir des valeurs présentées avec le calcul de l'incertitude, pour chacune des trois couches de matériaux dans le perméamètre. Ces valeurs seront par la suite traitées pour tenir compte du degré de saturation atteint lors des essais de perméabilité. En utilisant la relation présentée par Todd, chacune des valeurs de conductivité hydraulique sera établie pour un degré de saturation de 100%.

Etant à un même degré de saturation, il sera plus facile de tirer des conclusions sur l'évolution de la conductivité hydraulique des pierres concassées soumises à des cycles de chargement.

Les résultats de chargement pourront quant à eux nous révéler des informations importantes sur l'évolution des modules de résilience et sur les différences observées entre les quatre essais au niveau des modules de résilience et des déformations enregistrées.

5.1 Courbe 1

Les valeurs du nombre de Reynolds calculées pour cette série d'essais varient de 1.6 à 5.5. Ces valeurs sont inférieures à la valeur limite de 10 fixée par Kenney et al. (1985) pour avoir un écoulement laminaire, ce qui nous permet de dire que la loi de Darcy, à partir de laquelle nous calculons la conductivité hydraulique, s'applique.

Pour cette série d'essais, les degrés de saturation atteints varient de 89% à 100%. Le tableau 80 présente la valeur de la conductivité hydraulique représentative obtenue lors des essais ainsi que cette même conductivité corrigée pour un degré de saturation de 100%, et ce pour chacune des trois couches.

On constate à partir de ce tableau que la conductivité hydraulique n'a que très peu évolué au cours de cette série d'essais. La conductivité hydraulique du gravier concassé de la partie supérieure du moule est passée de 1.7E-2 cm/s à

2.4E-2 cm/s avec un pointe à 2.7E-2 cm/s.

TABLEAU 80
Courbe 1
Conductivité hydraulique corrigée pour Sr = 100%

après x heures de chargement	conductivités obtenues (cm/s)			conductivités corrigées (cm/s)		
	haut	centre	bas	haut	centre	bas
0	1.6E-2	2.1E-2	1.5E-2	1.7E-2	2.3E-2	1.6E-2
2	1.6E-2	2.0E-2	1.8E-2	1.7E-2	2.1E-2	1.9E-2
4	1.6E-2	2.0E-2	1.8E-2	1.7E-2	2.1E-2	1.9E-2
6	1.7E-2	2.0E-2	1.7E-2	2.7E-2	3.1E-2	2.7E-2
8	2.3E-2	2.3E-2	2.3E-2	2.2E-2	2.2E-2	2.2E-2
10	2.5E-2	1.9E-2	2.8E-2	2.4E-2	1.9E-2	2.7E-2

Dans la partie centrale, celle-ci est passée de 2.3E-2 cm/s à 1.9E-2 cm/s avec une pointe à 3.1E-2 cm/s. Enfin, la conductivité hydraulique à la base du moule a débuté à 1.6E-2 cm/s pour atteindre à la fin de la série d'essais une valeur de 2.7E-2 cm/s.

étendue absolue = 2.4 - 1.7 = 0.7 10^{-2}

La conductivité hydraulique a donc légèrement augmenté dans les parties supérieure et inférieure du moule et légèrement diminué au centre. Les augmentations sont de 41% et 69% respectivement et la diminution atteint 17%.

Ces modifications peuvent s'expliquer par le phénomène de l'érosion interne. Le déplacement d'une certaine quantité de particules fines de la partie supérieure du moule vers la partie médiane entraîne presqu'automatiquement une augmentation de la conductivité hydraulique dans la partie supérieu-

$\frac{0.7 10^{-2}}{2.07 10^{-2}} \left| \frac{0.43}{2.07} \right.$ $\bar{x} = 2.07$ $\sigma = 0.43$ $\frac{\sigma}{\bar{x}} = \frac{0.43}{2.07} \sim 21\%$

re du moule et une diminution au centre de celui-ci.

L'augmentation de la conductivité hydraulique observée à la partie inférieure du perméamètre peut également s'expliquer par l'érosion interne. Au cours des 6 essais de perméabilité réalisés l'écoulement de l'eau se faisait du haut du perméamètre vers le bas. Nous avons observé, principalement lors des premiers essais, que l'eau entraînait une certaine quantité de particules fines hors du perméamètre lors de son écoulement. Comme il est à peu près certain que les premières particules entraînées provenaient de la base du moule, cette diminution du pourcentage de particules fines peut expliquer l'augmentation de la conductivité hydraulique.

Quoiqu'il en soit, les valeurs de conductivité hydraulique observées avec cette granulométrie dépassent la valeur minimale de 7.0E-4 cm/s proposée par Ridgeway (1982) pour assurer un bon drainage vertical de la fondation.

Ainsi une fondation routière construite avec de la pierre concassée de même granulométrie que la courbe 1 devrait offrir un bon comportement à long terme car les modifications observées sont de faible importance.

A partir des mesures de déflexion et de déformation

prélevées lors des cycles de chargement, nous sommes en mesure d'évaluer les modules de résilience du gravier concassé de la courbe 1.

Le tableau 81 présente les différents modules obtenus au moyen de l'équation suivante:

module de résilience: $MR = \Delta\sigma/\Delta\epsilon$ (5.1)

$$MR = (\sigma max - \sigma min) / (\epsilon max - \epsilon min)$$

TABLEAU 81
Courbe 1
Évolution des modules de résilience

après x minutes de chargement	Cycle de chargement				
	1 0 à 2 hres (kPa)	2 2 à 4 hres (kPa)	3 4 à 6 hres (kPa)	4 6 à 8 hres (kPa)	5 8 à 10 hres (kPa)
10	102000	102000	55000	110000	110000
30	102000	102000	110000	110000	55000
60	102000	102000	110000	110000	110000
90	102000	102000	110000	110000	110000
120	102000	102000	110000	110000	110000

Les valeurs présentées au tableau 81 sont les résultats bruts. Considérant la précision de certaines lectures, il est possible de calculer l'incertitude de ces résultats.

Afin de calculer cette incertitude, on doit considérer:

-les graduations sur le cadran de la presse hydraulique sont précises à 100 livres près;

-lors des cycles de chargement, les déflexions sont lues avec 0.2 mm de précision.

Une charge de 100 livres indiquée sur le cadran représente une charge de 444.9 Newton sur la surface du moule de 152 mm de diamètre. 100 livres sur le cadran représente donc une charge de 24 kPa sur le gravier concassé.

La hauteur moyenne des échantillons de gravier concassé étant de 200 mm et la précision des déflexions des échantillons étant de 0.2 mm, la déformation de ceux-ci est obtenue avec une incertitude de 0.001 (0.2/200).

L'incertitude sur les résultats de module de résilience est donc calculée de la façon suivante:

$$MR = (\sigma max - \sigma min) / (\epsilon max - \epsilon min)$$

$$|\Delta MR/MR| = |2*\Delta\sigma / (\sigma max - \sigma min)| + |2*\Delta\epsilon / (\epsilon max - \epsilon min)|$$

$$|\Delta MR/MR| = |48 / (\sigma max - \sigma min)| + |0.002 / (\epsilon max - \epsilon min)|$$

Les valeurs de contraintes et de déformations sont à peu près constantes: $\sigma max = 200$ kPa $\sigma min = 90$ kPa

$\epsilon max = 0.013$ $\epsilon min = 0.012$

$$|\Delta MR/MR| = |48 / 110| + |0.002 / 0.001|$$

$$|\Delta MR/MR| = 2.436$$

Les valeurs de module de résilience présentées au tableau 81 peuvent donc varier de ± 250 %. A cause du

manque de précision, les résultats de module de résilience devront être considérés avec réserve.

L'analyse granulométrique avec lavage effectuée à la fin de la série d'essais nous a révélé l'absence d'érosion interne pour la courbe 1. La différence maximale de pourcentage passant rencontrée entre le haut, le centre et le bas du moule ne dépasse pas 1%. Cette valeur est inférieure à la précision de l'analyse granulométrique qui est de 1.3% à 4.6% pour les tamis inférieurs à 5 mm et de 6.0% à 7.3% pour les tamis ayant une ouverture supérieure à 5 mm. Ces valeurs sur la précision de l'analyse granulométrique sont tirées d'une publication du Centre de Développement Technologique de l'École Polytechnique de Montréal (J. Hode Keyser, 1975).

5.2 Courbe 2

Les valeurs du nombre de Reynolds calculées pour cette série d'essais varient de 4.1 à 28.2. Certaines de ces valeurs sont supérieures à la valeur limite de 10 fixée par Kenney et al. (1985) pour avoir un écoulement laminaire. Pour des valeurs supérieures à 10, il y a incertitude sur le type d'écoulement et la présence de turbulences dans les pores est à considérer. Néanmoins, nous prenons comme hypothèse que la loi de Darcy est applicable car les valeurs sont voisines de 10.

Pour cette série d'essais, les degrés de saturation atteints varient de 96% à 100%. Le tableau 82 présente la valeur de la conductivité hydraulique représentative obtenue lors des essais ainsi que cette même conductivité corrigée pour un degré de saturation de 100%, et ce pour chacune des trois couches.

TABLEAU 82
Courbe 2
Conductivité hydraulique, Sr = 100%

après x heures de chargement	conductivités obtenues (cm/s)			conductivités corrigées (cm/s)		
	haut	centre	bas	haut	centre	bas
0	1.5E-1	6.9E-2	9.0E-2	1.7E-1	8.0E-2	1.0E-1
2	2.7E-1	1.1E-1	1.9E-1	2.8E-1	1.1E-1	1.9E-1
4	1.6E-1	9.8E-2	1.9E-1	1.7E-1	1.0E-1	2.0E-1
6	2.6E-1	1.4E-1	2.5E-1	2.6E-1	1.4E-1	2.5E-1
8	2.5E-1	1.5E-1	2.4E-1	2.6E-1	1.5E-1	2.5E-1
10	2.8E-1	1.5E-1	2.3E-1	3.0E-1	1.6E-1	2.5E-1

On constate à partir de ce tableau que la conductivité hydraulique a plus évolué au cours de cette série d'essais qu'au cours de la série 1. La conductivité hydraulique du gravier concassé de la partie supérieure du moule est passée de 1.7E-1 cm/s à 3.0E-1 cm/s. Dans la partie centrale, celle-ci est passée de 8.0E-2 cm/s à 1.6E-1 cm/s. Enfin, la conductivité hydraulique à la base du moule a débuté à 1.0E-1 cm/s pour atteindre à la fin de la série d'essais une valeur de 2.5E-1 cm/s.

La conductivité hydraulique a donc augmenté dans chacune

des parties du moule. Les augmentations sont de 77%, 100% et 150% respectivement.

Tout comme pour la série 1, ces modifications peuvent s'expliquer par le phénomène de l'érosion interne.

Les valeurs de conductivité hydraulique observées avec cette granulométrie dépassent la valeur minimale de 7.0E-4 cm/s proposée par Ridgeway (1982) pour assurer un bon drainage vertical de la fondation. Cependant, après seulement 10 heures de chargement cyclique soit 72000 applications, la conductivité hydraulique a augmenté d'au moins 100%. Une chaussée moyennement circulée par 7000 véhicules journalièrement pourra recevoir quelques 15 millions d'impact après 20 ans de mise en service. Si après moins de 0.5 % du nombre de chargement que la fondation aura à subir, la conductivité hydraulique a augmenté de 100%, il est permis d'anticiper d'autres modifications beaucoup plus importantes après 15 millions d'applications.

Les modifications observées présentent une augmentation de la conductivité hydraulique, ce qui en soit est une bonne chose. Cependant, ces augmentations sont le résultat des déplacements des particules fines. Dans une fondation routière, les particules fines qui se déplacent ainsi seront éventuellement bloquées par une couche filtrante, absente

dans le perméamètre. Cette accumulation de particules fines au front de la zone filtrante diminuera localement la conductivité hydraulique de la pierre concassée et pourra entraîner des problèmes de comportement de la chaussée.

Ainsi une fondation routière construite avec de la pierre concassée de même granulométrie que la courbe 2 ne devrait pas offrir un bon comportement à long terme.

A partir des mesures de déflexion et de déformation prélevées lors des cycles de chargement, nous sommes en mesure d'évaluer les modules de résilience du gravier concassé de la courbe 2. Le tableau 83 présente les différents modules obtenus au moyen de l'équation 5.1.

TABLEAU 83
Courbe 2
Évolution des modules de résilience

après x minutes de chargement	Cycle de chargement				
	1 0 à 2 hres (kPa)	2 2 à 4 hres (kPa)	3 4 à 6 hres (kPa)	4 6 à 8 hres (kPa)	5 8 à 10 hres (kPa)
10	102000	110000	55000	102000	107000
30	102000	110000	110000	102000	107000
60	102000	110000	110000	102000	107000
90	102000	110000	110000	102000	107000
120	102000	110000	110000	102000	107000

Les valeurs présentées dans ce tableau sont les résultats bruts. Il est possible de calculer l'incertitude de ces résultats en suivant la procédure définie pour la courbe 1.

Comme les charges et les déformations sont sensiblement les mêmes, les valeurs de module de résilience présentées au tableau 83 varient donc de ± 250 %.

L'analyse granulométrique avec lavage effectuée à la fin de la série d'essais nous a révélé la présence d'érosion interne avec la courbe 2. La différence de pourcentage passant maximale rencontrée entre le haut, le centre et le bas du moule atteint 6% sur le tamis 5 mm et 5% sur le tamis 2.5 mm. Ces valeurs sont à la limite ou dépassent l'écart acceptable, entre deux analyses granulométriques pour juger de la similarité de deux pierres concassées, qui est de 6% sur le tamis 5 mm et 4.6% sur le tamis 2.5 mm.

On remarque également que les granulométries du gravier concassé située au centre et à la base du perméamètre sont à toute fin pratique identiques. Par contre, le pourcentage de particules passant chacun des tamis est plus faible pour le gravier concassé du haut du moule. Ceci nous indique que ce gravier est plus grossier.

5.3 Courbe 3

Les valeurs du nombre de Reynolds calculées pour cette série d'essais varient de 0.6 à 3.1. Ces valeurs sont inférieures à la valeur limite de 10 fixée par Kenney et al. (1985) pour avoir un écoulement laminaire, ce qui nous permet de dire que la loi de Darcy, à partir de laquelle nous calculons la conductivité hydraulique, s'applique.

Pour cette série d'essais, les degrés de saturation atteints varient de 95% à 98%. Le tableau 84 présente la valeur de la conductivité hydraulique représentative obtenue lors des essais ainsi que cette même conductivité corrigée pour un degré de saturation de 100%, et ce pour chacune des trois couches.

TABLEAU 84
Courbe 3
Conductivité hydraulique, Sr = 100%

après x heures de chargement	conductivités obtenues (cm/s)			conductivités corrigées (cm/s)		
	haut	centre	bas	haut	centre	bas
0	5.7E-3	6.9E-3	7.0E-3	6.7E-3	8.1E-3	8.3E-3
2	4.8E-3	6.1E-3	7.4E-3	5.8E-3	7.4E-3	9.0E-3
4	4.8E-3	6.2E-3	7.5E-3	5.8E-3	7.5E-3	9.0E-3
6	6.1E-3	8.0E-3	9.1E-3	6.7E-3	8.8E-3	1.0E-2
8	5.7E-3	7.0E-3	9.1E-3	6.4E-3	7.9E-3	1.0E-2
10	7.0E-3	7.9E-3	9.1E-3	7.7E-3	8.7E-3	1.0E-2

On constate à partir de ce tableau que la conductivité

hydraulique a moins évolué au cours de cette série d'essais qu'au cours des séries 1 et 2. La conductivité hydraulique du gravier concassé de la partie supérieure du moule est passée de 6.7E-3 cm/s à 7.7E-3 cm/s en passant par un minimum à 5.8E-3 cm/s. Dans la partie centrale, celle-ci est passée de 8.1E-3 cm/s à 8.7E-3 cm/s avec un minimum à 7.4E-3 cm/s. Enfin, la conductivité hydraulique à la base du moule a débuté à 8.3E-3 cm/s pour atteindre à la fin de la série d'essais une valeur de 1.0E-2 cm/s.

La conductivité hydraulique a donc augmenté dans chacune des parties du moule. Les augmentations sont de 15%, 7% et 20% respectivement.

Tout comme pour les séries 1 et 2, ces modifications, même si elles sont de moindre importance, peuvent s'expliquer par le phénomène de l'érosion interne.

L'augmentation généralisée de la conductivité hydraulique peut être due à la création de canaux d'écoulement préférentiel le long des parois du perméamètre. Si toutes les particules étaient bloquées et restreintes dans leurs déplacements, la création de canaux préférentiels serait limitée. Les augmentations de conductivité hydraulique sont plus faibles avec les courbes 1 et 3 qu'avec la courbe 2 qui présente des problèmes d'érosion interne.

Les valeurs de conductivité hydraulique observées avec cette granulométrie dépassent la valeur minimale de 7.0E-4 cm/s proposée par Ridgeway (1982) pour assurer un bon drainage vertical de la fondation.

Ainsi une fondation routière construite avec de la pierre concassée de même granulométrie que la courbe 3 devrait offrir un bon comportement à long terme.

A partir des mesures de déflexion et de déformation prélevées lors des cycles de chargement, nous sommes en mesure d'évaluer les modules de résilience du gravier concassé de la courbe 3. Le tableau 85 présente ces différents modules.

TABLEAU 85
Courbe 3
Évolution des modules de résilience

après x minutes de chargement	Cycle de chargement				
	1 0 à 2 hres (kPa)	2 2 à 4 hres (kPa)	3 4 à 6 hres (kPa)	4 6 à 8 hres (kPa)	5 8 à 10 hres (kPa)
10	100000	110000	102000	105000	102000
30	100000	110000	102000	105000	102000
60	100000	110000	102000	105000	102000
90	100000	110000	102000	105000	102000
120	100000	110000	102000	105000	102000

Les valeurs présentées au tableau 85 sont les résultats

bruts. Il est possible de calculer l'incertitude de ces résultats en suivant la procédure définie pour la courbe 1.

Comme les charges et les déformations sont sensiblement les mêmes, les valeurs de module de résilience présentées au tableau 85 varient de ± 250 %.

L'analyse granulométrique avec lavage effectuée à la fin de la série d'essais nous a révélé l'absence d'érosion interne pour la courbe 3. La différence de pourcentage passant maximale rencontrée entre le haut, le centre et le bas du moule ne dépasse pas 3%. Cette valeur est inférieure à la précision de l'analyse granulométrique qui est de 1.3% à 4.6% pour les tamis inférieurs à 5 mm et de 6.0% à 7.3% pour les tamis ayant une ouverture supérieure à 5 mm.

5.4 Courbe 2, mise en place à la table vibrante

Les valeurs du nombre de Reynolds calculées pour cette série d'essais varient de 1.2 à 9.5. Ces valeurs sont inférieures à la valeur limite de 10 fixée par Kenney et al. (1985) pour avoir un écoulement laminaire, ce qui nous permet de dire que la loi de Darcy, à partir de laquelle nous calculons la conductivité hydraulique, s'applique.

Pour cette série d'essais, les degrés de saturation

atteints varient de 98% à 100%. Le tableau 86 présente la valeur de la conductivité hydraulique représentative obtenue lors des essais ainsi que cette même conductivité corrigée pour un degré de saturation de 100%, et ce seulement pour la couche du bas du perméamètre.

TABLEAU 86
Courbe 2, table vibrante
Conductivité hydraulique corrigée pour Sr = 100%

après x heures de chargement	conductivités obtenues (cm/s)	conductivités corrigées (cm/s)
	bas	bas
0	9.5E-3	1.0E-2
2	1.2E-2	1.2E-2
4	1.6E-2	1.6E-2
6	1.8E-2	1.9E-2
8	2.6E-2	2.6E-2
10	3.4E-2	3.4E-2

L'importance de l'érosion interne a été telle lors de la mise en place, à la table vibrante, du gravier concassé dans le perméamètre, qu'un grand nombre de canaux d'écoulement préférentiel se sont créés dans la partie supérieure et médiane du perméamètre. Il a été impossible d'obtenir des valeurs de conductivité hydraulique pour le haut et le centre du moule car les pertes de charge présentes dans ces couches, étaient beaucoup trop faibles par rapport à celles observées à la base du perméamètre.

On constate à partir du tableau 86 que la conductivité hydraulique a beaucoup évolué au cours de cette série d'essais. En effet, elle est passée de 1.0E-2 cm/s à 3.4E-2 cm/s. La conductivité hydraulique a donc augmenté de près de 240%.

Cette augmentation s'explique par le phénomène de l'érosion interne. Au fur et à mesure de l'avancement de l'essai, les particules fines ont migré vers le fond du moule. Comme la mesure de la conductivité hydraulique de la couche de base n'est prise qu'à environ 2 cm du fond du moule, le déplacement des particules fines au fond du moule, soit dans le dernier 2 cm, laisse la couche à la base plus grossière et plus perméable.

Les valeurs de conductivité hydraulique observées avec cette granulométrie dépassent la valeur minimale de 7.0E-4 cm/s proposée par Ridgeway (1982) pour assurer un bon drainage vertical de la fondation. Cependant, après seulement 10 heures de chargement cyclique soit 72000 applications, la conductivité hydraulique a augmenté de 240%. Comme on l'a déjà mentionné, la série d'essais représente moins de 0.5 % du nombre de chargements que la fondation aura à subir. Si la conductivité hydraulique a augmenté de 240%, il est permis d'anticiper des modifications beaucoup plus importantes après 15 millions d'applications.

Ainsi une fondation routière construite avec de la pierre concassée de même granulométrie que la courbe 2 ne devrait pas offrir un bon comportement à long terme et encore pire si la compaction utilisée pour la mise en place de celle-ci est dynamique.

A partir des mesures de déflexion et de déformation prélevées lors des cycles de chargement, nous sommes en mesure d'évaluer les modules de résilience du gravier concassé de la courbe 2 lorsque compacté à la table vibrante.

Le tableau 87 présente les différents modules obtenus au moyen de l'équation présentée précédemment.

TABLEAU 87
Courbe 2, table vibrante
Évolution des modules de résilience

après x minutes de chargement	Cycle de chargement				
	1 0 à 2 hres (kPa)	2 2 à 4 hres (kPa)	3 4 à 6 hres (kPa)	4 6 à 8 hres (kPa)	5 8 à 10 hres (kPa)
10	105000	102000	102000	102000	102000
30	105000	102000	102000	102000	102000
60	105000	102000	102000	102000	102000
90	105000	102000	102000	102000	102000
120	105000	102000	102000	102000	102000

Les valeurs présentées dans ce tableau sont les résultats bruts. Il est possible de calculer l'incertitude de ces

résultats en suivant la procédure définie pour la courbe 1.

Comme les charges et les déformations sont sensiblement les mêmes, les valeurs de module de résilience présentées au tableau 87 varient de ± 250 %.

L'analyse granulométrique avec lavage effectuée à la fin de la série d'essais nous a révélé une importante érosion interne avec la courbe 2 compactée à la table vibrante. Le contenu du moule a été divisé en 5 tranches. Les granulométries des 4 tranches supérieures sont à toutes fins pratiques équivalentes. La dernière tranche présente quant à elle des écarts avec les quatre autres allant jusqu'à 18%. Cet écart dépasse l'écart acceptable entre deux analyses granulométriques pour juger de la similarité de deux pierres concassées qui est de 1.3% à 4.6% pour les tamis inférieurs à 5 mm et de 6.0% à 7.3% pour les tamis ayant une ouverture supérieure à 5 mm.

5.5 Analyse combinée

Maintenant que chaque série d'essais a été analysée séparément, nous allons comparer le comportement des différentes granulométries testées l'une par rapport à l'autre.

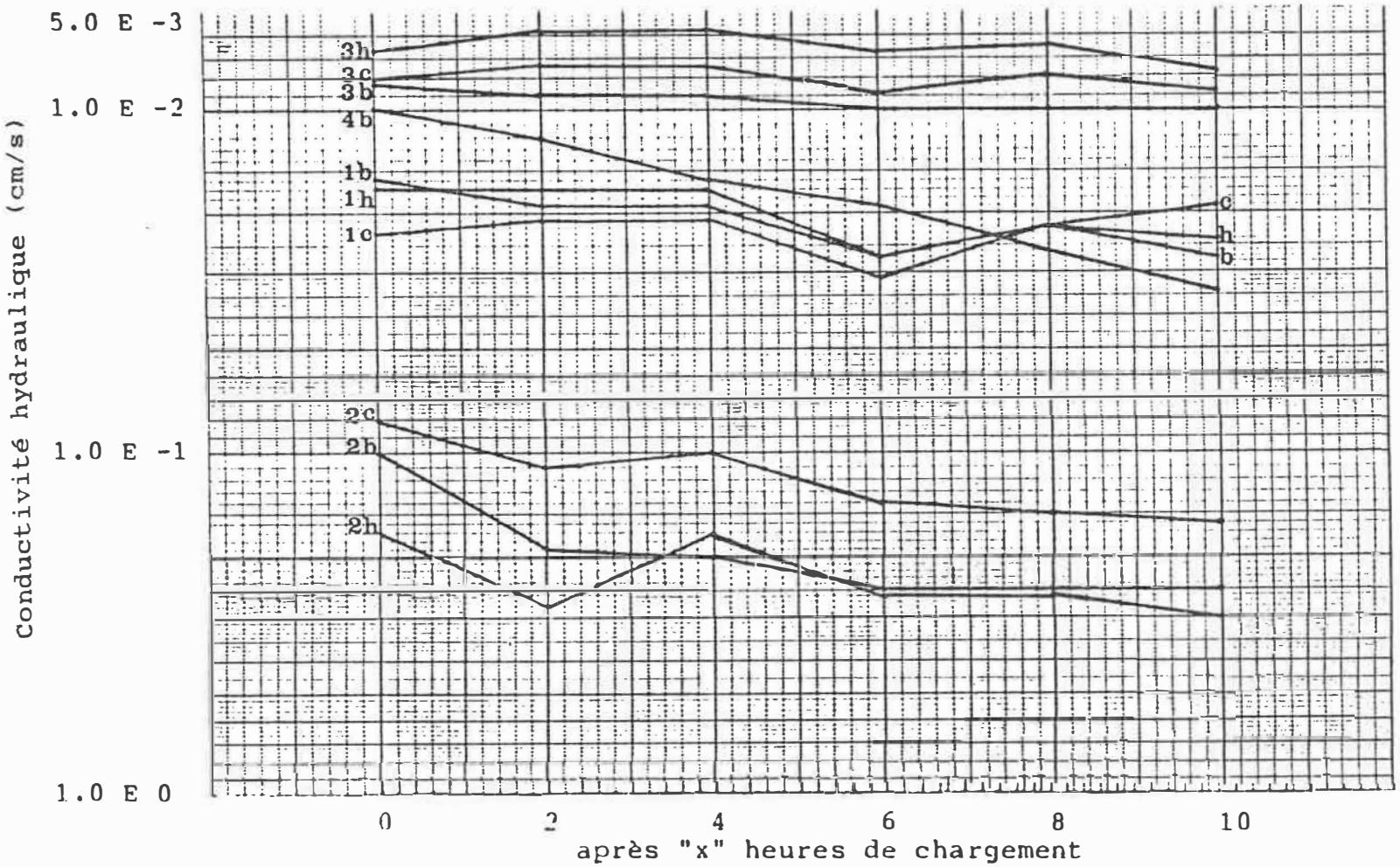
5.5.1 Conductivités hydrauliques

Comme nous pouvons le constater sur les différents tableaux présentés précédemment, ainsi que sur la figure 25, qui est une représentation graphique de ces tableaux, l'évolution de la conductivité hydraulique est sensiblement différente selon qu'il s'agisse de la courbe 1, 2, 3 ou de la courbe 2 compactée dynamiquement. Sur cette figure, les lettres au début de chaque courbe indiquent si la conductivité hydraulique est mesurée en haut (h), au centre (c) ou à la base (b) du perméamètre.

Les conductivités hydrauliques initiales sont différentes mais nous nous y attendions étant donné que le pourcentage de particules retenues sur les tamis les plus petits sont différents. La courbe 2, qui est la plus perméable présente 9 % et 6 % de particules passant les tamis 315 µm et 160 µm. La courbe 3, la moins perméable, a 26 % et 15 % de particules passant les tamis 315 µm et 160 µm. Enfin la courbe 1, ayant une conductivité hydraulique intermédiaire entre celle de la courbes 2 et 3, a 17 % et 9 % de particules passant les mêmes tamis.

La conductivité hydraulique initiale, à la base du perméamètre, de la courbe 2 mise en place au marteau Marshall est 10 fois supérieure à celle obtenue lorsque la

FIGURE 25
ÉVOLUTION DE LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE



1 courbe 1 2 courbe 2 3 courbe 3 4 courbe 2 table vibrante

courbe 2 est mise en place à la table vibrante. Ceci nous démontre à quel point l'érosion interne peut être importante pour une courbe granulométrique ayant la forme de la courbe 2. Le seul fait de la mise en place induit de l'érosion interne et crée des zones à l'intérieur du perméamètre où la quantité de particules fines augmente et d'autres où l'on ne retrouve que des particules grossières. C'est à cause de ce phénomène qu'il a été impossible de mesurer la conductivité hydraulique des parties supérieures et médianes du perméamètre pour la courbe 2 mise en place à la table vibrante. Ces zones étant dépourvues de particules fines, les pertes de charges créées lors de l'écoulement de l'eau étaient beaucoup trop faibles comparativement à celles enregistrées à la base du perméamètre. Il a été impossible d'obtenir quelques pertes que ce soit dans les parties supérieure et médiane de perméamètre tout en gardant celles à la base dans une ordre de grandeur acceptable.

Quoiqu'il en soit, l'ensemble des quatre valeurs de conductivité hydraulique mesurée sont supérieures à la valeur minimale de 7.0E-4 cm/s proposée par Ridgeway (1982) pour assurer un bon drainage vertical de la fondation.

Si la conductivité hydraulique initiale est acceptable dans les quatre cas, l'évolution de celles-ci diffère grandement.

Alors que les valeurs de conductivité hydraulique sont sensiblement regroupées en haut, au centre et à la base du moule pour les courbes 1 et 3, on retrouve des écarts beaucoup plus importants entre ces trois valeurs pour la courbe 2.

Ce phénomène est dû à l'érosion interne. Comme on l'a mentionné précédemment l'érosion interne crée des zones ayant des teneurs en fines différentes et on a vu que la courbe 2 est particulièrement sensible à ce genre de problème. On a parlé de l'effet de la compaction dynamique sur une courbe granulométrique ayant la forme de la courbe 2, mais on constate aussi que la compaction par impact, avec l'aide d'un marteau Marshall, engendre des problèmes d'érosion interne. Ces derniers sont cependant de moindre importance que ceux induits par la compaction dynamique.

Pour faciliter les comparaisons et parce qu'on n'a pu évaluer la conductivité hydraulique du haut et du centre de la courbe 2 compactée à la table vibrante, seule la conductivité hydraulique obtenue à la base du perméamètre sera considérée pour les comparaisons entre les différents essais.

En prenant les valeurs de conductivité hydraulique initiales et celles obtenues à la fin des 10 heures de

chargement, on observe que l'évolution de celles-ci est de 69% pour la courbe 1, 150% pour la courbe 2, 21% pour la courbe 3 et 240% pour la courbe 2 mise en place à la table vibrante.

A partir de ces résultats il est facile de conclure que des fondations granulaires soumises à des cycles de chargement offrent des comportements différents en fonction de la forme de la courbe granulométrique. On constate également que la compaction dynamique amplifie les désordres.

Les courbes granulométriques dont la pente n'est en aucun point inférieure à 25% par cycle logarithmique semblent offrir des comportements beaucoup plus stables. Les courbes 1 et 3 mises à l'essai font partie de ce type de courbes granulométriques. Ainsi les pierres concassées utilisées pour les fondations routières devraient respecter cette limite de 25% par cycle logarithmique afin d'assurer aux chaussées un meilleur comportement à long terme.

5.5.2 Chargements cycliques

Au cours des cycles de chargement deux éléments ont particulièrement retenu notre attention: les modules de résilience du gravier concassé et les déformations à la surface de celle-ci.

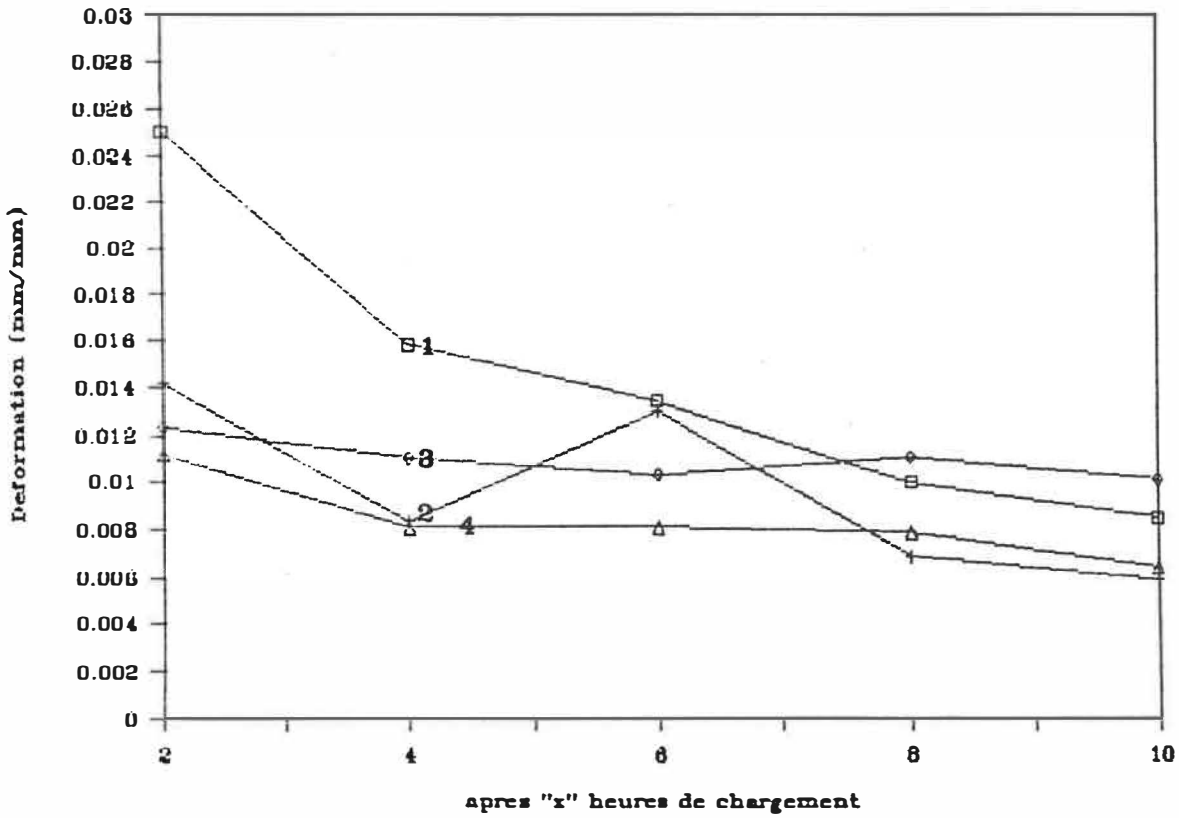
Les modules de résilience obtenus ont déjà été présentés à l'intérieur de différents tableaux. Cependant, due à la précision des mesures, il est pratiquement impossible de tirer aucune conclusion de ces valeurs. Avec une incertitude de plus ou moins 250% sur les valeurs présentées, nous pouvons seulement dire que les valeurs semblent avoir sensiblement le même ordre de grandeur. A première vue, il ne semble pas y avoir de différences majeures entre les modules de résilience des courbes 1, 2 et 3. L'ensemble des trois courbes présente un module de résilience légèrement supérieur à 100 MPa.

La déformation du gravier soumis aux cycles de chargement, l'autre élément qui a retenu notre attention, nous a permis de tirer des conclusions plus précises. L'incertitude sur ces lectures est de 0.001 mm/mm.

Au cours des 5 périodes de chargement, la déformation maximale à la fin de chaque période de deux heures de chargement ainsi que la déformation résiduelle après l'enlèvement de la charge ont été relevées. Les figures 26 et 27 présentent ces résultats.

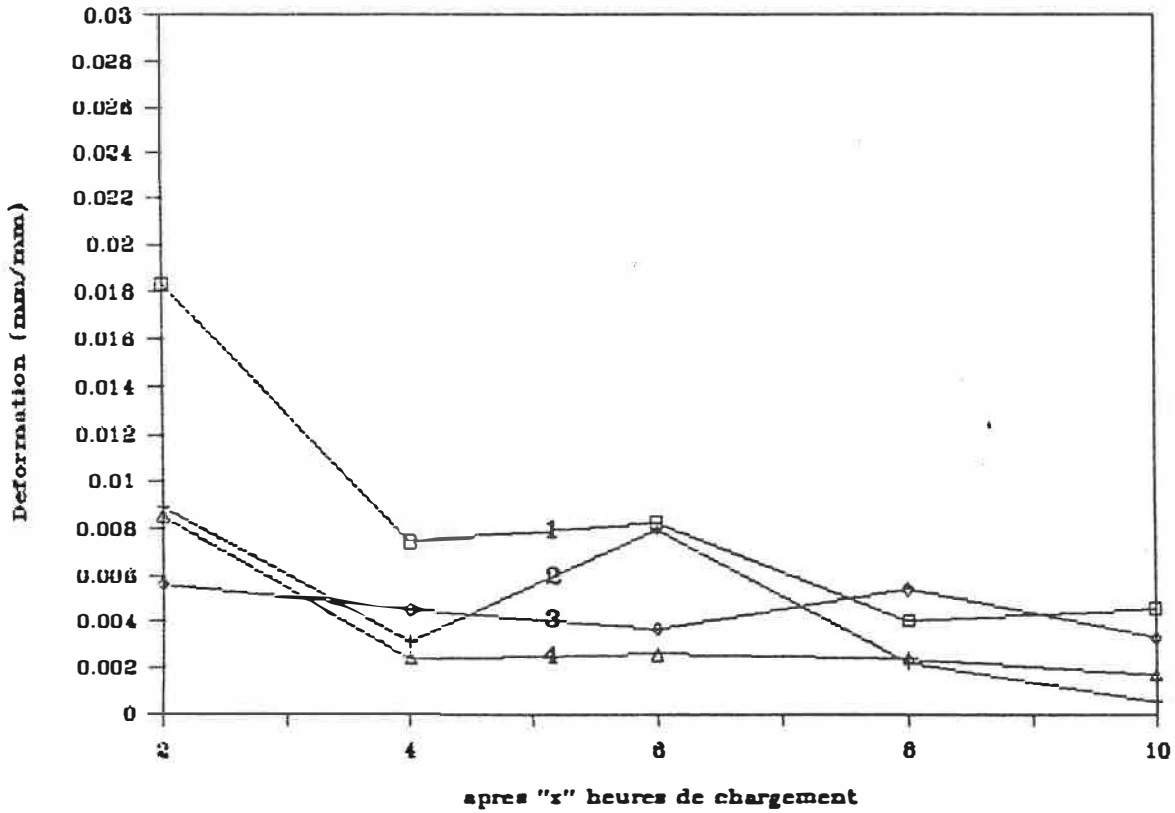
A l'observation de ces figures, on ne note pas de différence significative entre le comportement des courbes 1, 2, 3 et 2 mises en place à la table vibrante.

FIGURE 26
ÉVOLUTION DE LA DÉFORMATION MAXIMALE



1 courbe 1 2 courbe 2 3 courbe 3 4 courbe 2 table vibrante

FIGURE 27
ÉVOLUTION DE LA DÉFORMATION RÉSIDUELLE



1 courbe 1 2 courbe 2 3 courbe 3 4 courbe 2 table vibrante

Au niveau des déformations maximales observées à la fin de chacune des périodes de deux heures de chargement, le plus grand écart se produit à la fin du premier cycle de chargement. Les déformations enregistrées avec les courbes 2, 3, et 2 mises en place à la table vibrante, avoisinent 0.012 mm/mm alors qu'elles atteignent 0.025 mm/mm pour la courbe 1. Dès le deuxième cycle, cet écart est passé à 0.008 mm/mm pour se stabiliser à une valeur légèrement inférieure par la suite.

A la fin du cinquième cycle de chargement, on observe que la courbe 3 est celle qui présente la plus grande déformation maximale avec une valeur de 0.010 mm/mm. Vient ensuite la courbe 1 avec une déformation de 0.008 mm/mm. C'est la courbe 2 mise en place au marteau Marshall et à la table vibrante qui a présenté les plus faibles déformations à 0.006 mm/mm. Ceci était prévisible du fait que la courbe 2 est la plus dense et la courbe 3 la moins dense. En ayant moins d'espaces vides, la courbe 2 présente un ensemble plus rigide et par conséquent moins déformable.

La grande variation observée durant les premiers cycles peut être attribuable au fait que la pierre concassée présentait certaines aspérités à la surface. Au cours des premiers chargements, ces aspérités se sont brisées entraînant des déformations légèrement supérieures.

Les déformations résiduelles à la fin du dixième cycle de chargement présentent sensiblement les mêmes résultats. La courbe 2, quel que soit le mode de compaction utilisé, présente les meilleurs résultats alors que les courbes 1 et 3 montrent des déformations résiduelles de l'ordre de 0.002 mm/mm supérieures à celles de la courbe 2.

L'importante déformation résiduelle montrée par la courbe 1 à la fin du premier cycle de chargement est également due à la rupture des petites aspérités.

A l'étude des deux figures et des discussions précédentes, il semble que le comportement mécanique d'une fondation routière ayant la granulométrie de la courbe 2 est supérieur à une autre ayant la granulométrie de la courbe 1 ou 3. Il faut cependant se questionner à savoir si la faible différence de comportement justifie l'utilisation de la granulométrie de la courbe 2 et des nombreux problèmes de stabilité hydraulique qui y sont attachés. La section suivante va répondre à cette question car on y compare l'importance de l'érosion interne observée pour chacune des trois courbes granulométriques.

5.5.3 Analyses granulométriques

Les 4 analyses granulométriques par lavage présentées à

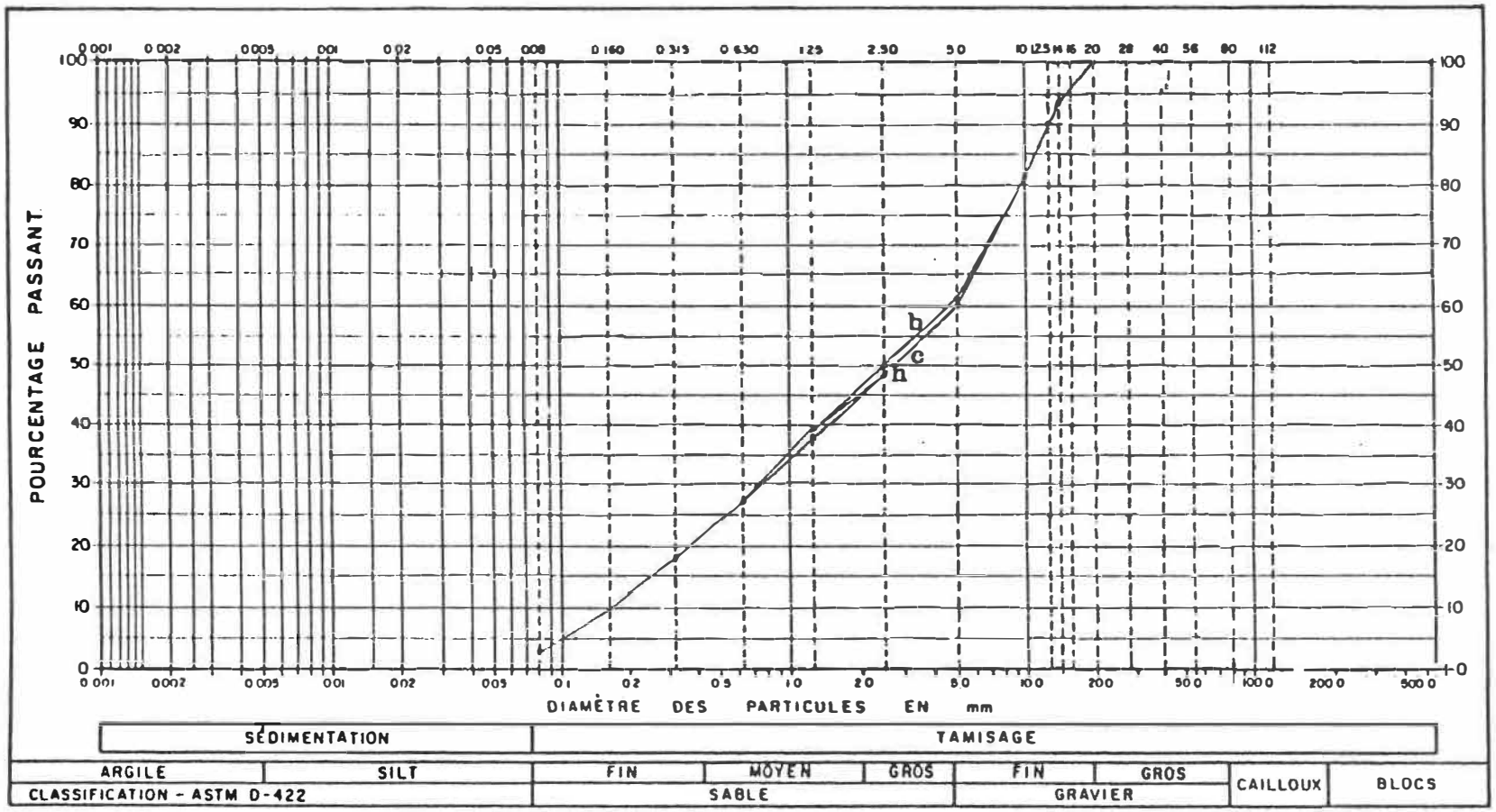
la section 4, et résumées sur les figures 28 à 31, avait pour but de nous révéler la présence d'érosion interne.

Comme il a été mentionné et comme on peut le voir sur ces figures, les courbes 1 et 3, contrairement à la courbe 2 compactée au marteau Marshall et à la table vibrante, ont subi des modifications du pourcentage passant de chacun des tamis inférieures à 3%. Ces variations étant inférieures à la précision de l'essai, il est possible de présumer qu'une fondation routière ayant la granulométrie des courbes 1 ou 3 ne présenterait pas de problèmes d'érosion interne.

L'emploi d'une fondation ayant la granulométrie de la courbe 2, combiné à l'utilisation de la compaction dynamique, risque d'entraîner localement de graves problèmes de conductivité hydraulique. En effet, l'importante quantité de particules fines libres de se déplacer à l'intérieur de la fondation va tôt ou tard rencontrer une zone filtre et s'accumuler pour créer une concentration de particules fines. Cette concentration entraînera une conductivité hydraulique verticale plus faible et possiblement inférieure à la valeur minimale de 7.0E-4 cm/s proposée par Ridgeway (1982).

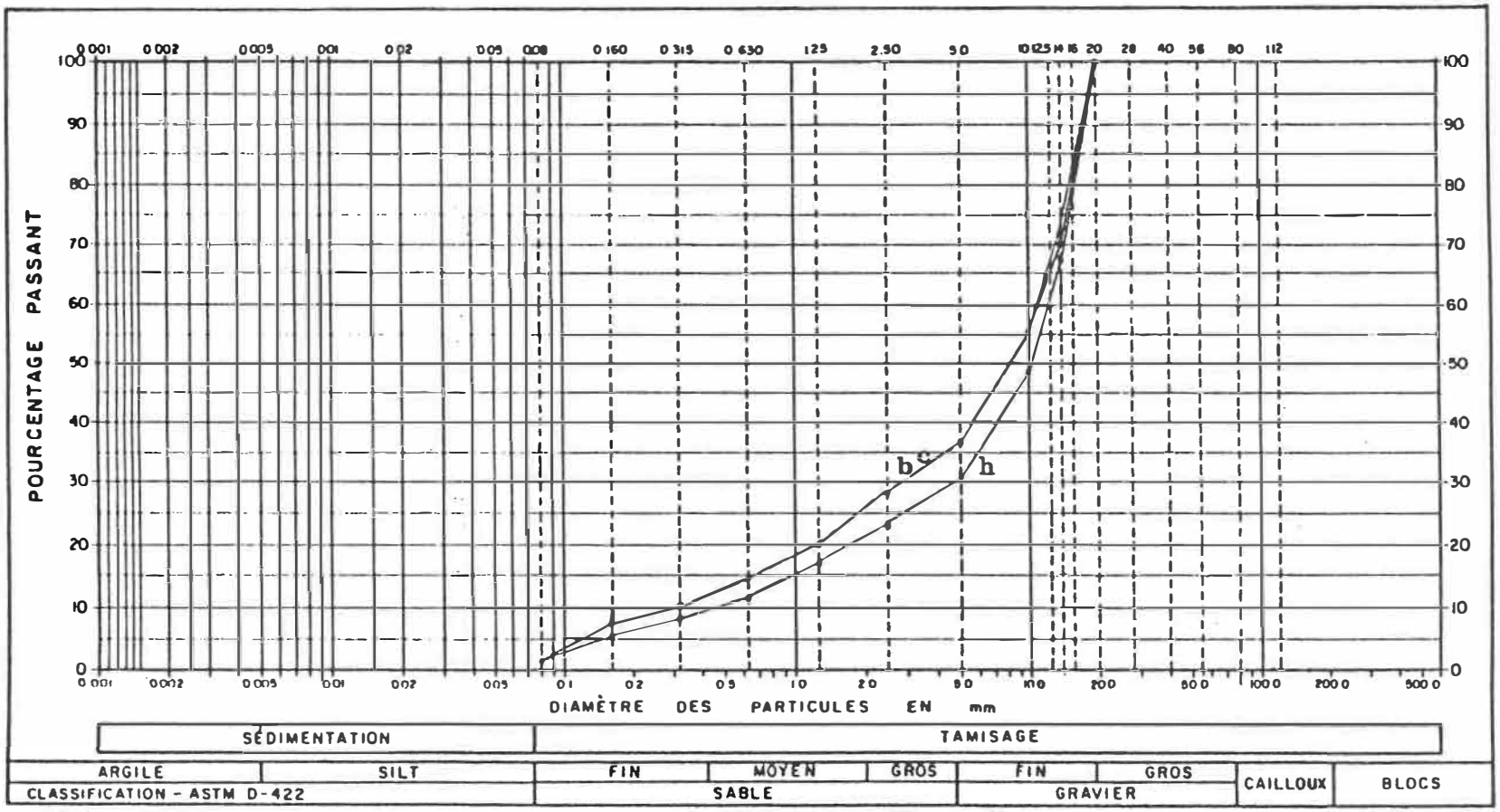
Ainsi à la question posée à savoir si la faible différence de comportement mécanique justifie l'utilisation de la granulométrie de la courbe 2, il faut répondre non.

FIGURE 28
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Courbe 1



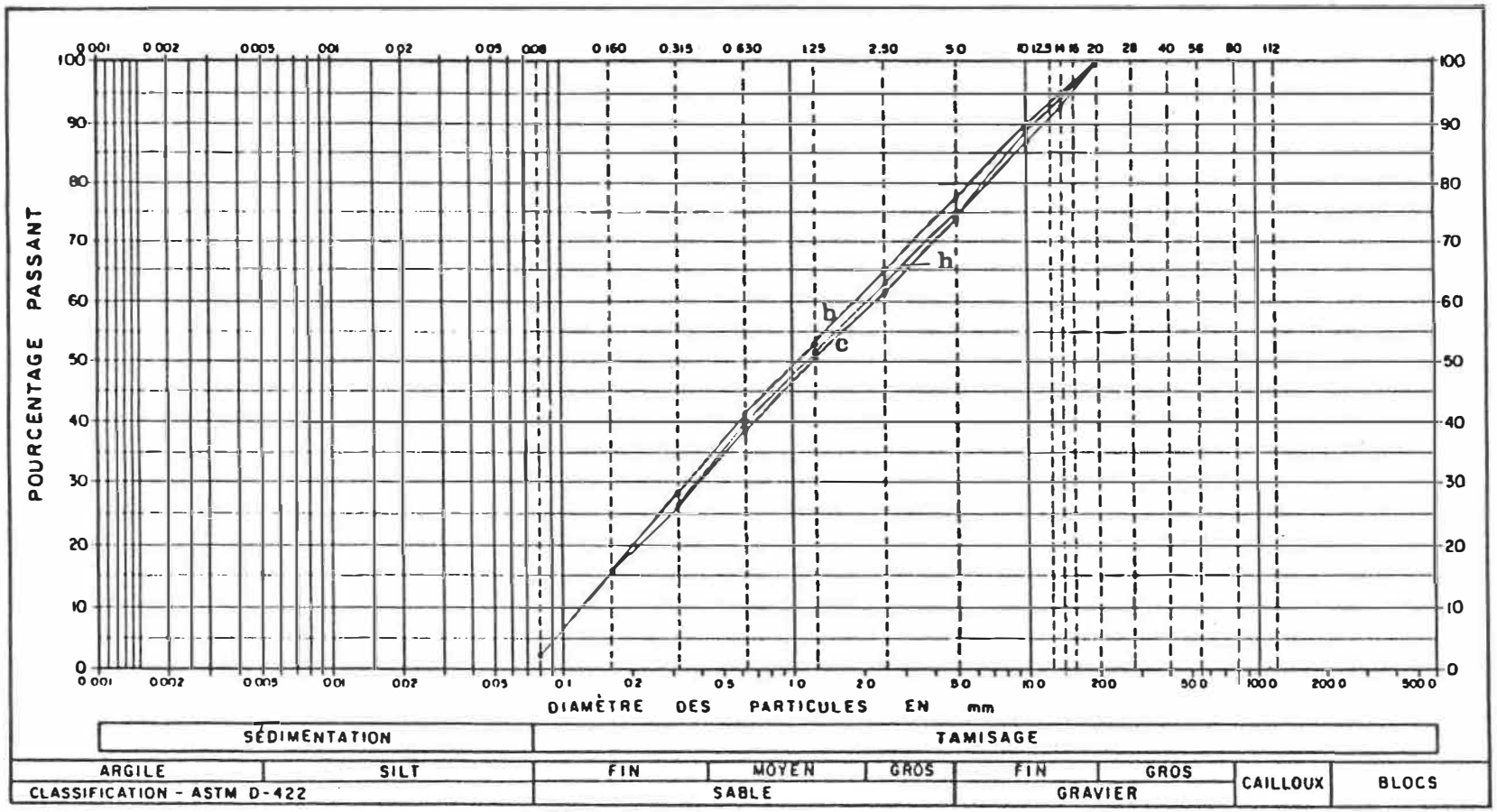
h courbe H c courbe C b courbe B

FIGURE 29
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Courbe 2



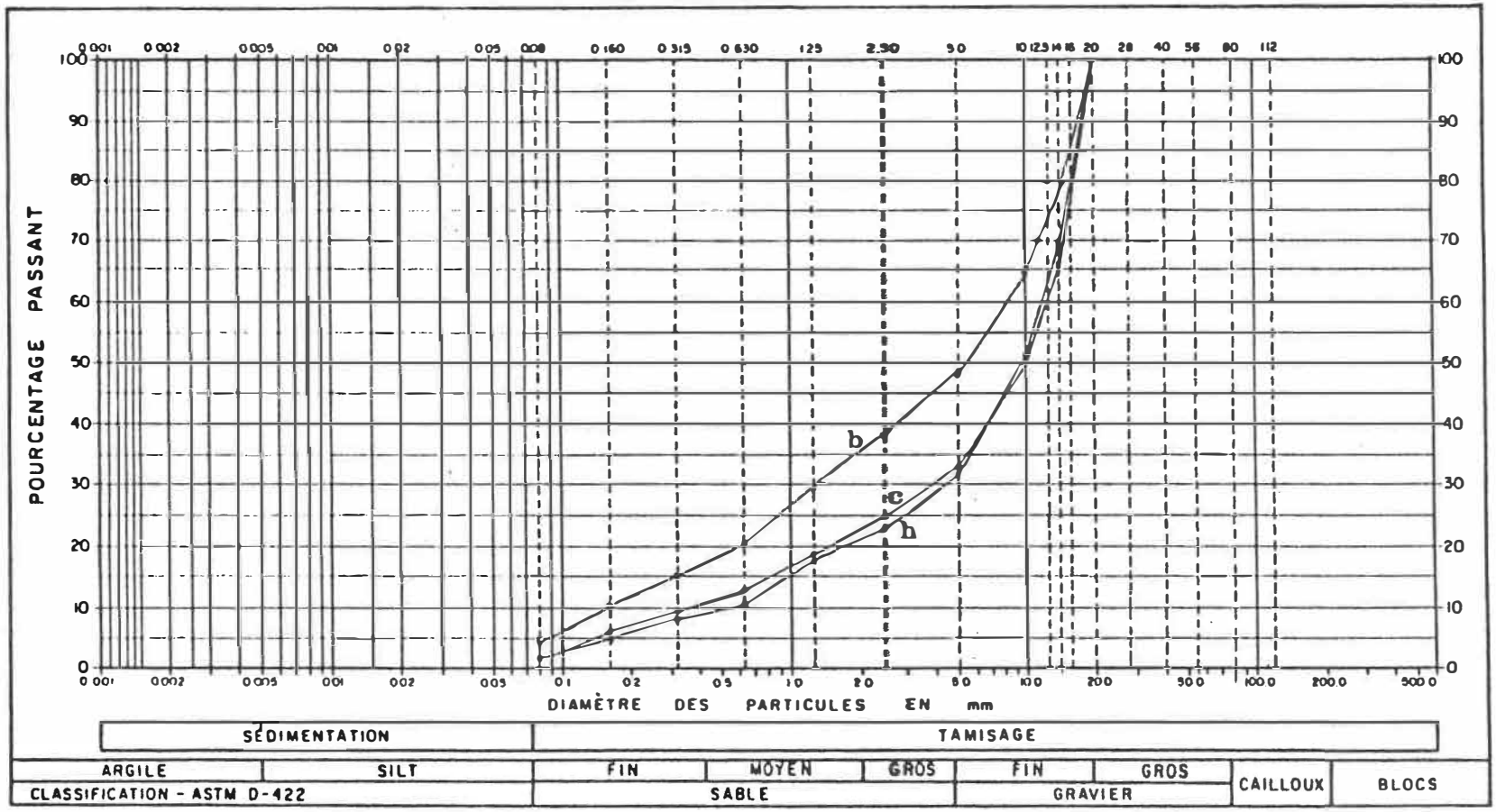
h courbe H c courbe C b courbe B

FIGURE 30
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Courbe 3



h courbe H c courbe C b courbe B

FIGURE 31
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Courbe 2 table vibrante



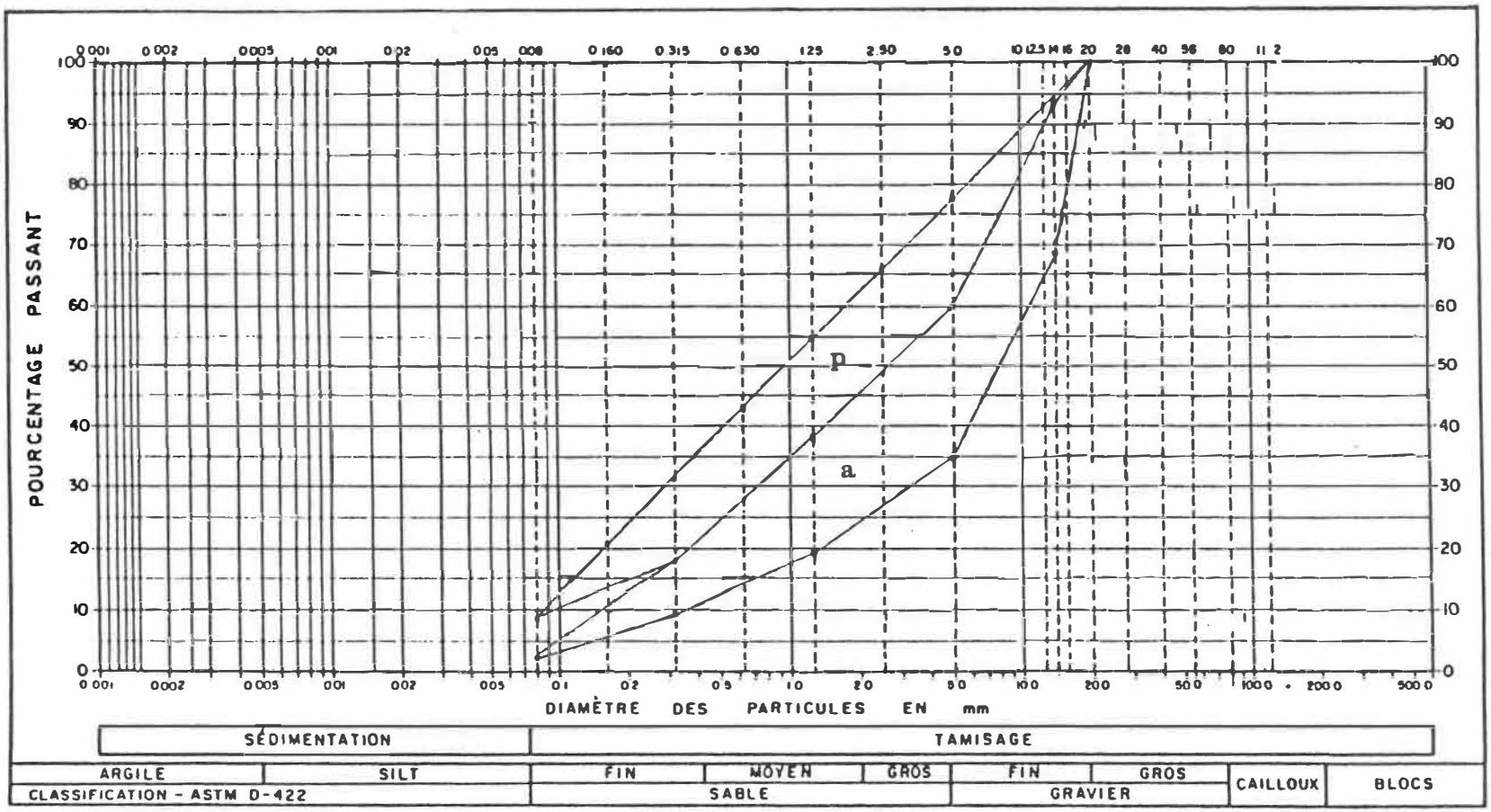
h courbe H c courbe C b courbe B

Après 72000 passages, 10 heures de chargement, le comportement mécanique de la courbe 2 est supérieur à ce qui est observé avec les deux autres courbes. Cependant, si on regarde l'évolution de la granulométrie et de la conductivité hydraulique de cette courbe après un si petit nombre de chargements, il semble que les courbes 1 et 3 offrent globalement de meilleurs avantages.

A cet égard, il nous semble que la courbe 1, inclue dans l'actuel fuseau granulométrique du Ministère des Transports du Québec (MTQ), présente un bon équilibre entre les courbes 2 et 3. La courbe 1 est plus perméable et aussi stable que la courbe 3 et offre un comportement mécanique légèrement inférieur à celui de la courbe 2.

La courbe 1 est inclue dans l'actuel fuseau du MTQ mais à l'extrême limite. Afin de respecter les critères de filtres de Sherard et Kezdi, qui se sont révélés d'excellents moyens de prédiction de la stabilité, nous suggérons l'utilisation d'un fuseau granulométrique ayant une concavité moins prononcée. En plus d'être incluses à l'intérieur de ce nouveau fuseau, les courbes granulométriques devront également respecter les deux critères. La figure 32 présente l'actuel fuseau du MTQ ainsi qu'un fuseau modifié qui devrait permettre aux fondations supérieures d'offrir globalement un meilleur comportement.

FIGURE 32
COURBE GRANULOMÉTRIQUE
Fuseau proposé



a fuseau actuel p fuseau proposé

Ce dernier fuseau, tout comme l'actuel, restreint le pourcentage de particules passant le tamis 80 µm à 2% minimum et à 8% maximum. La grosseur nominale maximale de ce nouveau fuseau demeure à 20 mm.

6. CONCLUSIONS

6.1 Conclusions de notre étude

Comme on l'avait prévu et comme on a pu si bien le constater, la forme de la courbe granulométrique semble avoir un effet significatif sur le comportement d'une pierre concassée employée comme fondation routière. Soumises à une série de cycles de chargement pour simuler le passage de charges de trafic, les différentes courbes granulométriques mises à l'épreuve ont offert des comportements différents.

Les deux courbes granulométriques qui ont offert un bon comportement, c'est-à-dire une certaine stabilité de la conductivité hydraulique et de la granularité, avaient une forme linéaire alors que celle qui a présenté une importante modification de la conductivité hydraulique était beaucoup plus concave. Nous avons également constaté que la compaction dynamique a intensifié le problème rencontré avec la courbe granulométrique concave.

La limite de concavité acceptable entre une courbe présentant un bon et un mauvais comportement correspond, selon les résultats, à une pente de 25% par cycle logarithmique. A cet égard, il semble que les trois critères de filtration utilisés pour caractériser les courbes granulomé-

triques se sont avérés un excellent moyen de prédire le comportement éventuel d'une fondation routière.

En choisissant une courbe granulométrique respectant les trois critères ou étant située à l'intérieur du fuseau suggéré à la section 5.5.3, nous nous assurons d'un meilleur comportement. Une telle fondation supérieure optimisera ses trois rôles d'amélioration de la capacité portante, de drainage des eaux et de protection de la chaussée contre les effets dévastateurs du gel.

Il est question ici d'optimisation entre différentes propriétés car une courbe granulométrique offrant une très grande conductivité hydraulique contient beaucoup d'espaces vides, ce qui diminue la rigidité de l'ensemble. Au contraire, une courbe granulométrique ne contenant pas ou contenant très peu de vides va être très rigide mais complètement imperméable. La fondation routière optimale serait un juste équilibre entre ces deux extrêmes et conçue pour conserver cet équilibre dans le temps.

6.2 Recherches ultérieures

Cette recherche a innové en établissant un nouveau fuseau granulométrique visant la stabilité à long terme de la fondation routière. Alors que tous les fuseaux actuels

visent d'excellentes propriétés mécaniques par des densités maximales, nous avons voulu, en étudiant la forme de la courbe granulométrique, nous assurer d'une stabilité à long terme des propriétés mécaniques et hydrauliques des fondations routières.

Les premiers jalons de cette nouvelle approche sont posés mais des recherches supplémentaires devront être faites pour éclaircir ou compléter certains éléments.

On devrait s'assurer lors de ces recherches de disposer d'équipement plus précis surtout au niveau de la détermination des modules de résilience des pierres concassées. La connaissance de ces modules est aujourd'hui très importante car la majorité des techniques modernes de dimensionnement de chaussées font intervenir ces valeurs de module de résilience.

Un second élément de ces recherches supplémentaires serait la réalisation d'une chaussée d'essai en vraie grandeur. Celle-ci nous permettrait de confirmer les résultats obtenus par la modèlisation ainsi que de suivre à plus long terme le comportement de la fondation supérieure en pierre concassée.

Toute cette étude ne porte que sur la fondation supé-

rieure, il serait donc souhaitable de réaliser sensiblement la même démarche au niveau de la fondation inférieure de calibre 56-0 mm. Ceci afin de s'assurer que l'ensemble de la fondation routière présente un bon comportement, stable et durable, à long terme.

Enfin, le dernier point de recherche qu'il serait intéressant d'aborder concerne la production de ces nouvelles courbes granulométriques. Il serait bon de revoir le type de courbes granulométriques actuellement produites par les différents types de concasseurs des différentes carrières. Il faudrait par la suite évaluer les possibilités d'ajustements de production pour arriver à l'obtention de courbes granulométriques ne présentant pas d'érosion interne.

BIBLIOGRAPHIE

AQTR, Guide de gestion routière, Édition Agence d'Arc inc.,1977.

ARQUIE, G., Ségrégation des granulats, Bulletin de liaison des laboratoire des ponts et chaussées, no 150, janv.-fév. 1971.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS,

D2434 Permeability of granular soils (constant head).

D1557 Moisture-density relations of soils and soils aggregate mixtures using 10 lb rammer and 18 in. drop.

D4253 Standard test methods for maximum index density of soils using a vibratory table.

ASPHALT INSTITUTE, Mix design methods for asphalt concrete, MS-2, 1979.

BUREAU DE NORMALISATION DU QUÉBEC,

BNQ 2560-067 Détermination de la densité et de l'absorption des gros granulats.

BNQ 2560-065 Détermination de la densité et de l'absorption des granulats fins.

BNQ 2560-265 Détermination du pourcentage de particules plates et de particules allongées.

BUREAU OF PUBLIC ROADS, Aggregate gradation for highways, U.S. Department of Commerce, 1962.

CASAGRANDE, A., Discussion of frost heaving, HRB, Proceeding,vol. 11, pp. 168-172, 1931.

CEDERGREN, H.R., Drainage of highway and airfield pavement, John Wiley & Sons, 1974.

CHAPUIS, R.P., BAASS, K., DAVENNE, L., Granular soils in rigid-wall permeameters: method for determining the degree mof saturation, Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 26, no 1, pp.71-79, 1989.

CHONG, G.J., Water drainage in cold areas: Pavement distresses, consequence and maintenance alternatives, Workshop, Tsukuba City 1984.

FLON, P., POULIN,J.F., L'influence du pourcentage de particules fines sur la portance d'une chaussée à partir d'essais en laboratoire, Études et recherches en transports, essais et matériaux, MTQ, 1987.

FLON, P., Problème de perméabilité et de stabilité des fondations de route en matériaux à granulométrie ouverte ou fondations routières en matériaux drainants, Communication ARTC Halifax, 1988.

HAYNES, J.H., YODER, E.J., Effect of repeated loading on gravel and crushed stone base course materials used in the aasho rosd test, HRB Record, no 39, pp. 82-96, 1963.

KENNEY, T.C., CHAHAL, R., CHIU, E., OFOEGBU, G.I., OMANGUE, G.N., UME, C.A., Controlling constriction sizes of granular filters, Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 22, pp. 32-43, 1985.

KENNEY, T.C., LAU, D., Internal stability of granular

filters, Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 22, no 2, pp. 215-225, 1985.

KEYSER,J.H., AUBIN, R.M., Evaluation des méthodes de stockage et d'essais d'agrégats, Centre de développement technologique, Ecole Polytechnique de Montréal, octobre 1975.

KERR, J.W.G., A review of granular base characteristics for roadway pavement structures, Geotechnical News, vol. 3, no.2, pp. 32-34, Juin 1985.

KERR, J.W.G., A review of granular base characteristics for roadway pavement structures, Geotechnical News, vol. 3, no.3, pp. 25-29, Septembre 1985.

KOVACS, G., Seepage hydraulics, Developpement in water science #10, Elsevier, New York, 1981.

KUBO, H., Frost heave preventing mesure in road pavement, Proceedings, CANADA/JAPAN, Paving in cold areas, Mini Workshop, Vancouver, 1982.

LAFLEUR, J., Filter testing of broadly graded cohesionless tills, Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 21, no 4, pp. 634-643, 1984.

LAFLEUR, J., CUMMINS, A., CHICHE, S., Self-filtration of tills submitted to hydraulic gradients, Proc. 35ième Conférence Canadienne de Géotechnique, Montréal, pp.50-62, 1982.

LEATHERWOOD, F.N., PETERSON, D.F. jr, Hydraulic head loss at the interface between uniform sands of different sizes,

Transactions, American Geophysical Union, vol 35, no 4, pp.588-594, 1954.

MIDDLEMISS, R., Rapport du comité sur l'entretien du réseau routier, Gouvernement du Québec, Ministère des transports, 1986.

MILLER, WARDEN, Development of guidelines for practical and realistic construction specifications, NCHRP, report 17, 1965.

MINISTERE DES TRANSPORTS, Cahier des charges et devis généraux, Les publications du Québec, 1976.

MOULTON, L. K., Highway subdrainage design, report no. FHWA RD 73 14, Federal Highway Administration, 1980.

NAVFAC DM-7, Design manual -Soil mechanics, foundations and earth structures - U.S. Departement of the Navy, U.S. government printing office, Washington D.C., 1974.

PUFAHL, D.E., BERGAN, A.T., The effect of freeze thaw on deformation properties of subgrade soils for highways and airport runways in cold areas, Proceedings, CANADA/-JAPAN, Paving in cold areas, Mini Workshop, Vancouver, 1982.

REGIS, C., Assises de chaussées, Cours de routes sous la direction de Georges Jeuffroy et Raymond Sauterey, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris, 1985, 144 p.

RICO RODRIGUEZ, A., DEL CASTILLO, H., SOWERS, G.F., Soils mechanics in highway engineering, Trans tech publica-

tions, 1988.

RIDGEWAY, H.H., Pavement subsurface drainage systems, National Cooperative Highway Research Program, no. 96, 1982.

SHERARD, J.L., DUNNIGAN, L.P., TALBOT, J.R., Basic properties of sand and gravel filters, A.S.C.E., Journal of geotechnical Engineering, vol. 110, no 6, pp. 684-700, 1984.

SHERARD, J.L., Study of filters for dams and ideas on potentially useful laboratory tests to clarify questionnable points, Manuscript for review and comments, mai 1981.

TERZAGHI, K., PECK, R.B., Soils mechanics in engineering practice, John Wiley & Sons, New-York, 1948.

TODD, D.K. Groundwater hydrology, 2nd Edition, John Wiley & Sons, New-York, 1980.

WENDLING, G., Etude de la stabilisation par autofiltration de sols modèlises à granulométrie étalée, Mémoire présenté en vue de l'obtention du grade de M.Sc.A., Département de génie civil, Ecole Polytechnique, 1985.

YODER, E.J., WITCZAK, M.W., Principles of pavement design, 2nd edition, John Wiley & and Sons, 1975.

Annexe 1
Applications des critères de filtration inter-couche

Tableau A1.1
Critère de Terzaghi (1948) $D_{15}/d_{85} < 4$

courbes de la couche protectrice fuseau 56-0 mm	courbes de la couche à protéger fuseau 20-0 mm	D_{15}/d_{85}	respect du critère
H	H	0.02	OUI
H	B	0.01	OUI
H	C	0.01	OUI
H	X	0.01	OUI
H	Y	0.02	OUI
B	H	0.18	OUI
B	B	0.11	OUI
B	C	0.13	OUI
B	X	0.11	OUI
B	Y	0.18	OUI
C	H	0.05	OUI
C	B	0.03	OUI
C	C	0.04	OUI
C	X	0.03	OUI
C	Y	0.05	OUI
X	H	0.02	OUI
X	B	0.01	OUI
X	C	0.01	OUI
X	X	0.01	OUI
X	Y	0.02	OUI
Y	H	0.11	OUI
Y	B	0.07	OUI
Y	C	0.08	OUI
Y	X	0.07	OUI
Y	Y	0.11	OUI

Tableau A1.2
Critère de Sherman (1953) $D_{50}/d_{50} < 25$

courbes de la couche protectrice fuseau 56-0 mm	courbes de la couche à protéger fuseau 20-0 mm	D_{50}/d_{50}	respect du critère
H	H	1.79	OUI
H	B	0.53	OUI
H	C	0.91	OUI
H	X	0.91	OUI
H	Y	1.19	OUI
B	H	8.93	OUI
B	B	2.66	OUI
B	C	4.55	OUI
B	X	4.55	OUI
B	Y	5.95	OUI
C	H	4.29	OUI
C	B	1.28	OUI
C	C	2.18	OUI
C	X	2.18	OUI
C	Y	2.86	OUI
X	H	3.93	OUI
X	B	1.17	OUI
X	C	2.00	OUI
X	X	2.00	OUI
X	Y	2.62	OUI
Y	H	2.14	OUI
Y	B	0.64	OUI
Y	C	1.09	OUI
Y	X	1.09	OUI
Y	Y	1.43	OUI

Tableau A1.3
Critère de Sherman (1953) $D_{15}/d_{85} < 5$

courbes de la couche protectrice fuseau 56-0 mm	courbes de la couche à protéger fuseau 20-0 mm	D_{15}/d_{85}	respect du critère
H	H	0.02	OUI
H	B	0.01	OUI
H	C	0.01	OUI
H	X	0.01	OUI
H	Y	0.02	OUI
B	H	0.18	OUI
B	B	0.11	OUI
B	C	0.13	OUI
B	X	0.11	OUI
B	Y	0.18	OUI
C	H	0.05	OUI
C	B	0.03	OUI
C	C	0.04	OUI
C	X	0.03	OUI
C	Y	0.05	OUI
X	H	0.02	OUI
X	B	0.01	OUI
X	C	0.01	OUI
X	X	0.01	OUI
X	Y	0.02	OUI
Y	H	0.11	OUI
Y	B	0.07	OUI
Y	C	0.08	OUI
Y	X	0.07	OUI
Y	Y	0.11	OUI

Tableau A1.4
Critère de Sherman (1953) $D_{15}/d_{15} < 40$

courbes de la couche protectrice fuseau 56-0 mm	courbes de la couche à protéger fuseau 20-0 mm	D_{15}/d_{15}	respect du critère
H	H	0.96	OUI
H	B	0.27	OUI
H	C	0.58	OUI
H	X	0.96	OUI
H	Y	0.27	OUI
B	H	8.33	OUI
B	B	2.38	OUI
B	C	5.00	OUI
B	X	8.33	OUI
B	Y	2.38	OUI
C	H	2.46	OUI
C	B	0.70	OUI
C	C	1.48	OUI
C	X	2.46	OUI
C	Y	0.70	OUI
X	H	0.96	OUI
X	B	0.27	OUI
X	C	0.58	OUI
X	X	0.96	OUI
X	Y	0.27	OUI
Y	H	5.00	OUI
Y	B	1.43	OUI
Y	C	3.00	OUI
Y	X	5.00	OUI
Y	Y	1.43	OUI

Tableau A1.5
Critère de Karpoff (1955) 12 < D_{50}/d_{50} < 58

courbes de la couche protectrice fuseau 56-0 mm	courbes de la couche à protéger fuseau 20-0 mm	D_{50}/d_{50}	respect du critère
H	H	1.79	NON
H	B	0.53	NON
H	C	0.91	NON
H	X	0.91	NON
H	Y	1.19	NON
B	H	8.93	NON
B	B	2.66	NON
B	C	4.55	NON
B	X	4.55	NON
B	Y	5.95	NON
C	H	4.29	NON
C	B	1.28	NON
C	C	2.18	NON
C	X	2.18	NON
C	Y	2.86	NON
X	H	3.93	NON
X	B	1.17	NON
X	C	2.00	NON
X	X	2.00	NON
X	Y	2.62	NON
Y	H	2.14	NON
Y	B	0.64	NON
Y	C	1.09	NON
Y	X	1.09	NON
Y	Y	1.43	NON

Tableau A1.6
Critère de Karpoff (1955) $12 < D_{15}/d_{15} < 40$

courbes de la couche protectrice fuseau 56-0 mm	courbes de la couche à protéger fuseau 20-0 mm	D_{15}/d_{15}	respect du critère
H	H	0.96	NON
H	B	0.27	NON
H	C	0.58	NON
H	X	0.96	NON
H	Y	0.27	NON
B	H	8.33	NON
B	B	2.38	NON
B	C	5.00	NON
B	X	8.33	NON
B	Y	2.38	NON
C	H	2.46	NON
C	B	0.70	NON
C	C	1.48	NON
C	X	2.46	NON
C	Y	0.70	NON
X	H	0.96	NON
X	B	0.27	NON
X	C	0.58	NON
X	X	0.96	NON
X	Y	0.27	NON
Y	H	5.00	NON
Y	B	1.43	NON
Y	C	3.00	NON
Y	X	5.00	NON
Y	Y	1.43	NON

Tableau A1.7
Critère de Terzaghi (1948) $D_{15}/d_{85} < 4$

courbes de la couche protectrice remblai classe "A"	courbes de la couche à protéger fuseau 56-0 mm	D_{15}/d_{85}	respect du critère
H	H	0.003	OUI
H	B	0.002	OUI
H	C	0.002	OUI
H	X	0.002	OUI
H	Y	0.003	OUI
B	H	0.016	OUI
B	B	0.009	OUI
B	C	0.011	OUI
B	X	0.009	OUI
B	Y	0.016	OUI
C	H	0.005	OUI
C	B	0.003	OUI
C	C	0.004	OUI
C	X	0.003	OUI
C	Y	0.005	OUI
X	H	0.003	OUI
X	B	0.002	OUI
X	C	0.002	OUI
X	X	0.002	OUI
X	Y	0.003	OUI
Y	H	0.016	OUI
Y	B	0.009	OUI
Y	C	0.011	OUI
Y	X	0.009	OUI
Y	Y	0.016	OUI

Tableau A1.8
Critère de Sherman (1953) $D_{50}/d_{50} < 25$

courbes de la couche protectrice remblai classe "A"	courbes de la couche à protéger fuseau 56-0 mm	D_{50}/d_{50}	respect du critère
H	H	0.11	OUI
H	B	0.02	OUI
H	C	0.05	OUI
H	X	0.05	OUI
H	Y	0.09	OUI
B	H	2.60	OUI
B	B	0.52	OUI
B	C	1.08	OUI
B	X	1.18	OUI
B	Y	2.17	OUI
C	H	0.30	OUI
C	B	0.06	OUI
C	C	0.13	OUI
C	X	0.14	OUI
C	Y	0.25	OUI
X	H	0.60	OUI
X	B	0.12	OUI
X	C	0.25	OUI
X	X	0.27	OUI
X	Y	0.50	OUI
Y	H	0.24	OUI
Y	B	0.05	OUI
Y	C	0.10	OUI
Y	X	0.11	OUI
Y	Y	0.20	OUI

Tableau A1.9
Critère de Sherman (1953) $D_{15}/d_{85} < 5$

courbes de la couche protectrice remblai classe "A"	courbes de la couche à protéger fuseau 56-0 mm	D_{15}/d_{85}	respect du critère
H	H	0.003	OUI
H	B	0.002	OUI
H	C	0.002	OUI
H	X	0.002	OUI
H	Y	0.003	OUI
B	H	0.016	OUI
B	B	0.009	OUI
B	C	0.011	OUI
B	X	0.009	OUI
B	Y	0.016	OUI
C	H	0.005	OUI
C	B	0.003	OUI
C	C	0.004	OUI
C	X	0.003	OUI
C	Y	0.005	OUI
X	H	0.003	OUI
X	B	0.002	OUI
X	C	0.002	OUI
X	X	0.002	OUI
X	Y	0.003	OUI
Y	H	0.016	OUI
Y	B	0.009	OUI
Y	C	0.011	OUI
Y	X	0.009	OUI
Y	Y	0.016	OUI

Tableau A1.10
Critère de Sherman (1953) $D_{15}/d_{15} < 40$

courbes de la couche protectrice remblai classe "A"	courbes de la couche à protéger fuseau 56-0 mm	D_{15}/d_{15}	respect du critère
H	H	0.48	OUI
H	B	0.06	OUI
H	C	0.19	OUI
H	X	0.48	OUI
H	Y	0.09	OUI
B	H	2.39	OUI
B	B	0.28	OUI
B	C	0.93	OUI
B	X	2.39	OUI
B	Y	0.46	OUI
C	H	0.78	OUI
C	B	0.09	OUI
C	C	0.31	OUI
C	X	0.78	OUI
C	Y	0.15	OUI
X	H	0.48	OUI
X	B	0.06	OUI
X	C	0.19	OUI
X	X	0.48	OUI
X	Y	0.09	OUI
Y	H	2.39	OUI
Y	B	0.28	OUI
Y	C	0.93	OUI
Y	X	2.39	OUI
Y	Y	0.46	OUI

Tableau A1.11
Critère de Karpoff (1955) 12 < D_{50}/d_{50} < 58

courbes de la couche protectrice remblai classe "A"	courbes de la couche à protéger fuseau 56-0 mm	D_{50}/d_{50}	respect du critère
H	H	0.11	NON
H	B	0.02	NON
H	C	0.05	NON
H	X	0.05	NON
H	Y	0.09	NON
B	H	2.60	NON
B	B	0.52	NON
B	C	1.08	NON
B	X	1.18	NON
B	Y	2.17	NON
C	H	0.30	NON
C	B	0.06	NON
C	C	0.13	NON
C	X	0.14	NON
C	Y	0.25	NON
X	H	0.60	NON
X	B	0.12	NON
X	C	0.25	NON
X	X	0.27	NON
X	Y	0.50	NON
Y	H	0.24	NON
Y	B	0.05	NON
Y	C	0.10	NON
Y	X	0.11	NON
Y	Y	0.20	NON

Tableau A1.12
Critère de Karpoff (1955) 12 < D_{15}/d_{15} < 40

courbes de la couche protectrice remblai classe "A"	courbes de la couche à protéger fuseau 56-0 mm	D_{15}/d_{15}	respect du critère
H	H	0.48	NON
H	B	0.06	NON
H	C	0.19	NON
H	X	0.48	NON
H	Y	0.09	NON
B	H	2.39	NON
B	B	0.28	NON
B	C	0.93	NON
B	X	2.39	NON
B	Y	0.46	NON
C	H	0.78	NON
C	B	0.09	NON
C	C	0.31	NON
C	X	0.78	NON
C	Y	0.15	NON
X	H	0.48	NON
X	B	0.06	NON
X	C	0.19	NON
X	X	0.48	NON
X	Y	0.09	NON
Y	H	2.39	NON
Y	B	0.28	NON
Y	C	0.93	NON
Y	X	2.39	NON
Y	Y	0.46	NON

Annexe 2
Description des formulaires utilisés lors des essais de perméabilité

ESSAI DE PERMÉABILITÉ A CHARGE CONSTANTE
perméamètre à paroi rigide

No de référence: C1-G-0-2 Date: 8 mars 1989
remarques: mise en place humide

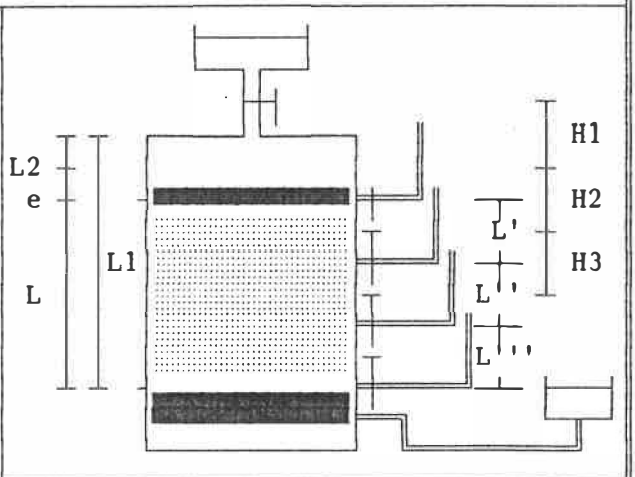
Géométrie

L1= 22.492 cm
L2= 1.600 cm
e= 0.716 cm
L= 20.176 cm (L1-L2-e)

D= 15.560 cm
S= 190.155 cm^2 (π*D^2/4)

V= 3836.576 cm^3 (S*L)

L' = 5.918 cm
L'' = 5.827 cm
L''' = 6.203 cm



Masses

Début de l'essai

moule	M1= 6555 g
moule + sol humide	M2=14935 g
sol humide	M3= 8380 g
teneur en eau	w= 4.80 %
sol sec M3/(1+w)	Ms= 7996 g
moule + eau	Me=10760 g
moule + eau + sol sol humide	Mtot=15803 g
Mtot-Me+V*GAMMAw	Msh=8879.6g
eau dans le sol Msh - Ms	Mw= 883.6g

Fin de l'essai

moule + eau + sol sol humide	Mtot=15830 g
Mtot - Me + V	Msh=8906.6g
eau dans le sol Msh - Ms	Mw= 910.6g

Degré de saturation réel

densité des grains 2.70
GAMMAs = 2.75 g/cm^3
volume de vides
V - Ms/GAMMAs = Vv = 928.94cm^3

saturation Sr = (Mw/Vv*GAMMAw)*100

Sr initial = 95.1 %
Sr final = 98.0 %

Compacité relative

GAMMA humide = Msh/V = 2.31 g/cm3
GAMMA sec = Ms/V = 2.08 g/cm3
GAMMA opt. = 2.16 g/cm3

densité relative = 96 % opt.

ESSAI DE PERMÉABILITÉ A CHARGE CONSTANTE
perméamètre à paroi rigide (SUITE)

No de référence: C1-G-0-2 Date: 8 mars 1989
remarques: _____

temps écoulé (min)	volume écoulé (cm^3)	intervalles temps (min)	intervalles volume (cm3)	débit (cm3/min)	
					débit moyen: 38.08 cm3/min
					H1: 1.1 cm
					i1=H1/L': 0.19
		0.50	19	38.0	k1=Q/(60*S*i1): 1.8E-2 cm/s
		0.50	19.5	39.0	H2: 0.9 cm
		0.50	19	38.0	i2=H2/L'': 0.15
		0.50	19	38.0	k2=Q/(60*S*i2): 2.2E-2 cm/s
		1.00	37.5	37.5	H3: 1.4 cm
		0.50	19	38.0	i3=H3/L''': 0.23
					k3=Q/(60*S*i3): 1.5E-2 cm/s

temps écoulé (min)	volume écoulé (cm^3)	intervalles temps (min)	intervalles volume (cm3)	débit (cm3/min)	
					débit moyen: 70.17 cm3/min
					H1: 2.2 cm
					i1=H1/L': 0.37
		0.50	35	70.0	k1=Q/(60*S*i1): 1.7E-2 cm/s
		0.50	35.5	71.0	H2: 1.8 cm
		0.50	35	70.0	i2=H2/L'': 0.31
		0.50	35	70.0	k2=Q/(60*S*i2): 2.0E-2 cm/s
		1.00	70	70.0	H3: 2.5 cm
		0.50	35	70.0	i3=H3/L''': 0.40
					k3=Q/(60*S*i3): 1.5E-2 cm/s

temps écoulé (min)	volume écoulé (cm^3)	intervalles temps (min)	intervalles volume (cm3)	débit (cm3/min)	
					débit moyen: 92.92 cm3/min
					H1: 3.4 cm
					i1=H1/L': 0.57
		0.50	46	92.0	k1=Q/(60*S*i1): 1.4E-2 cm/s
		0.50	47	94.0	H2: 2.4 cm
		0.50	47	94.0	i2=H2/L'': 0.41
		0.50	46.5	93.0	k2=Q/(60*S*i2): 2.0E-2 cm/s
		1.00	92.5	92.5	H3: 3.3 cm
		0.50	46	92.0	i3=H3/L''': 0.53
					k3=Q/(60*S*i3): 1.5E-2 cm/s

Calcul de l'erreur:

couche 1:	1.6E-2 < k < 2.0E-2	
	1.6E-2 < k < 1.8E-2	1.4E-2 < k < 2.0E-2
	1.4E-2 < k < 1.5E-2	
couche 2:	1.9E-2 < k < 2.5E-2	
	1.9E-2 < k < 2.1E-2	1.9E-2 < k < 2.5E-2
	1.9E-2 < k < 2.1E-2	
couche 3:	1.3E-2 < k < 1.6E-2	
	1.4E-2 < k < 1.6E-2	1.3E-2 < k < 1.6E-2
	1.5E-2 < k < 1.6E-2	

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL
3 9334 00285748 8