POLYPUBLIE

Stabilité interne des moraines compactées utilisées dans les noyaux de barrages

Anne-Marie Loungnarath

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

Date	1996
Type	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis Mémoire de maîtrise/Master's thesis
URL de PolyPublie PolyPublie URL	https://publications.polymtl.ca/9009/
Conditions d'utilisation Terms of use	© Tous droits réservés / All rights reserved
Référence Citation	Loungnarath, A.-M. (1996). Stabilité interne des moraines compactées utilisées dans les noyaux de barrages [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/9009/

Détails de la thèse
Thesis details

Directeurs de recherche Advisors	Jean Lafleur
Programme Program	Non spécifié

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal
https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

STABILITÉ INTERNE DES MORAINES COMPACTÉES UTILISÉES DANS LES NOYAUX DE BARRAGES

ANNE-MARIE LOUNGNARATH

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE CIVIL)

NOVEMBRE 1996

© Anne-Marie Loungnarath, 1996.

National Library of Canada
Acquisitions and Bibliographic Services
395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque nationale du Canada
Acquisitions et services bibliographiques
395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

Our file Notre référence

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

0-612-26493-9

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

STABILITÉ INTERNE DES MORAINES

COMPACTÉES UTILISÉES DANS

LES NOYAUX DE BARRAGES

présenté par: LOUNGNARATH Anne-Marie

en vue de l'obtention du diplôme de: Maîtrise ès sciences appliquées

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

M. SILVESTRI, Vincent, Ph.D., président

M. LAFLEUR Jean, Ph.D., membre et directeur de recherche

M.LESSARD, Ghislain, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier très sincèrement mon directeur de recherche M. Jean Lafleur pour son aide et ses conseils qui ont su orienter mes réflexions, ainsi que pour sa patience et sa compréhension marquées tout au long de cette recherche.

J'adresse aussi mes remerciements à Hydro-Québec, particulièrement à M. Gaston Blanchette et M. Christophe Sierakowski, pour leurs remarques, commentaires et suggestions bien appréciés.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude à M. André Ducharme, responsable du laboratoire de géotechnique, pour son aide technique relative à l'appareillage employé, pour ses encouragements constants et pour sa disponibilité.

Finalement, je veux remercier de tout coeur les gens qui m'ont entourée et qui m'ont aidée dans toutes les manipulations que cette maîtrise exigeait: Guillaume De Pous, Marianne Dorlot, Mathieu Ducharme et j'en oublie.

RÉSUMÉ

Suite à des observations faites sur des barrages composés de noyaux en moraine compactée, plusieurs situations où la concentration des pertes de charge est plus importante à l'aval du noyau ont été relevées; ceci est notamment le cas du réservoir de LG4.

Le sujet traité dans cette étude est la migration interne des particules dans un noyau de barrage composé de moraine compactée, sous l'effet de forces d'écoulement. Ce phénomène, nommé suffosion, est une des hypothèses qui pourrait expliquer les anomalies observées.

La méthode expérimentale utilisée consiste en plusieurs essais de percolation à l'intérieur d'un perméamètre à paroi rigide. Les expériences portent sur un sol reconstitué à partir d'une moraine de LG4 à des pourcentages de fines (< 80 μm) différents. Cette méthode nous permet d'isoler l'influence de ce facteur sur l'évolution des pressions interstitielles.

Une contre-pression de 600 kPa et un gradient de l'ordre de 10 sont appliqués sur chaque essai. Les sols ont été compactés à une teneur en eau optimum et à 95% de l'optimum Proctor. Cinq capteurs de pression sont répartis uniformément le long du perméamètre. Après chaque essai de percolation, le sol est découpé en cinq tranches et

des analyses granulométriques sont effectuées sur chacune d'elles. Nous souhaitons ainsi relier la variation des distributions de charge aux analyses granulométriques.

D'après les résultats expérimentaux, nous avons un sol stable lorsque le pourcentage de fines est d'au moins 19%. Nous avons observé le phénomène de suffosion pour tous nos essais contenant 10,7% de fines ou moins.

Des comparaisons ont aussi été faites avec les résultats obtenus par des méthodes théoriques, soient celle de Kenney and Lau et celle de Burenkova, basées sur des critères géométriques. Les méthodes théoriques appliquées sur nos essais nous ont montré qu'elles ne pouvaient satisfaire le type de sol de notre étude.

Avec les résultats obtenus, nous pouvons conclure qu'il n'y a pas suffosion dans le cas du sol provenant du dépôt numéro 6 de LG4. Nous conseillons toutefois de refaire des essais du même type sur des sols contenant 19% de fines et sur le sol du dépôt 6 à l'état naturel, afin de confirmer nos résultats. Différents essais pourront être ajoutés par la suite, afin de mieux distinguer le pourcentage critique qui sépare un sol stable d'un sol instable. Il est aussi fortement suggéré d'ajouter un capteur à un ou deux centimètres au-dessus du capteur de sortie, de façon à préciser la localisation pertes de charge. Une surcharge de 22 à 45 N pourrait aussi être ajoutée au sommet de l'échantillon, afin de s'assurer qu'il n'y a pas de foisonnement.

ABSTRACT

The dam monitoring program has shown several situations where the concentration of head losses at the downstream core was more significant. This was particularly the case for the LG4 reservoir.

The purpose of the study was to evaluate the internal migration of particles in a dam core made with a till under the effect of seepage. This phenomen, called suffosion, is one of the many hypotheses which would explain the anomalies observed on earth dams.

The experimental setup consisted of many percolation tests realized within a rigid wall permeameter. Tests were performed on soils reconstituted with different percentages of fines (< 80 μm). This method enables us to isolate the influence of that factor on the development of pore pressures.

A back pressure of 600 kPa and a gradient on the order of 10 were applied in each test. Soils were compacted at the optimum water content and 95% of the maximum Proctor. Five pressure transducers were installed along the permeameter. After each test, the soil was divided in five portions and particle-size analysis of soils were performed on each of them. The objective was to correlate the variation in head distributions with the particle-size analysis.

The experimental results have shown that the soil was internally stable when the percentage of fines is at least, 19%. We observed suffosion for all our tests with less than 10,7% of fine particles.

Comparisons were also made with results obtained from theoretical approaches, such as those of Kenney and Lau, or Burenkova, based on geometric criteria. These approaches applied in our tests were not found satisfactory for the type of soil used in our study.

The test results have shown that, in the case of the soil from the lot #6 at LG4, there is no sign of suffosion. Nevertheless, we recommend that more tests be performed on the soil with 19% of fines and with the natural soil, to confirm our findings. Following this, different tests could be added to distinguish the critical percentage which defines a soil as being stable. It is also recommended that an additional transducer be installed between one and two centimeters above the bottom, in order to locate more accurately the zone of equipotentials crowding. Also, a surcharge of 22 to 45 N could be added on top of the sample, to insure that there is no swelling.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....iv

RÉSUMÉ.....v

ABSTRACT.....vii

TABLE DES MATIÈRES.....ix

LISTE DES TABLEAUX.....xiii

LISTE DES FIGURES.....xv

LISTE DES SYMBOLES.....xix

LISTE DES ANNEXES.....xxii

CHAPITRE 1. INTRODUCTION.....1

1.1. Problématique.....1

1.2. Mise en contexte.....3

1.2.1 LG4.....3

1.2.2 Caniapiscau.....4

1.3. Approche adoptée 5

CHAPITRE 2. RAPPELS SUR LA THÉORIE EXISTANTE 8

2.1. Généralités 8

2.2. Théories relatives à la suffosion 11

2.2.1. Critères géométriques de suffosion 12

2.2.2. Critères hydrauliques de suffosion 15

2.2.3. Méthode de Kenney and Lau (1985) 16

2.2.4. Méthode de Burenkova (1993) 17

CHAPITRE 3 CARACTÉRISTIQUES DES SOLS À L'ÉTUDE 19

3.1. Sol LG4 19

3.1.1. Reconstitution des sols 19

3.1.2. Essais de compactage 25

3.1.3. Production de fines au compactage Proctor std et dans les essais 27

3.2. Sol Caniapiscau 30

3.2.1. Reconstitution des sols 30

3.2.2. Essais de compactage 31

3.2.3. Pourcentage de fines au compactage Proctor std 32

3.3. Pourcentages nominaux vs pourcentages réels 33

CHAPITRE 4 MÉTHODOLOGIE 34

4.1. Montage 34

4.2. Étude expérimentale 38

4.2.1. Mise en place de l'essai 38

4.2.2. Déroulement d'un essai 43

4.2.3. Étalonnage du perméamètre à vide 44

4.2.4. Traitement des données 45

4.2.5. Précision des capteurs 48

CHAPITRE 5. ANALYSE DES RÉSULTATS 50

5.1. Sol LG4 50

5.1.1. Présentation d'un sol suffosif 50

5.1.1.1 Analyse de la percolation pour l'essai 0 51

5.1.1.2 Analyse granulométrique pour l'essai 0 55

5.1.1.3 Liens avec la théorie existante pour l'essai 0 58

5.1.1.4 Analyse de la percolation pour l'essai 0S 59

5.1.1.5 Analyse granulométrique pour l'essai 0S 62

5.1.1.6 Liens théoriques avec la théorie existante pour l'essai 0S 65

5.1.2. Présentation d'un sol non suffosif 66

5.1.2.1 Analyse de la percolation 66

5.1.2.2 Analyse de la granulométrie 70

5.1.2.3 Liens avec la théorie existante 72

5.1.3. Évaluation de la stabilité interne des sols de LG4 73

5.2. Sol Caniapiscau 83

5.2.1. Analyse de la percolation 83

5.2.2. Analyse granulométrique 85

5.2.3. Liens avec la théorie existante 86

5.3. Discussion 88

5.3.1. Conditions de l'expérience 88

5.3.1.1. Facteurs majeurs 89

5.3.1.2. Facteurs mineurs 92

5.3.2. Recommandations 94

CHAPITRE 6. CONCLUSION 97

BIBLIOGRAPHIE 100

ANNEXES 106

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 Granulométrie moyenne du dépôt 6 (LG4)....21

Tableau 3.2 Expériences effectuées sur le sol en provenance du dépôt 6 à LG4....24

Tableau 3.3 Caractéristiques des essais faits sur le sol en provenance du dépôt 6 à LG4....25

Tableau 3.4 Résultats des essais de compactage sur le sol en provenance du dépôt 6...26

Tableau 3.5 Pourcentage de fines produit par le compactage Proctor std (LG4)....27

Tableau 3.6 Résultats des essais de compactage sur Caniapiscau....32

Tableau 3.7 Pourcentage de fines produit par le compactage Proctor std (Caniapiscau). 32

Tableau 5.1 Pourcentage de fines pour l'essai 0....56

Tableau 5.2 Pourcentage de fines pour l'essai 0S....63

Tableau 5.3 Pourcentage de fines pour l'essai 15....70

Tableau 5.4 Synthèse de la percolation sur les essais LG4....74

Tableau 5.5 Pourcentage de fines pour les essais sur LG4....75

LISTE DES TABLEAUX (SUITE)

Tableau 5.6 Pourcentage de fines pour les essais sur LG4 75

Tableau 5.7 Pourcentage de fines pour les essais sur LG4 76

Tableau 5.8 Résultats des méthodes théoriques pour LG4 83

Tableau 5.9 Caractéristiques et résultats des essais sur Caniapiscau 84

Tableau 5.10 Pourcentage de fines pour les essais sur Caniapiscau 85

Tableau 5.11 Résultats des méthodes théoriques pour Caniapiscau 86

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Réservoir LG4 (SEBJ, 1987) 5

Figure 1.2 Réservoir de Caniapiscau par rapport à LG4 (SEBJ, 1987) 7

Figure 2.1 Perméabilités localisées (par rapport aux capteurs) 10

Figure 2.2 Méthode de Kenney and Lau 16

Figure 3.1 Courbes granulométriques du dépôt 6 à LG4 à l'état naturel 20

Figure 3.2 Courbes granulométriques théoriques des sols reconstitués 22

Figure 3.3 Courbes granulométriques des sols reconstitués (sur 3 kg) 23

Figure 3.4 Courbes de compactage pour le sol LG4 26

Figure 3.5 Production de fines suite au compactage (LG4) 29

Figure 3.6 Courbes granulométriques des sols Caniapiscau reconstitués 30

Figure 3.7 Courbes de compactage pour le sol Caniapiscau 31

Figure 4.1 Essai de percolation avec perméamètre à paroi rigide 34

Figure 4.2 Détail du perméamètre à paroi rigide 35

LISTE DES FIGURES (suite)

Figure 4.3 Détail d'un capteur 37

Figure 4.4 Photo de l'appareillage 37

Figure 4.5 Temps requis pour atteindre la saturation, à des contre-pressions appropriées,en fonction du degré de saturation initial 41

Figure 4.6 Pressions requises pour la saturation d'un sol (selon Lowe and Johnson)..... 42

Figure 4.7 Évolution de la perte de charge en fonction du débit dans le perméamètre à vide 44

Figure 4.8 Précision des capteurs 49

Figure 5.1 Perméabilité globale en fonction du temps pour l' essai 0 53

Figure 5.2 Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 0 53

Figure 5.3 Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 0 ... 54

Figure 5.4 Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 0 54

Figure 5.5 Granulométries de l'essai 0 (ensemble du sol) 57

Figure 5.6 Granulométries de l'essai 0 (fraction < 5mm) 57

LISTE DES FIGURES (suite)

Figure 5.7 Sédimentométries de l'essai 0 58

Figure 5.8 Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 0 59

Figure 5.9 Perméabilité globale en fonction du temps pour l' essai 0S 60

Figure 5.10 Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 0S 61

Figure 5.11 Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 0S61

Figure 5.12 Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 0S 62

Figure 5.13 Granulométries de l'essai 0S (ensemble du sol) 64

Figure 5.14 Granulométries de l'essai 0S (fraction < 5mm) 64

Figure 5.15 Sédimentométries de l'essai 0S 65

Figure 5.16 Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 0S 66

Figure 5.17 Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai 15 68

Figure 5.18 Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 15 68

Figure 5.19 Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 1569

LISTE DES FIGURES (suite)

Figure 5.20 Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 15 69

Figure 5.21 Granulométries de l'essai 15 (ensemble du sol)..... 71

Figure 5.22 Granulométries de l'essai 15 (fraction < 5mm)..... 71

Figure 5.23 Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 15..... 73

Figure 5.24 Répartition des fines (sol total)..... 76

Figure 5.25 Répartition des fines (fraction < 5 mm)..... 77

Figure 5.26 Comparaison des granulométries sur l'ensemble du sol 87

Figure 5.27 Comparaison des sédimentométries 88

LISTE DES SYMBOLES

A	Surface transversale à l'écoulement
D	Diamètre
d_d	Diamètre diviseur
d_{15}, d_{60}, d_{85}, d_{90} et d_{100}	Diamètre des grains à 15%, 60%, 85%, 90% et 100% de passant en poids
e	Indice des vides
F	Fraction de la masse passante pour un diamètre D
g	Accélération gravitationnelle
H	Fraction de la masse comprise entre D et 4D
H	Perte de charge totale
H_x	Perte de charge entre les deux capteurs bordant la zone x
i	Gradient hydraulique
I_r	Degré d'instabilité

LISTE DES SYMBOLES (suite)

k	Perméabilité globale
k_x	Perméabilité de la zone x
L	Distance sur laquelle la perte de charge se produit
m_w	Masse de l'eau
m_s	Masse des grains solides
$P(d_d)$	Pourcentage du point d_d
q	Débit total
S_r	Degré de saturation
u_1, u_2	Pressions interstitielles aux sections 1 et 2
v	Vitesse apparente de l'écoulement
v_1, v_2	Vitesses aux sections 1 et 2
V_s	Volume des grains solides
V_v	Volume des vides

LISTE DES SYMBOLES (suite)

V_w	Volume de l'eau
w	Teneur en eau
w_{opt}	Teneur en eau optimum
z_1, z_2	élévation du point au-dessus d'un plan de référence arbitraire, aux sections 1 et 2
Δh	Perte de charge
Δh_x	Perte de charge dans la zone x
ρ_d	Masse volumique du sol sec
ρ_s	Masse volumique des grains solides
ρ_w	Masse volumique de l'eau

LISTE DES ANNEXES

Annexe A: Caractéristiques des sols LG4 et Caniapiscau.....106

Figure A1. Production de fines suite au compactage (LG4 0% nominal).....107

Figure A2. Production de fines suite au compactage (LG4 5% nominal).....108

Figure A3. Production de fines suite au compactage (LG4 10% nominal).....109

Figure A4. Production de fines suite au compactage (LG4 15% nominal).....110

Figure A5. Production de fines suite au compactage (LG4 25% nominal).....111

Figure A6. Courbes granulométriques des sols reconstitués après compactage (LG4)..112

Figure A7. Production de fines suite au compactage de Caniapiscau (5% nominal).....113

Figure A8. Production de fines suite au compactage de Caniapiscau (état naturel).....114

LISTE DES ANNEXES (suite)

Annexe B: Résultats des essais sur le sol LG4.....115

Figure B1. Granulométrie de l'essai 5A avant compactage.....116

Figure B2. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai 5A.....117

Figure B3. Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 5A.....118

Figure B4. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 5A 119

Figure B5. Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 5A.....120

Figure B6. Granulométries de l'essai 5A (ensemble du sol).....121

Figure B7. Granulométries de l'essai 5A (fraction < 5 mm).....122

Figure B8. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 5A.....123

Figure B9. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai 5B.....124

Figure B10. Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 5B.....125

LISTE DES ANNEXES (suite)

Figure B11. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 5B 126

Figure B12. Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 5B 127

Figure B13. Granulométries de l'essai 5B (ensemble du sol) 128

Figure B14. Granulométries de l'essai 5B (fraction < 5 mm) 129

Figure B15. Sédimentométries de l'essai 5B 130

Figure B16. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 5B 131

Figure B17. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai 10 132

Figure B18. Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 10 133

Figure B19. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 10 134

Figure B20. Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 10 135

Figure B21. Granulométries de l'essai 10 (ensemble du sol) 136

LISTE DES ANNEXES (suite)

Figure B22. Granulométries de l'essai 10 (fraction < 5 mm)..... 137

Figure B23. Sédimentométries de l'essai 10..... 138

Figure B24. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 10..... 139

Figure B25. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai 12A..... 140

Figure B26. Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 12A..... 141

Figure B27. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 12A..... 142

Figure B28. Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 12A..... 143

Figure B29. Granulométries de l'essai 12A (ensemble du sol)..... 144

Figure B30. Granulométries de l'essai 12A (fraction < 5 mm)..... 145

Figure B31. Sédimentométries de l'essai 12A..... 146

Figure B32. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 12A..... 147

Figure B33. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai 12B..... 148

LISTE DES ANNEXES (suite)

Figure B34. Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 12B.....149

Figure B35. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 12B.....150

Figure B36. Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 12B.....151

Figure B37. Granulométries de l'essai 12B (ensemble du sol).....152

Figure B38. Granulométries de l'essai 12B (fraction < 5 mm).....153

Figure B39. Sédimentométries de l'essai 12B.....154

Figure B40. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 12B.....155

Figure B41. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai 25A.....156

Figure B42. Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 25A.....157

Figure B43. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 25A.....158

Figure B44. Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 25A.....159

LISTE DES ANNEXES (suite)

Figure B45. Granulométries de l'essai 25A (ensemble du sol)..... 160

Figure B46. Granulométries de l'essai 25A (fraction < 5 mm)..... 161

Figure B47. Sédimentométries de l'essai 25A..... 162

Figure B48. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 25A..... 163

Figure B49. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai 25B..... 164

Figure B50. Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 25B..... 165

Figure B51. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 25B..... 166

Figure B52. Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 25B..... 167

Figure B53. Granulométries de l'essai 25B (ensemble du sol)..... 168

Figure B54. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 25B..... 169

Figure B55. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai 25C..... 170

Figure B56. Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 25C..... 171

LISTE DES ANNEXES (suite)

Figure B57. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 25C 172

Figure B58. Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 25C 173

Figure B59. Granulométries de l'essai 25C(ensemble du sol) 174

Figure B60. Granulométries de l'essai 25C (fraction < 5 mm) 175

Figure B61. Sédimentométries de l'essai 25C 176

Figure B62. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 25C 177

LISTE DES ANNEXES (suite)

Annexe C: Résultats des essais faits sur Caniapiscau.....178

Figure C1. Perméabilité globale en fonction du temps pour Caniapiscau 5% 179

Figure C2. Perméabilités locales en fonction du temps pour Caniapiscau 5%.....180

Figure C3. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour Caniapiscau 5%.....181

Figure C4. Évolution de la perte de charge selon la position pour Caniapicau 5%.....182

Figure C5. Granulométries de l'essai Caniapiscau 5% (ensemble du sol).....183

Figure C6. Granulométries de l'essai Caniapiscau (fraction < 5 mm).....184

Figure C7. Sédimentométries de l'essai Caniapiscau 5%.....185

Figure C8. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai Caniapiscau 5%.....186

Figure C9. Perméabilité globale en fonction du temps pour Caniapiscau état naturel..187

Figure C10. Perméabilités locales en fonction du temps pour Caniapiscau état naturel.....188

LISTE DES ANNEXES (suite)

Figure C11. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour Caniapiscau état naturel.....189

Figure C12. Évolution de la perte de charge selon la position pour Caniapicau état naturel.....190

Figure C13. Granulométries de l'essai Caniapiscau état naturel (ensemble du sol).....191

Figure C14. Granulométries de l'essai Caniapiscau état naturel (fraction < 5 mm).....192

Figure C15. Sédimentométries de l'essai Caniapiscau état naturel.....193

Figure C16. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai Caniapiscau état naturel.....194

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1. Problématique

Plusieurs barrages dont le noyau est composé de moraine compactée ont un comportement hydraulique différent de celui escompté. Effectivement, une des principales anomalies observées est la concentration de pertes de charge à l'aval du noyau (Stewart et al, 1990). Ce cas a été relevé, entre autres, au réservoir LG4 du complexe hydroélectrique de la Grande Rivière (St-Arnaud, 1995).

Afin d'expliquer ce phénomène, plusieurs interprétations sont possibles, telles la migration des particules, la présence d'air dissous et la consolidation différentielle.

Ces diverses interprétations sont justifiées de la façon suivante:

A) Migration des particules

Suite au claquage hydraulique généré lors de la mise en eau du barrage, il peut exister des zones plus lâches à l'intérieur du noyau. Ces zones favorisent la migration des particules fines. Un déplacement de particules fines peut aussi se produire à travers le squelette même du noyau, sans qu'il y ait ces zones plus lâches.

Dans de tels cas, il s'ensuivrait un colmatage du filtre et un danger d'instabilité interne.

B) Air dissous

Lors de leur submersion, les sols retiennent une partie des gaz libres. Ces gaz sont partiellement ou totalement dissous dans l'eau interstitielle. Lors de l'écoulement, lorsque l'eau atteint une zone de plus faible pression interstitielle, il y a décompression de ces gaz. Les gaz occupant une partie des vides, le degré de saturation, et par le fait même la perméabilité, diminueraient (St-Arnaud, 1995).

C) Consolidation différentielle

La mise en eau du barrage engendre une poussée horizontale qui amènerait la partie amont du noyau en traction et la partie aval en compression. La partie amont possède alors un indice des vides "e" plus élevé que celui de la partie aval (ce phénomène progresse dans le temps). L'hypothèse d'une perméabilité homogène dans le noyau n'est donc pas vérifiée (k=f(e)).

Ce mémoire se concentre sur une de ces interprétations, soit la migration des particules fines au sein même du noyau, reconnue sous le nom de suffosion.

1.2. Mise en contexte

Les essais portent sur des sols provenant de deux endroits: LG4 et Caniapiscau. Une brève description de ces deux réservoirs suit. Cependant, plus d'emphase est mis sur LG4, étant donné que notre étude concerne davantage ce réservoir.

1.2.1 LG4

Le réservoir LG4 fait partie du complexe hydro-électrique La Grande, situé dans le territoire de la Baie James. Ce réservoir de 785 km^2 comprend le barrage principal QA-00 et dix digues dont les plus importantes sont QA-08 et QA-01. On peut voir leur localisation à la figure 1.1.

La moraine utilisée pour le noyau de ces barrages a été compactée à 98% de l'optimum Proctor standard et à une teneur en eau variant entre -0,1% et 0,8% de la teneur en eau à l'optimum Proctor.

La concentration des équipotentielles observées en aval du noyau résulte, selon le rapport de Sierakowski (1994), de l'érosion interne le long de zones fracturées et du blocage du filtre. En effet, les données provenant des inclinomètres ont indiqué des déformations importantes dues à une perte de sol.

Sierakowski suggère donc que, dans un premier temps, la concentration des équipotentielles dans la partie aval du noyau soit due à la migration des particules fines du noyau vers le filtre, après que celle-ci ait temporairement bloqué l'interface noyau-filtre. Dans un second temps, l'érosion sélective le long des zones fracturées serait accélérée, une fois le lessivage des fines vers le filtre entamé.

Le concept de particules fines et libres migrant sous l'effet d'un écoulement n'a pas encore été observé dans les matériaux de faible perméabilité. Ceci est possiblement dû à la lenteur du mécanisme. Nous tenterons de voir avec les résultats de nos essais si ce phénomène peut se manifester.

1.2.2 Caniapiscau

Le réservoir Caniapiscau constitue le réservoir de tête du Complexe La Grande, avec une superficie de 4275 km^2. Il comporte deux barrages et quarante-et-une digues. Sa localisation, par rapport à LG4, est montrée à la figure 1.2.

Du fait de son étendue et du peu de relief de la région, le réseau de fermeture du réservoir est caractérisé par un grand nombre d'ouvrages relativement peu élevés mais souvent très longs (SEBJ,1987).

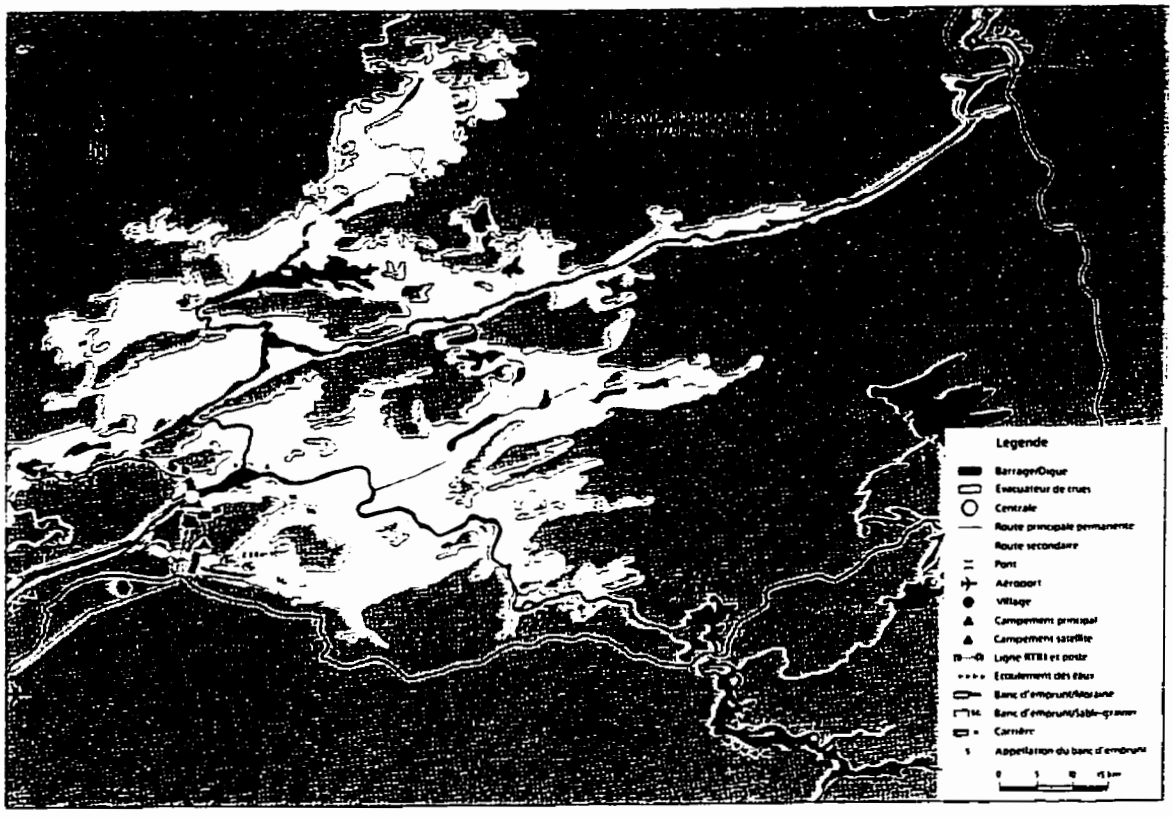


Figure 1.1 Réservoir LG4 (SEBJ, 1987)

1.3. Approche adoptée

Une première partie revise les théories existantes par rapport au phénomène de suffosion. Les théories qui seront appliquées dans ce mémoire sont celles de Burenkova (1993) et de Kenney and Lau (1985). Ces deux théories s'appuient sur des critères géométriques.

La méthode de Burenkova est basée sur une approche empirique, faisant intervenir certains diamètres caractéristiques. La méthode de Kenney and Lau a été conçue à partir

de distributions granulométriques stables. Elle est fonction de la forme de la courbe granulométrique.

Nous mentionnerons ces diverses théories, pour ensuite tenter de faire une critique de celles-ci, à la lumière des résultats de nos expériences.

Une deuxième partie expérimentale consiste à effectuer des essais de percolation sur des moraines dont le pourcentage de particules fines varie d'un échantillon à l'autre. Ces essais permettent d'isoler l'influence de la proportion de fines variant de 4% à 28% (dans le cas de la moraine ayant servi à LG4) sur l'évolution des pressions interstitielles et visent à évaluer les risques de suffosion des moraines compactées vis-à-vis des forces d'écoulement. Les différentes expériences portent majoritairement sur des sols en provenance du dépôt 6, situé en aval du barrage principal de LG4. Deux essais concernent toutefois Caniapiscau. Une contre-pression de 600 kPa et un gradient de l'ordre de 10 sont appliqués à chaque essai.

Lors de l'essai de percolation, la distribution des charges à l'intérieur de l'échantillon est observée. L'échantillon, dont le pourcentage de fines est fixé, est par la suite divisé en cinq tranches et la courbe granulométrique de chacune de ces tranches est déterminée. Il est alors possible, dans un premier temps, de voir s'il y a eu migration des particules. En second lieu, nous souhaitons étudier la corrélation possible entre la distribution des charges et la répartition des particules. Nous pourrons de plus évaluer le

pourcentage "critique" de particules fines, auquel on a des pertes de charge plus concentrées à l'aval.

En conclusion, nous ferons quelques recommandations par rapport aux expériences et proposerons quelques suggestions visant à améliorer d'autres études concernant la suffosion.

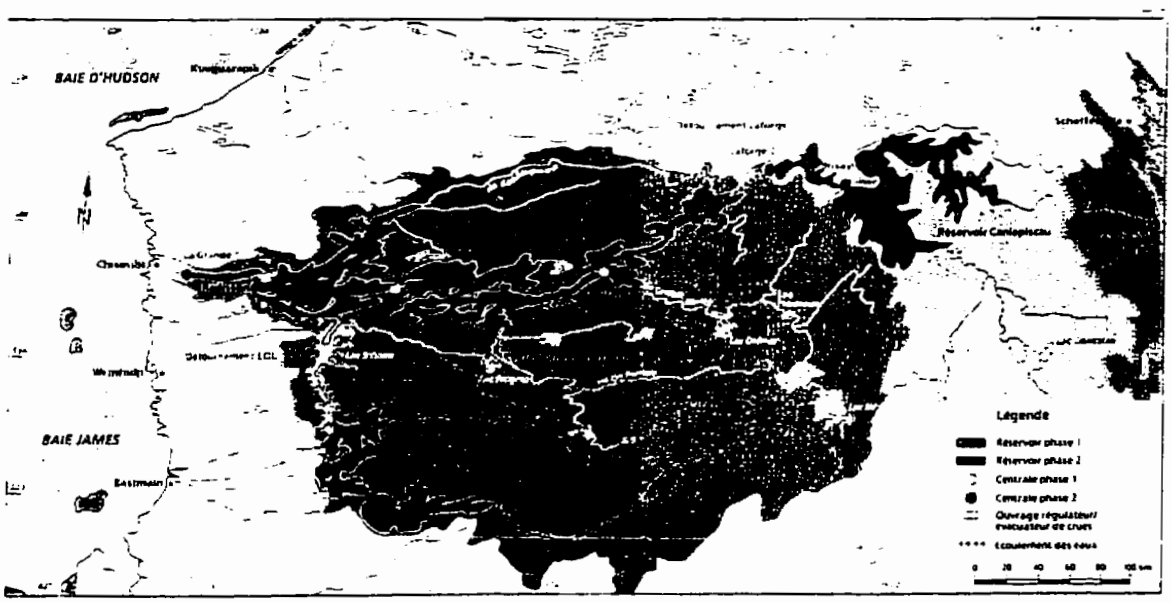


Figure 1.2 Réservoir de Caniapiscau par rapport à LG4 (SEBJ, 1987)

CHAPITRE 2

RAPPELS SUR LA THÉORIE EXISTANTE

2.1. Généralités

Avant d'aborder les prochains chapitres, il nous paraît utile de revoir certaines notions requises pour l'analyse des données (voir section 3.2.4).

La loi de Darcy va comme suit:

$$q = v \times A = k \times i \times A \quad \text{(équ. 2.1) où}$$

q: débit total
v: vitesse apparente de l'écoulement
A: surface transversale à l'écoulement
k: perméabilité
i: gradient hydraulique

Pour que cette loi soit valide, elle doit respecter certaines hypothèses: La première est que l'écoulement est laminaire (on doit donc avoir un nombre de Reynolds compris entre 1 et 10) et la deuxième impose que le sol soit saturé.

Dans la plupart des sols, la vitesse est tellement faible qu'on peut considérer l'écoulement comme laminaire (Holtz et Kovacs, 1991). Étant donné qu'on travaille sur un sol saturé par contre-pression, la loi de Darcy est par conséquent applicable.

Le gradient hydraulique se définit comme suit:

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$ où Δh: perte de charge (équ.2.2)

L: distance sur laquelle la perte de charge se produit

L'équation d'énergie de Bernouilli pour l'écoulement permanent d'un fluide incompressible se traduit par:

$$\frac{v_1^2}{2g} + \frac{u_1}{\rho_w g} + z_1 = \frac{v^2_2}{2g} + \frac{u_2}{\rho_w g} + z_2 + h_f \qquad \text{(équ. 2.3)}$$

où v_1, v_2: vitesses aux sections 1 et 2

g: accélération gravitationnelle

ρ_w: masse volumique de l'eau

u_1, u_2: pressions aux sections 1 et 2

z_1, z_2: élévation du point au-dessus d'un plan de référence arbitraire. aux sections 1 et 2

h_f: perte de charge

Le premier terme est la charge de vitesse, le deuxième est la charge de pression et z correspond à la charge de position. La charge de pression additionnée à la charge de position représente la charge totale (puisque d'après ce qui a été dit précédemment, le premier terme est négligeable).

Dans le cas d'un essai comme le nôtre, il est intéressant de calculer la perméabilité mesurée entre chaque capteur, soient k_1, k_2, k_3 et k_4 (voir figure 2.1).

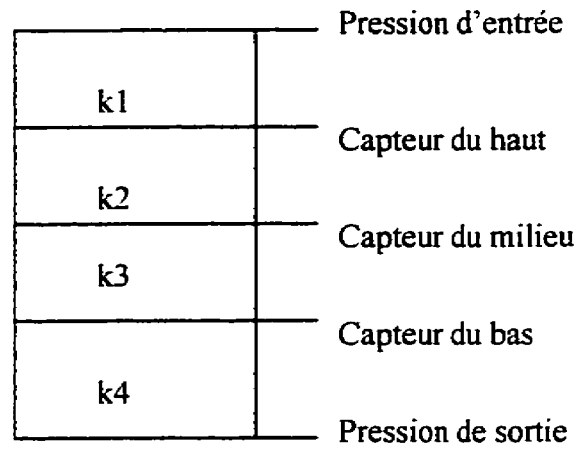


Figure 2.1 Perméabilités localisées (par rapport aux capteurs)

À cette fin, nous utilisons l'équation d'un écoulement perpendiculaire au plan de stratification, soit:

H_x= distance verticale entre les deux capteurs bordant la zone x

$$k_x = v\frac{H_x}{\Delta h_x} = \frac{q}{A}\frac{H_x}{\Delta h_x}$$ où k_x = perméabilité de la zone x (équ. 2.3)

Δh_x = perte de charge dans la zone x

De l'équ. 2.3, on déduit l'équation suivante, qui peut d'ailleurs vérifier la valeur de la perméabilité globale k (perméabilité moyenne), soit:

$$k = \frac{H}{\sum_{x=1}^{n} \frac{H_x}{k_x}}$$ où H = hauteur totale de l'échantillon (équ. 2.4)

2.2. Théories relatives à la suffosion

La définition suivante de la suffosion, retenue par Schuler (1995), nous semble la plus appropriée à notre situation: la suffosion est le réarrangement et le transport des particules fines d'un sol à l'intérieur du squelette constitué par sa fraction la plus grossière, sous l'influence de forces d'écoulement.

Ainsi, le déplacement des particules amène un changement de la structure du sol. Le fait que cette migration interne puisse mener à la formation progressive de vides en constitue le principal danger.

La suffosion dépend de plusieurs paramètres. La taille des grains du sol et leur distribution, la densité du matériau compacté, ainsi que les forces hydrauliques en jeu et le sens de l'écoulement sont les principaux facteurs à considérer.

Pour qu'il y ait instabilité, la structure doit contenir des particules libres de se déplacer et la taille des constrictions (interstices ou vides continus) doit être plus grande qu'une certaine partie des particules libres.

Afin d'établir s'il y a suffosion, on doit dans un premier temps examiner les critères géométriques. Si les conditions géométriques favorisent la suffosion, les conditions hydrauliques seront vérifiées

Pour déterminer la stabilité d'un sol, plusieurs théories existent. Dans le cas de nos essais, nous avons appliqué la méthode de Kenney and Lau (1985), ainsi que celle de Burenkova (1993), puisque ce sont les méthodes les plus conseillées par Schuler (1995) pour notre type de courbe granulométrique. Toutefois, ces méthodes ayant été conçues à partir d'autres sols (filtres granulaires dans le cas de Kenney and Lau), nous verrons qu'elles ne sont pas en accord avec nos résultats expérimentaux. Leurs principes sont énoncés aux sections 2.2.3 et 2.2.4.

Nous ferons d'abord la revue d'autres théories existantes, en les classant selon leur appartenance aux critères géométriques ou hydrauliques.

2.2.1. Critères géométriques de suffosion

Les méthodes connues tiennent surtout compte des courbes granulométriques. Jusqu'à aujourd'hui, aucune méthode satisfaisante ne considère les autres paramètres (la densité, par exemple).

Schuler (1995) a proposé de diviser les critères géométriques en quatre catégories: critère basé sur la règle des filtres, critère basé sur la comparaison avec des distributions

granulométriques théoriquement stables, critère empirique et critère provenant de réflexions théoriques sur la structure des pores dans un sol. Ces critères nous indiquent seulement si géométriquement la suffosion est possible.

Critère basé sur la règle des filtres

Le sol est séparé théoriquement en une portion grossière (considérée comme un filtre) et une partie fine (considérée comme une base). Cette séparation se fait en un point arbitraire.

Kezdi (1969) (réf. Kovacs, 1981) a utilisé comme critère de stabilité interne le critère de filtre de Terzaghi (1948), soit:

$$d_{15\ grossier} / d_{85\ fin} < 4 \qquad \text{(équ. 2.6)}$$

Afin de simplifier l'estimation des diamètres nécessités, Kezdi a mis au point l'algorithme suivant, qui permet de trouver les pourcentages correspondant à ces diamètres: $P(d_{85\ fin}) = 0,85 * P(d_d)$ et $P(d_{15\ grossier}) = 0,85 * P(d_d) + 0,15$ où $P(d_d)$ est le pourcentage en poids du point choisi (d_d) pour la séparation théorique.

On peut donc construire un graphique de $d_{15\ grossier} / d_{85\ fin}$ en fonction du diamètre diviseur d_d. Le diamètre diviseur où on n'observe plus l'inéquation vue ci-dessus nous donne la frontière entre la partie suffosive et la partie formant le squelette du sol.

De Mello (1975), quant à lui, propose un ratio critique de "5" (au lieu de "4") et limite ce critère à des sols ayant une granulométrie discontinue ("gap-graded"). Sherard (1979) propose de son côté une méthode semblable à celle de Kezdi, mais définit un degré d'instabilité $I_r = d_{15\ grossier} / d_{85\ fin}$. Pour un degré d'instabilité inférieur à 5, le sol est considéré stable.

Critère basé sur des distributions granulométriques théoriquement stables

Lubochkov (1965) a élaboré une théorie très connue en Europe de l'est. Il a de plus déterminé graphiquement les limites d'un sol stable, à partir d'essais en laboratoire. Pour en savoir davantage sur cette théorie, on peut consulter les ouvrages cités dans Schuler (1995).

La méthode de Kenney and Lau (1985), expliquée plus loin, fait aussi partie de la catégorie de critères basés sur la comparaison avec des distributions granulométriques stables.

Critère empirique

Plusieurs théories ont été développées, se basant entre autres sur la valeur du coefficient d'uniformité (Cistin (1965) (réf. Kovacs, 1981), Istomina (1957) (réf. Schuler, 1995), Sherard (1989)).

Schuler fait aussi état de d'autres équations empiriques. Pour notre étude, nous ne présenterons cependant que la méthode de Burenkova (1993), à la section 2.2.4.

Critère provenant des réflexions théoriques sur la structure des pores

WAPRO (1970) a établi, à partir d'analyses théoriques sur la structure des pores et de résultats expérimentaux, certains fondements énoncés dans Schuler (1995). Se basant sur la valeur du coefficient d'uniformité et sur le type de courbe granulométrique, il en arrive à la conclusion que deux types de sol sont susceptibles à la suffosion: les sols présentant une discontinuité et les sols dont la granulométrie de la partie fine est plate et allongée (flat tails).

2.2.2. Critères hydrauliques de suffosion

Les critères hydrauliques proviennent de deux sources: les critères empiriques et les critères empruntés aux approches hydrauliques théoriques. Ils s'appuient entre autres sur la valeur des gradients critiques, le sens de l'écoulement et la porosité du sol.

Pour nos essais, nous nous limiterons à l'utilisation de deux méthodes basées sur des critères géométriques, comme nous l'avons déjà mentionné précédemment. Nous croyons que nos conditions hydrauliques, c'est-à-dire un gradient de 10 et un écoulement dans la plupart des cas du haut vers le bas, rendent hydrauliquement possible la suffosion.

2.2.3. Méthode de Kenney and Lau (1985)

Afin d'évaluer le risque d'instabilité granulométrique, Kenney and Lau (1985) ont construit une courbe de H (fraction de la masse comprise entre D et 4D) en fonction de F (fraction de la masse passante pour un diamètre D). La ligne H/F = 1,3 sépare un sol stable d'un sol instable géométriquement, pour une valeur de F comprise entre 0 et 20% dans le cas d'un sol étalé (voir figure 2.2).

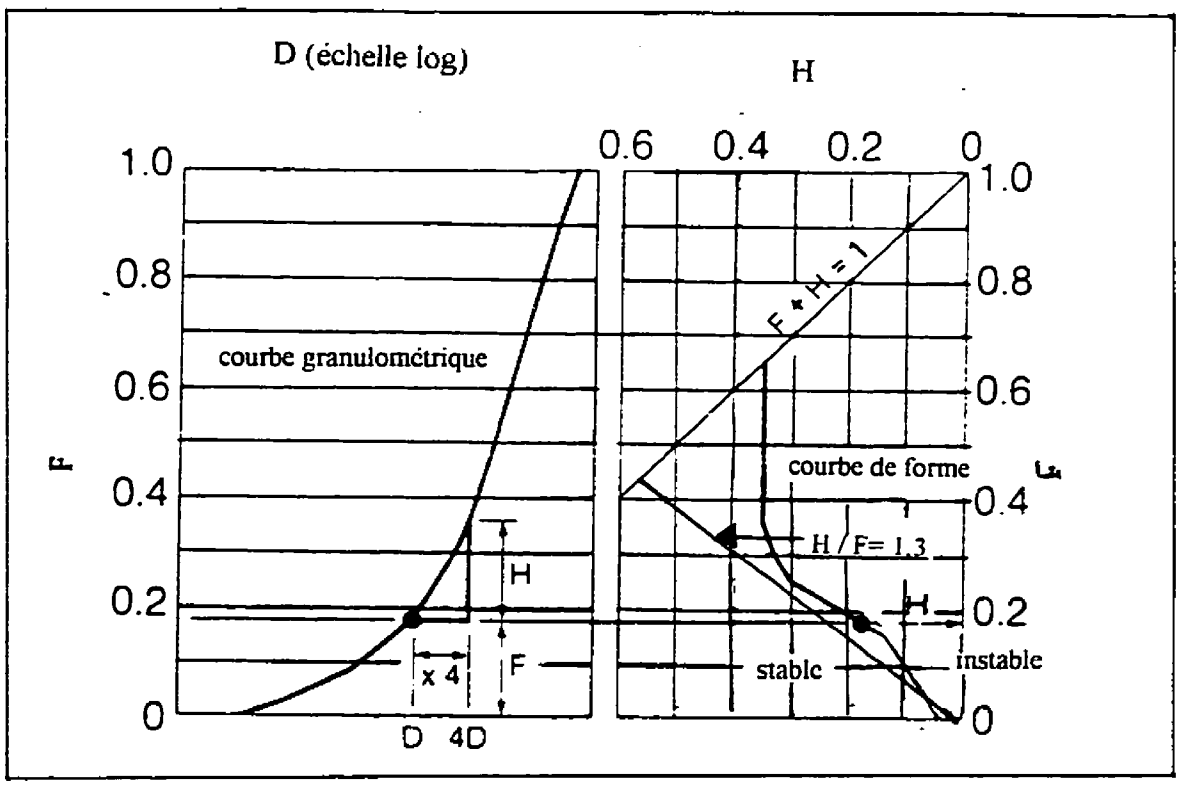


Figure 2.2 Méthode de Kenney and Lau

On établit donc la courbe de forme H:F. Cette courbe est indépendante de la taille des grains. Elle est fonction de la forme de la courbe granulométrique uniquement.

L'intervalle de "4" servant à déterminer la valeur de H a été choisi, puisque les particules de diamètre D peuvent théoriquement passer à travers les constrictions formées par les particules plus grandes ou égales à 4D.

La relation H = 1,3*F, servant à établir une frontière entre un sol stable et un sol potentiellement instable, est inspirée du travail de Loebotsjkov (réf. Schuler, 1995).

Soulignons que Kenney and Lau ont fait des tests sur des sols (filtres granulaires) ne contenant pratiquement pas de particules inférieures à 80 microns. Ce sol est donc beaucoup plus grossier que celui sur lequel on fait nos essais.

2.2.4. Méthode de Burenkova (1993)

La deuxième approche suggérée pour notre type de sol est celle de Burenkova (1993). Cette méthode est basée sur une approche empirique. L'inéquation suivante, si elle est respectée, décrit un sol considéré comme non suffosif:

$$0.76 * \log\left(\frac{d_{90}}{d_{15}}\right) + 1 < \left(\frac{d_{90}}{d_{60}}\right) < 1.86 * \log\left(\frac{d_{90}}{d_{15}}\right) + 1 \qquad \text{(équ. 2.7)}$$

La formule ci-dessous nous permet de trouver une approximation pour le diamètre diviseur qui sépare la partie suffosive de la partie non suffosive, soit:

$$0.55 * \left(\frac{d_{90}}{d_{60}}\right)^{-1.5} < \frac{d_d}{d_{100}} < 1.86 * \left(\frac{d_{90}}{d_{60}}\right)^{-1.5} \qquad \text{(équ. 2.8)}$$

CHAPITRE 3

CARACTÉRISTIQUES DES SOLS À L'ÉTUDE

3.1. Sol LG4

3.1.1. Reconstitution des sols

Des essais granulométriques ont été effectués sur trois seaux de moraine en provenance du dépôt 6 à LG4, choisis au hasard. Chacun des seaux comprend environ 30 kg de moraine. Une comparaison a été faite avec la granulométrie du dépôt numéro 6 de LG4 faite par la firme Techmat au cours de l'été 1995. Les résultats sont présentés à la figure 3.1. On remarque que la fraction grossière déterminée par Techmat est plus importante. Les trois seaux provenant du dépôt 6 à LG4 ont sensiblement la même granulométrie. Notons que ce sol a été coupé à 38 mm.

Les granulométries des sols provenant des trois seaux sont très rapprochées entre les tamis 80 μm et 2.5 mm. Pour la reconstitution des sols, cette portion est conservée. Les particules de diamètre supérieur à 2,5 mm et inférieur à 80 μm ont été extraites du sol par tamisage à sec, pour ensuite reconstituer les pourcentages désirés. Ainsi, la courbe granulométrique obtenue est représentative de la moraine du dépôt 6 à LG4.

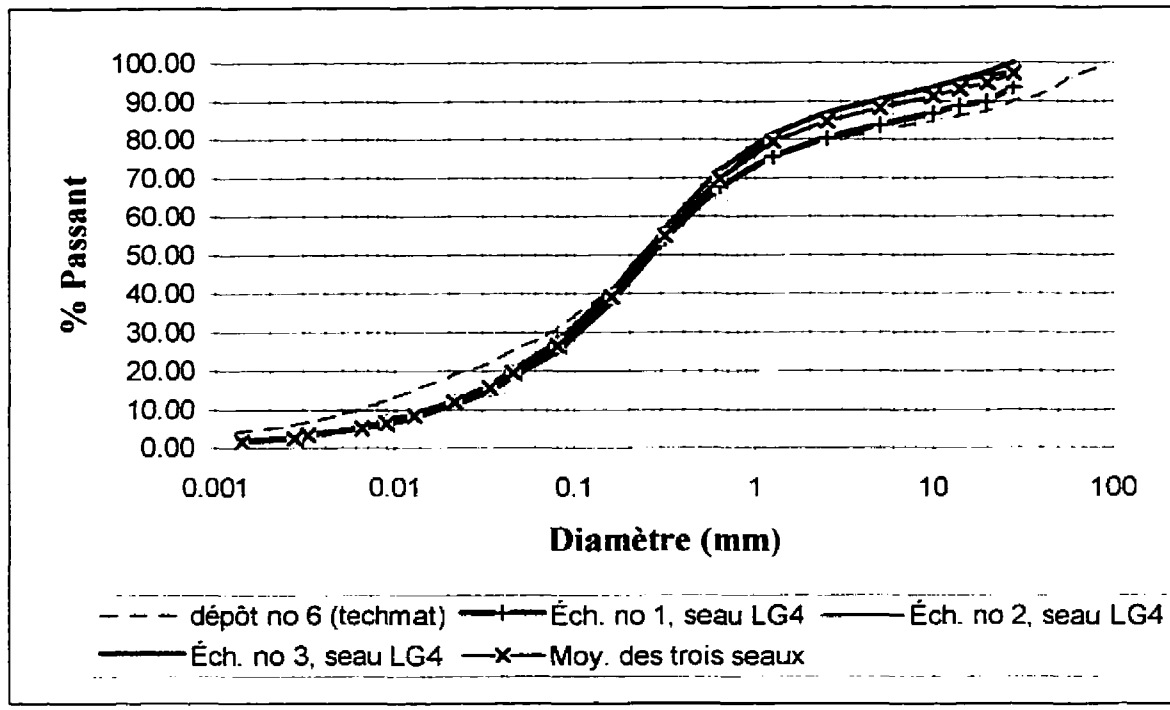


Figure 3.1 Courbes granulométriques du dépôt 6 à LG4 à l'état naturel

Nous avons fait une moyenne des résultats des courbes granulométriques obtenues à partir des trois seaux pour les tamis plus grands que 2,5 mm. Le sol a alors été reconstitué en fonction de ces pourcentages. Nous obtenons ainsi la granulométrie moyenne du dépôt 6 indiquée au tableau 3.1:

Tableau 3.1 Granulométrie moyenne du dépôt 6 (LG4)

Diamètre (mm)	% passant
40	100,00
28	97,07
20	94,56
14	93,18
10	91,25
5	88,26
2.5	84,73
1,25	79,46
0,630	69,78
0,315	54,93
0,160	39,17
0,080	26,58

En ce qui a trait à la proportion de fines, des échantillons ont été reconstitués à des pourcentages nominaux différents. Les valeurs choisies sont de 0%, 5%, 10%, 12%, 15% et 25%. Quelques essais seront répétés, afin de vérifier certains résultats.

Après avoir obtenu les résultats de l'essai sur le sol comportant 15% de fines nominal, nous avons décidé de faire un essai avec 12% de particules fines. Nous voulions de cette façon s'approcher du point critique séparant un sol suffosif d'un sol stable. Étant donné que l'essai à 12% nous donnait des pourcentages de fines après compactage inférieurs à 12%, nous avons tenté un deuxième essai au même pourcentage.

On peut voir précisément à la figure 3.2 la granulométrie théorique à laquelle les sols ont été reconstitués.

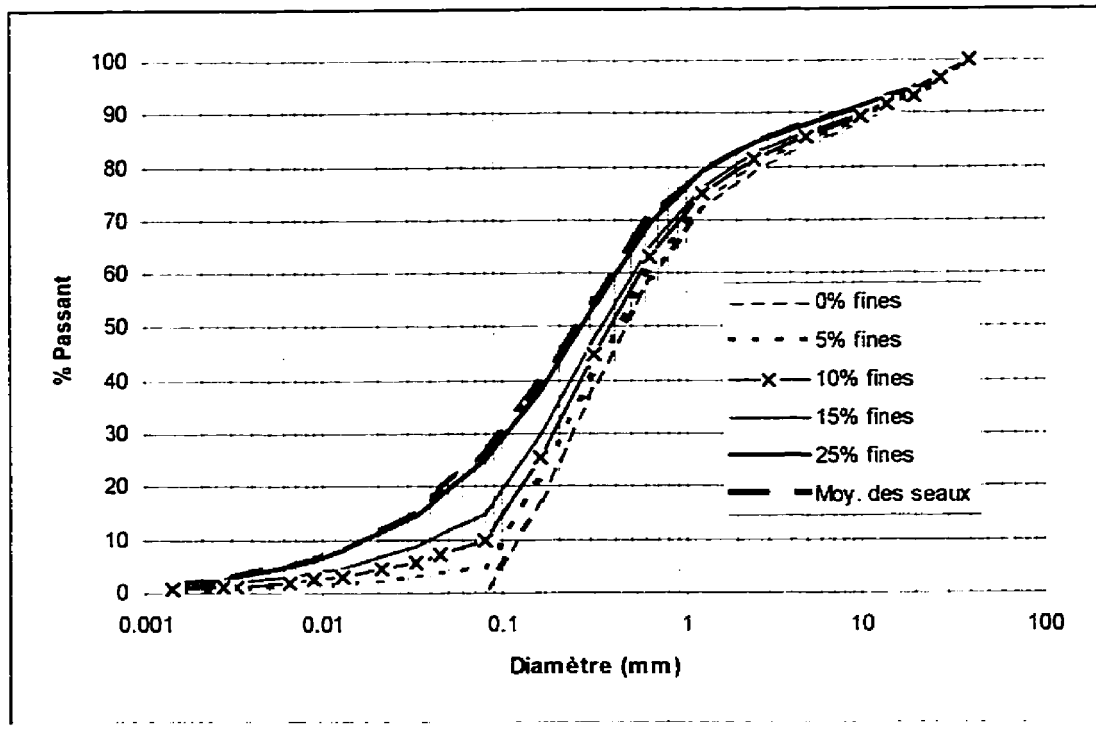


Figure 3.2 Courbes granulométriques théoriques des sols reconstitués

Les courbes granulométriques obtenues suite à la reconstitution des sols sont données à la figure 3.3. On voit qu'on obtient des pourcentages de fines un peu différents que ceux escomptés, soient 6.5%, 10.2%, 14.6% et 19.2%. De plus, si l'on se fie à ces courbes, ces sols sont un peu plus grossiers que prévu. Il nous semble normal d'avoir ces quelques variations, étant donné que ces granulométries ont été faites sur 3 kilogrammes de sol obtenus à partir d'environ 60 kg (pour chaque mélange).

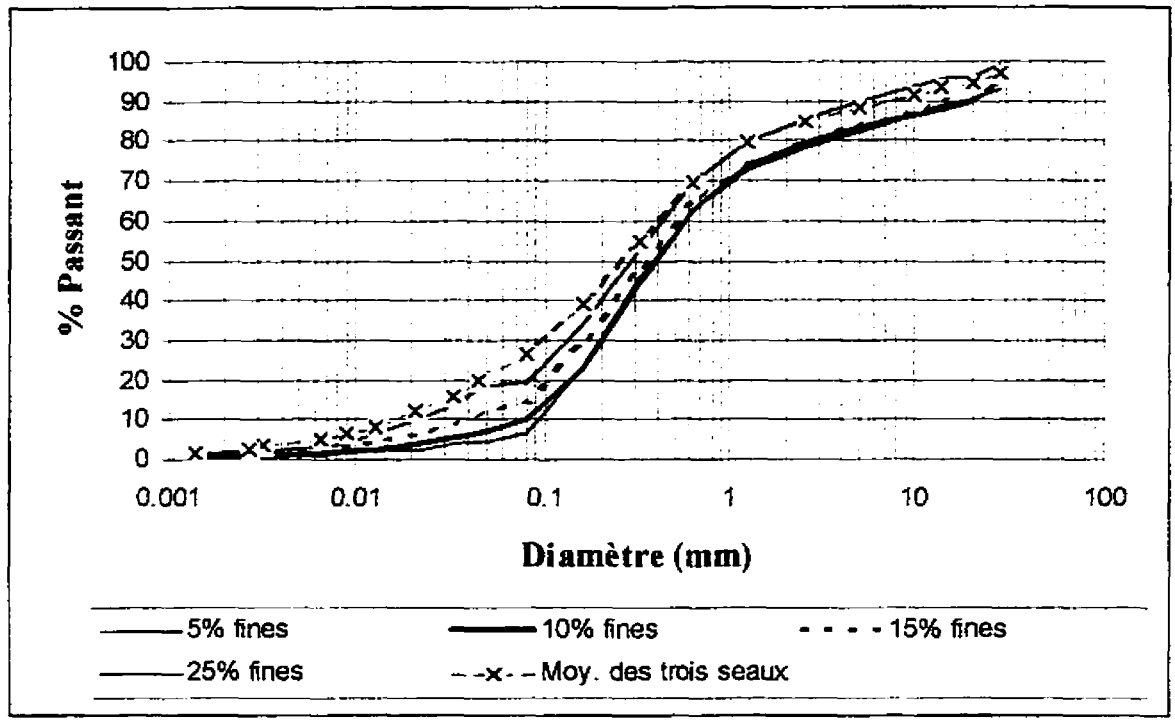


Figure 3.3 Courbes granulométriques des sols reconstitués (sur 3 kg)

Dix essais ont été faits sur la moraine provenant du dépôt 6 à LG4, ainsi qu'un essai témoin sur un sol comportant 5% de fines. Les essais en fonction du pourcentage nominal sont désignés de la façon indiquée au tableau 3.2.

Tableau 3.2 Expériences effectuées sur le sol en provenance du dépôt 6 à LG4

Numéro de l'essai	Description de l'essai
0S	LG4, 0% nominal, avec couche de fines
0	LG4, 0% fines nominal
5A	Techmat, 5% fines nominal
5B	LG4, 5% fines nominal
10	LG4, 10% fines nominal
12A	LG4, 12% nominal, essai 1
12B	LG4, 12% nominal, essai 2
15	LG4, 15% fines nominal
25A	LG4. 25% nominal, essai 1
25B	LG4, 25% nominal, essai 2
25C	LG4, 25% nominal, état naturel

Le tableau 3.3 nous indique le pourcentage de fines réel obtenu après chaque essai de percolation, le pourcentage de compactage par rapport à l'optimum (le pourcentage visé est de 95%), la teneur en eau optimum et le sens de l'écoulement. Une inversion indique qu'il y a eu un écoulement du bas vers le haut.

Tableau 3.3 Caractéristiques des essais faits sur le sol en provenance du dépôt 6 à LG4

No d'essai	% fines réel	% de compact. p/r au max.	teneur en eau optimum	inversion du sens écoul.
0	4,1	98,9	6,0	oui
0S	6,5	98,2	6,0	non
5A	16,6	92,3	8,5	non
5B	7,2	93,4	7,6	non
10	10,7	96,9	7,6	non
12A	10,0	100	7,0	non
12B	10,6	96,7	7,0	non
15A	19,0	93,8	6,5	non
25A	17,1	96,2	6,3	non
25B	28,1	96,0	6,3	oui
25C	27,26	96,9	6,3	non

3.1.2. Essais de compactage

Afin d'évaluer la densité sèche maximale, la méthode du Proctor standard est utilisée, selon la norme D-698.

On peut voir à la figure 3.4 l'allure des courbes de compactage. Le tableau 3.4 nous informe sur les résultats obtenus à partir des essais de compactage. Le pourcentage de fines nominal indique les particules inférieures à 80 μm avant le compactage.

Tableau 3.4 Résultats des essais de compactage sur le sol en provenance du dépôt 6

% de fines nominal	Densité sèche max ρd max (kg/m^3)	Teneur en eau optimum w_{opt} (%)
0	1960	6,0
5	2055	7,6
10	2065	7,6
15	2123	6,5
25	2114	6,3

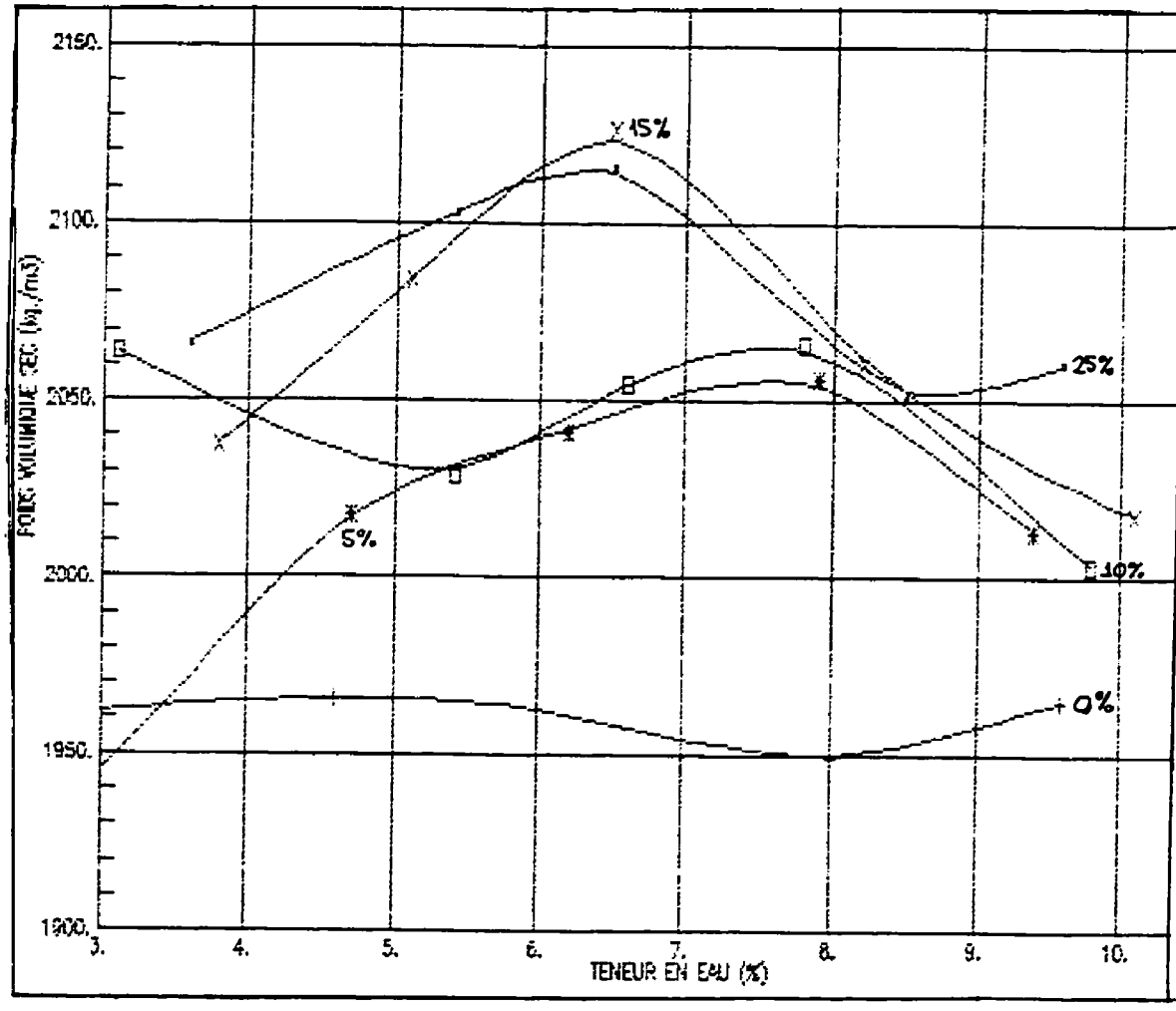


Figure 3.4 Courbes de compactage pour le sol LG4

3.1.3. Production de fines au compactage Proctor std et dans les essais

Les figures A1, A2, A3, A4 et A5 annexées nous montrent les courbes granulométriques obtenues sur les sols contenant 0%, 5%, 10%, 15% et 25% de fines.

On remarque, à partir du tableau 3.5 qui indique le pourcentage produit pour chaque sol, qu'il y a une grande production de fines pour le sol n'en contenant aucune au départ. Plus le sol contient de fines avant compactage, moins il en produit. En effet, moins il y a de particules fines, plus le sol constitué est grossier. Étant donné que les surfaces de contact sont plus petites en ce qui concerne la fraction grossière, c'est le choc des particules de cette fraction qui produit les fines supplémentaires. De plus, la nature fragile des matériaux constituant la moraine du dépôt 6 à LG4, soit le gneiss granitique, explique aussi la forte production de fines.

Tableau 3.5 Pourcentage de fines produit par le compactage Proctor std (LG4)

% de fines avant compactage	% de fines après compactage	Production de fines (%)
0	9,9	9,9
5	14,5	9,5
10	18,6	8,6
15	23,0	8,0
25	30,4	5,4

À la figure 3.5, on peut voir une relation linéaire existant entre le pourcentage de fines après compactage et le pourcentage de fines avant compactage.

Le sol constitué selon la granulométrie du dépôt 6 faite par Techmat donne beaucoup plus de fines. Ceci s'explique par le fait que, même si la granulométrie s'inspire du dépôt 6 à LG4, le matériau provient de LG2 (cet essai fut le premier de notre série; nous n'avions pas encore reçu le sol en provenance du dépôt 6 à LG4 à ce moment-là). La forte production de fines peut aussi s'expliquer par la fraction grossière plus importante dans ce sol.

À la même figure, une comparaison est faite entre la production de fines due à l'essai Proctor standard et celle qui est due au compactage effectué avant les essais de percolation. Le compactage fait avant chaque essai de percolation produit beaucoup moins de fines; ceci s'explique par l'énergie réduite employée à cette fin (le compactage se fait à 95% de la valeur de la densité sèche maximum).

Sur le terrain, le compactage produit probablement moins de fines, car il n'est pas aussi sévère que notre essai Proctor en dix couches. Toutefois, les nombreuses manipulations que le sol *in situ* subit, occasionnent peut-être une production de fines supplémentaire. Nous ignorons par contre si le pourcentage réel de nos essais en laboratoire est comparable au pourcentage de fines suite au compactage *in situ*, en partant d'un même pourcentage nominal. Par contre, les moraines utilisées pour les noyaux de barrage

contiennent un fort pourcentage de fines, ce qui implique une faible production de fines lors du compactage.

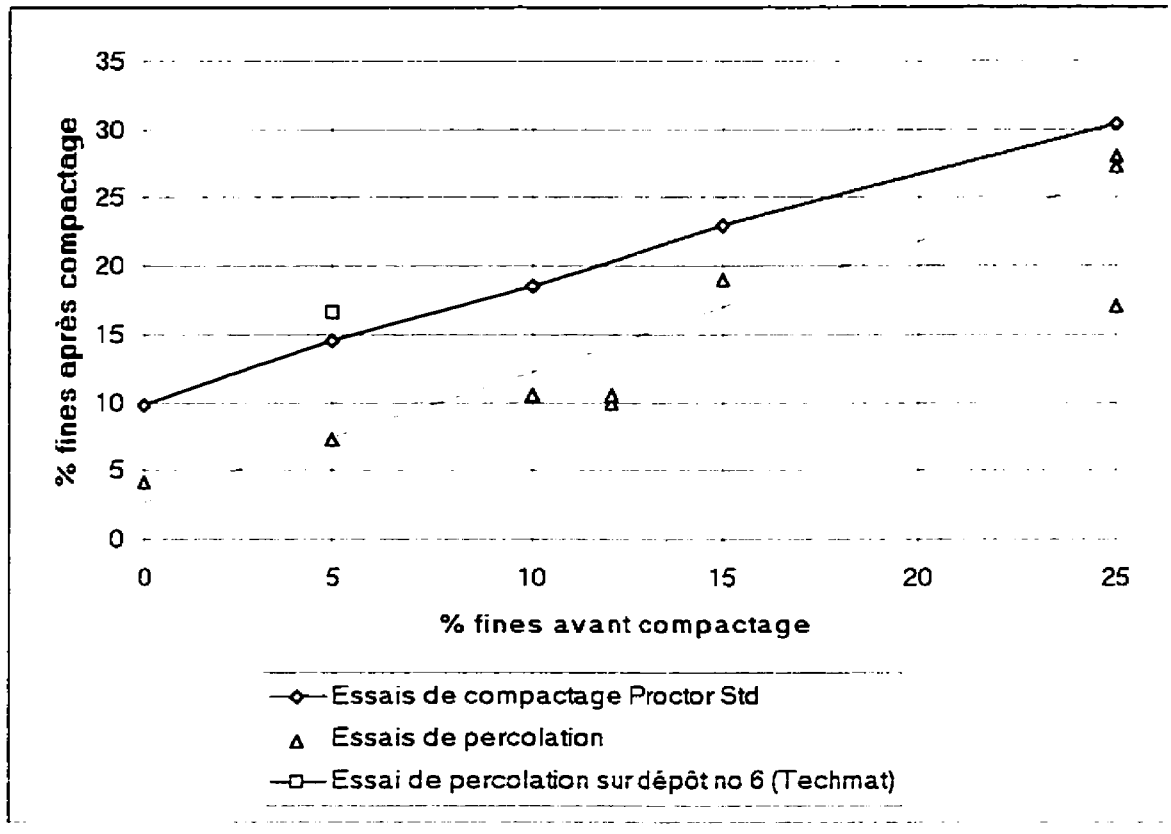


Figure 3.5 Production de fines suite au compactage (LG4)

La figure A6 présentée en annexe résume la granulométrie de chaque sol reconstitué, après l'essai Proctor normal standard.

3.2. Sol Caniapiscau

3.2.1. Reconstitution des sols

Selon les résultats de l'analyse granulométrique du sol Caniapiscau de la firme Techmat, et en rapportant cette analyse sur ce même sol coupé à un diamètre inférieur à 40 mm, nous obtenons la courbe granulométrique représentative montrée à la figure 3.6 (Caniapiscau, état naturel).

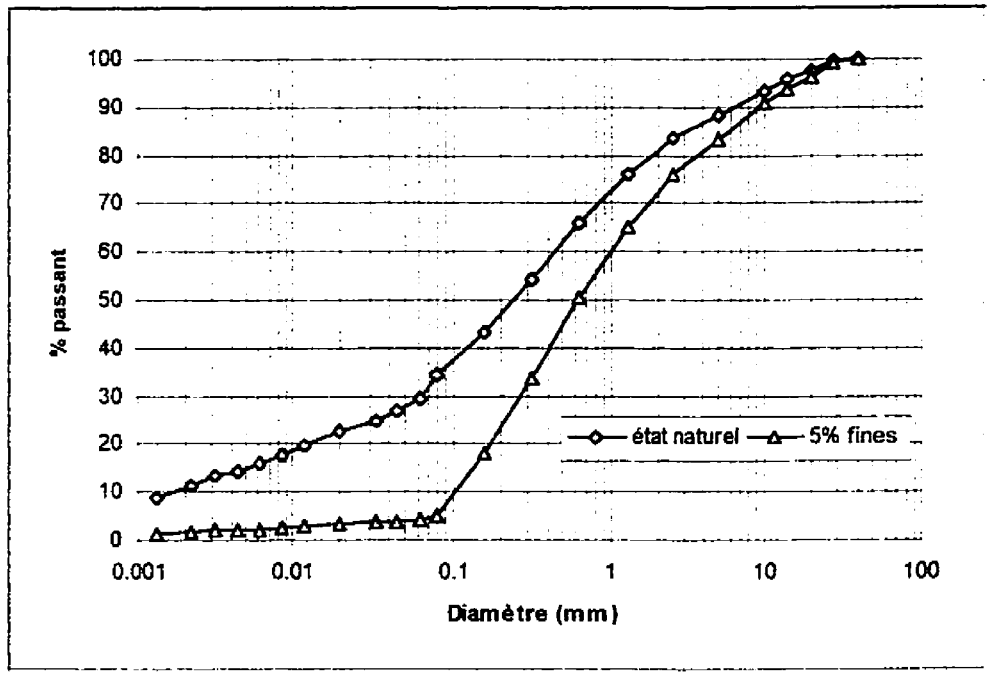


Figure 3.6 Courbes granulométriques des sols Caniapiscau reconstitués

Le sol de Caniapiscau contenant beaucoup plus d'argile que le sol provenant du dépôt 6 à LG4 (silteux pour sa part), toutes les granulométries sont alors effectuées à l'eau. Il en va de

même pour l'extraction des particules inférieures à 75 microns (afin de reconstituer des sols aux pourcentages voulus). Deux sols différents sont constitués, soient des moraines contenant 5% et 34,4% (état naturel) de particules fines. Nous obtenons ainsi les granulométries représentées à la figure 3.6.

3.2.2. Essais de compactage

Les courbes de compactage, obtenues à la suite de l'essai Proctor standard, sont montrées à la figure 3.7. Le tableau 3.6 nous indique les résultats obtenus à partir de ces essais. Le pourcentage de fines indique les particules inférieures à 75 µm avant le compactage.

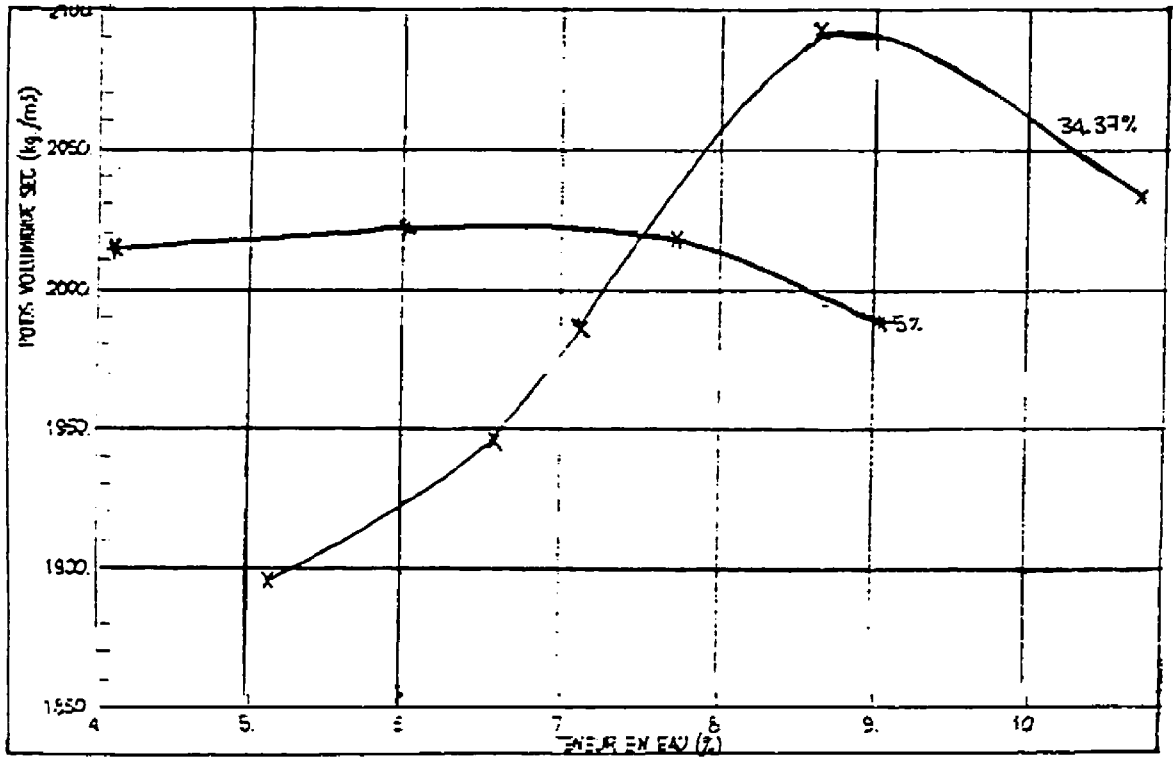


Figure 3.7 Courbes de compactage pour le sol Caniapiscau

Tableau 3.6 Résultats des essais de compactage sur Caniapiscau

% de fines nominal	Densité sèche max ρd max (kg/m^3)	Teneur en eau optimum w_{opt} (%)
5	2022	6,8
34,4	2091	8,8

3.2.3. Pourcentage de fines au compactage Proctor std

Les figures A7 et A8 en annexe nous montrent les courbes granulométriques obtenues sur les sols contenant 5% et 34.37% de fines avant compactage.

Encore une fois, on peut observer une grande production de fines pour le sol contenant 5% de particules inférieures à 75 µm, pour les mêmes raisons que le sol provenant de LG4. Le tableau 3.7 indique le pourcentage de fines produit pour chaque sol.

Tableau 3.7 Pourcentage de fines produit par le compactage Proctor std (Caniapiscau)

% de fines avant compactage	% de fines après compactage	Production de fines (%)
5	14,6	9,6
34,4	40,4	6,2

3.3. Pourcentages nominaux vs pourcentages réels

Tout au long de ce mémoire, le terme " pourcentage nominal " indique le pourcentage de fines contenu dans le sol avant compactage. Comme nous l'avons vu dans les sections précédentes, l'essai de compactage produit des fines; la granulométrie réelle subissant l'essai de percolation est donc celle qui est obtenue après compactage. Nous appelons "pourcentage réel" le pourcentage de fines obtenu à ce moment.

CHAPITRE 4

MÉTHODOLOGIE

4.1. Montage

Afin de vérifier la stabilité interne des moraines compactées utilisées dans les noyaux de barrage, nous avons effectué des essais de percolation sur ce type de sol. La figure 4.1 nous montre le système utilisé pour ces essais.

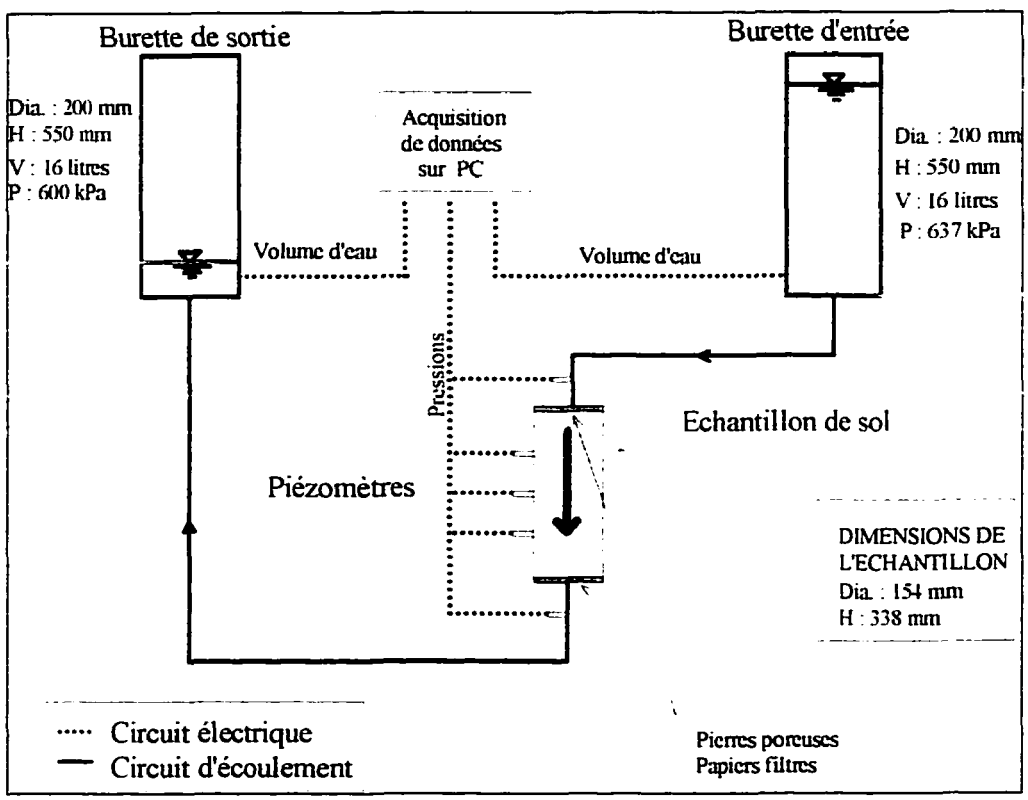


Figure 4.1 Essai de percolation avec perméamètre à paroi rigide

La cellule utilisée pour les essais a une hauteur de 338,4 mm et un diamètre de 154,4 mm. Les burettes d'entrée et de sortie indiquées à la figure 4.1 contiennent un volume d'environ 16 litres. Un détail du perméamètre à paroi rigide est donné à la figure 4.2. Un deuxième montage est aussi utilisé, avec des burettes de 1,3 litre. Ces burettes plus petites sont employées pour les sols moins perméables.

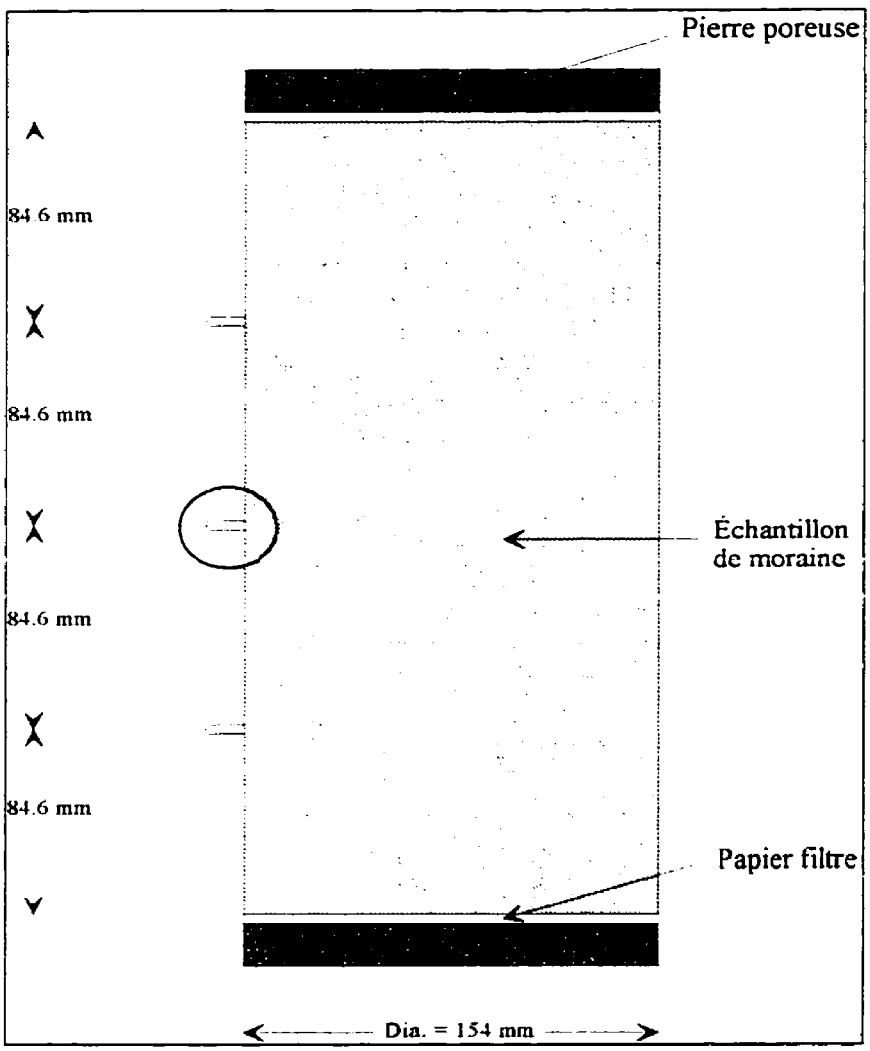


Figure 4.2 Détail du perméamètre à paroi rigide

Cinq capteurs de pression sont placés à équi-distance des deux extrémités du perméamètre. Un circuit électrique relie les capteurs et les deux burettes à l'ordinateur où se fait l'acquisition de données. Les voltages émis des capteurs sont transformés, à l'aide de constantes établies au préalable, en lecture directe de pressions sur PC. Il en est ainsi pour le volume des burettes (lecture directe en litres).

Lorsque la burette d'entrée est vide, on permute les tuyaux reliant les burettes au perméamètre (voir circuit d'écoulement à la figure 4.1), de façon à ce qu'elle devienne la burette de sortie.

Afin de prendre en compte les possibilités d'écoulement préférentiel le long de la paroi, les capteurs sont insérés à un peu plus d'un centimètre de la paroi rigide, avant le compactage de l'échantillon. Leur extrémité est recouverte d'une pierre poreuse incorporée dans la tige, afin de la protéger pendant le compactage. La tige étant assez souple, le compactage se fait aussi autour des capteurs. On ajoute un joint de silicone, dans le but de diminuer l'effet de paroi. La figure 4.3 nous donne un détail du capteur.

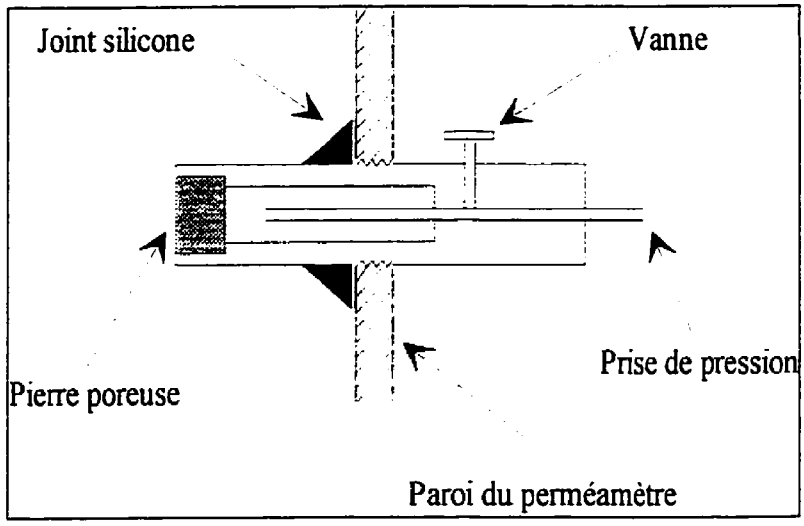


Figure 4.3 Détail d'un capteur

À la figure 4.4, on peut voir une photo de l'appareillage.

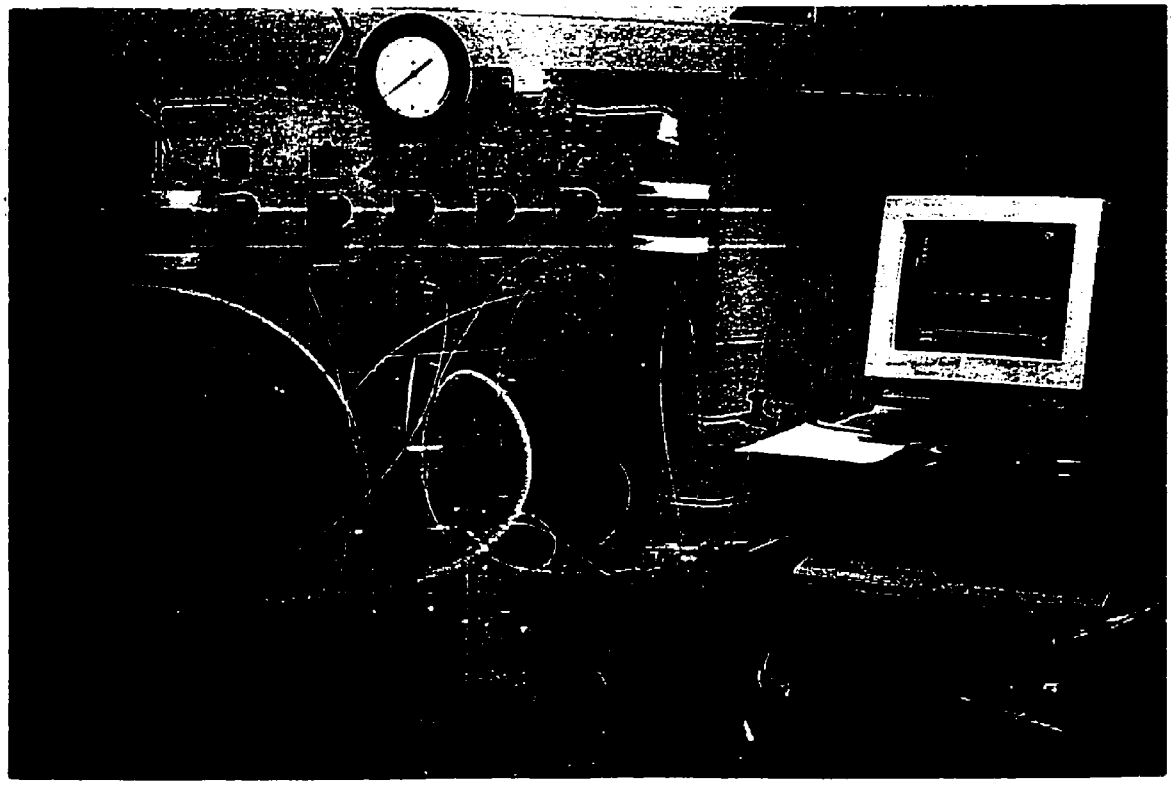


Figure 4.4 Photo de l'appareillage

4.2. Étude expérimentale

Afin d'uniformiser les différents essais de percolation, nous avons élaboré une méthode à suivre pour chaque test.

4.2.1. Mise en place de l'essai

1. L'échantillon est mis à sa teneur en eau optimum (voir tableaux 3.2 et 3.4). Il est ensuite stocké au moins 16 heures en chambre humide, dans un sac bien fermé, afin de s'assurer que l'eau se distribue uniformément dans l'ensemble de la masse.

2. Le sol est d'abord compacté en dix couches à la teneur en eau optimum, à l'aide du marteau Proctor. Afin d'uniformiser ces couches, nous utilisons le séparateur mécanique, conformément aux normes en vigueur. Cette méthode nous permet de diviser le sol en 10 couches homogènes. Nous essayons d'obtenir 95% de la valeur de la densité sèche maximum (voir tableaux 3.2 et 3.4). Le nombre de coups de marteau Proctor augmente avec chaque couche, dans le but de bien distribuer l'énergie de compactage. Nous fixons 9 coups pour la 1ère couche, 12 coups pour les 2^{e} et 3^{e}, 16 coups pour les 4^{e} et 5^{e}, 20 coups pour les 6^{e} et 7^{e}, 23 coups pour les 8^{e} et 9^{e} et 27 coups pour la 10^{e} couche. Après avoir compacté 6 couches, nous vérifions la valeur de la densité et les coups sont ajustés (augmentation ou diminution), selon le résultat obtenu. Des papiers filtres d'une ouverture de 11 µm sont finalement placés à chaque extrémité de l'échantillon, pour éviter que les pierres poreuses ne se colmatent.

3. La saturation se fait d'abord par gravité à partir du bas. En notant le volume d'eau injecté, on peut ainsi avoir une idée du degré de saturation atteint. On utilise pour les essais de l'eau désaérée.

4. On complète l'étape de saturation par l'application graduelle d'une contre-pression (de 100 à 600 kPa). L'échantillon est laissé à une contre-pression de 600 kPa durant environ trois journées. On note encore une fois le volume d'eau infiltré durant cette étape.

Le calcul du degré de saturation se fait de la façon suivante:

On connaît la masse totale de sol utilisé dans l'essai et sa teneur en eau (w), d'où:

$$w = \frac{m_w}{m_s} \Rightarrow$$

m_w (masse de l'eau) (équ. 4.1)

m_s (masse des grains solides)

On connaît la masse volumique des grains solides ρ_s, d'où:

$$\rho_S = \frac{m_S}{V_S} \Rightarrow$$

V_s (volume des grains solides)

Vv (volume des vides) (équ. 4.2)

e (indice des vides)

Le degré de saturation S_r est défini par:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} * 100 \qquad \text{où } V_w = \text{volume de l'eau} \qquad \text{(équ. 4.3)}$$

Le volume de l'eau comprend l'eau injecté durant l'étape de saturation, ainsi que l'eau déjà contenue dans le sol.

Il est important d'utiliser une contre-pression, afin de bien saturer le sol et d'obtenir des mesures valables. En effet, en ce qui concerne la mesure de la perméabilité, la présence d'air dans le sol ne nous permettrait pas de déterminer un coefficient représentatif, étant donné que cet air occuperait une partie des vides, réduisant ainsi la section de l'écoulement. Les bulles d'air peuvent également influencer la réponse des pressions; la saturation est alors requise pour les éliminer.

Les facteurs intervenant dans la valeur de la contre-pression à utiliser sont: les degrés de saturation initial et final, le type de sol, ainsi que le temps (Lowe et Johnson, 1960). Lorsque le degré de saturation est faible, il est avantageux d'utiliser une contre-pression.

Black and Lee (1973) ont démontré que le temps requis pour atteindre un certain degré de saturation final est fonction du degré de saturation initial, de la contre-pression utilisée et des constantes empiriques qui dépendent des conditions du problème. À la figure 4.5, on voit que le temps requis est élevé, surtout lorsque le degré de saturation initial (S_{ri}) est entre 75% et 85%. Il diminue de beaucoup lorsque $S_{ri} > 95\%$ ou encore lorsque $S_{ri} < 75\%$ (les vides d'air plus larges et interconnectés permettent plus facilement l'écoulement de l'eau).

Dans le cas de nos essais, le degré de saturation initial est inférieur à 75%. La figure 4.5 se réfère aux contre-pressions indiquées à la figure 4.6.

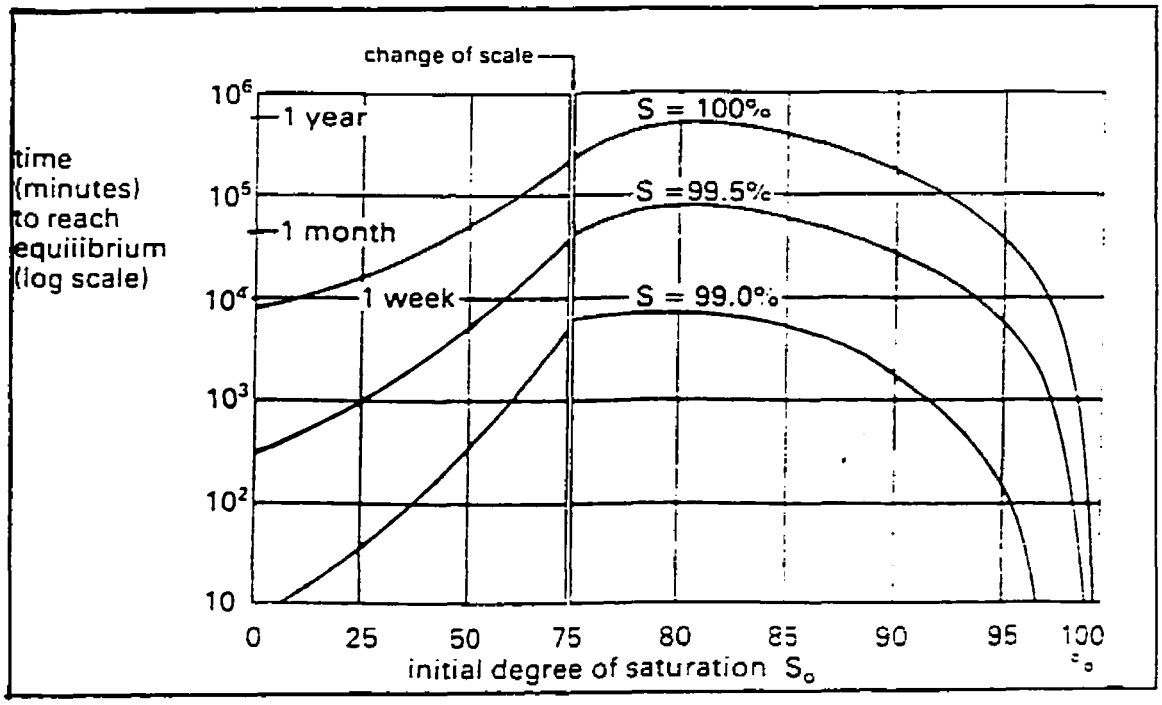


Figure 4.5 Temps requis pour atteindre la saturation, à des contre-pressions appropriées, en fonction du degré de saturation initial

À la figure 4.6, on peut voir une comparaison des pressions requises pour la saturation, selon le cas où on sature par une contre-pression (courbes a)) ou par une pression de confinement seulement (courbe b)). Les figures 4.5 et 4.6 sont applicables à des sols argileux ou encore à des sols très denses.

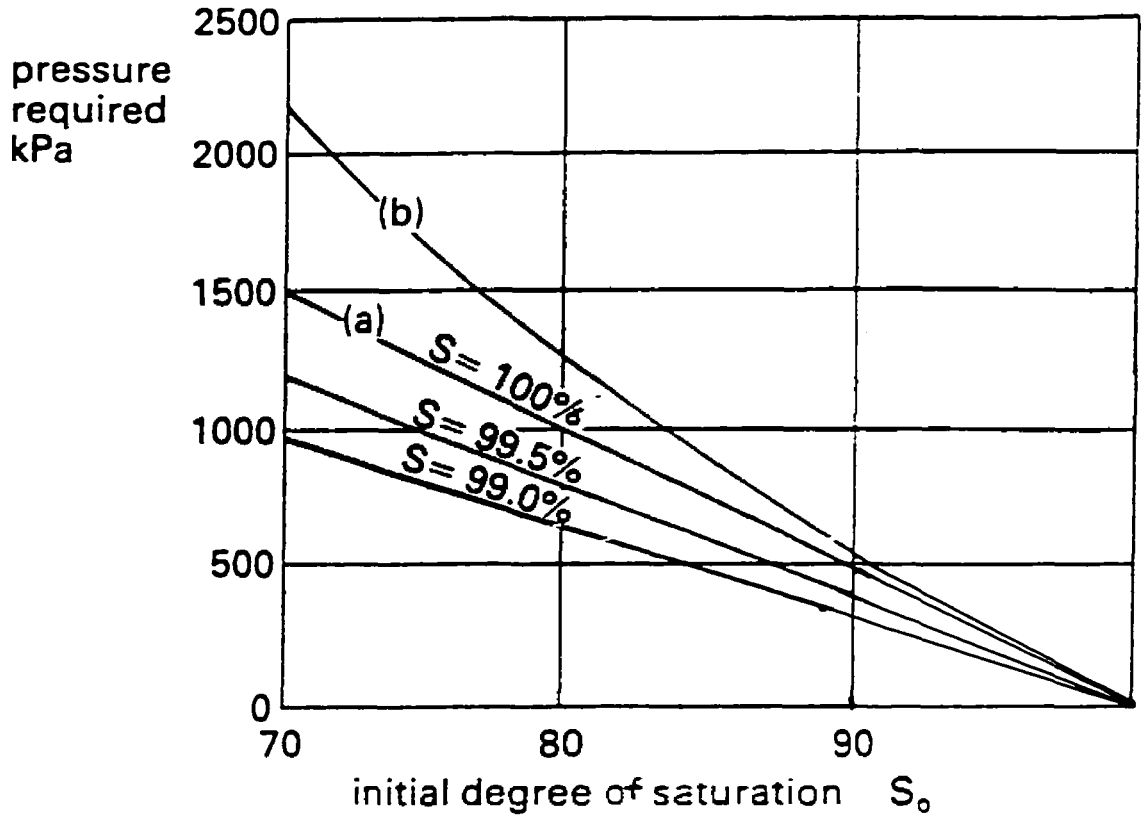


Figure 4.6. Pressions requises pour la saturation d'un sol (selon Lowe and Johnson)

Même si ces figures nous conseillent d'appliquer des contre-pressions supérieures à 600 kPa (nous avons un degré de saturation initial qui va d'environ 40% à 65%), notre appareillage nous permet d'utiliser une contre-pression maximum de 600 kPa. Nous considérons toutefois avoir atteint, avec une contre-pression de 600 kPa appliquée durant environ trois jours, une saturation de 100%, puisque nous avons observé que le volume d'eau injecté est minime entre la fin du premier jour et le troisième jour. Si la saturation complète de

l'échantillon n'est toujours pas obtenue, cela pourrait prendre une période beaucoup trop longue pour y arriver.

4.2.2. Déroulement d'un essai

Lorsque l'hypothèse d'une pleine saturation est posée, on peut débuter l'essai de percolation. Les degrés de saturation ont été calculés. Nous avons obtenu pour tous les essais un degré de saturation allant de 97,3% à 100%. Ce calcul reste très approximatif, dans la mesure où la teneur en eau et la densité des grains solides (ρ_s) supposées peuvent varier. Nous considérons toutefois le sol saturé pour chaque essai, compte tenu des volumes d'eau injecté et du temps accordé à cette saturation.

On applique au début de chaque essai une pression d'environ 637 kPa à la burette d'entrée et une pression d'environ 600 kPa à la burette de sortie. On a alors un gradient d'un peu plus de 11. Étant donné que le niveau d'eau dans les burettes change avec le temps, le gradient diminue à mesure que la burette d'entrée se vide. À la fin d'un cycle (burette d'entrée vide), on a un gradient d'environ 9. Le gradient moyen de 10 est donc obtenu.

Lorsqu'un cycle est terminé, on inverse le processus, c'est-à-dire que la burette d'entrée devient la burette de sortie et vice-versa. L'essai de percolation prend fin lorsqu'on n'observe plus de variation au niveau du débit et des pressions enregistrées. Dans certains cas, on a inversé le sens de l'écoulement (essai 0 et essai 25B), pour vérifier la nouvelle répartition des pressions.

Par la suite, l'échantillon est rétabli à la pression atmosphérique, avant de le démouler. L'échantillon est à ce moment prêt à être coupé en cinq tranches, sur lesquelles des granulométries et des sédimentométries sont effectuées.

4.2.3. Étalonnage du perméamètre à vide

La figure 4.7 nous montre l'évolution de la perte de charge dans le perméamètre à vide en fonction du débit. La perméabilité équivalente pour une perte de charge de 37 kPa (pression d'entrée moins pression de sortie) est de 1,5 E -4 m/s pour le perméamètre rempli d'eau désaérée.

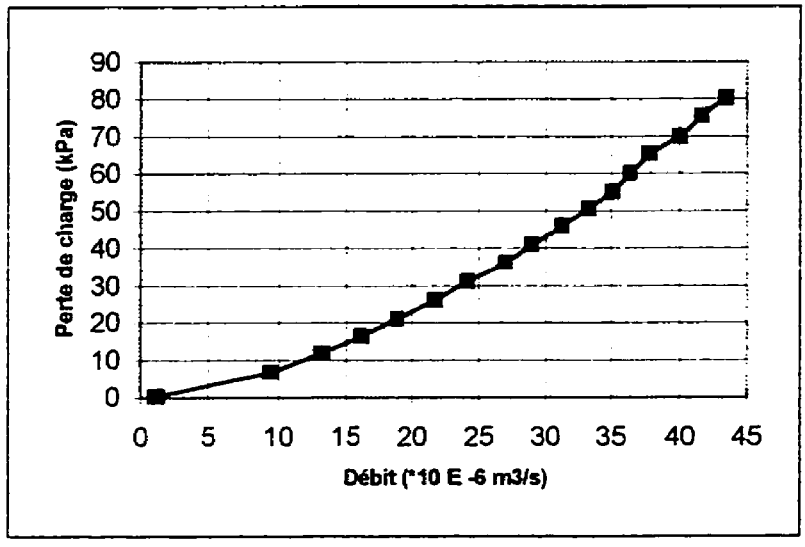


Figure 4.7 Évolution de la perte de charge en fonction du débit dans le perméamètre à vide

Il n'y a pas eu de correction nécessaire relative aux pertes de charge du perméamètre, étant donné l'ordre de grandeur des débits obtenus pour la durée totale des essais (si on omet les deux premières minutes de mesure qui sont incertaines).

4.2.4. Traitement des données

Les données fournies sont les volumes des burettes d'entrée et de sortie, le temps, ainsi que les charges de pression aux différentes positions (voir figure 3.2). Nous avons cependant des doutes sur la validité des mesures prises dans les deux premières minutes, particulièrement dans le cas des sols où le pourcentage de fines est faible (perméabilité globale en début d'essai par conséquent plus forte).

Pour chaque essai, nous avons suivi la démarche suivante:

1) Calculer le débit

2) Calculer les charges totales

3) Calculer le gradient

4) Calculer la perméabilité

5) Tracer un graphique de la perméabilité globale et des perméabilités localisées en fonction du temps

6) Ramener les charges totales à un gradient de 10 de cette façon:

$$\textit{charge totale} * 10 \quad \textit{gradient calculé à l'étape 3}$$

7) Tracer un graphique du pourcentage de perte de charge en fonction de la position des capteurs et du temps, ainsi qu'un graphique avec l'évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps. L'évolution des capteurs est notée sous forme de charge totale calculée à l'étape 6 moins la charge totale de sortie. Ainsi, pour un gradient de 10, nous avons une valeur constante de 33,2 kPa à l'entrée et une charge totale nulle à la sortie.

De plus, des granulométries et des sédimentométries sont faites tout le long de l'échantillon (on découpe 5 tranches). Les granulométries sur le sol en provenance du dépôt 6 à LG4 ont toutes été faites à sec, sauf les essais 25B et 25C. Étant donné le pourcentage de fines après compactage sous-estimé dans le cas de l'essai 25A (pourcentage obtenu inférieur à 25%), nous avons préféré effectuer pour les essais 25B et 25C des granulométries à l'eau. Il en va de même pour le sol Caniapiscau, compte tenu de sa teneur en argile. La numérotation des tranches est croissante du haut (no 1) vers le bas (no 5). La tranche 5 a une épaisseur inférieure aux quatre autres tranches afin que, dans le cas d'une migration, le phénomène s'observe plus facilement. Quatre tranches ont donc une épaisseur d'environ 80 mm et la tranche 5 mesure un peu moins de 20 mm.

Pour obtenir le pourcentage de fines global du sol après chaque essai, nous cumulons les masses des fines et les masses totales des cinq tranches obtenues. Nous avons ainsi le pourcentage de fines réel pour chaque essai de percolation.

Pour chaque tranche, les analyses granulométriques sont effectuées en considérant:

- la masse totale de sol,
- la masse de sol dont le diamètre des grains est inférieur à 5 mm,
- la masse de sol fin (plus petit que 75 μm ou 80 μm, selon la provenance du sol).

On relativise de cette façon les graphiques, afin de diminuer l'influence des grosses particules et de mieux observer le comportement des grains les plus fins. Les résultats théoriques, selon Kenney and Lau (1985) et Burenkova (1993) sont aussi fournis pour chaque essai. Ces théories ont été appliquées aux granulométries réelles.

Comme nous l'avons mentionné déjà à la section 3.3, il y a une importante distinction entre le pourcentage de fines nominal et le pourcentage de fines réel. Sur les graphiques exprimant les résultats de chaque test, les deux types de pourcentages sont mentionnés.

4.2.5. Précision des capteurs

Afin de connaître la précision des capteurs, nous avons laissé le perméamètre , rempli d'eau désaérée, pendant une nuit à des pressions voisinant 600 kPa. La figure 4.8 nous montre les résultats obtenus:

Capteur "in"et capteur "out": précision de ±1,3 kPa

Capteur du haut et capteur du milieu: précision de ±0,9 kPa

Capteur du bas: précision de ±0,7 kPa

Il nous apparaît essentiel d'indiquer que la précision des capteurs est cependant moins bonne lorsque le perméamètre contient les sols à l'étude (et non tout simplement de l'eau désaérée). Ceci a pu être décelé en observant les données acquises. On peut affirmer, à partir de celles-ci, que la précision des capteurs est plutôt dans l'ordre de ±1 kPa.

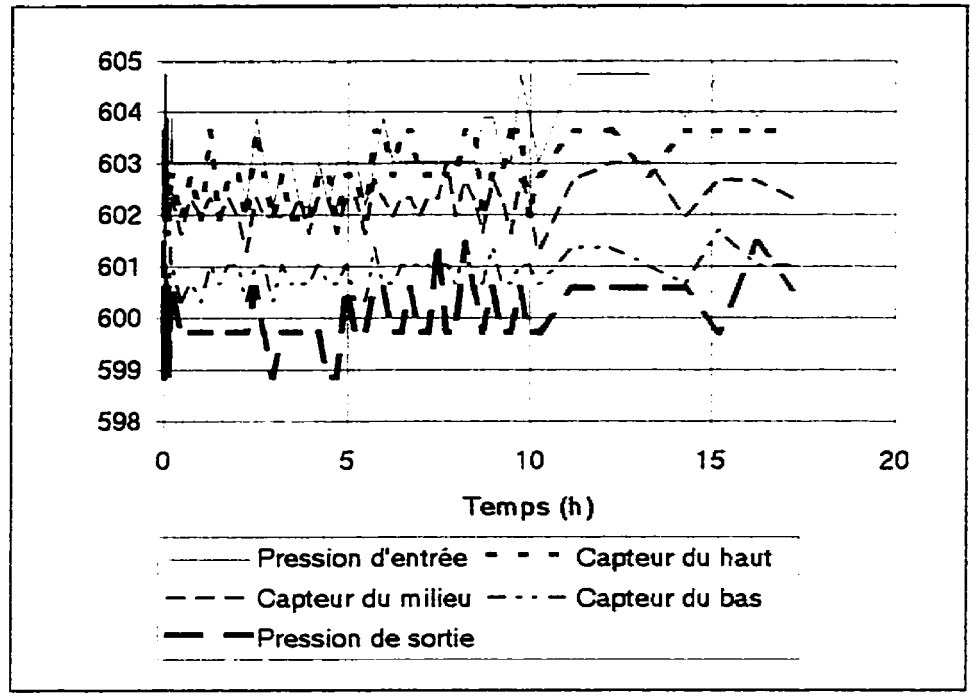


Figure 4.8 Précision des capteurs

CHAPITRE 5

ANALYSE DES RÉSULTATS

5.1. Sol LG4

Pour fins d'illustration, nous présentons tout d'abord le cas de deux essais suffosifs (essai 0 et essai 0S) et le cas d'un essai non suffosif (essai 15). Rappelons que les types d'essais sont indiqués au tableau 3.2, à la section 3.1.1. Les graphiques obtenus pour les autres expériences sont présentés en annexe. Une synthèse des résultats de tous ces essais est faite à la section 5.1.3.

Notons que l'essai 5A a été fait sur un sol reconstitué selon la granulométrie effectuée par la firme Techmat (voir figure 3.1). Le matériau utilisé pour la reconstitution du sol ne provenait pas du dépôt 6 à LG4. L'essai 25C, quant à lui, représente le dépôt 6 à son état naturel. Il contient un peu plus de 25% de fines. Pour les essais à 12% de fines nominal, nous avons interpolé, à partir des résultats des essais de compactage, une teneur en eau optimum de 7% et une densité sèche maximum de 2094,0 kg/m^3.

5.1.1. Présentation d'un sol suffosif

Nous avons choisi de montrer les essais 0 et 0S, parce qu'ils illustrent clairement le cas d'une migration interne. Pour ces essais, la teneur en eau optimum utilisée est de 6,0% (voir tableau 2.2).

Pour l'essai 0S, nous avons compacté dans un premier temps ce sol qui ne contenait aucune particule inférieure à 80 µm. Avant le début de la saturation, nous avons ajouté une mince couche de fines (épaisseur de 5mm) au sommet de l'échantillon, soit 177 grammes. Nous voulions de cette façon observer le déplacement de ces particules. Pour l'analyse des résultats, nous devons toutefois prendre en compte le pourcentage de fines produites inévitablement pendant le compactage.

5.1.1.1 Analyse de la percolation pour l'essai 0

Les résultats aux figures 5.1 à 5.4 nous permettent les observations suivantes.

À la figure 5.1, où on peut lire la perméabilité globale en fonction du temps, on voit que la perméabilité globale s'est stabilisée à 1,4 E -6 m/s. Chaque pic correspond à la permutation des burettes, lorsque la burette d'entrée est vide (changement de cycle). Ces mêmes pics sont aussi observés à la figure 5.3, en ce qui a trait au gradient en fonction du temps.

La figure 5.2 nous montre les perméabilités locales en fonction du temps. On voit que la perméabilité locale de la dernière couche, soit k_4, est d'un à deux ordres de grandeur plus faible que le reste de l'échantillon. Ceci semble nous indiquer que le bas de l'échantillon contient plus de particules fines et qu'il y a eu une migration interne. Il est bon de mentionner que certaines perméabilités locales manquent de précision (comme

k_1 dans ce cas-ci). Ceci est dû à la faible différence de pression qui peut exister entre deux capteurs qui se suivent.

Aux figures 5.3 et 5.4, où on peut lire l'évolution des capteurs en fonction du temps, on remarque que lorsqu'on a un temps d'environ 30 minutes, les pressions se sont stabilisées et que la perte de charge est concentrée à l'aval. Nous appellerons ce moment "temps de suffosion". Notons qu'à cause de la précision des capteurs, certaines charges totales sont plus élevées que la charge à l'entrée (33,2 kPa pour un gradient de 10).

La diminution de la perméabilité globale observée au début de l'essai concorde avec l'évolution des pressions. Nous avons en effet une perte de charge qui augmente dans le sens de l'écoulement avec le temps.

Notons aussi que la perméabilité globale calculée à la figure 5.2 (équ. 2.5) correspond bien à celle qu'on avait trouvée à l'aide de la loi de Darcy (équ. 2.1) à la figure 5.1.

On considère qu'il n'y a pas de perte de charge due au perméamètre, étant donné l'ordre de grandeur des débits qui est de 10 E -7 m^3/s pour l'essai 0 (à partir des 30 premières minutes de l'essai jusqu'à la fin).

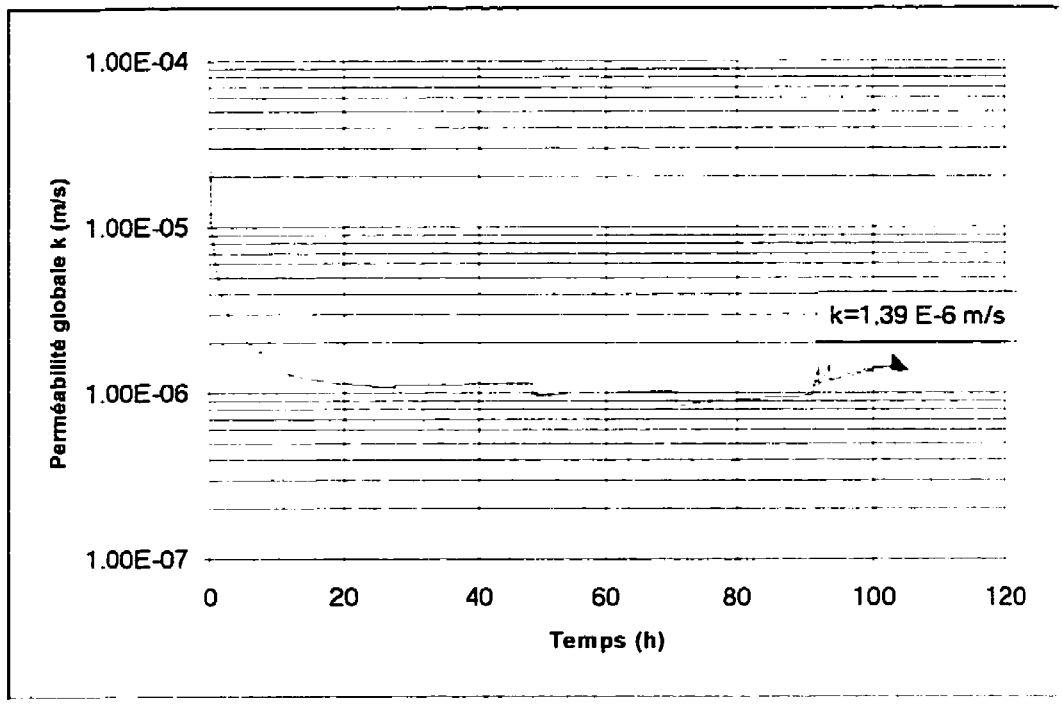


Figure 5.1 Perméabilité globale en fonction du temps pour l' essai 0

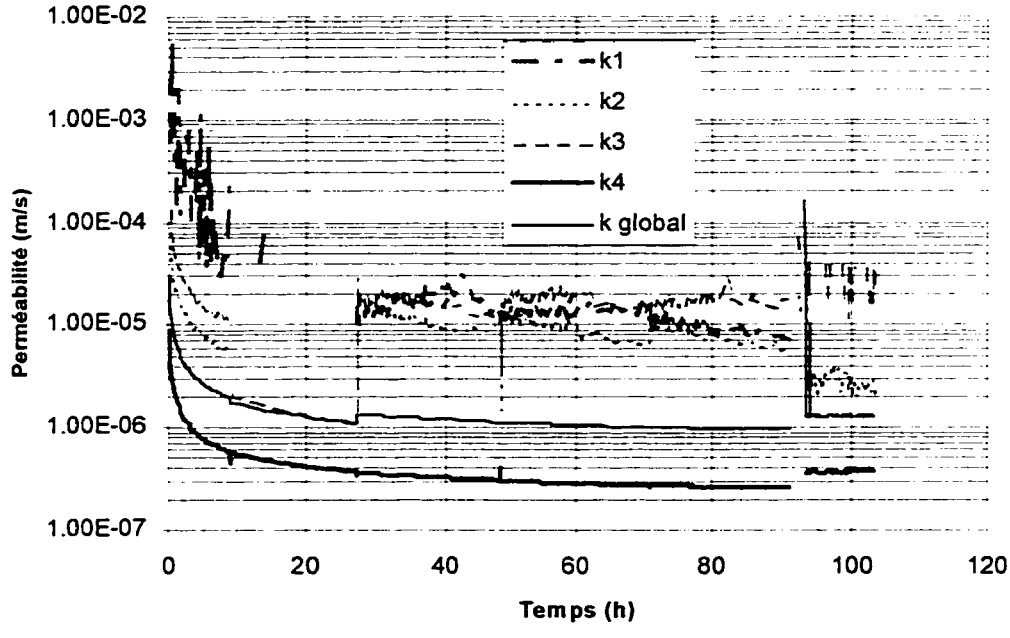


Figure 5.2 Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 0

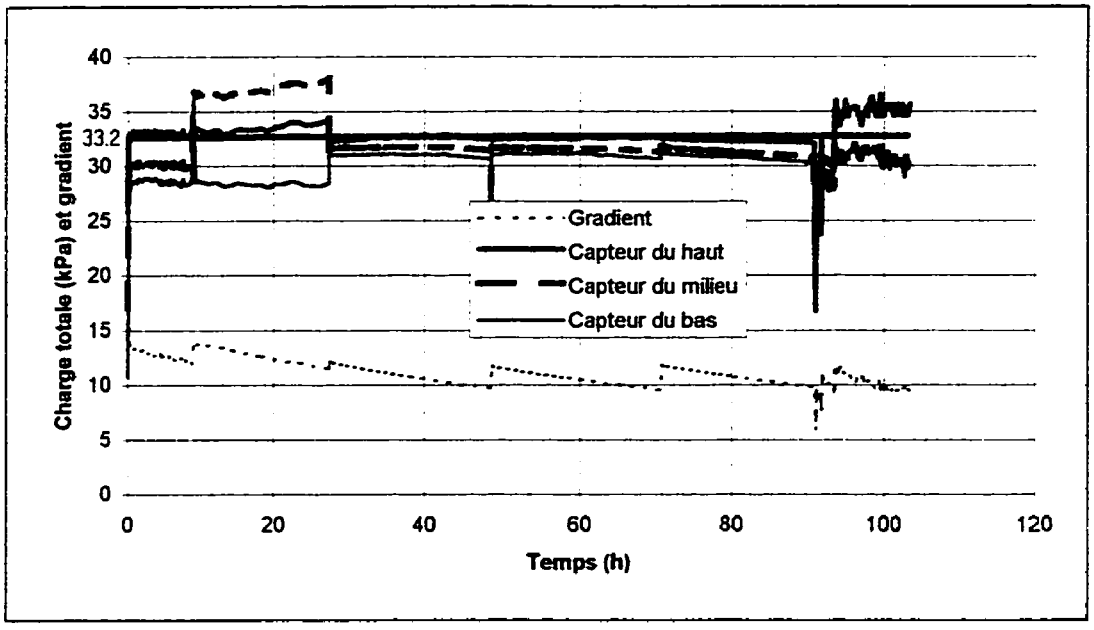


Figure 5.3 **Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 0**

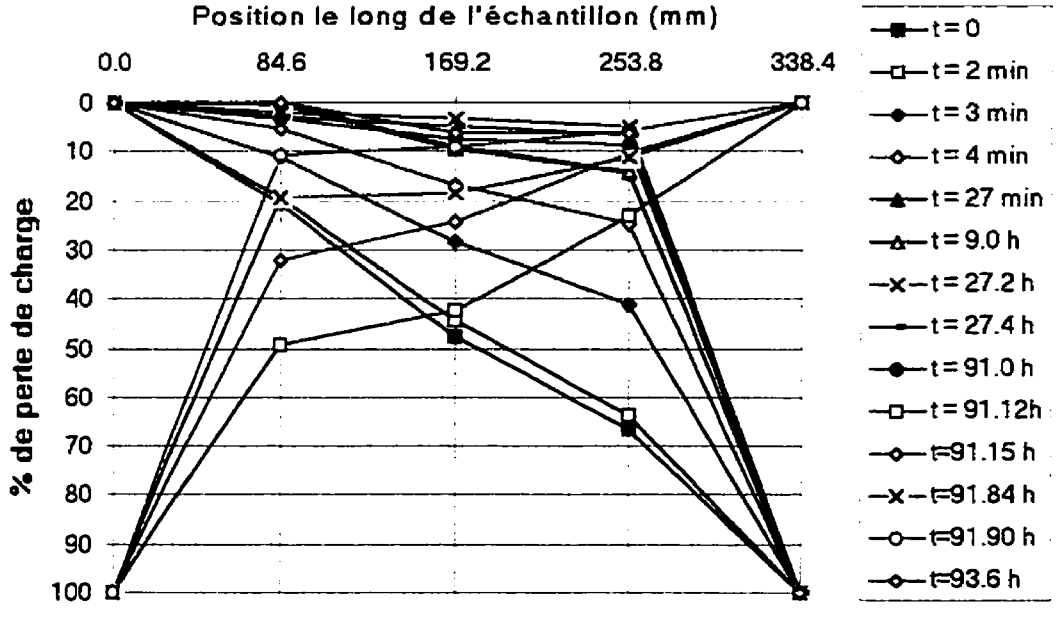


Figure 5.4 **Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 0**

Pour l'essai 0, nous avons inversé l'écoulement pendant une période d'environ deux heures (au temps t=91,12 h). On voit sur la figure 5.4 que la perte de charge se concentre à ce moment-là dans le haut de l'échantillon. Les cycles durant l'écoulement du bas vers le haut, sont beaucoup plus courts (2,5 heures pour la vidange d'une burette vs 24 heures). Ceci est dû au fait qu'il y a moins de points de contact lors d'un écoulement du bas vers le haut, étant donné que le compactage se fait dans le sens inverse. Dès qu'on rétablit l'écoulement du haut vers le bas, la perte de charge la plus importante se retrouve instantanément dans le bas.

5.1.1.2 Analyse granulométrique pour l'essai 0

Les figures 5.5 à 5.7 présentent les courbes granulométriques, en considérant dans un premier temps l'ensemble du sol, dans un second temps la fraction inférieure à 5 mm et finalement les résultats des sédimentométries. On note que la dernière tranche contient légèrement plus de fines, soit un pourcentage d'environ 3% à 4% supérieur aux autres tranches. La granulométrie est donc cohérente avec les pressions enregistrées tout le long de l'essai de percolation. Les lectures des capteurs nous indiquent en effet une concentration de pressions interstitielles à l'aval, ce qui nous laisse supposer un déplacement de particules fines. Le tableau 5.1 montre les résultats des essais granulométriques sur ce sol après l'essai de percolation.

Tableau 5.1 Pourcentage de fines pour l'essai 0

Tranche	% fines (ensemble du sol)	% fines (fraction < 5mm)
1	5,0	5,9
2	3,2	4,0
3	4,9	6,0
4	3,8	4,5
5	8,2	9,3
totalité	4,1	—

Le sol a été compacté à une densité de 1938,6 kg/m^3, soit 98,9% du maximum Proctor. La production de fines est moindre que celle obtenue au tableau 3.3 pour un sol ne contenant pas de particule fine avant compactage. Ceci s'explique par le fait qu'on compacte à une énergie moindre qu'un essai Proctor normalisé.

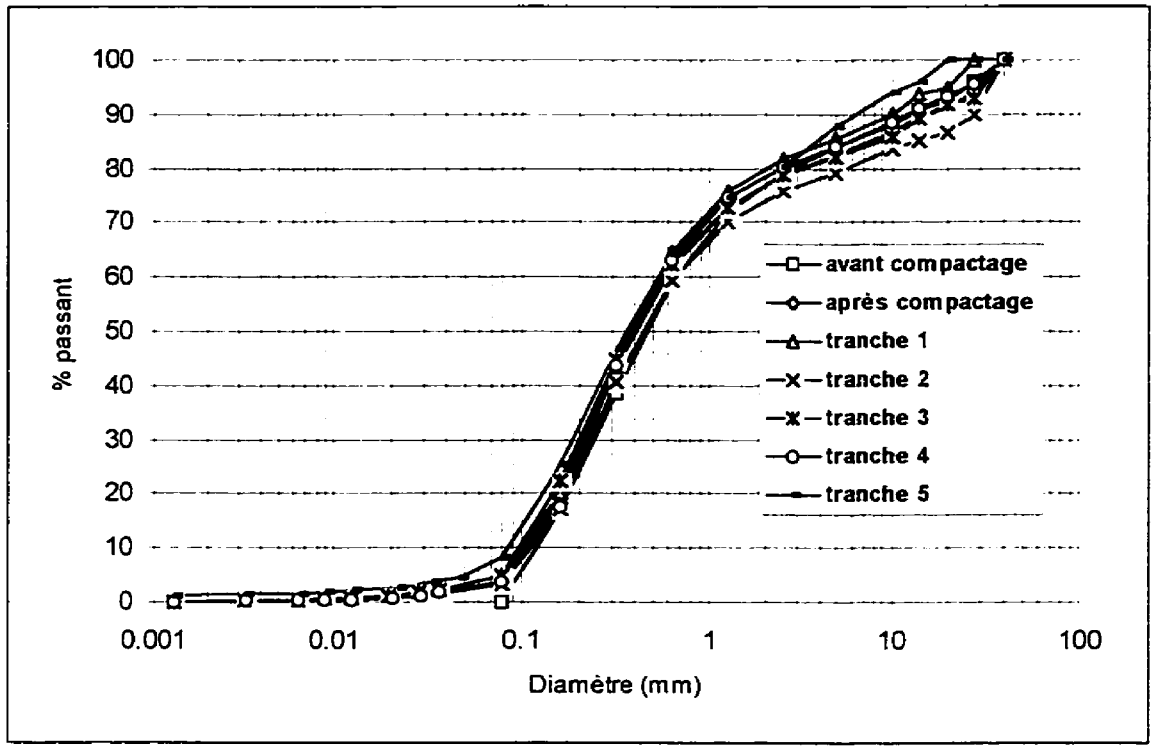


Figure 5.5 Granulométries de l'essai 0 (ensemble du sol)

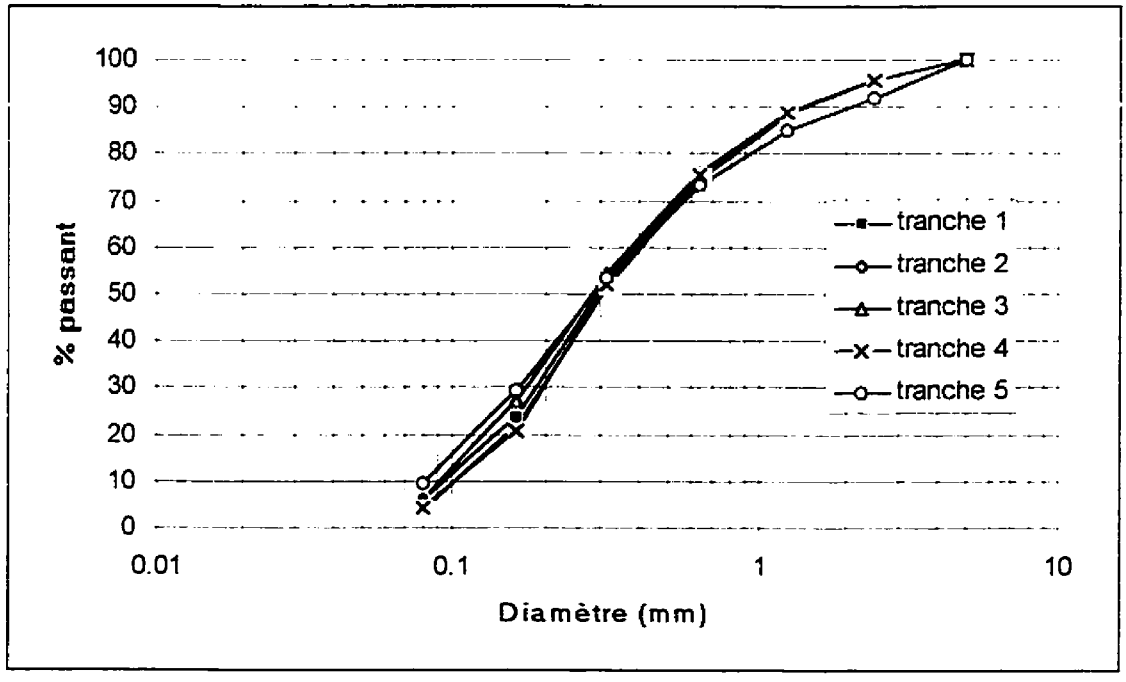


Figure 5.6 Granulométries de l'essai 0 (fraction < 5mm)

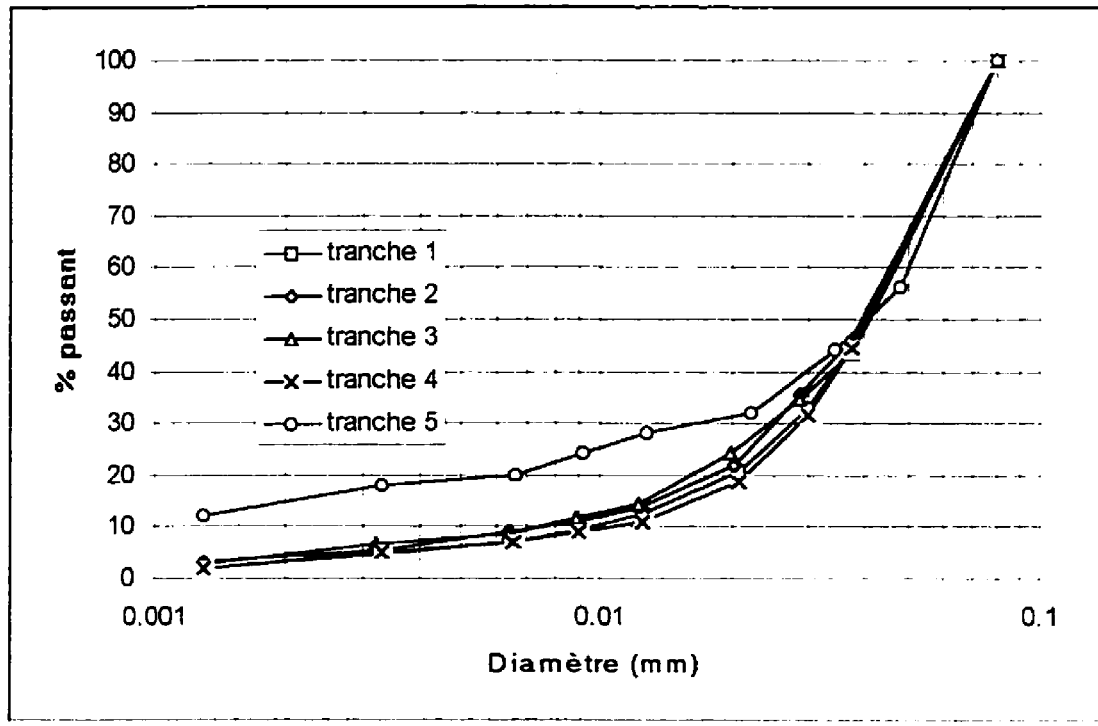


Figure 5.7 Sédimentométries de l'essai 0

5.1.1.3 Liens avec la théorie existante pour l'essai 0

À la figure 5.8, on voit les résultats de l'application de la méthode de Kenney and Lau sur la granulométrie de l'ensemble du sol après compactage. Étant donné que H/F > 1,3 pour tous les points ayant une valeur de F comprise entre 0% et 20% (voir section 2.2.3), le sol est considéré comme étant stable.

Avec l'approche de Burenkova (voir section 2.2.4), on obtient un sol potentiellement suffosif, avec un diamètre diviseur compris entre 0,157 mm et 0,532 mm.

Nous avons donc deux méthodes qui se contredisent dans le cas de l'essai 0.

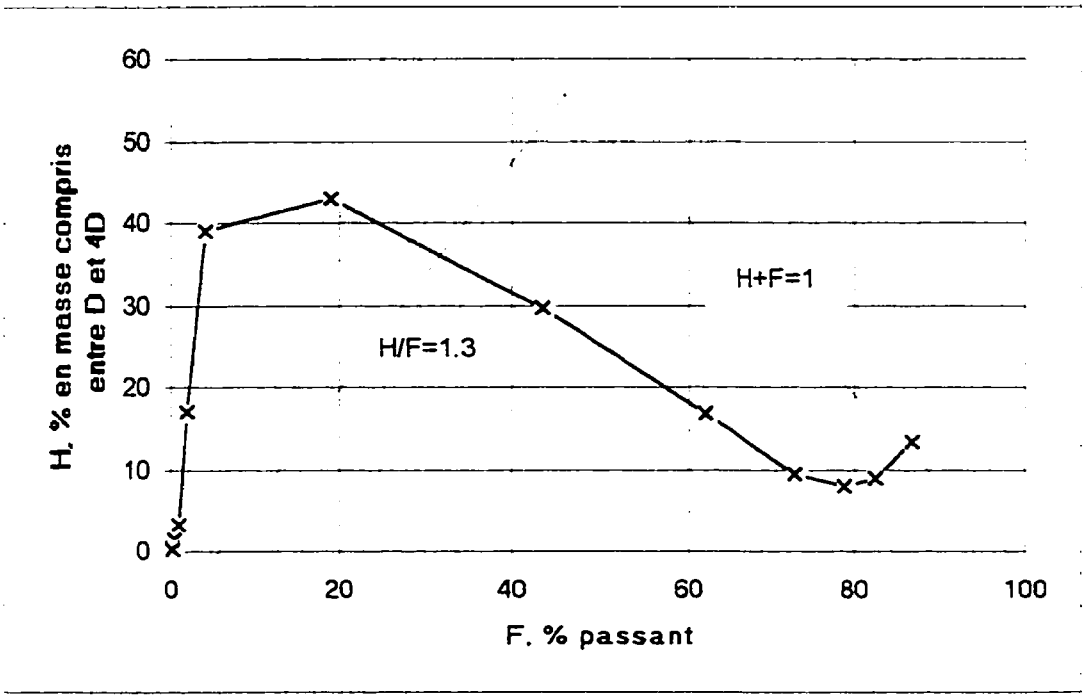


Figure 5.8 Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 0

5.1.1.4 Analyse de la percolation pour l'essai 0S

Les résultats aux figures 5.9 à 5.13 nous permettent les observations suivantes.

À la figure 5.9, où on peut lire la perméabilité globale en fonction du temps, on voit que la perméabilité s'est stabilisée à 2,4 E -6 m/s.

La figure 5.10 nous montre les perméabilités locales en fonction du temps. On voit que la perméabilité locale de la dernière couche, soit k_4, est d'un à deux ordres de grandeur

plus faible que le reste de l'échantillon et que k_1 augmente légèrement. Ceci semble nous indiquer que le bas de l'échantillon contient plus de particules fines et qu'il y a eu une migration interne.

Aux figures 5.11 et 5.12, où on peut lire l'évolution des capteurs en fonction du temps, on note que le temps temps de suffosion est d'environ 3 heures.

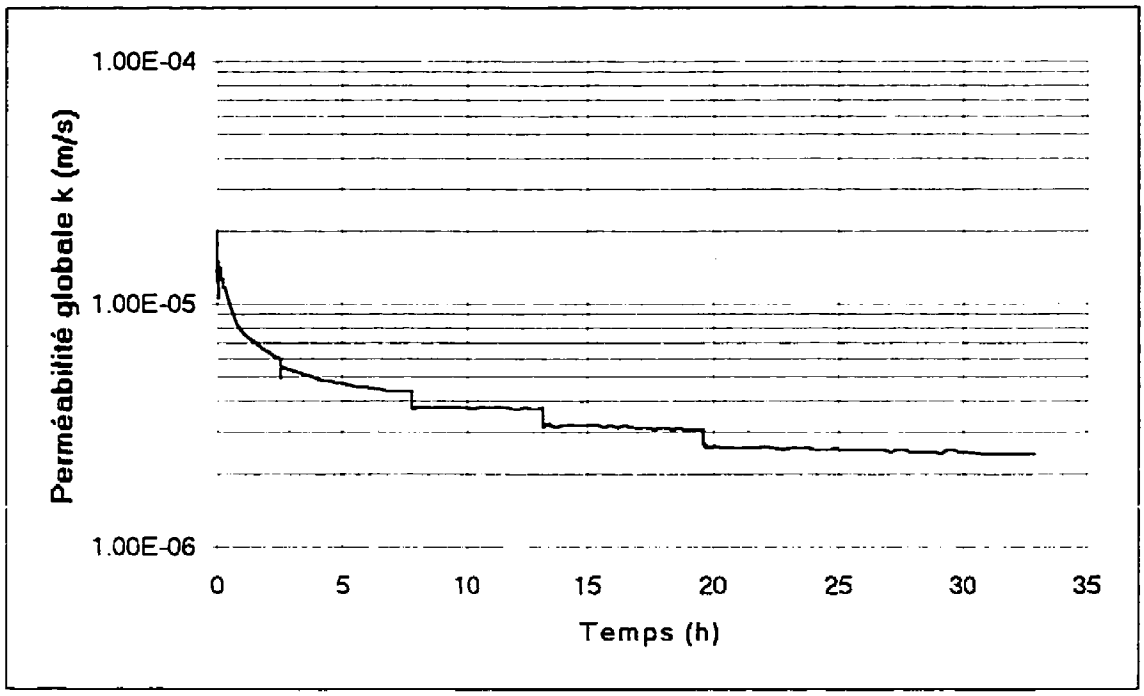


Figure 5.9 Perméabilité globale en fonction du temps pour l' essai 0S

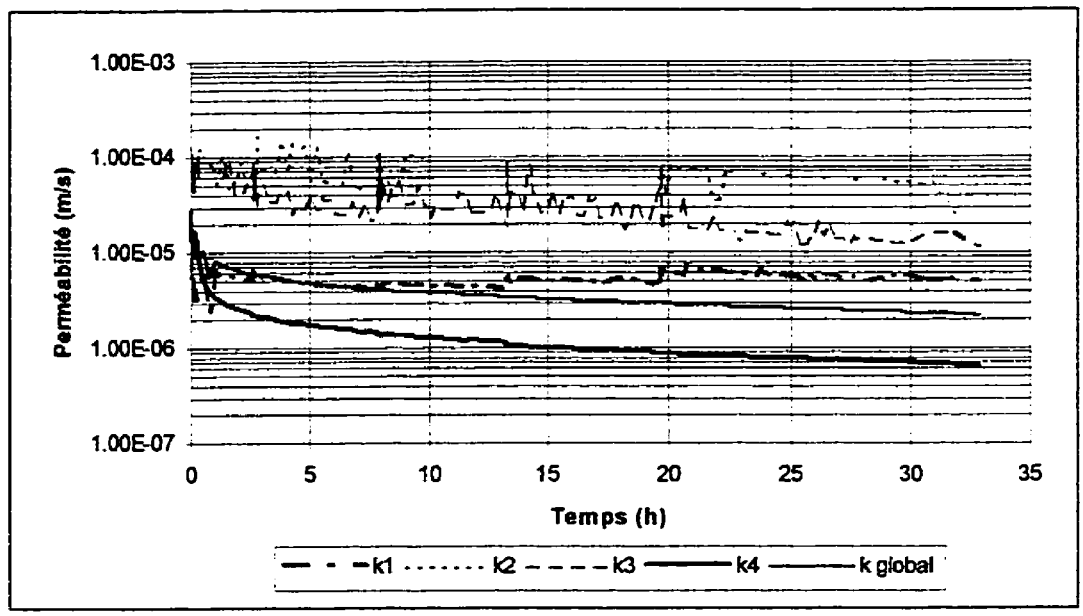


Figure 5.10 Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 0S

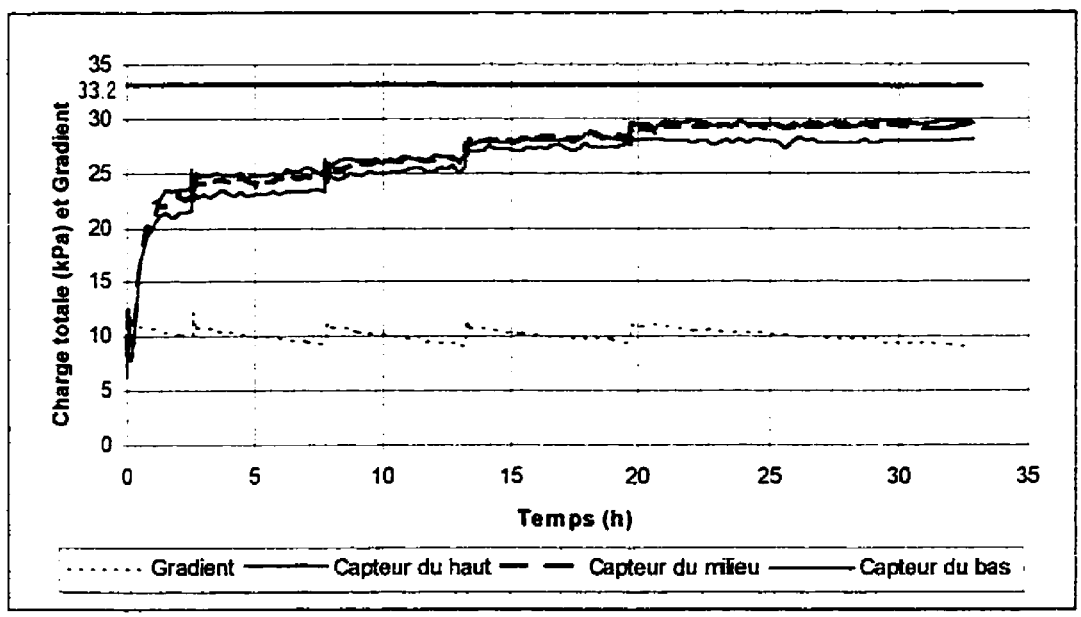


Figure 5.11 Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 0S

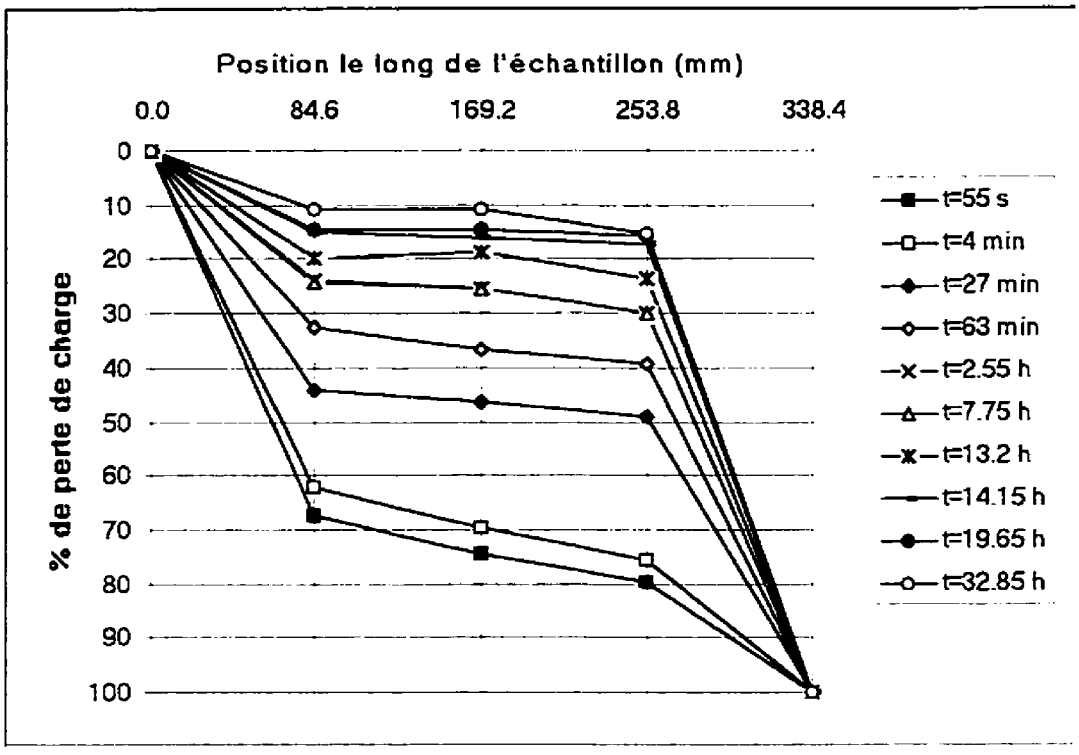


Figure 5.12 Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 0S

5.1.1.5 Analyse granulométrique pour l'essai 0S

Les figures 5.13 à 5.15 présentent les courbes granulométriques. La dernière tranche contient légèrement plus de fines, soit un pourcentage d'environ 2% supérieur aux autres tranches. La granulométrie est donc cohérente avec les pressions enregistrées tout le long de l'essai de percolation. On remarque aussi que la tranche 5 est beaucoup plus fine dans l'ensemble. Ceci est probablement dû au phénomène de ségrégation qui peut se produire lorsqu'on place notre sol en début d'essai en 10 couches.

Le tableau 5.2 montre les résultats des essais granulométriques sur ce sol après l'essai de percolation. La tranche 1 a un grand pourcentage de fines; celui-ci est dû à la couche de fines ajoutée. Des 177 grammes de particules fines de cette couche, 156 grammes sont encore présents dans la tranche 1. Il y aurait donc seulement 21 grammes qui auraient migré vers d'autres couches. Ceci explique sans soute la légère augmentation de la perméabilité dans la tranche du haut (k1). Il ne faut cependant pas croire que seules ces particules sont responsables du phénomène observé, puisqu'il y a en plus une production de fines pendant le compactage.

Tableau 5.2 Pourcentage de fines pour l'essai 0S

Tranche	% fines (ensemble du sol)	% fines (fraction < 5mm)
1	76,1	76,1
2	5,4	6,5
3	5,3	6,3
4	5,1	6,1
5	7,9	8,5
totalité	6,5	—

Le sol a été compacté à une densité de 1923,9 kg/m^3, soit 98,2% du maximum Proctor.

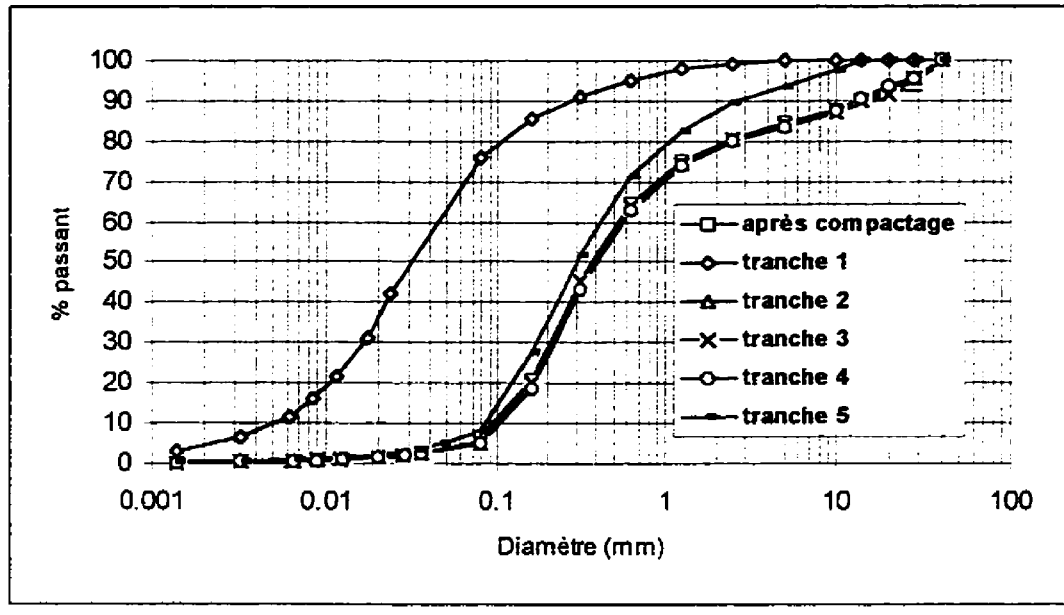


Figure 5.13 Granulométries de l'essai 0S (ensemble du sol)

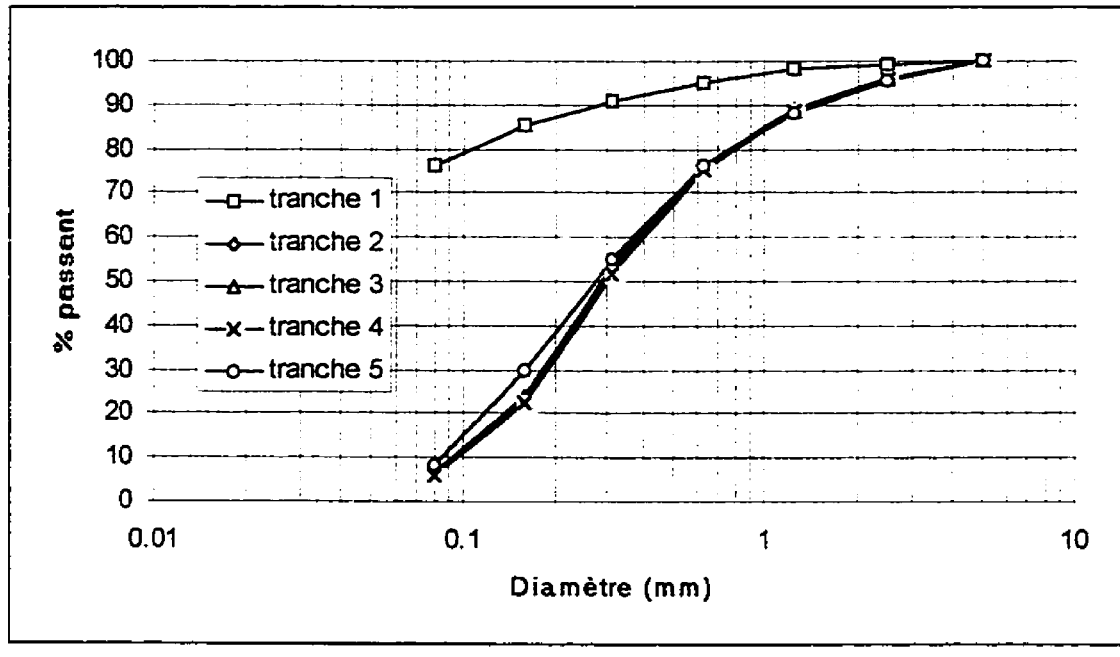


Figure 5.14 Granulométries de l'essai 0S (fraction < 5mm)

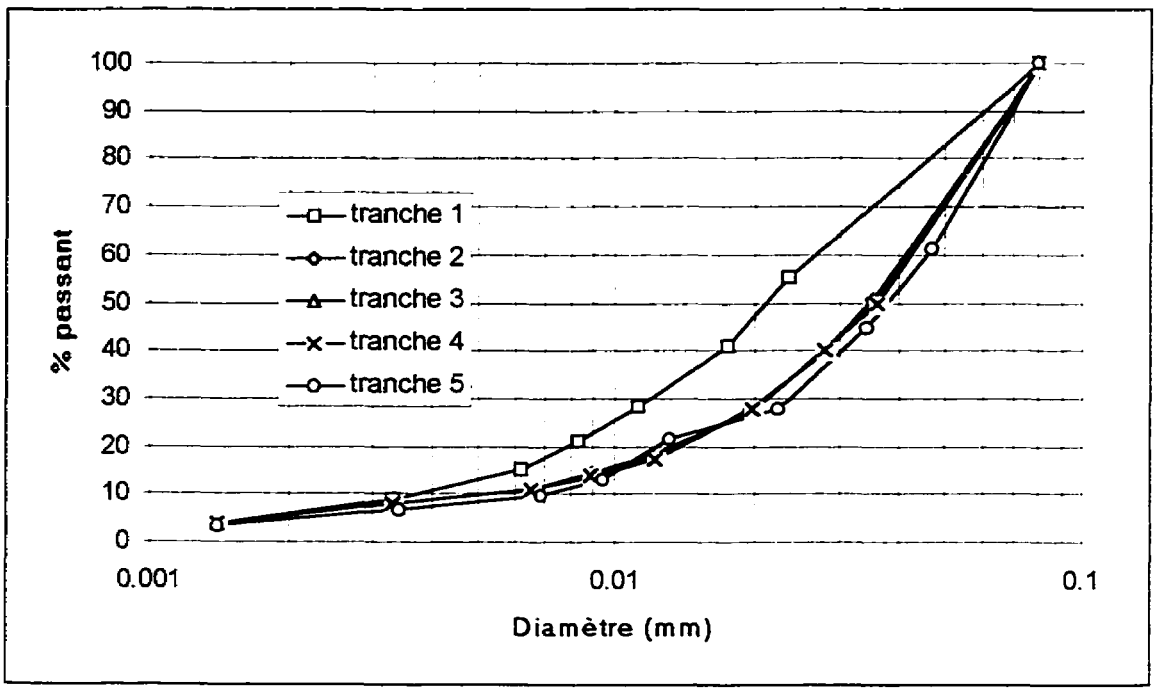


Figure 5.15 Sédimentométries de l'essai 0S

5.1.1.6 Liens avec la théorie existante pour l'essai 0S

À la figure 5.16, on voit les résultats de l'application de la méthode de Kenney and Lau. Étant donné que H/F > 1,3 pour tous les points ayant une valeur de F comprise entre 0% et 20% (voir section 2.2.3), le sol est considéré comme étant stable.

Avec l'approche de Burenkova (voir section 2.2.4), on obtient un sol potentiellement suffosif, avec un diamètre diviseur compris entre 0.173 mm et 0.584 mm.

Nous avons encore une fois les deux méthodes qui se contredisent.

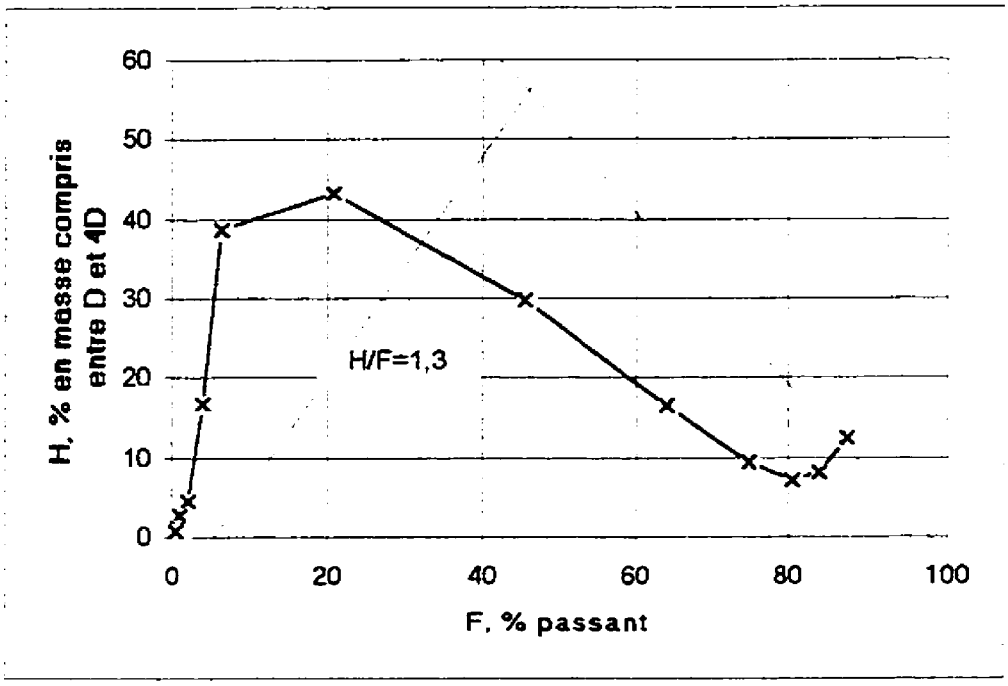


Figure 5.16 Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 0S

5.1.2. Présentation d'un sol non suffosif

L'essai 15 a été choisi puisqu'il constitue un exemple qui montre nettement le cas d'un sol stable. Pour cet essai, la teneur en eau optimum utilisée est de 6,5% (voir tableau 2.2).

5.1.2.1 Analyse de la percolation

Les résultats présentés aux figures 5.17 à 5.20 nous donnent les informations suivantes.

À la figure 5.17, où on représente la perméabilité globale en fonction du temps, on voit que la perméabilité s'est stabilisée à 1,10 E -6 m/s. Encore une fois, chaque pic correspond à la permutation des burettes effectuée à chaque changement de cycle.

La figure 5.18 nous montre les perméabilités locales en fonction du temps. On note que, cette fois-ci, ce n'est pas k_4 qui a la valeur la plus faible, mais plutôt k_3 (entre le capteur du milieu et le capteur du bas). Parallèlement à cette observation, la figure 5.19 nous indique que c'est bien entre le capteur du milieu et le capteur du bas que la perte de charge est la plus grande.

Aux figures 5.19 et 5.20, où on peut lire l'évolution des capteurs en fonction du temps, on remarque que les pressions se sont stabilisées rapidement. La figure 5.20 nous montre l'allure d'un sol pratiquement homogène. Tout nous laisse croire qu'aucune migration n'a eu lieu. Nous avons arrêté cet essai après 260 heures de percolation, puisqu'aucun changement n'était décelé.

Il n'y a pas eu de diminution notable de la perméabilité (contrairement aux essais 0 et 0S). Ceci pourrait éventuellement être une information utile pour l'évaluation de la stabilité d'un sol.

Il n'y a pas de perte de charge due au perméamètre, étant donné l'ordre des débits qui est de 10 E -7 m^3/s pour l'essai 15.

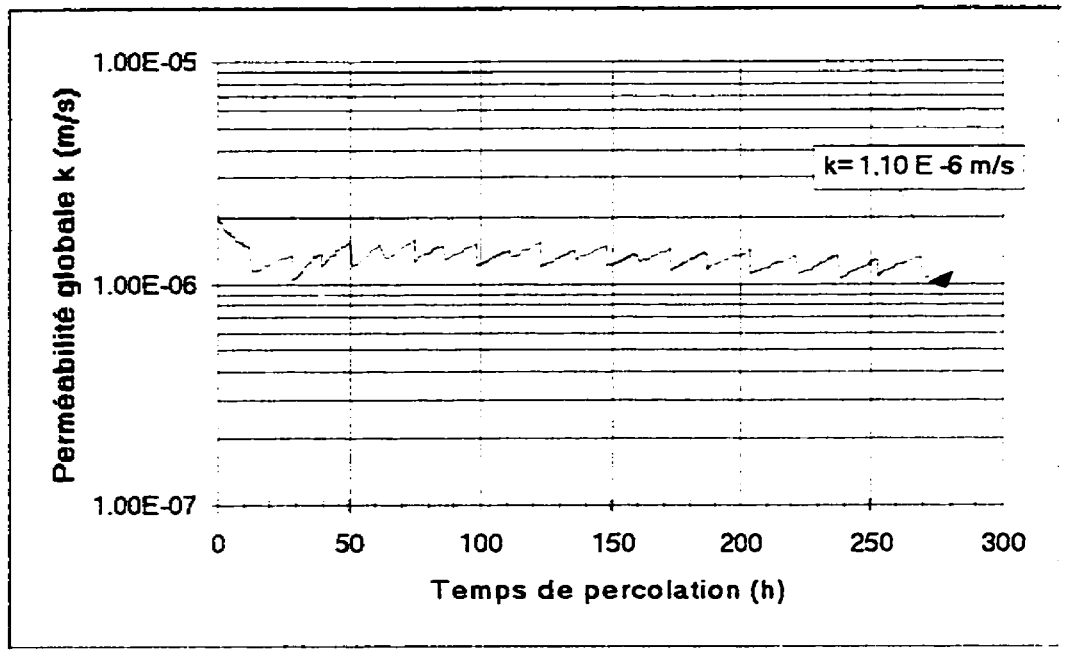


Figure 5.17 Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai 15

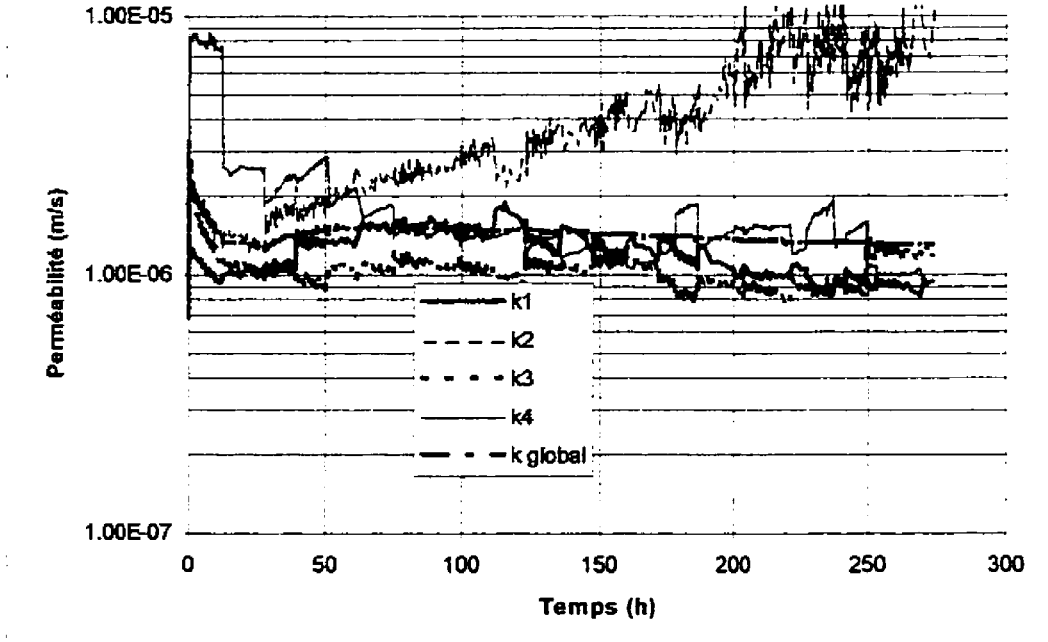


Figure 5.18 Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 15

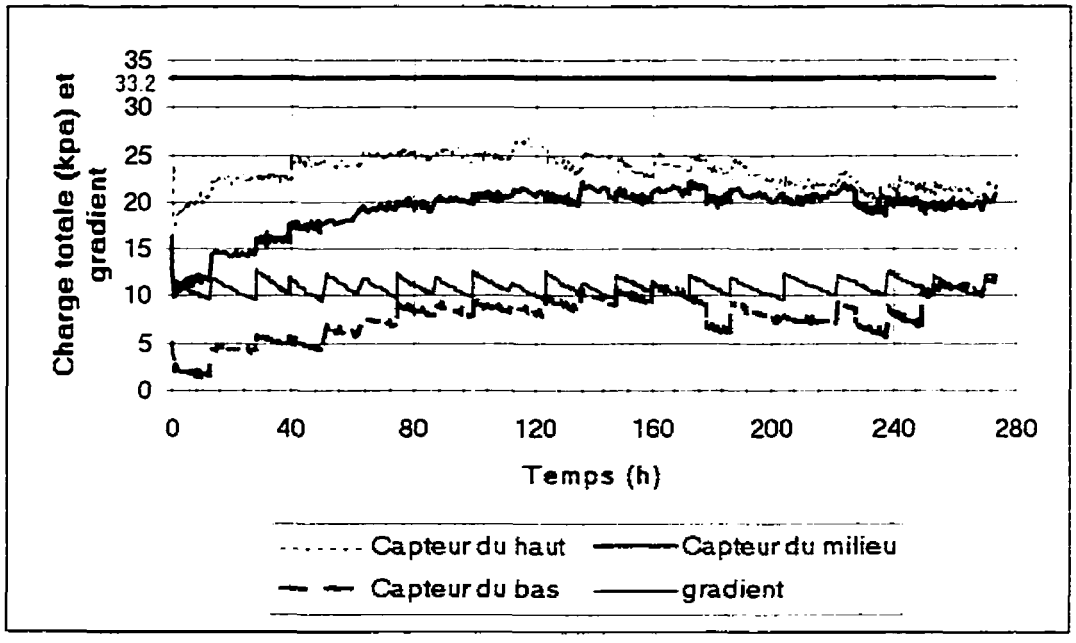


Figure 5.19 Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 15

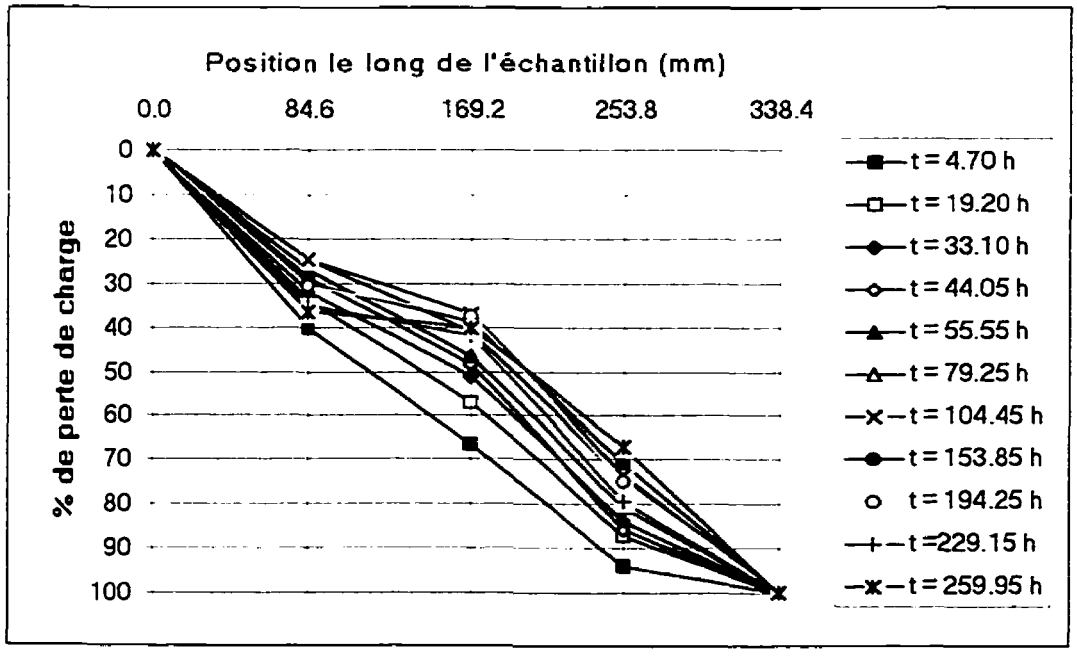


Figure 5.20 Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 15

5.1.2.2 Analyse de la granulométrie

D'après les figures 5.21 et 5.22, où les courbes granulométriques sont présentées en considérant l'ensemble du sol et la fraction inférieure à 5 mm, on remarque qu'aucune tranche ne contient plus de fines. Nous avons plutôt une granulométrie quasi-semblable de tranche en tranche. La granulométrie est donc cohérente avec les pressions enregistrées tout le long de l'essai de percolation. Nous considérons ce sol stable.

Le tableau 5.3 montre les résultats des essais granulométriques sur ce sol après l'essai de percolation.

Tableau 5.3 Pourcentage de fines pour l'essai 15

Tranche	% fines (ensemble du sol)	% fines (fraction < 5mm)
1	19,3	21,3
2	19,3	21,9
3	18,5	22,2
4	19,0	22,1
5	18,2	21,0
totalité	19,0	—

Le sol a été compacté à une densité de 1991,5 kg/m^3, soit 93,8% de l'optimum Proctor. La production de fines est moindre que celle obtenue au tableau 3.3.

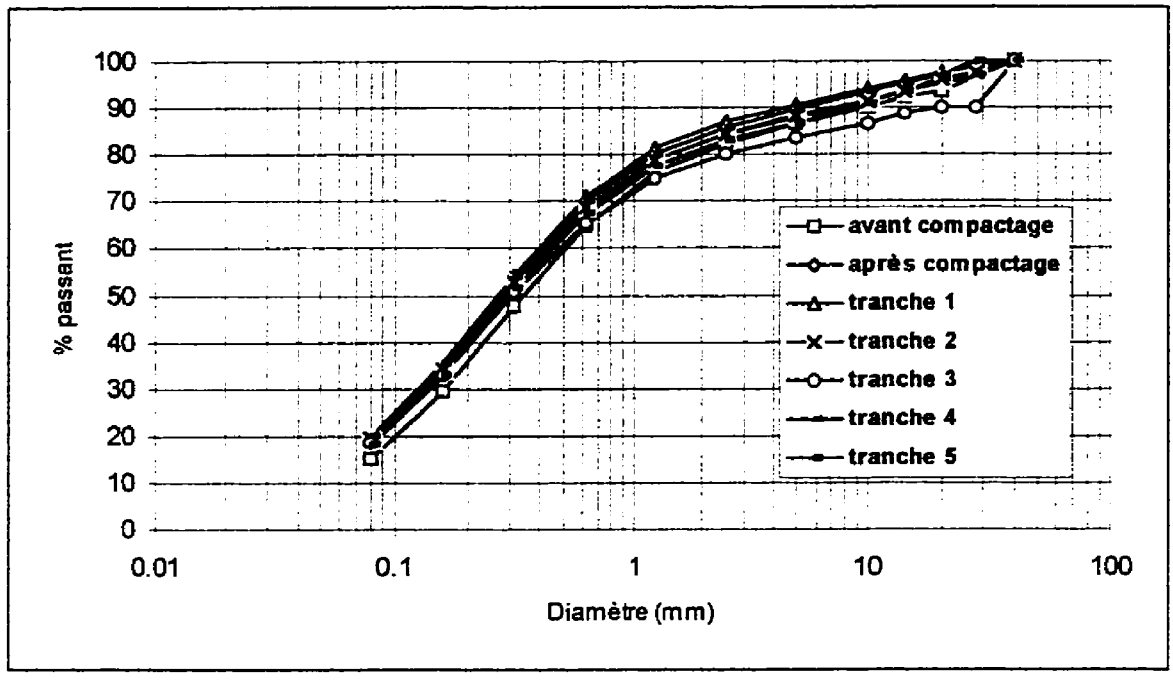


Figure 5.21 Granulométries de l'essai 15 (ensemble du sol)

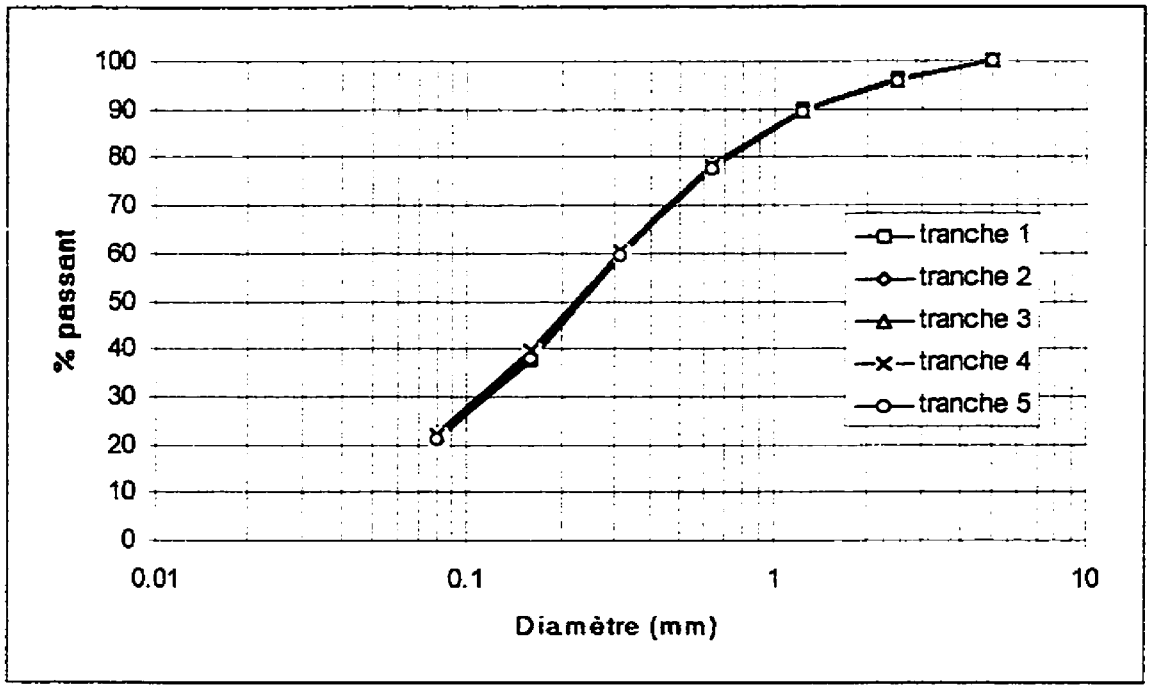


Figure 5.22 Granulométries de l'essai 15 (fraction < 5mm)

5.1.2.3 Liens avec la théorie existante

À la figure 5.23, on voit les résultats de l'application de la méthode de Kenney and Lau. Nous avons seulement un point compris entre F=0% et F=20%. Ce point est situé dans la zone stable. Il est évidemment insuffisant de n'avoir qu'une seule donnée dans cette région. Pour cette raison, entre autres, les sédimentométries ont toutes été effectuées pour les essais de percolation suivants.

Avec l'approche de Burenkova, on obtient un sol potentiellement suffosif, avec un diamètre diviseur compris entre 0,295 mm et 0,997 mm.

Les méthodes théoriques se contredisent encore une fois. Cette fois-ci, la méthode de Kenney and Lau indiquerait un sol stable, comme nous l'avons constaté expérimentalement. Par contre, nos données granulométriques sont incomplètes pour bien utiliser cette méthode (il y a seulement un point où F < 20%).

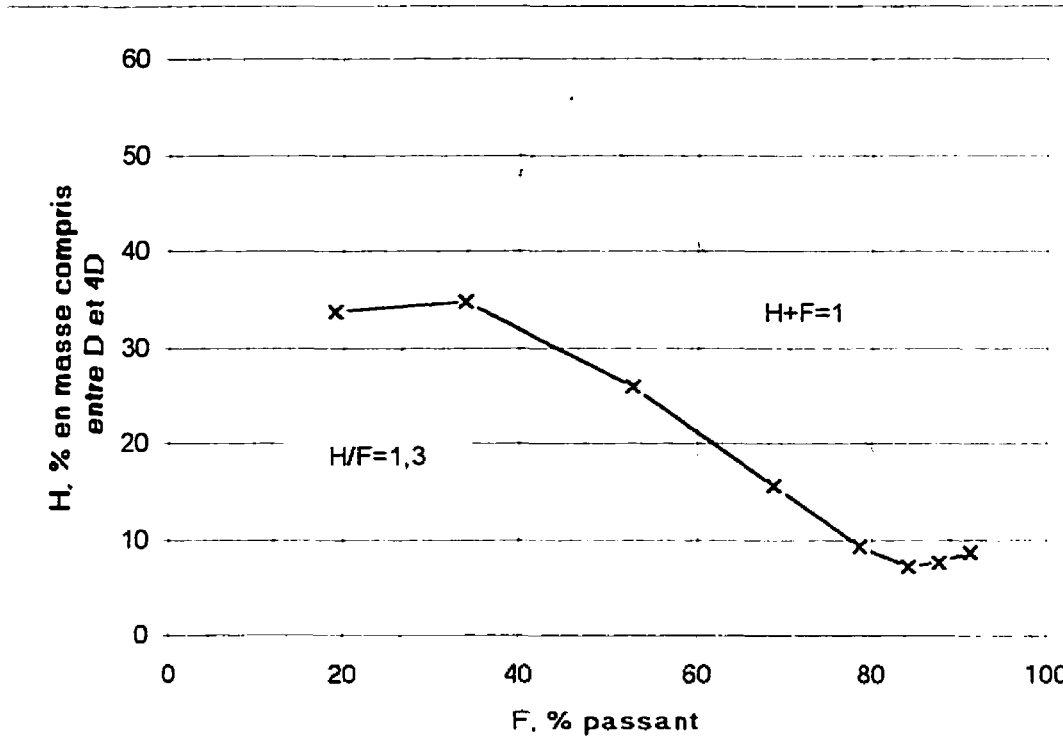


Figure 5.23 Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 15

5.1.3. Évaluation de la stabilité interne des sols de LG4

Nous présentons dans cette section des tableaux-synthèses de tous les essais sur LG4, ainsi que l'essai témoin (essai 5A). À l'annexe B, les graphiques pour chaque essai sont présentés.

Le tableau 5.4 montre la perméabilité globale finale, indique la perméabilité locale la plus faible, mentionne s'il y a lieu une diminution de la perméabilité globale en début d'expérience, le temps de suffosion (approximatif) et des pertes de charge plus concentrées à l'aval (dernière colonne).

Tableau 5.4 Synthèse de la percolation sur les essais LG4

No d'essai	perm. globale fin. (m/s)	perm. locale plus faible (m/s)	diminution de perméabilité	temps de suffosion	Pertes de charge à l'aval
0	1.4 E -6	k4	oui	30 min	oui
0S	2.3 E -6	k4	oui	3 h	oui
5A	2.6 E -6	k4	oui	5 h	oui
5B	2.7 E -6	k4	oui	2 h	oui
10	1.5 E -6	k4	oui	20 h	oui
12A	2.2 E -6	k1	non	—	non
12B	3.8 E -6	k4 et k1	non	—	non
15	1.1 E -6	k3	non	—	non
25A	2.1 E -6	aucune en particulier	non	—	non
25B	1.8 E -6	k1	non	—	non
25C	1.1 E -7	k1	oui	—	non

Les tableaux 5.5 à 5.7 résument les résultats des analyses granulométriques des essais sur LG4 dans le cas de granulométries effectuées sur tout le sol (sol total) et sur la fraction inférieure à 5 mm (< 5mm). Ces tableaux sont illustrés par la figure 5.24, dans le cas de l'ensemble du sol et par la figure 5.25, où seule la fraction inférieure à 5 mm est considérée.

Tableau 5.5 Pourcentage de fines pour les essais sur LG4

Tranche	Essai 0		Essai 5A		Essai 5B	
	sol total	< 5mm	sol total	< 5mm	sol total	< 5mm
1	5,0	5,9	16,9	18,0	6,6	7,8
2	3,2	4,0	15,2	17,8	6,4	7,7
3	4,9	6,0	16,8	18,7	8,0	9,2
4	3,8	4,5	17,3	19,6	7,0	9,3
5	8,2	9,3	—		9,5	11,2
totalité	4,1	—	16,6	—	7,2	—

Tableau 5.6 Pourcentage de fines pour les essais sur LG4

Tranche	Essai 10		Essai 12A		Essai 12B	
	sol total	< 5mm	sol total	< 5mm	sol total	< 5mm
1	11,4	13,3	11,2	12,5	11,0	12,8
2	10,8	12,9	9,6	11.0	10,6	12,1
3	10,5	12,6	9,4	11,3	11,2	13,0
4	9,9	12,2	8,8	10,2	9,0	10,9
5	13,1	15,5	12,3	15,2	12,5	14,2
totalité	10,7	—	9,9	—	10,6	—

Tableau 5.7 Pourcentage de fines pour les essais sur LG4

Tranche	Essai 25A		Essai 25B		Essai 25C	
	sol total	< 5mm	sol total	< 5mm	sol total	< 5mm
1	17,4	20,6	—	—	28,2	31,7
2	18,6	20,4	—	—	26,4	30,8
3	16,3	19,3	—	—	27,6	30,5
4	16,5	20,0	—	—	26,8	31,5
5	16,4	20,1	—	—	28,1	31,2
totalité	17,1	—	28,1	—	27,3	—

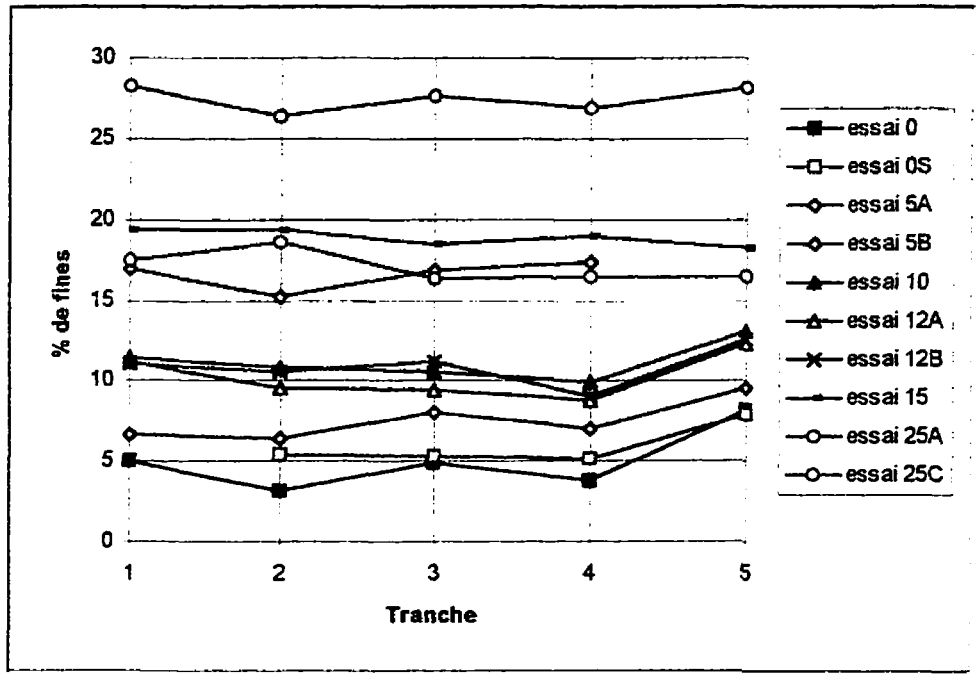


Figure 5.24 Répartition des fines (sol total)

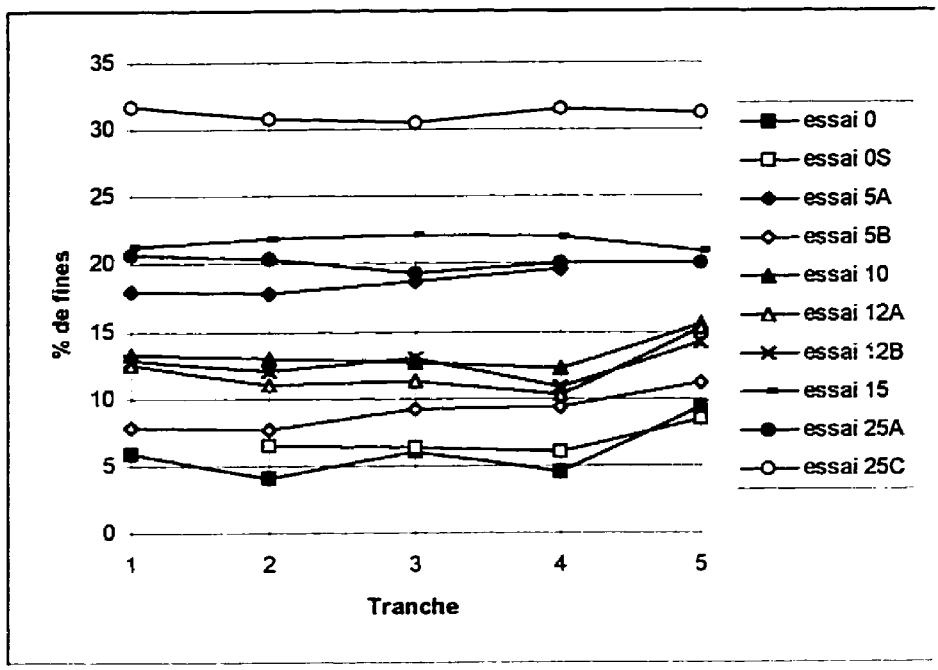


Figure 5.25 Répartition des fines (fraction < 5 mm)

De tous ces tableaux-synthèses, nous pouvons souligner certaines tendances. Nous divisons ces observations en deux catégories: sols suffosifs et sols stables.

Sols suffosifs

À l'aide des tableaux ci-dessus et des graphiques correpondants, nous pouvons voir qu'il y a cinq sols où la suffosion s'est produite. Les essais 0, 0S, 5A, 5B et 10 ont en effet tous des pertes de charge concentrées à l'aval et leurs granulométries montrent une migration des particules fines.

Pour ces cinq essais, quelques facteurs sont communs: leur perméabilité locale la plus faible se trouve au bas de l'échantillon (k_4), une diminution de la perméabilité globale est observée en début d'essai et, selon les résultats des essais granulométriques, leur pourcentage de fines dans la tranche 5 est supérieur aux autres tranches (environ 2% à 4 %). Ce dernier phénomène n'est toutefois pas observé pour l'essai 5A, puisque pour ce premier essai, l'échantillon était coupé en quatre tranches égales. Étant donné que la couche où il y a accumulation de fines due à la suffosion est très mince, cette information s'est perdue dans la masse importante de sol que représentait la dernière tranche de cet essai (tranche 4).

Les temps de suffosion ont été notés au tableau 5.4. Ces temps sont très difficiles à évaluer; nous nous servons des figures représentant l'évolution des capteurs en fonction du temps et de celles montrant l'évolution de la perte de charge en fonction de la position et du temps pour les estimer. Ces temps correspondent aussi au moment où la perméabilité globale de chacun de ces essais cesse à peu près de chuter.

Nous croyons qu'avec plusieurs autres essais de ce genre, nous pourrions éventuellement établir une relation entre le pourcentage de fines réel et le temps de suffosion. On aurait alors un temps de suffosion qui augmente avec le pourcentage de fines réel. À un certain pourcentage, il y aurait une asymptote montrant qu'à ce point (pourcentage critique), le temps de suffosion est infini. À partir de ce point critique, les sols seraient considérés stables.

Si on ne considère pas l'essai 5A, étant donné que le sol utilisé pour ce test et que la façon dont il a été reconstitué ne sont pas identiques aux autres essais, la relation expliquée ci-dessus est pratiquement observée. Nous avons, selon le tableau 5.4, des temps de suffosion pratiquement croissants. L'essai 0S, qui contient un pourcentage de fines réel de 6,5%, a toutefois un temps de suffosion légèrement plus élevé que l'essai 5B (pourcentage de 7,2% de fines réel); cette proximité peut être due à leur quantité de fines presque identique. Avec ces résultats, l'asymptote se trouve alors à un pourcentage de fines réel supérieur à 10,7% (pourcentage de fines nominal de 10%).

Sols stables

En ce qui concerne les sols stables, soient les essais 12A, 12B, 15, 25A, 25B et 25C, les observations communes sont les suivantes: la perméabilité locale la plus faible ne se trouve pas nécessairement dans la partie aval de l'échantillon et les granulométries sont plutôt similaires de tranche en tranche (excepté pour les essais 12A et 12 B). De plus, une diminution de perméabilité globale n'est pas observée en début de test, excepté pour l'essai 25C.

La perméabilité locale la plus faible de l'essai 12A est celle comprise entre le sommet de l'échantillon et le capteur du haut, en particulier durant les 23 premières heures (voir figure B26). Ceci explique la perte de charge plus concentrée en amont durant ce temps (figures B27 et B28). Il y a probablement eu un déplacement de particules par la suite,

suivi d'une stabilisation des pressions. Comme nous l'avons mentionné ci-dessus, les granulométries obtenues sont faussées. Nous croyons que la tranche 5 représente bien le pourcentage qu'on devrait retrouver dans le reste de l'échantillon, puisqu'elle a été effectuée sur une petite masse de sol. Les particules fines étaient alors en moins grand nombre et avaient moins de chance de s'agglutiner.

L'essai 12B a des pertes des charge un peu plus fortes en amont et en aval (figures B35 et B36). Ceci confirme bien les perméabilités locales k_1 et k_4 plus petites (figure B34). Nous avons arrêté cet essai après 39 heures, étant donné que les pressions n'évoluaient plus depuis le deuxième cycle. En ce qui concerne les analyses granulométriques, la remarque faite pour l'essai 12A est valable pour cet essai.

En ce qui a trait à l'essai 25A, nous avons eu dès le début le comportement d'un sol pratiquement homogène. En effet, on peut voir aux figures B43 et B44 que les pertes de charge sont également distribuées. Les perméabilités locales sont aussi environ du même ordre (figure B42). Les pressions se sont donc stabilisées dès le commencement de l'essai de percolation. Rappelons que les granulométries au démoulage ont été faites à sec, ce qui explique sans doute les pourcentages de fines trop faibles. Par contre, les tranches contiennent environ le même pourcentage de fines, indiquant une absence de migration.

Les résultats de l'essai 25B sont plus difficiles à analyser. En effet, jusqu'au moment où on inverse le sens de l'écoulement, la perte de charge devient de plus en plus élevée en amont (figures B51 et B52). Lorsqu'on inverse le sens de l'écoulement durant les dernières heures, la perte de charge se concentre alors entre le haut de l'échantillon et son milieu. Un déplacement de particules vers le haut semble avoir eu lieu. Nous n'avons pas pu vérifier si ce phénomène s'était produit par les analyses granulométriques sur chaque tranche, puisque le sol s'est affaissé pendant le démoulage. Ce phénomène est fort probablement lié à l'inversion de l'écoulement à la fin de l'essai. Une granulométrie de l'ensemble de l'échantillon a cependant été faite et le tamisage à l'eau nous a donné un pourcentage de fines adéquat (supérieur à 25%).

Finalement, nous avons fait un dernier essai sur LG4 à l'état naturel. L'essai de percolation 25C a duré 51 jours. Cet essai, même s'il est stable, a toutefois révélé un comportement différent. Contrairement aux autres essais considérés non suffosifs, celui-ci indique une diminution de perméabilité au départ (figure B55). Nous croyons qu'il y a peut-être eu un réarrangement de la structure, en particulier dans la partie amont. La perméabilité locale la plus faible, soit k_1, confirme bien la perte de charge plus concentrée dans le haut de l'échantillon (voir figures B56, B57 et B58). Les perte de charge deviennent de plus en plus élevées avec le temps dans la première partie du sol. Les granulométries, par contre, ne traduisent pas de déplacement de particules à l'intérieur de l'échantillon. On peut noter cependant une teneur en fines légèrement plus élevée dans la tranche 1, lorsque l'ensemble du sol est considéré.

Une autre particularité de l'essai 25C est la valeur finale de sa perméabilité globale qui est de 1,1 E -7 m/s, soit d'un ordre de grandeur de moins que tous les autres essais. Nous n'avons pas trouvé d'explication à cette situation, d'autant plus que la granulométrie du sol ressemble à celle obtenue pour l'essai 25B. Il est possible que la différence soit due à la forme de la courbe granulométrique au niveau des fines.

Enfin, le tableau 5.8 nous montre les résultats des méthodes théoriques appliquées sur le sol de LG4 et compare ces résultats à ceux obtenus expérimentalement. Pour le détail des graphiques obtenus par la méthode de Kenney and Lau, on doit consulter l'annexe B.

Ces résultats nous montrent d'une façon inéquivoque que ces méthodes théoriques ne peuvent s'appliquer au type de sol de notre étude. Burenkova, dans tous les cas, nous assure un sol potentiellement suffosif. La méthode de Kenney and Lau, au contraire, nous donne pour la plupart des essais des sols stables (à l'exception des essais 12A et 25C).

Tableau 5.8 Résultats des méthodes théoriques pour LG4

No essai	Kenney and Lau	Burenkova	d_d (Burenkova) (mm)	Expérience
0	stable	instable	0,157-0,532	instable
0S	stable	instable	0,173-0,584	instable
5A	stable	instable	0,193-0,653	instable
5B	stable	instable	0,200-0,678	instable
10	stable	instable	0,160-0,541	instable
12A	instable	instable	0,247-0,834	stable
12B	stable	instable	0,190-0,641	stable
15	stable	intable	0,295-0,997	stable
25A	stable	instable	0,116-0,393	stable
25B	stable	instable	0,170-0,575	stable
25C	instable	instable	0,212-0,717	stable

5.2. Sol Caniapiscau

Deux essais ont été faits sur le sol Caniapiscau. Les figures obtenues pour ces essais se trouvent à l'annexe C (C1 à C8 pour l'essai à 5% nominal (Cania5) et C9 à C16 pour l'essai à l'état naturel (Cania-nat)). Il n'y a eu aucune inversion dans le sens de l'écoulement.

5.2.1. Analyse de la percolation

Le tableau 5.9 résume toutes les informations relatives aux deux tests de percolation.

Tableau 5.9 Caractéristiques et résultats des essais sur Caniapiscau

	essai 5% fines nominal	essai à l'état naturel
% fines réel	13,3%	36,9%
% compact. p/r à l'optimum	99,3%	97,3%
Teneur en eau optimum	6,8%	8,8%
Perméabilité globale (m/s)	3,4 E -7	2,2 E -7
Perm. locale plus faible (m/s)	k_4	k_4
Diminution de perméabilité	oui	non
Temps de suffosion	2 heures	4 heures
Pertes de charge à l'aval	oui	oui

L'essai Cania5 a toutes les caractéristiques observées sur les essais suffosifs de LG4. On retrouve effectivement une perméabilité locale plus faible dans le bas de l'échantillon, une diminution de perméabilité en début de percolation, des pertes de charge plus concentrées à l'aval et un temps de suffosion comparable à l'essai 5B sur LG4.

Par contre, les résultats de l'essai Cania-nat nous laissent croire que c'est un sol potentiellement suffosif (vu les pertes de charge très concentrées à l'aval). La seule observation différente de toutes celles faites précédemment pour un sol instable est qu'on ne signale pas pour cet essai une diminution de perméabilité en début d'expérience.

5.2.2. Analyse granulométrique

Le tableau 5.10 donne les résultats des granulométries effectuées sur les deux essais.

Curieusement, pour l'essai Cania5, en analysant la fraction plus petite que 75 microns (voir figure C7), on remarque que la tranche 5 a une distribution de particules beaucoup plus fine. C'est à ce niveau qu'on constate qu'il y a eu suffosion.

En ce qui concerne l'essai sur Caniapiscau à l'état naturel, nous observons que les tranches 1 et les tranches 5 sont légèrement plus fines. Il est cependant conseillé de refaire éventuellement cet essai.

Tableau 5.10 Pourcentage de fines pour les essais sur Caniapiscau

Tranche	Essai 5% fines nominal		Essai à l'état naturel	
	sol total	< 5 mm	sol total	< 5 mm
1	13,6	15,8	37,2	42,5
2	13,0	15,7	37,7	40,9
3	13,4	15,1	35,6	41,1
4	12,8	14,7	35,8	41,2
5	13,6	15,7	40,0	43,0
totalité	13,3	–	36,9	–

5.2.3. Liens avec la théorie existante

Les figures C8 et C16 nous montrent les résultats de la méthode de Kenney and Lau. Le tableau 5.11 synthétise les résultats des théories appliquées sur les essais portant sur Caniapiscau.

Tableau 5.11 Résultats des méthodes théoriques pour Caniapiscau

Essai	Kenney and Lau	Burenkova	d_d (Burenkova) (mm)	Expérience
Cania5	instable	instable	0,643-2,172	instable
Cania-nat	instable	instable	0,494-1.672	non déterminé

Les méthodes théoriques sont cette fois-ci en accord. La méthode de Kenney and Lau se préoccupe de la forme de la courbe granulométrique uniquement et non de la taille des grains. Pour cette raison, nous comparons les formes des courbes granulométriques de l'ensemble du sol après les essais de percolation 25A, 25B, 25C et Caniapiscau à l'état naturel (figure 5.16), ainsi que leurs sédimentométries (figure 5.17). On remarque que le sol Caniapiscau a une concavité vers le haut beaucoup moins marquée, ce qui expliquerait les résultats trouvés à l'aide de la méthode de Kenney and Lau.

Cependant, cela n'indique pas que cette méthode est plus adéquate pour le sol de Caniapiscau que pour celui de LG4. En effet, Schuler (1995) a souligné que lorsque la proportion de fines en masse excède un pourcentage de 30% (cas de Caniapiscau à l'état

naturel), la fraction grossière flotte dans la matrice de fines et la suffosion est alors fortement improbable.

Avec les formules de Burenkova, les diamètres diviseurs trouvés sont beaucoup plus élevés que ceux obtenus pour LG4 dans l'ensemble. Il est difficile d'évaluer la validité de la valeur des diamètres diviseurs. D'autant plus que cette méthode ne semble pas appropriée pour nos moraines, étant donné que peu importe les essais, elle nous a toujours donné des conclusions de suffosion.

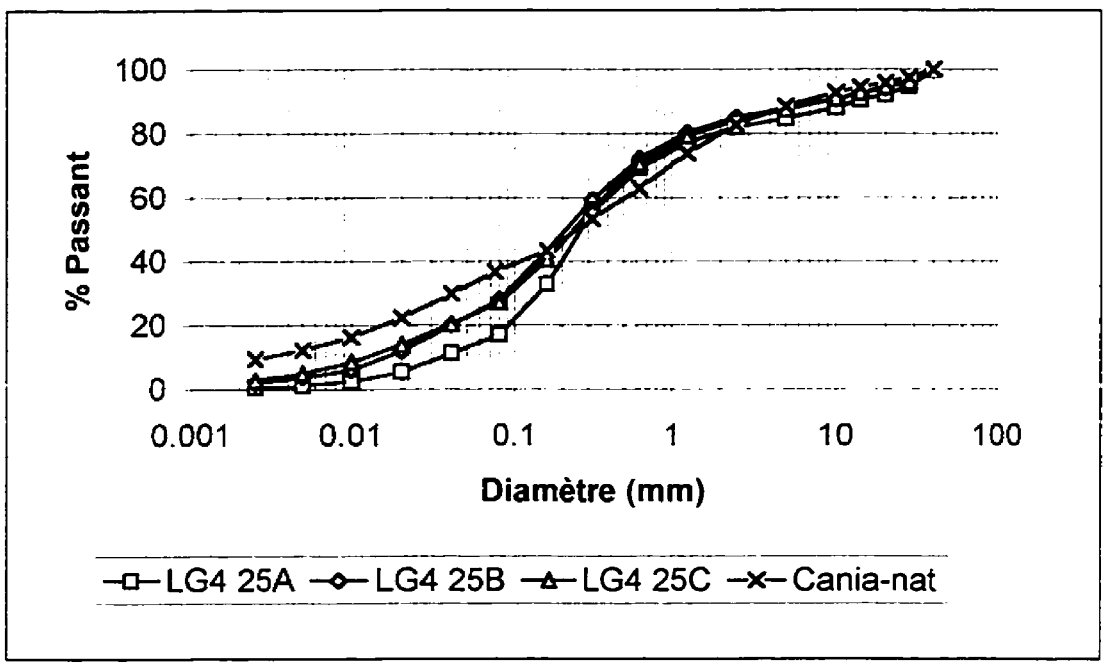


Figure 5.26 Comparaison des granulométries sur l'ensemble du sol

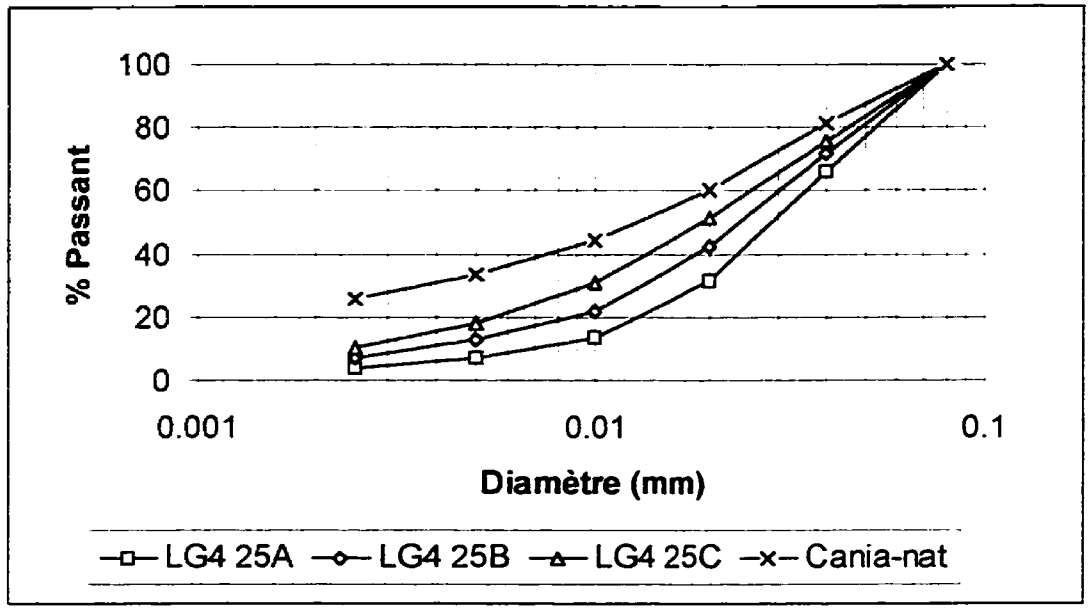


Figure 5.27 Comparaison des sédimentométries

5.3. Discussion

5.3.1. Conditions de l'expérience

Nous croyons nécessaire d'aborder les limitations de nos essais, relativement aux conditions de l'expérience, avant de passer aux recommandations et à la conclusion. En effet, la présence du papier filtre, la précision des capteurs, le compactage, ainsi que plusieurs autres facteurs inhérents à nos expériences, ont une influence certaine sur les résultats observés. Chacun de ces aspects qui pourraient être limitatifs, sont abordés dans cette section. Ils sont divisés en deux catégories: facteurs majeurs et facteurs mineurs.

5.3.1.1 Facteurs majeurs

Présence du papier filtre

Nous avons vu que la perméabilité globale se situe entre 1,1 E -6 m/s et 3,4 E -7 m/s (dans le cas des sols les plus fins). Nous pouvons trouver curieux à première vue que les sols stables et instables de LG4 aient une valeur de perméabilité voisine. En effet, il est facile d'accepter que la perméabilité globale des sols suffosifs soit la même, puisque la suffosion entraîne la formation d'un cake dans tous les cas, étant donné la présence du papier filtre.

Par contre, il est plus difficile de comprendre pourquoi la perméabilité globale serait du même ordre dans le cas où on n'observe pas d'instabilité dans le sol. En étudiant les variations des perméabilités locales en fonction du temps, on s'aperçoit que même si nous ne sommes pas dans le cas d'une concentration de pressions interstitielles plus élevées à l'aval, nous avons quand même certaines parties de l'échantillon possédant une perméabilité locale plus faible. Ces valeurs de perméabilités locales font en sorte que la perméabilité globale est conservée.

Précision des capteurs

Nous avons vu à la section 4.2.5 que la précision des capteurs est de l'ordre de ±1 kPa. Étant donné que les lectures vont environ de 600 kPa à 637 kPa, des erreurs de 5%

peuvent se produire entre le capteur du haut et le capteur du bas (2 kPa / 37 kPa); entre deux capteurs qui se suivent, en supposant un sol homogène, l'erreur de lecture peut aller jusqu'à 21,6% (2 kPa / 9,25 kPa) dans le pire des cas. Une solution pour obtenir une meilleure précision serait d'utiliser des capteurs lisant un différentiel de pression. Nos premiers essais se sont déroulés de cette façon. Toutefois, étant donné les fortes pressions en jeu, ce système n'est pas adéquat.

Nous n'avons donc pas d'autre choix que d'utiliser les lectures directes de pression. La variation des distributions de pression le long de l'échantillon doit donc être suffisamment nette pour avoir une bonne idée des phénomènes qui se produisent. Les tendances que nous avons observées durant nos essais nous ont paru suffisamment marquées pour en tirer des conclusions.

Durée de l'expérience

La suffosion a été observée assez rapidement lorsqu'elle a eu lieu (entre 30 minutes et 20 heures). Il est toutefois légitime de se demander si le temps accordé pour chaque essai a été suffisant. Pour l'essai 25C, par exemple, nous avons laissé le sol en place pendant plus de 50 jours, sans observer de concentration de pressions interstitielles à l'aval. Nous ignorons cependant si, avec le temps, les pertes de charge très concentrées à l'amont (dans ce cas) se seraient déplacées vers l'aval. Nous croyons toutefois que le phénomène de suffosion aurait été observé plus rapidement, s'il avait eu à se produire.

L'essai 15 nous a d'ailleurs montré un exemple de stabilisation des pressions dès le départ. Aucun changement n'a eu lieu pendant les onze journées qu'a duré la percolation. Nous conseillons de refaire à nouveau cette expérience pour confirmer nos résultats.

Granulométrie

Il n'est pas certain que la précision de la granulométrie et de la sédimentométrie permette de bien observer le phénomène de suffosion. Pour cette raison, nous avons choisi de découper la tranche aval (tranche 5) beaucoup plus petite (20 mm comparativement à 80 mm) que toutes les autres. Malgré tout, les pourcentages observés lors de la suffosion sont plus ou moins représentatifs, étant donné l'ordre de précision (environ 2 à 3%) que nous avons.

L'utilisation de marqueurs permettrait de mieux suivre la répartition des fines dans l'échantillon, mais cette technique nécessite un appareillage particulier que nous n'avons pas en laboratoire et qui est encore peu répandu en géotechnique.

L'utilisation de la photométrie, quant à elle, a été envisagée. Mais étant donné que cette technique se fait sur une petite masse de sol, il est difficile d'obtenir un échantillon représentatif pour chaque tranche. Cette méthode fastidieuse aurait donc alourdi notre tâche, sans donner nécessairement de meilleurs résultats.

Nous nous sommes donc limités à utiliser des techniques plus conventionnelles, qui ont quand même su nous donner quelques observations appréciables.

5.3.1.2 Facteurs mineurs

Compactage

Deux difficultés sont reliées au compactage. En premier lieu, nous voulons que notre sol soit compacté à 95% de la densité sèche optimale. Nous avons vu que, bien que nous arrivons à obtenir un pourcentage s'en rapprochant, il est difficile de contrôler exactement cette valeur. En second lieu, le compactage produit beaucoup de fines. Néanmoins, nous avons contourné ce problème en calculant après coup la granulométrie de l'ensemble du sol. Nous avons récupéré, pour ce faire, la presque totalité du sol pour chaque essai (entre 97% et 99%).

Perte de charge du perméamètre

Avant de commencer notre série d'essais, nous avons pris soin d'évaluer la perte de charge dans le perméamètre à vide (voir figure 4.6). Toutefois, cette correction ne s'est jamais avérée nécessaire pour nos essais, étant donné la faible valeur des débits en jeu durant toute la durée des essais (en omettant les deux premières minutes de mesure).

Température

Chaque essai de percolation se fait à température ambiante, soit environ 20^0C. Cette température est beaucoup plus élevée que celle qu'on retrouve *in situ*. On a alors une viscosité moins importante, d'où un effet d'entrainement des particules amoindri. Par contre, étant donné qu'on utilise un gradient de 10 qui est beaucoup plus élevé que celui qu'on rencontre *in situ*, nous avons un facteur qui réagit en contre-partie avec la température.

Permutation des burettes

Nous avons vu qu'à chaque fois que nous permutons les burettes, le gradient passe d'une valeur de près de 9 à une valeur d'environ 11, ce qui perturbe légèrement la structure du sol. Par le fait même, nous avons observé, à chaque changement de cycle, des discontinuités au niveau des perméabilités globales et de la lecture des capteurs. Ceci est un problème qui est malheureusement difficile à contourner.

Les moyens possibles pour arriver à résoudre cette situation ne sont pas bien adaptés à notre situation. Une solution serait d'augmenter le volume des burettes pour diminuer le nombre de cycles. Toutefois, les burettes utilisées contiennent 16 litres et sont déjà d'une grosseur considérable. Avoir un réservoir trop grand nous ferait perdre beaucoup de précision au niveau de la lecture du volume des burettes, ce qui nous mènerait à un nouveau problème. Une autre alternative est d'opérer à charge constante. Pour y

parvenir, il nous faudrait un dispositif de compensation qui augmenterait la pression sur la burette d'entrée au fur et à mesure de sa vidange. Ce système est toutefois complexe à mettre en oeuvre.

Selon l'article de Fry et al (1987), le gradient hydraulique n'a qu'une influence minime sur la valeur de la perméabilité. Après plusieurs essais triaxiaux, ils ont constaté qu'en multipliant le gradient par dix, la perméabilité augmentait de 10% seulement. Nos variations de gradient n'entraînent donc pas de variation importante au niveau de la perméabilité.

Effet de paroi

Afin d'éviter l'effet de paroi, nous avons vu à la section 4.1 que les capteurs sont placés à une distance d'un peu plus d'un centimètre. Nous croyons que de cette façon, les pressions sont lues dans la zone d'écoulement unidimensionnel, évitant ainsi les zones d'écoulement préférentiel.

5.3.2. Recommandations

Plusieurs recommandations suivent, visant à améliorer d'autres essais de percolation.

Afin de mieux cerner le phénomène de suffosion, il est fortement conseillé d'ajouter un capteur à un ou deux centimètres au-dessus du capteur de sortie. De cette façon, nous

aurons une idée plus précise de la localisation des excès de pressions interstitielles. Ce phénomène se passe probablement sur une couche très mince à l'aval, comme nous l'indique nos analyses granulométriques. Ce nouveau capteur permettrait de vérifier cette hypothèse. De plus, nous pourrions ajouter un filtre granulaire de quelques centimètres (2 à 3). En faisant la granulométrie du filtre après chaque essai de percolation, nous aurions ainsi une meilleure idée de l'ampleur de la migration des particules (s'il y a lieu).

L'utilisation d'une surcharge nous a été conseillée, afin d'éviter le foisonnement. La norme ASTM D-2434 prévoit en effet une surcharge de 22 à 45 N au sommet de l'échantillon, mais ces prescriptions sont applicables pour un sol ne contenant pas plus de 10% de particules inférieures à 75 microns, ce qui n'est pas toujours notre cas. Nous ne croyons pas avoir eu de problème de confinement avec nos essais. Nous pouvons quand même suggérer une surcharge pour les essais à venir.

Dans le cas d'un essai très long, il peut être conseillé de traiter l'eau des burettes avec un agent bactéricide, mais nous devons nous assurer au préalable que ce nouveau facteur ne fausse pas les données. À titre d'indication, nous n'avons pas observé de développement de bactéries sur l'essai 25C, qui a duré 51 jours.

Finalement, il est fortement suggéré de faire à nouveau un essai sur LG4 avec 15% de fines nominal, afin de s'assurer de la validité de l'essai 15. Ensuite, d'autres essais sont

conseillés pour mieux cibler le point critique entre un sol stable et un sol instable. Pour l'instant, nous l'avons identifié comme étant compris entre 10% et 12% de fines nominal.

En ce qui concerne le sol Caniapiscau, nous n'avons évidemment pas eu assez de résultats pour déterminer une tendance, mais nous avons néanmoins jugé bon de les présenter pour information.

CHAPITRE 6

CONCLUSION

Le but de cette étude est de déterminer si la concentration des pressions interstitielles à l'aval relevée à LG4 est due au phénomène de suffosion.

Selon les résultats de nos essais, la suffosion a été observée au sein du sol reconstitué contenant moins de 10,7% de fines, alors que les sols avec plus de 19% de fines ont montré un comportement stable. Les résultats obtenus ne nous laissent donc pas croire que la suffosion se produit dans la moraine de LG4 qui contient plus de 25% de fines.

Pour avoir un sol instable, nous avons vu qu'il fallait respecter certaines conditions géométriques et hydrauliques. Nous croyons pour notre part, que si la suffosion est possible, elle représente un processus relativement rapide. Dans le cas de l'essai avec le plus fort pourcentage de fines, la durée de la percolation nous semble suffisante pour affirmer qu'il n'y a pas eu suffosion. Même si géométriquement nous avons obtenu un sol potentiellement instable selon les méthodes théoriques, tout nous laisse croire que le déplacement des particules vers l'aval n'aura pas lieu. Les constrictions ne sont peut-être tout simplement pas assez grandes pour permettre aux plus petites particules de se déplacer.

Nous pouvons affirmer qu'aucune des théories appliquées (Burenkova et Kenney and Lau) ne peuvent être corroborées à l'aide de nos résultats expérimentaux. Ces théories ont été faites à partir d'un sol différent et nous ne pouvons les appliquer à notre étude.

Dans notre étude, les cas de suffosion ne s'appuient pas sur la possibilité de fissures, mais bien sur un déplacement de particules sous l'effet de forces d'écoulement seulement. Dans ce cas, le phénomène de suffosion n'est pas observé. Nous mentionnons cependant que la suffosion en présence de zones fracturées n'est pas exclue pour le sol LG4, ou encore dans le cas où il y a présence de zones hétérogènes (zones plus lâches, par exemple). Il faut donc vérifier l'existence de ces zones et les possibilités de fracturation hydraulique.

Selon Verma et al (1985), les risques de fracturation hydraulique dans le noyau sont faibles. Cette observation faite sur QA-0 à LG4, s'appuie sur le fait que la moraine utilisée se comporte d'une façon assez flexible, ce qui permet à la structure du sol de se réajuster avec les changements de contraintes.

De plus, Lafleur (1984) affirme aussi qu'il est peu probable qu'il y ait des zones fissurées sous l'effet du claquage hydraulique sur les moraines utilisées à la Baie James; des tests de submersion ont été faits sur ce sol non plastique et le faible pourcentage de particules inférieures à 2 microns explique ce phénomène.

Certains cas de suffosion due à des zones plus fragiles sont mentionnés dans la littérature. À Manic3 et à WAC Bennett Dam, des migrations de particules auraient été notées. Elles étaient attribuées, dans le cas de Manic3, à des fissures créées durant la construction par un phénomène d'arche entre le noyau et la zone de transition et le filtre moins compressibles (Dascal, 1985). En ce qui concerne WAC Bennett Dam, l'excès de pressions interstitielles était présumément causé par une érosion interne le long d'une zone de fracturation et par le colmatage du filtre (Stewart et al, 1985).

Finalement, la meilleure méthode reste de faire des essais. D'ailleurs, dans nos recommandations faites à la section précédente, plusieurs autres essais de percolation sont suggérés. Nous pourrions de plus ajouter un essai sur le sol LG4 à l'état naturel, sous un gradient hydraulique plus élevé. Si les conditions géométriques favorisant la suffosion sont respectées (nous n'en sommes pas convaincus), un gradient plus fort accélérerait le processus. Un essai sur un sol comportant 15% de fines est aussi suggéré, étant donné que ce pourcentage se trouve dans la zone d'incertitude comprise entre 10,7% et 19%.

Parallèlement à ce sujet de recherche, la possibilité de suffosion dans des zones présentant des défauts est étudiée avec l'essai de percolation au filtramètre. Ce type d'essai est un autre volet de cette recherche. Le volume du filtramètre étant considérable, les questions relatives aux zones hétérogènes pourront être approfondies.

BIBLIOGRAPHIE

ATMADZIDIS, D. (1987). An experimental study of sand migration in gravel. Neuvième Congrès Européen de mécanique des sols et des travaux de fondation, Dublin, 887-890.

AUVINET, G. & BOUVARD, D. (1983). Effet d'échelle géométrique dans les milieux granulaires. Revue Française de Géotechnique, (vol. 25), 63-69.

BLACK, D.K. & LEE, K.L. (1973). Saturating laboratory samples by back pressure. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 99, 75-93.

BURENKOVA, V.V. (1993). Assessment of suffosion in non-cohesive and graded soils. In: Brauns, Heibaum, Schuler: Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering, Balkema, Rotterdam, 357-360

CHAPUIS, R. (1992). Similarity of internal stability for granular soils. Canadian Geotechnical Journal, vol. 29, no4, 711-713.

DASCAL O. (1984). Peculiar behaviour of the Manicouagan 3 dam's core. Proceedings International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 561-567.

FRY, J.J., FLAVIGNY, E. & TAQUET, B. (1987). Lois de perméabilité dans les barrages en terres grossières. Neuvième Congrès Européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Dublin, 39-42.

HOLTZ, R.D. & KOVACS, W.D. (1991). Introduction à la géotechnique. Éditions de l'École Polytechnique de Montréal, Traduite par M. Jean Lafleur, 808 p.

KOVACS, G. (1981). Developpments in water science-Seepage hydraulics. Elsevier North-Holland, Inc., New York, 730 p.

KENNEY, T.C. & LAU, D. (1985). Internal stability of granular filters. Canadian Geotechnical Journal, vol. 22,no 2, 215-225.

LAFLEUR, J. (1984). Filter testing of broadly graded cohesionless tills. Canadian Geotechnical Journal, vol. 21, 634-643.

LAFLEUR, J. (1995). Pressions interstielles dans les noyaux de barrage en till compacté. Proposition de recherche, École Polytechnique de Montréal, 8 p.

LAFLEUR, J., MLYNAREK, J. & ROLLIN, A. (1989). Filtration of broadly graded cohesionless soils. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No 12, 1747-1768.

LAFLEUR, J., MLYNAREK, J. & ROLLIN, A. (1993). Filter criteria for well graded cohesionless soils. Proceedings of the First International Conference "Geofilters", Germany, 97-106.

LEGRAND, C. (1989). Notes de cours de géotechnique. I.U.T.de Génie civil-Université des sciences Paul-Sabatier de Toulouse, 289 p.

LÖFQUIST, B. (1992). Hydraulic penetration in embankment dams. Ground Engineering, juin 1992, 40-43.

LOWE, R.D. & JOHNSON, T.C. (1960). Use of back-pressure to increase degree of saturation on triaxial test specimens. A.S.C.E. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, 819 p.

PARÉ, J.J.. LAROCQUE, G.S. & SCHNEEBERGER, C.E. (1978). Design of earth-and rockfill dams for La Grande. Water Power and Dams Construction, 38-45.

RIVIÈRE, A.(1977). Méthodes granulométriques-Techniques et interprétations. Masson, Paris, New York, Barcelone, Milan, 170 p.

SAINT-ARNAUD, G. (1995). The high pore pressures within embankment dams: an unsaturated soil approach. Canadian Geotechnical Journal, vol. 32, no 5, 892-898.

SAINT-ARNAUD, G., MOREL, R. & HAMMAMJI, Y. (1996). Degree of saturation within till dykes after 30 years of operation. , Comptes Rendus de la Conférence "Geofilters",Montréal, 307-315.

SAINT-ARNAUD, G. (1996). L'influence du degré de saturation sur l'écoulement dans les barrages en remblai d'Hydro-Québec. Rapport interne présenté à la 20ème réunion du Comité de révision de la Sécurité des barrages d'Hydro-Québec.

SCHULER, U. (1995). How to deal with the problem of suffosion. Research and development in the field of dams-SNCLD, Crans-Montana, Switzerland, 15 p.

S.E.B.J. (1987). Le complexe hydro-électrique de La Grande Rivière-Réalisation de la première phase. Éditions de la Chenelière, 496 p.

SHERARD, J.L. (1979). Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils. Treizième Congrès International des Grands Barrages, New Delhi. 25-35.

SHERARD, J.L. (1989). & DUNNIGAN, L.P. (1989). Critical filters for impervious soils. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 115, no 7, 927-947.

SIERAKOWSKI, C. (1994). Internal behaviour of the LG4 dams. Rapport interne d'Hydro-Québec, Division Maintenance et Sécurité des Barrages, 16 p.

STEWART, R.A., IMRIE, A.S. & HAWSON, H.H. (1990). Unusual behaviour of the core at WAC Bennett dam. Quarante-troisième Conférence Canadienne de Géotechnique, Québec, 549-558.

TERZAGHI, K. & PECK, R.B.(1957). Mécanique des sols appliquée aux travaux publics et au bâtiment. Dunod éditeur, Paris, traduit par J. Baudillard et C. Maunier, 565 p.

VERMA, N.S., PARE, J.J., BONCOMPAIN, B., GARNEAU, R. & RATTUE, A. (1985). Behaviour of the LG4 main dam. Proceedings of the eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol iv, San Francisco, 2049-2054.

ASTM, D-698 (1990). Standard test methods for moisture-density relations of soils and soil-aggregate mixtures using 5.5-lb (2.49-kg) rammer and 12-in. (305 mm) drop, 162-166.

ASTM, D-2434 (1993). Standard test method for permeability of granular soils (constant head. 191-195.

ASTM, D-4318 (1991). Standard test method for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils. 608-617.

BNQ (Bureau des normes du Québec). Granulats-Réduction des échantillons pour essais en laboratoire. 8 p.

ANNEXE A

CARACTÉRISTIQUES DES SOLS LG4

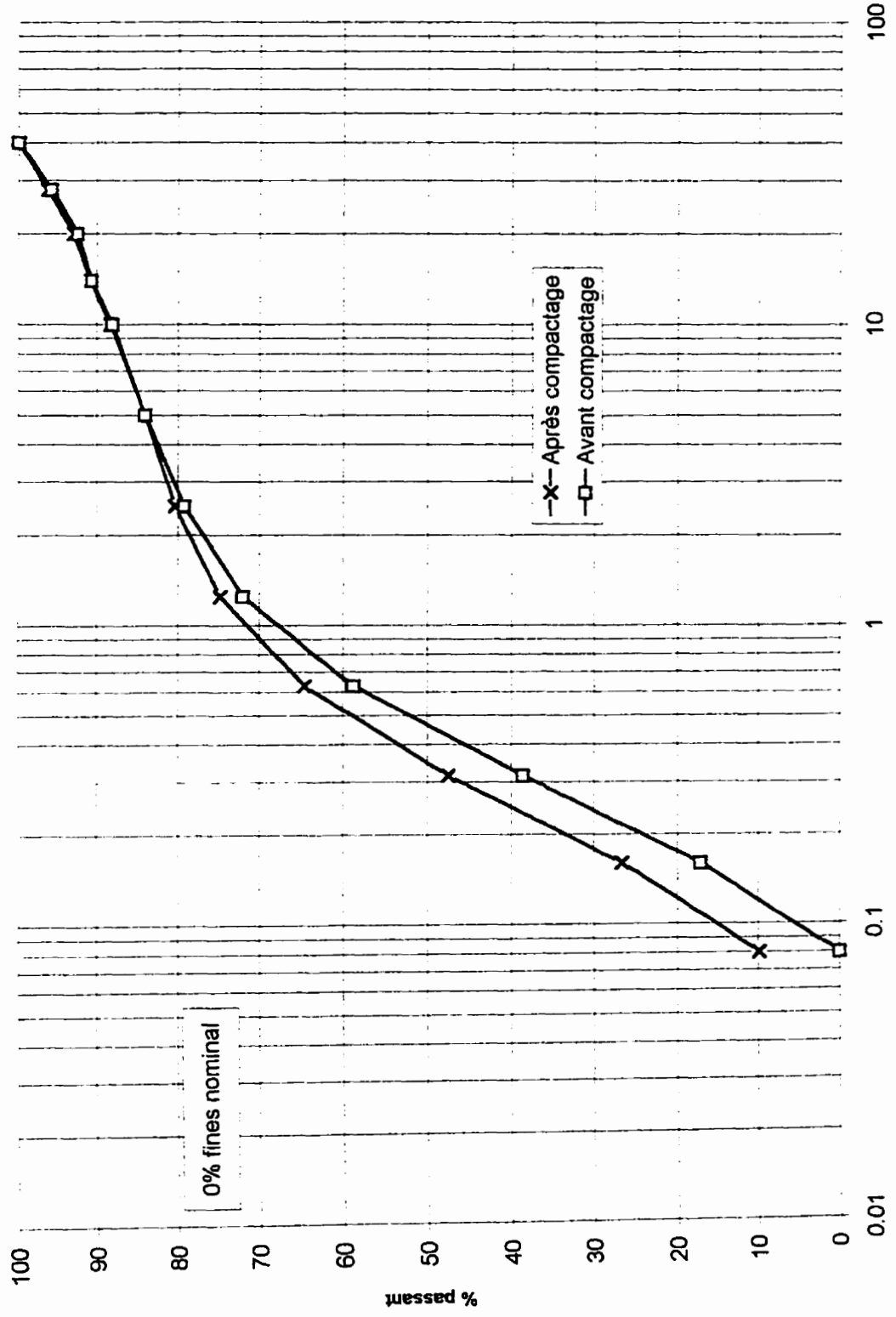


Figure A1. Production de fines suite au compactage (0% nominal)

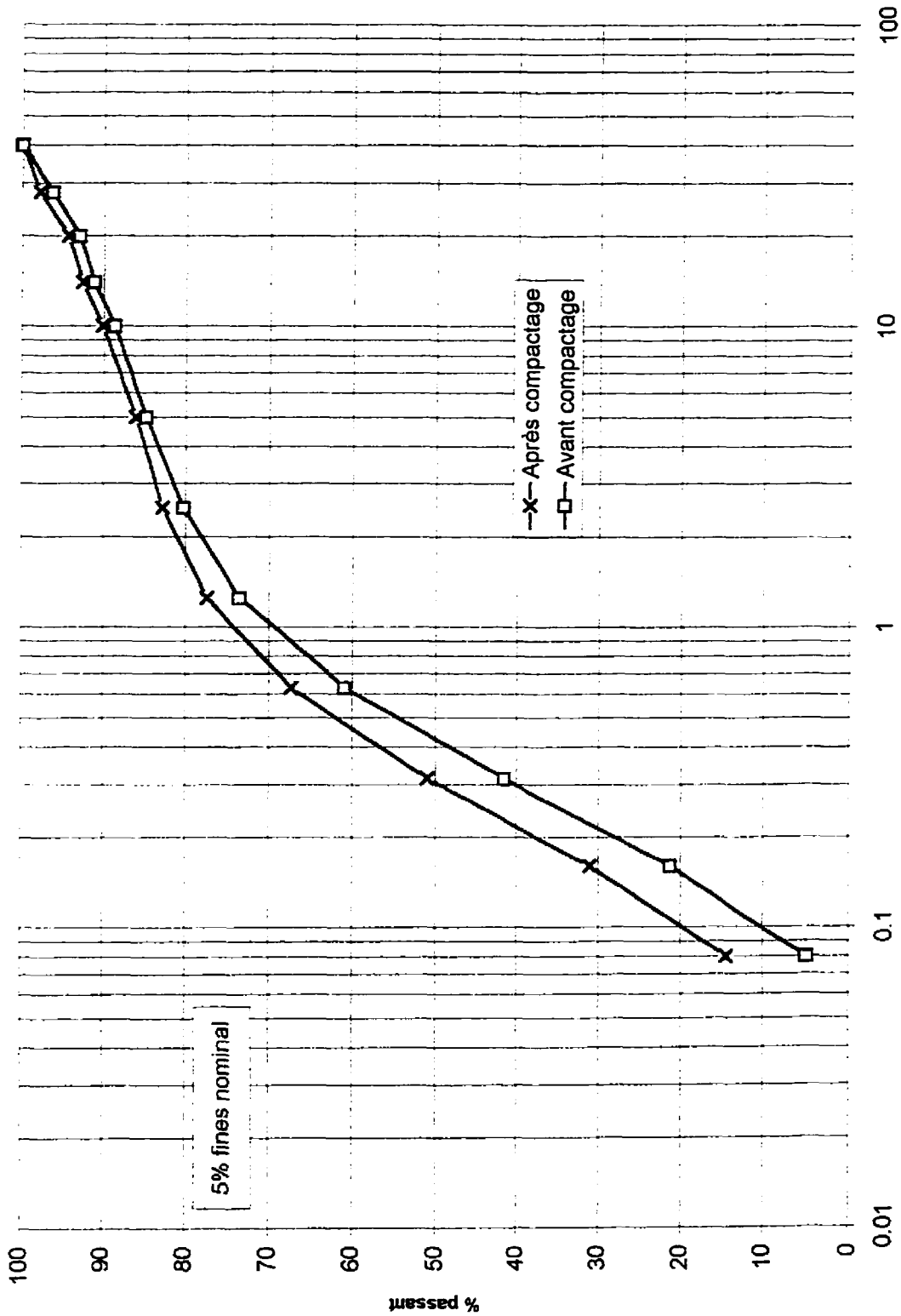


Figure A2. Production de fines suite au compactage (5% nominal)

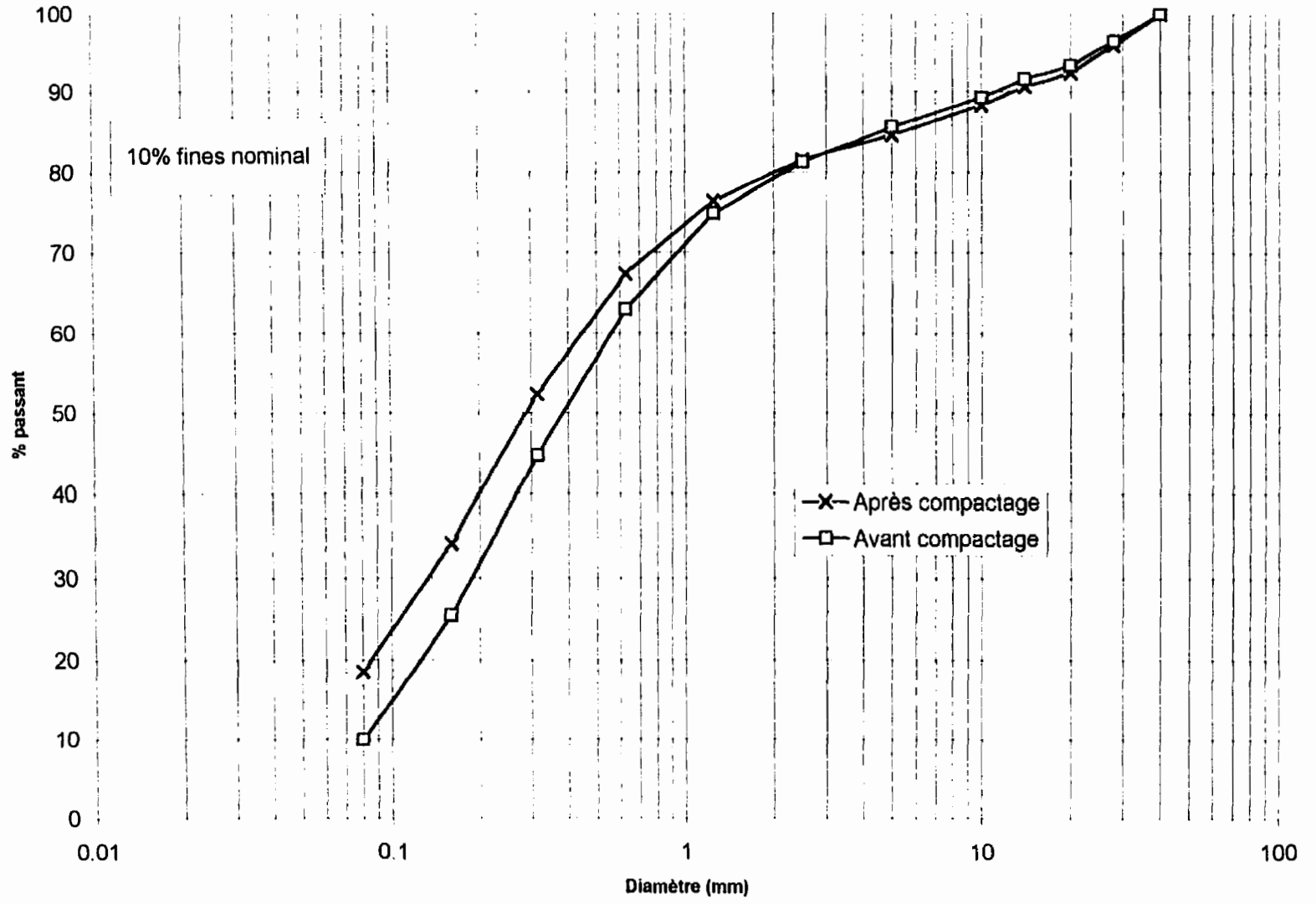


Figure A3. Production de fines suite au compactage (10% nominal)

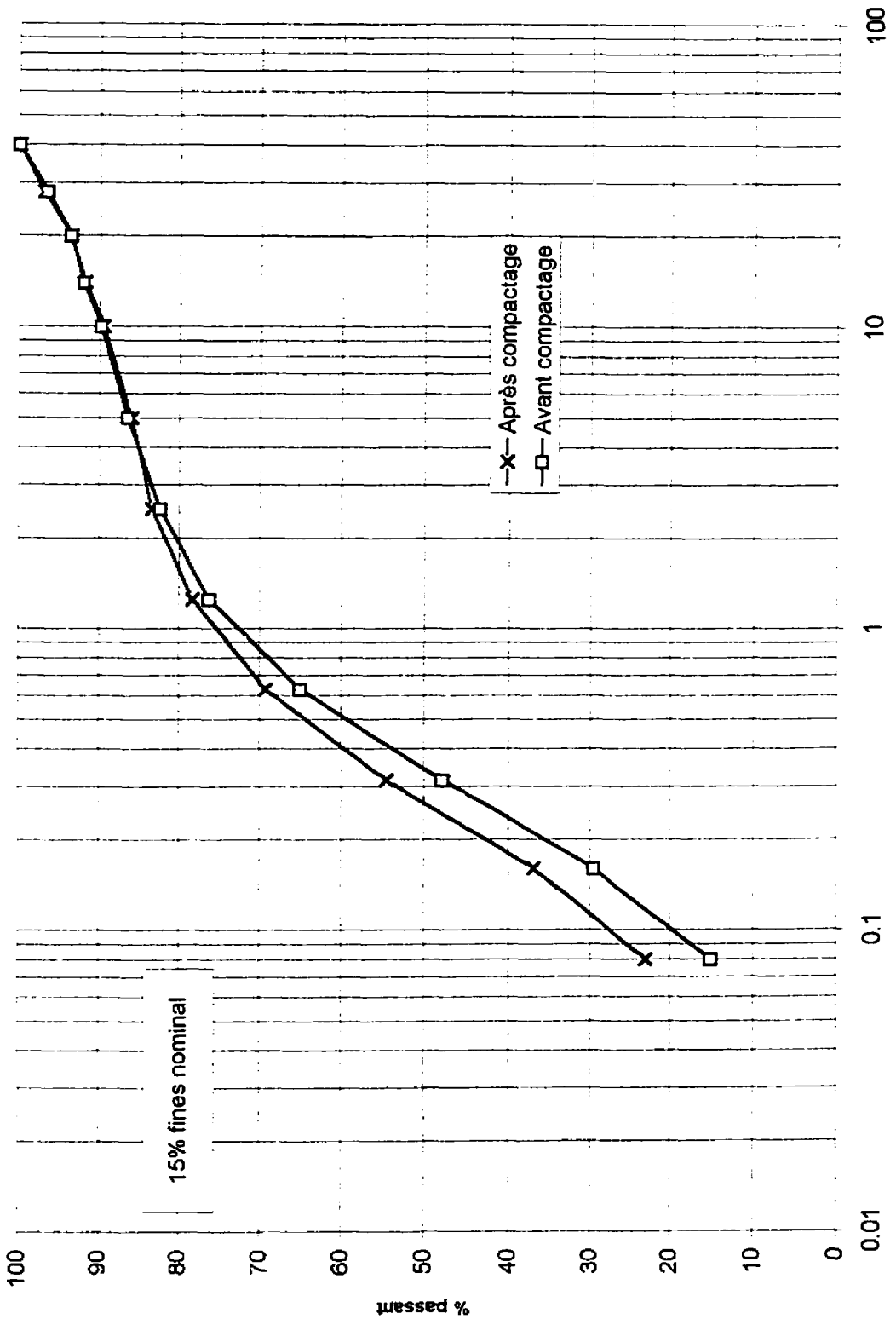


Figure A4. Production de fines suite au compactage (15% nominal)

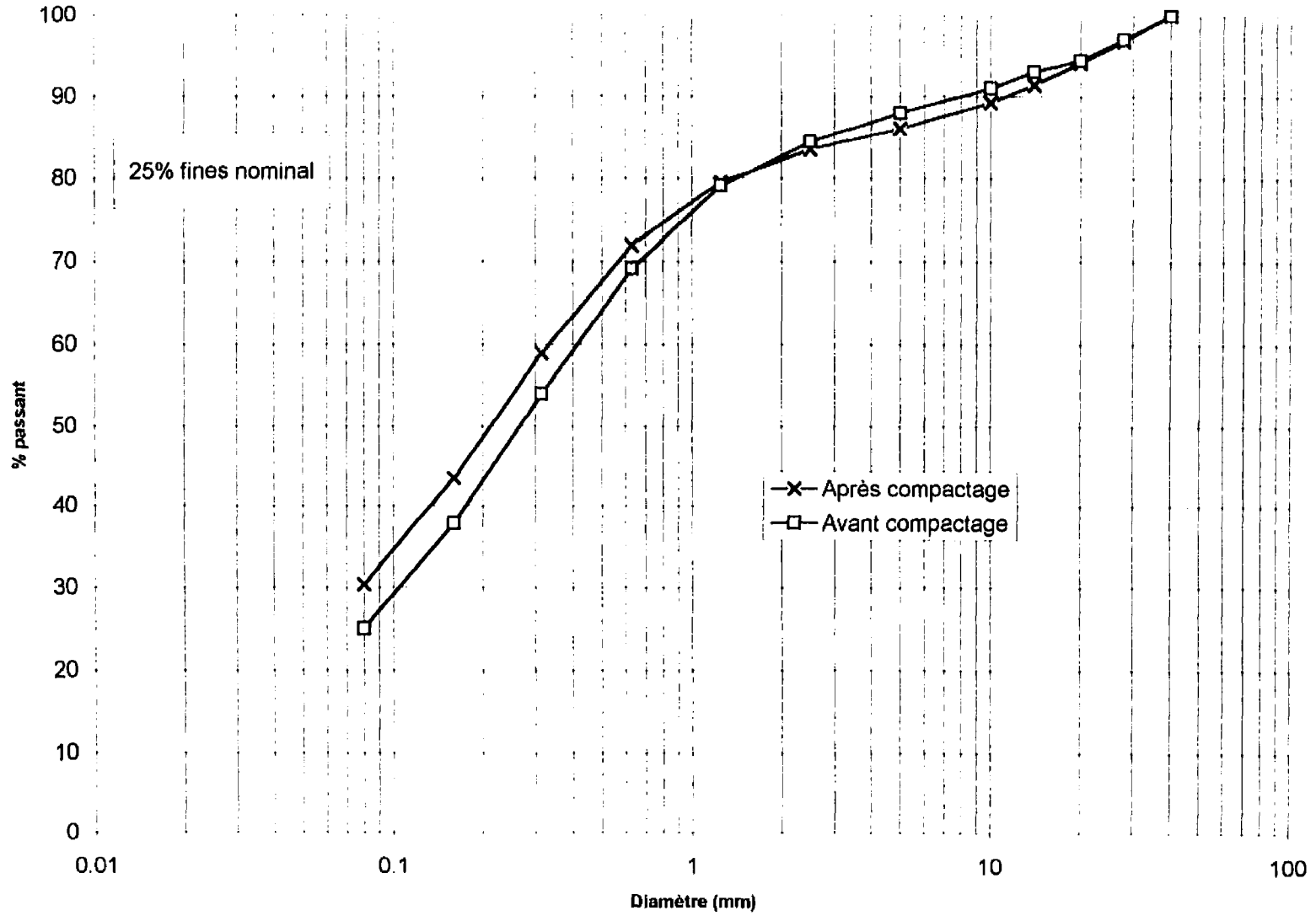


Figure A5. Production de fines suite au compactage (25% nominal)

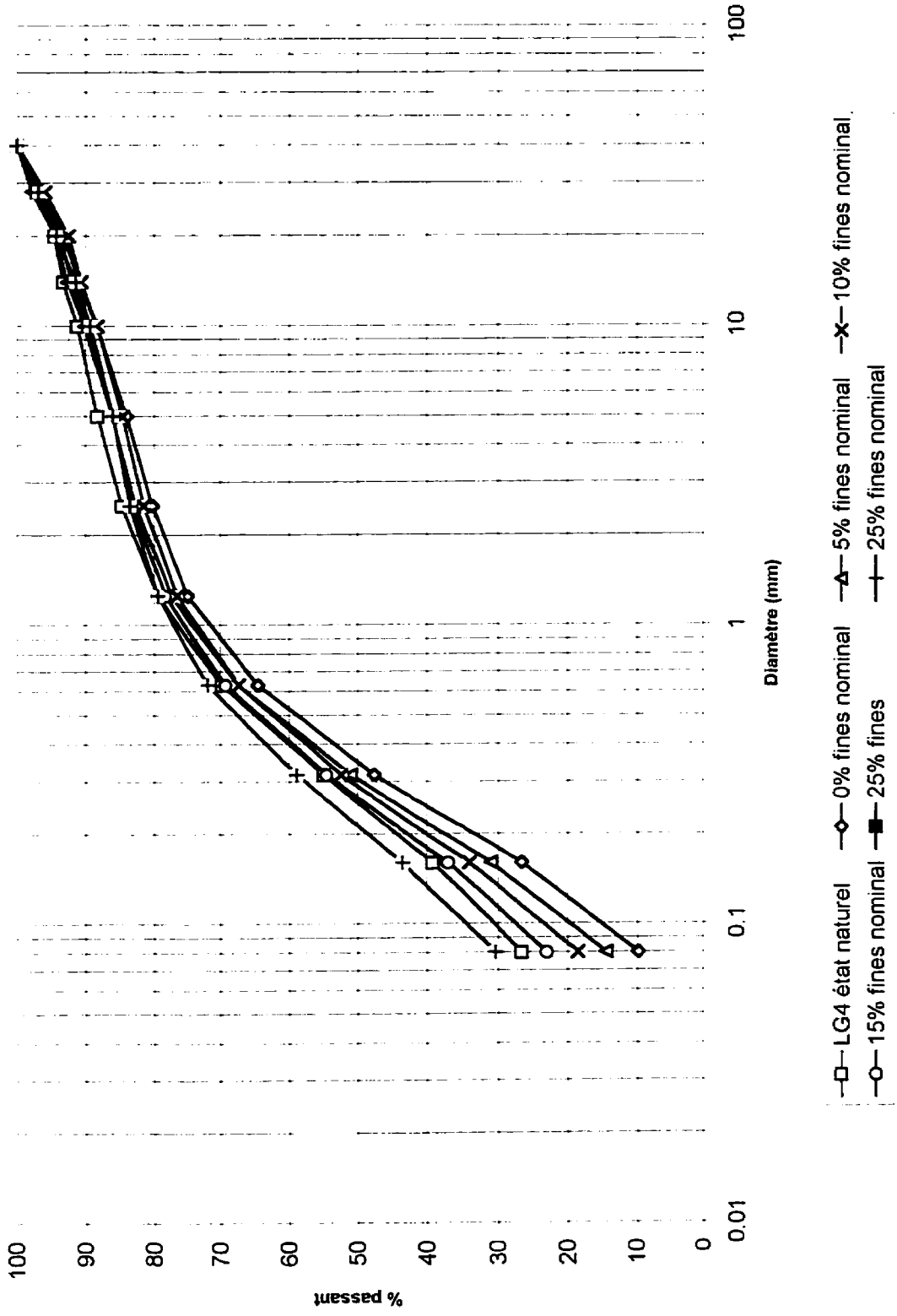


Figure A6. Courbes granulométriques des sols reconstitués après compactage

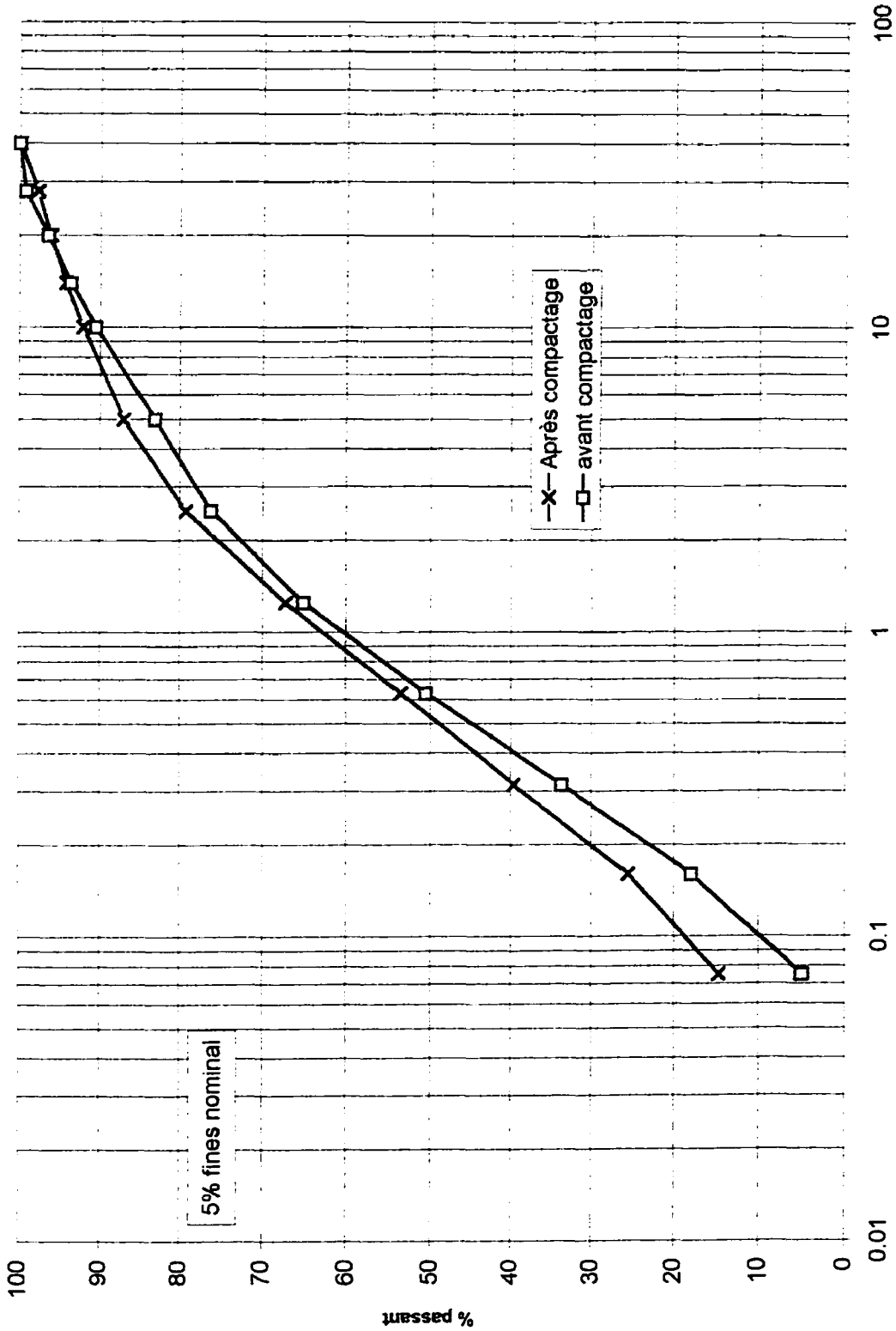


Figure A7. Production de fines suite au compactage de Caniapiscau (5% fines nominal)

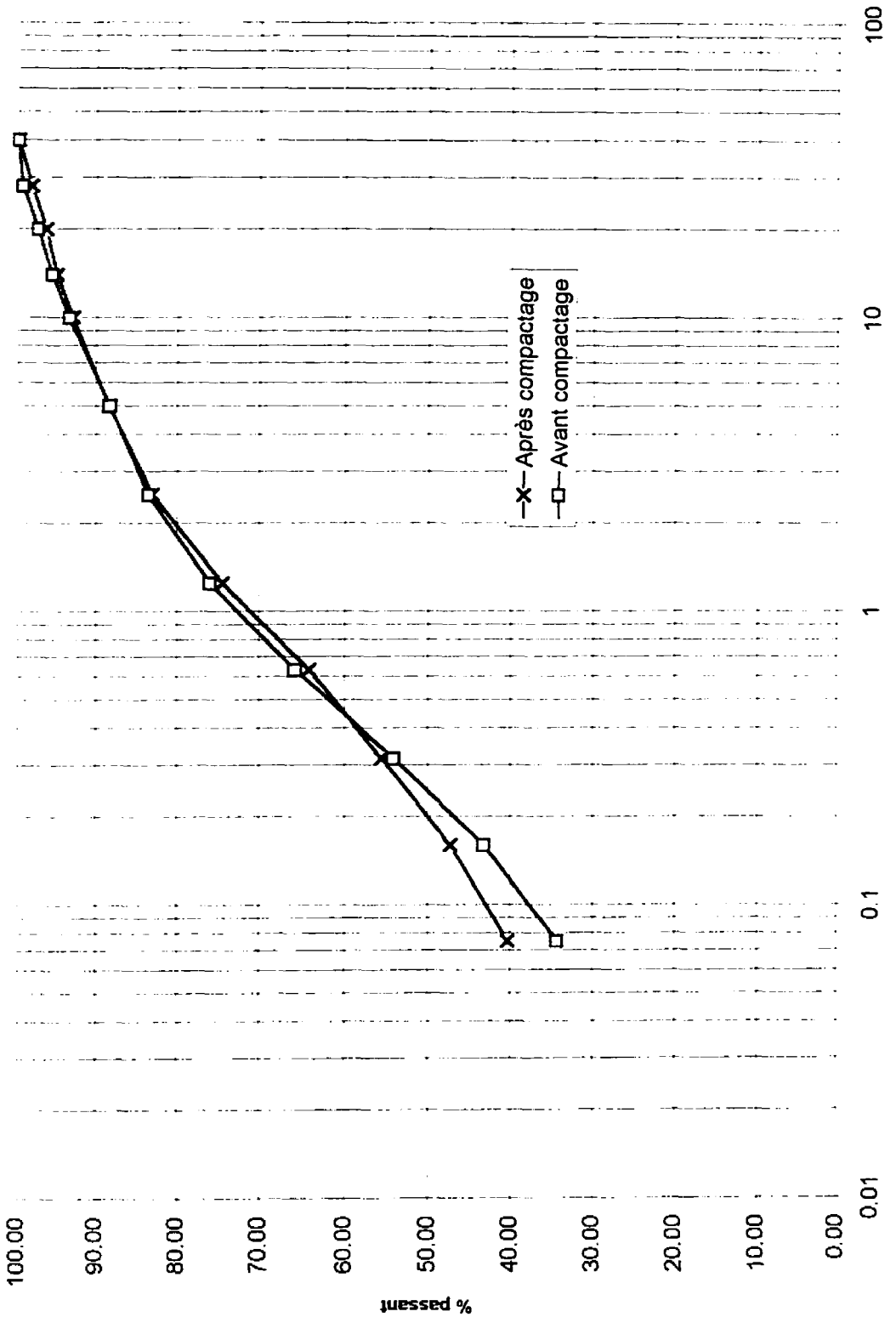
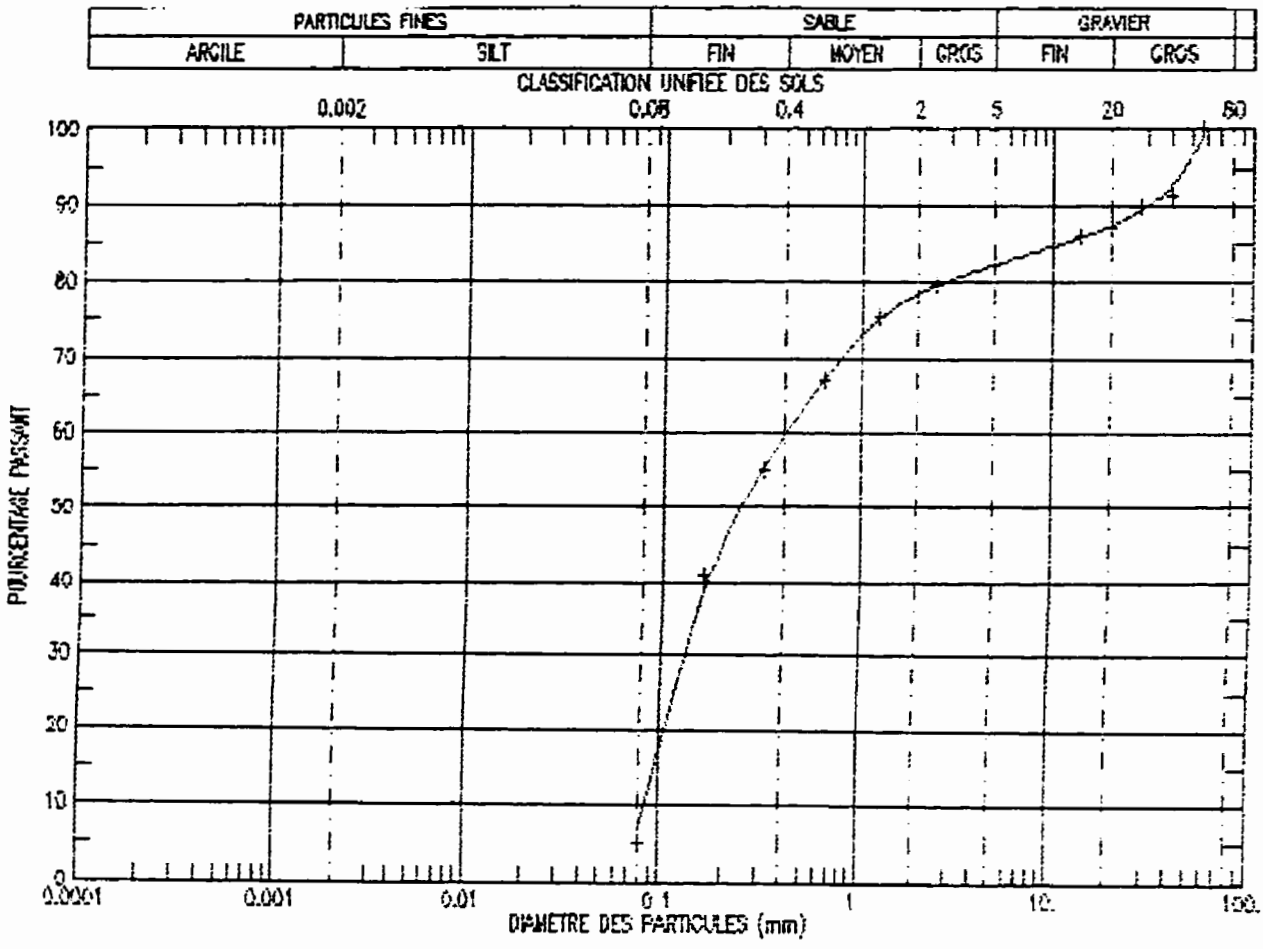


Figure A8. Production de fines suite au compactage de Caniapiscau (état naturel)

ANNEXE B

RÉSULTATS DES ESSAIS FAITS SUR LE SOL LG4



	PARTICULES FINES (%)	SABLE (%)	GRAVIER (%)
+	5.0	77.2	17.8

	20 mm	5 mm	2 mm	0.40 mm	0.08	D10	D30	D60	Cu	Cc
+	87.3	82.2	78.3	59.2	5.0	0.029	0.129	0.418	4.747	0.454

	SONDAGE	ECH.	PROF.(m)	DESCRIPTION	Dr	WN (%)	WL (%)	WP (%)
+								

Figure B1. Granulométrie de l'essai 5A avant compactage

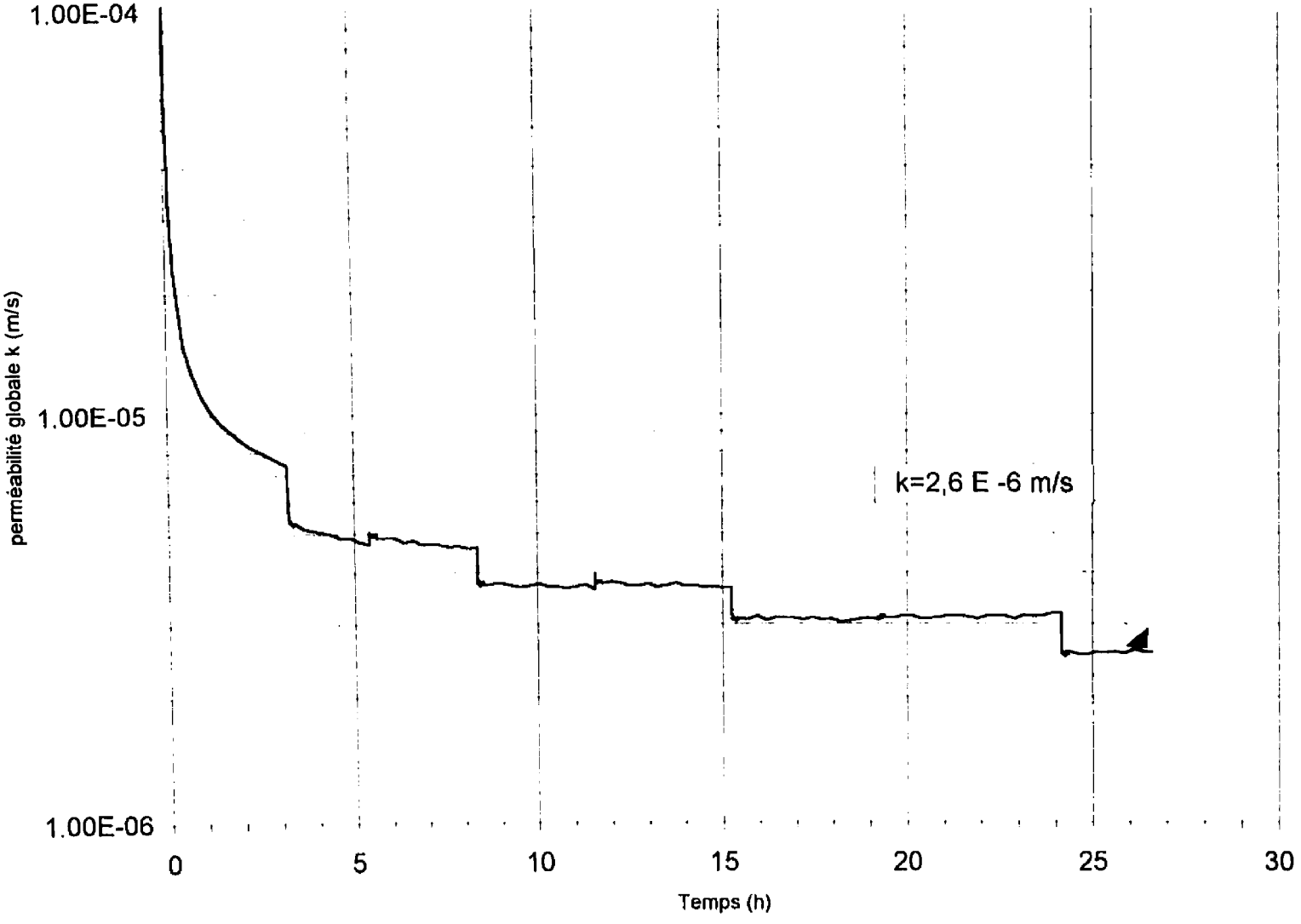


Figure B2. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai 5A

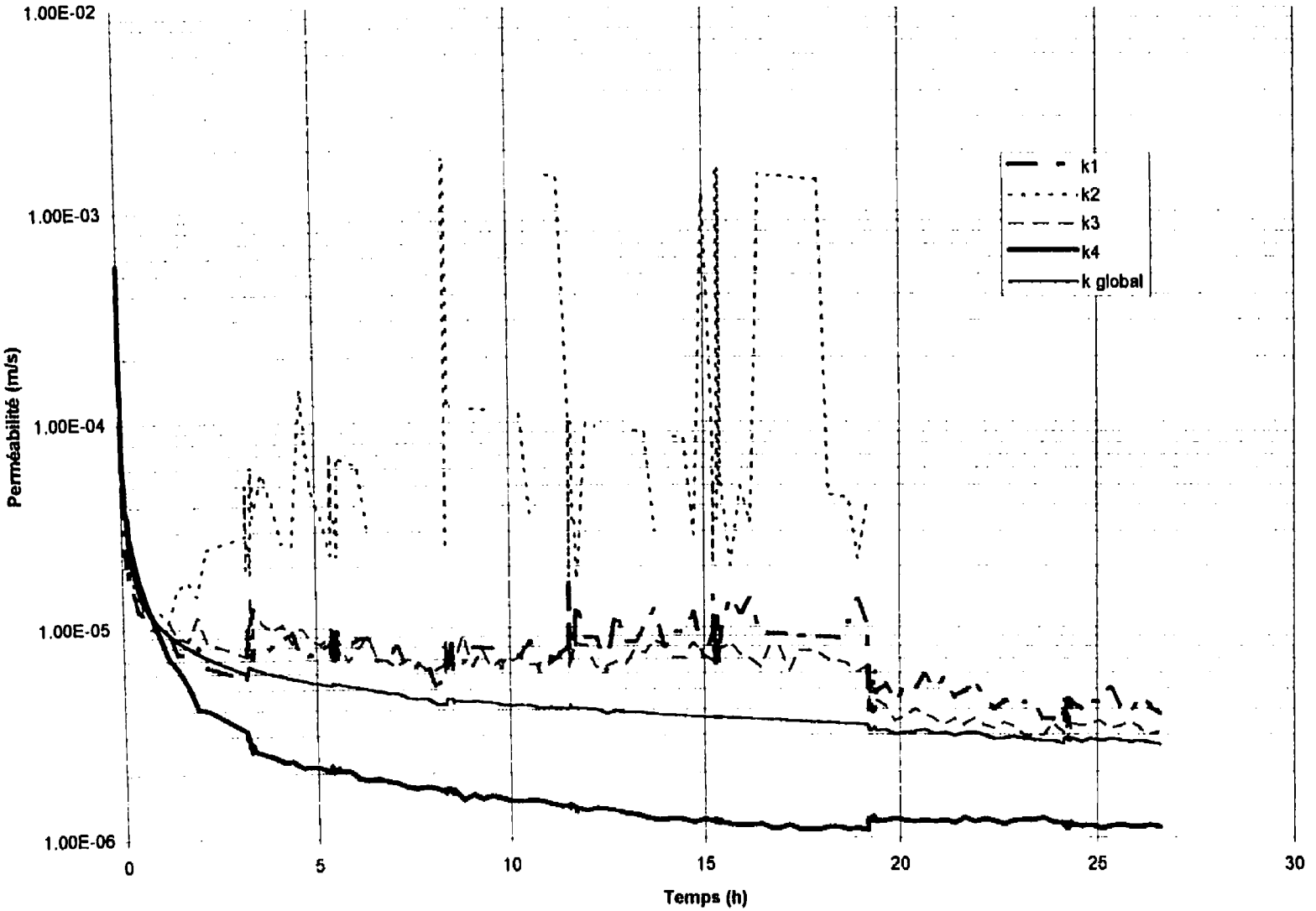


Figure B3. Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 5A

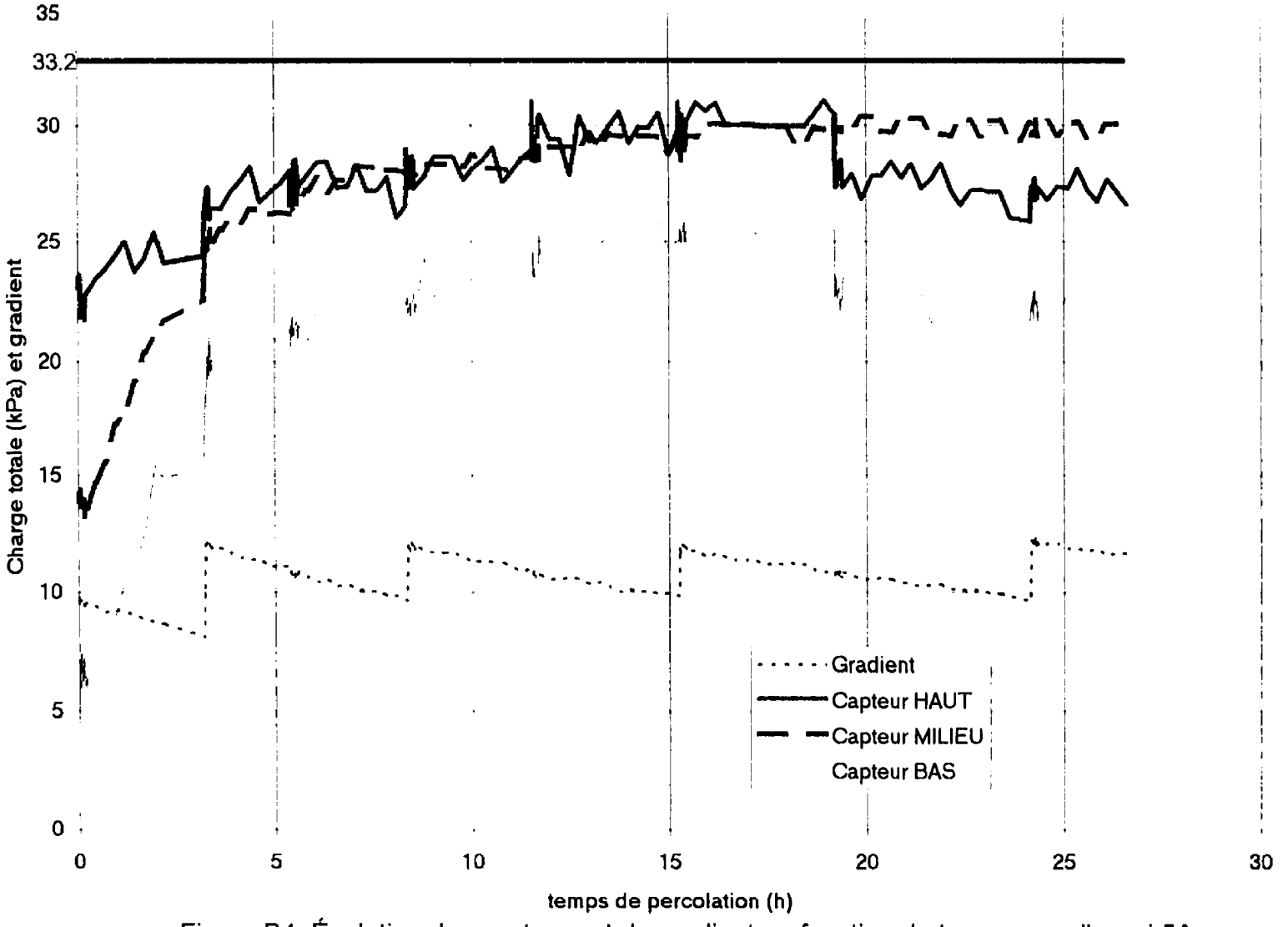


Figure B4. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 5A

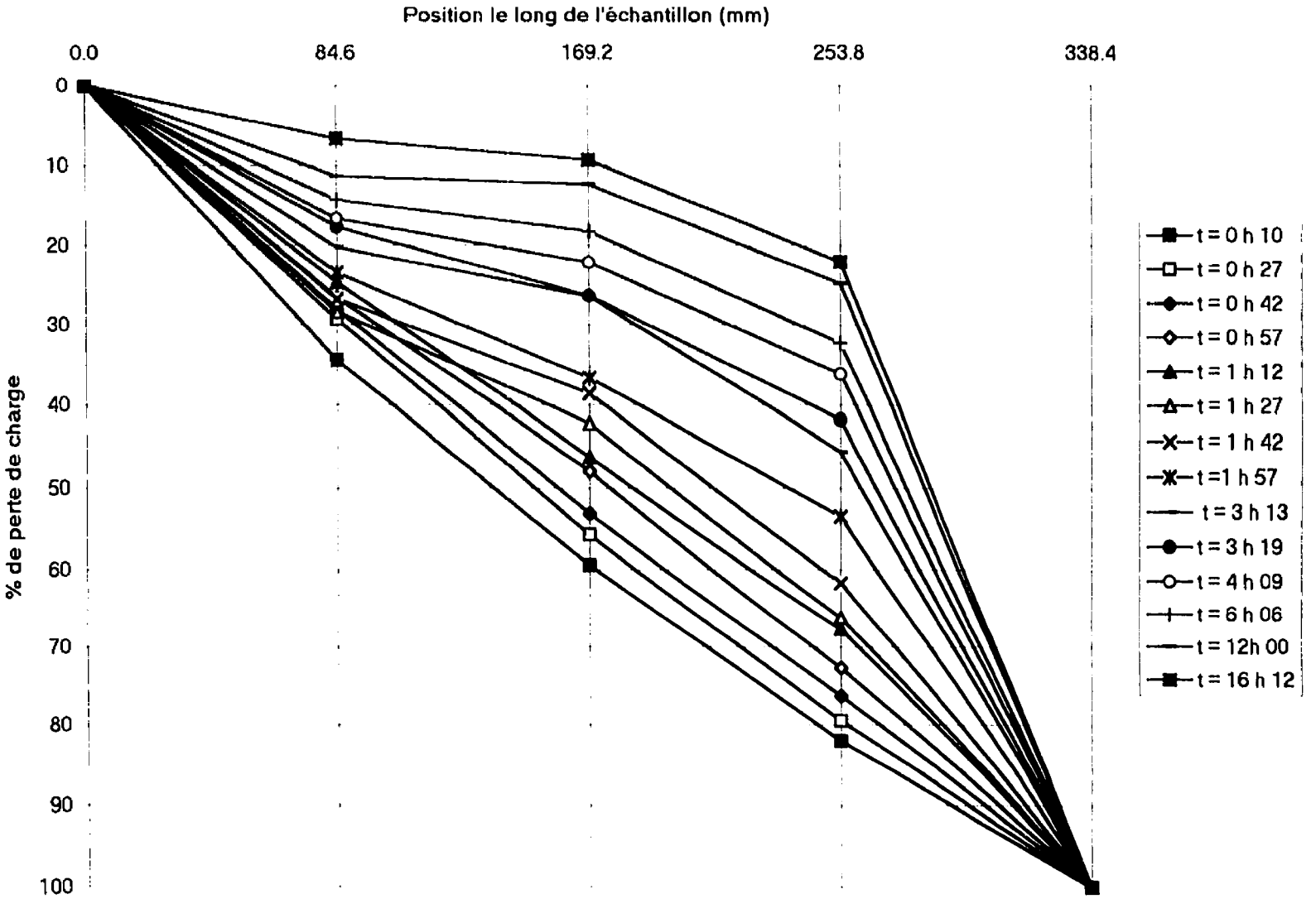


Figure B5. Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 5A

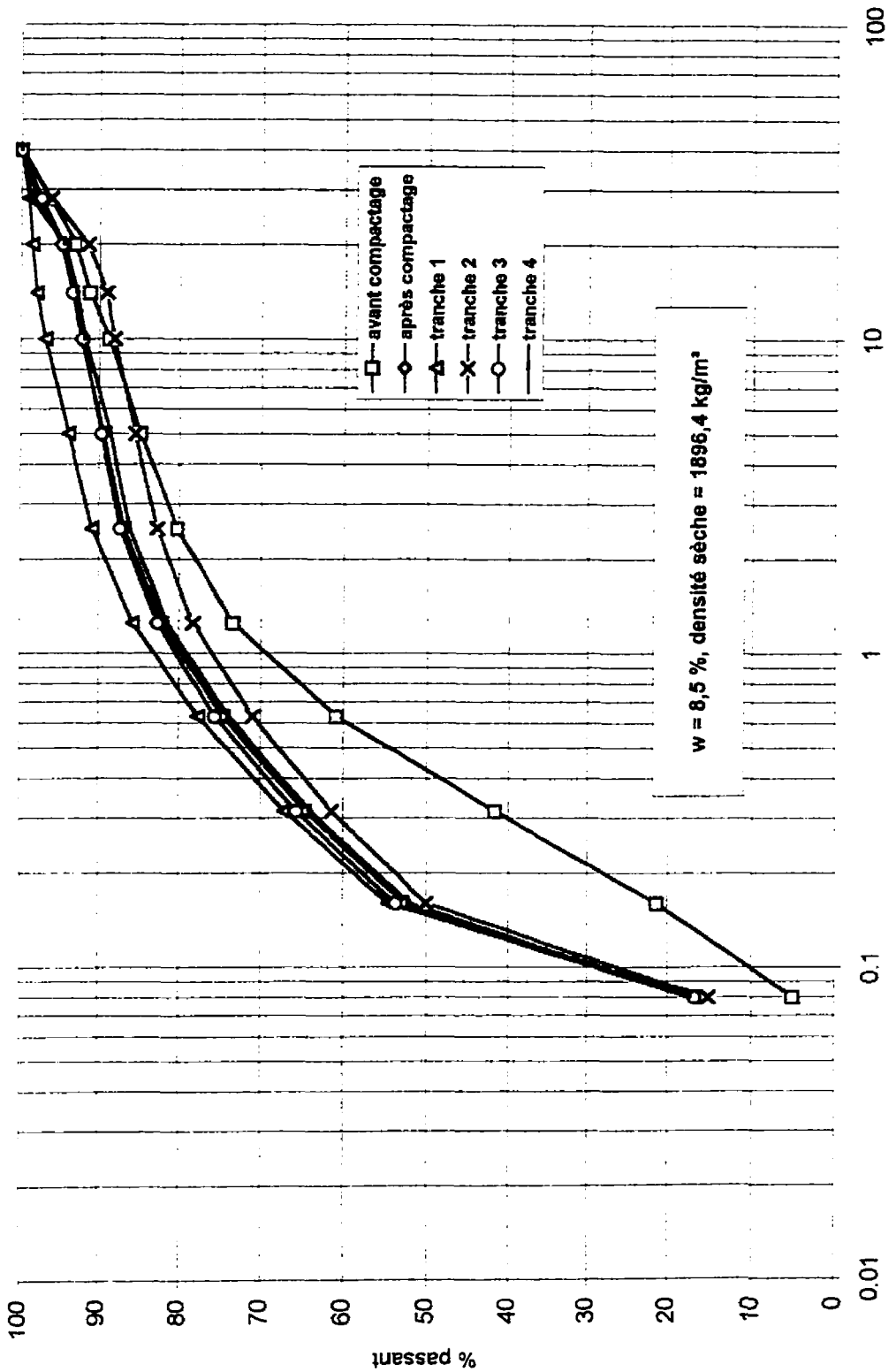


Figure B6. Granulométries de l'essai 5A (ensemble du sol)

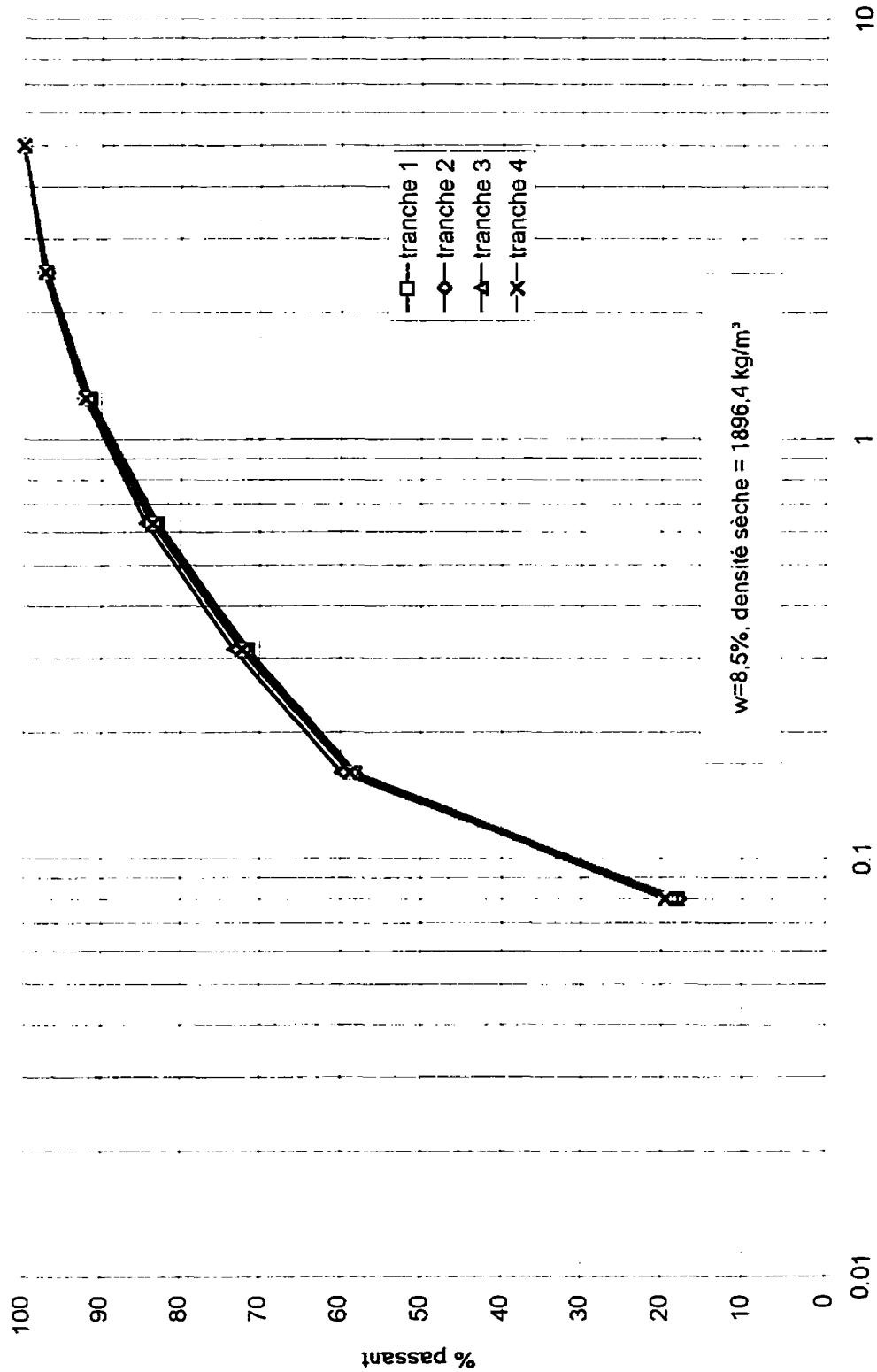


Figure B7. Granulométries de l'essai 5A (fraction < 5 mm)

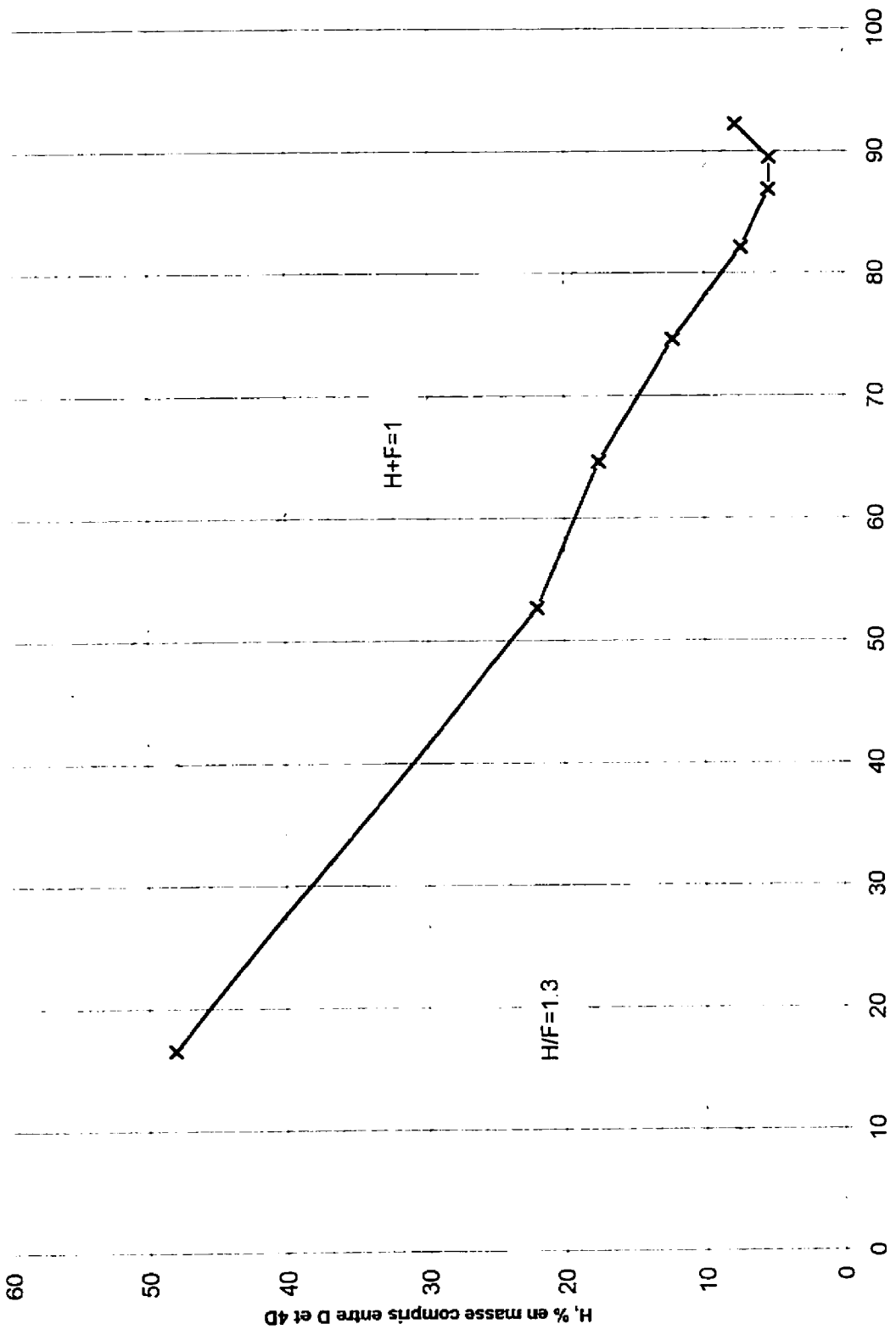


Figure B8. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 5A

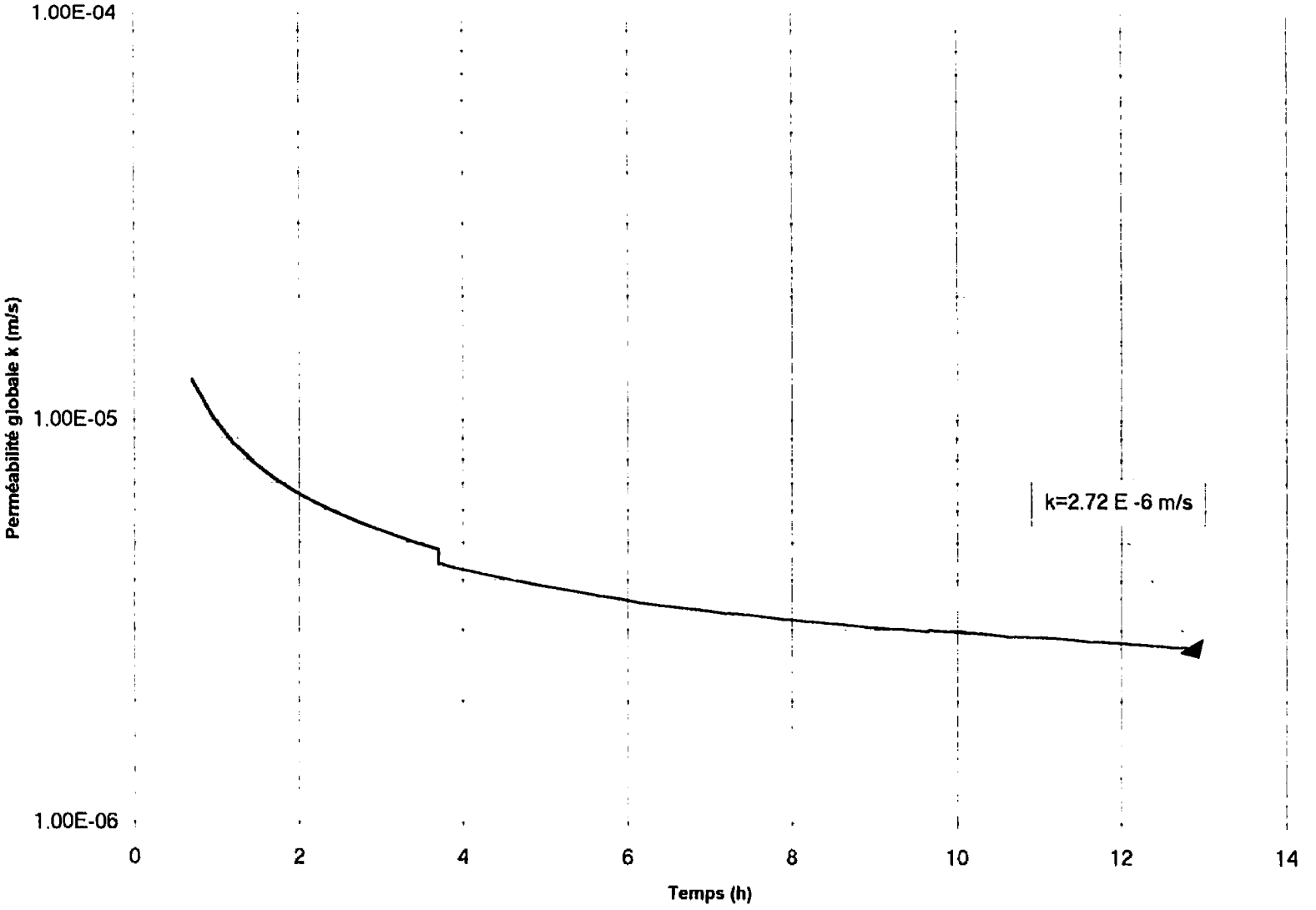


Figure B9. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai 5B

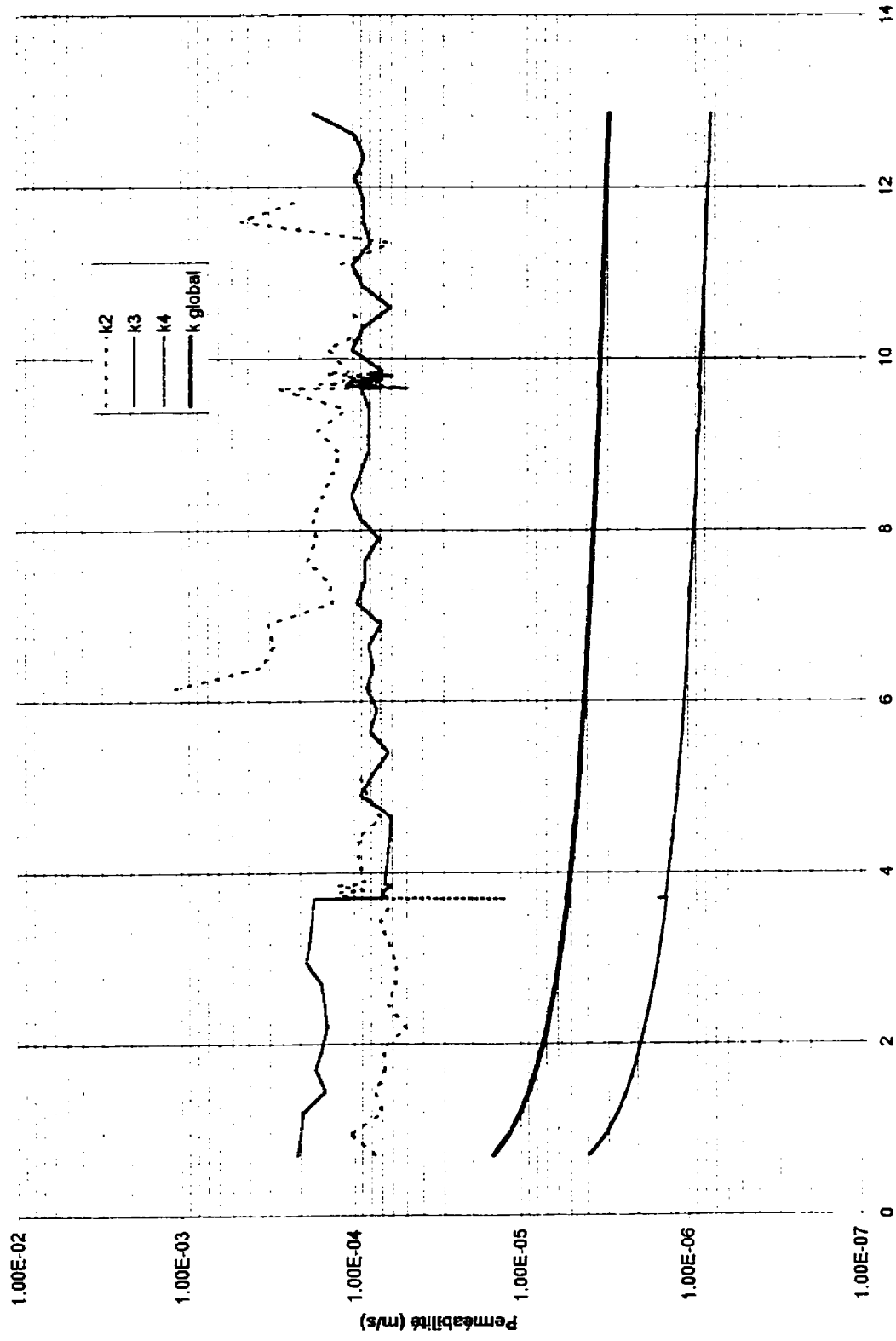


Figure B10. Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 5B

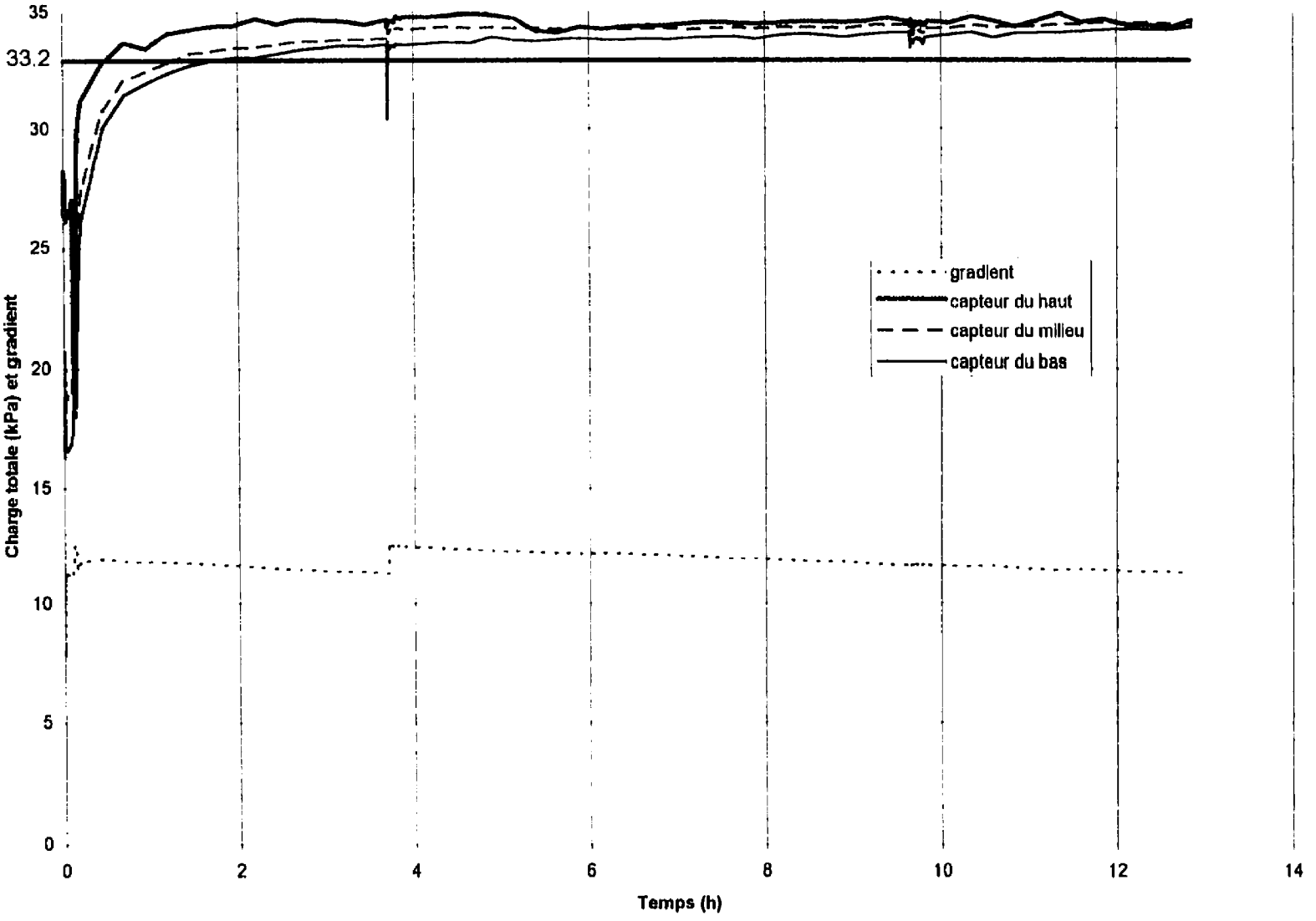


Figure B11. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 5B

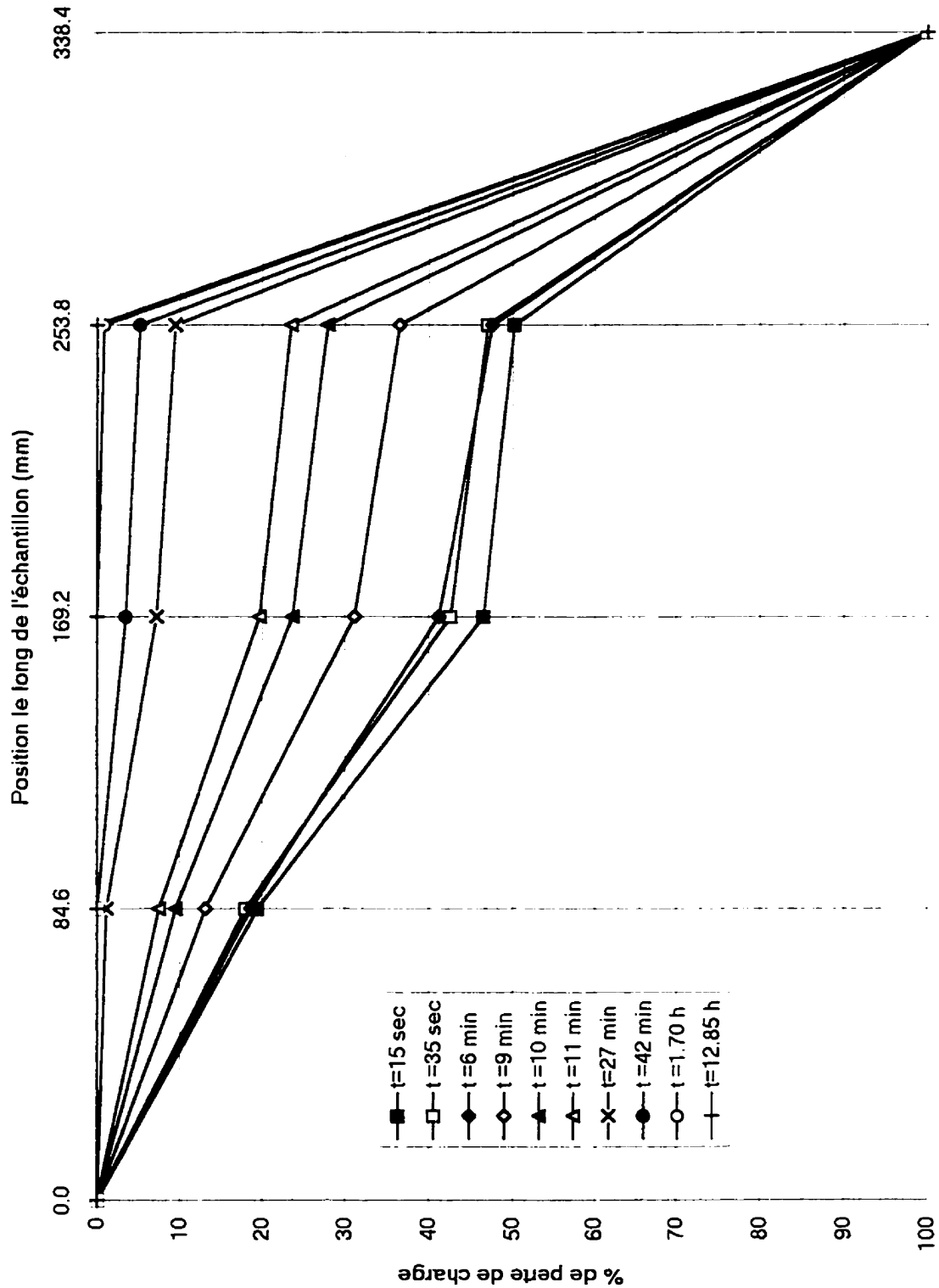


Figure B12. Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 5B

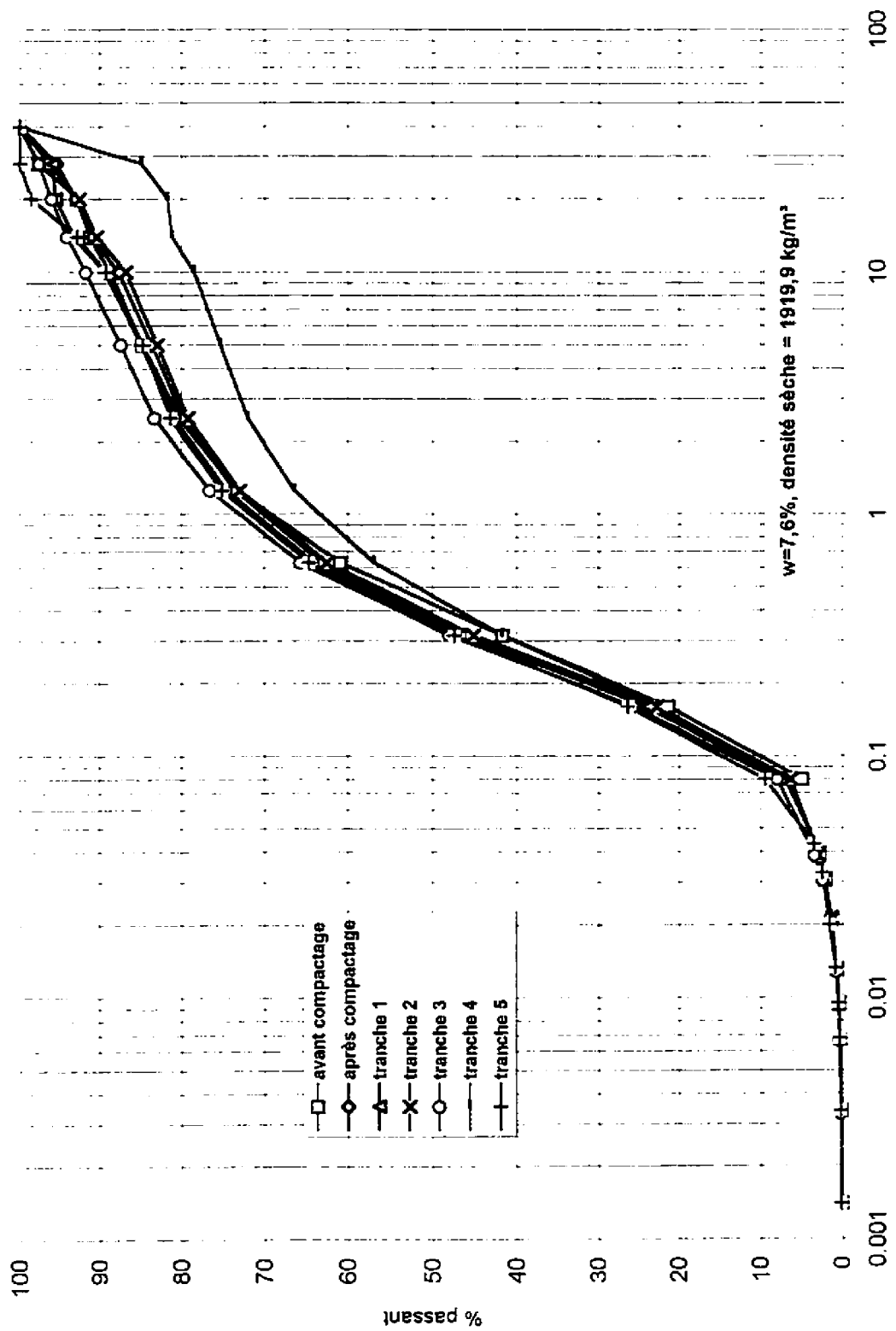


Figure B13. Granulométries de l'essai 5B (ensemble du sol)

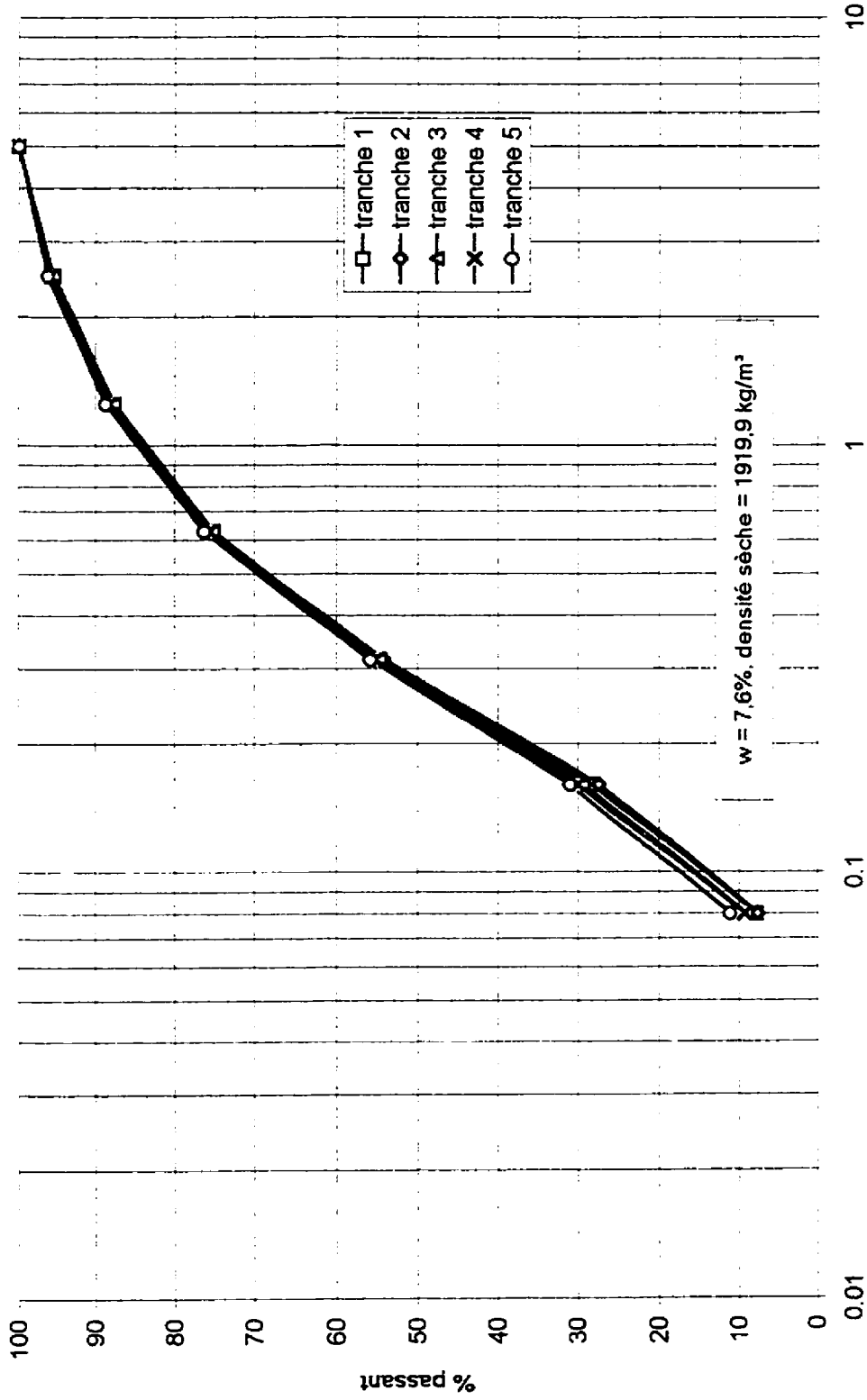


Figure B14. Granulométries de l'essai 5B (fraction < 5 mm)

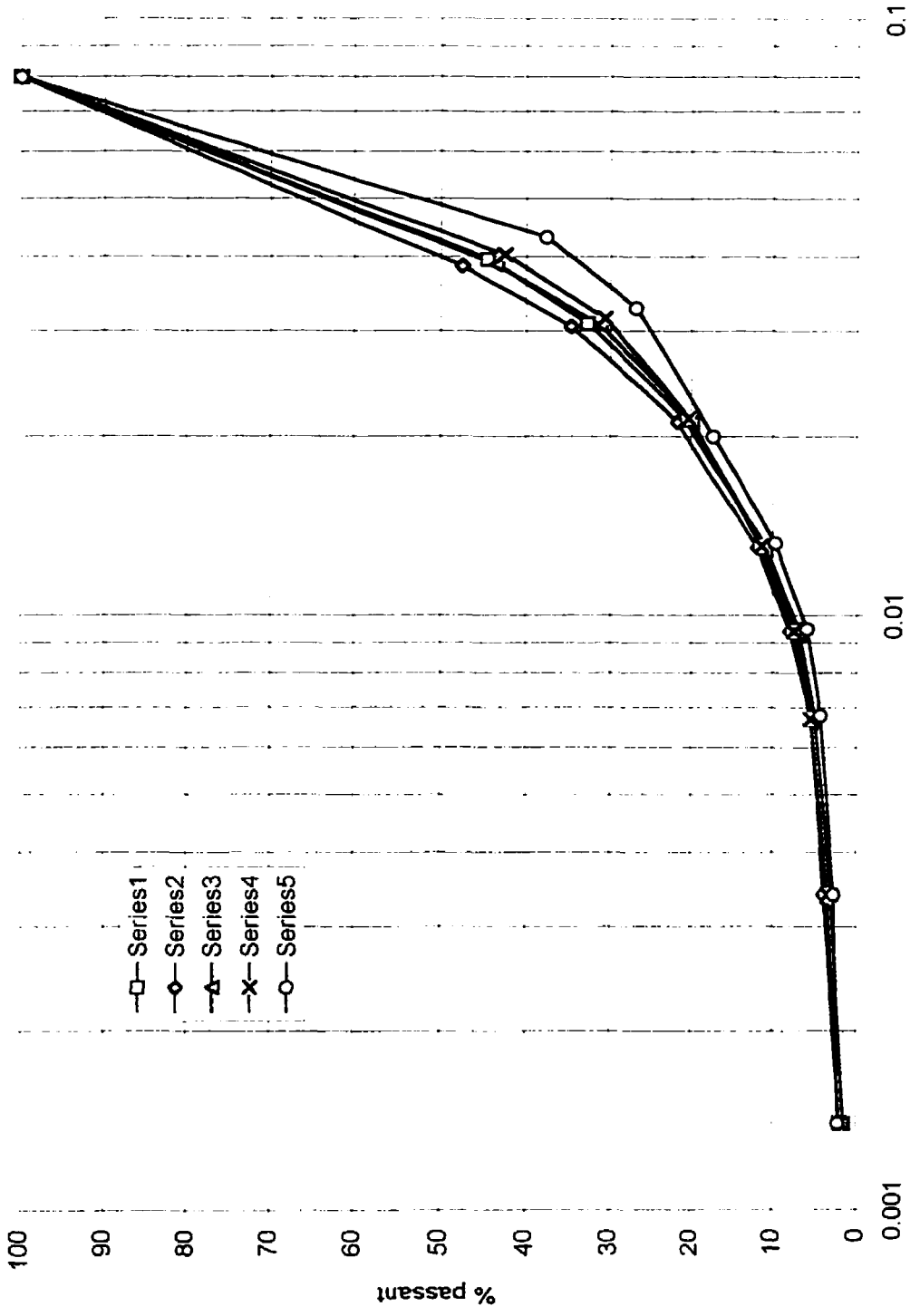


Figure B15. Sédimentométries de l'essai 5B

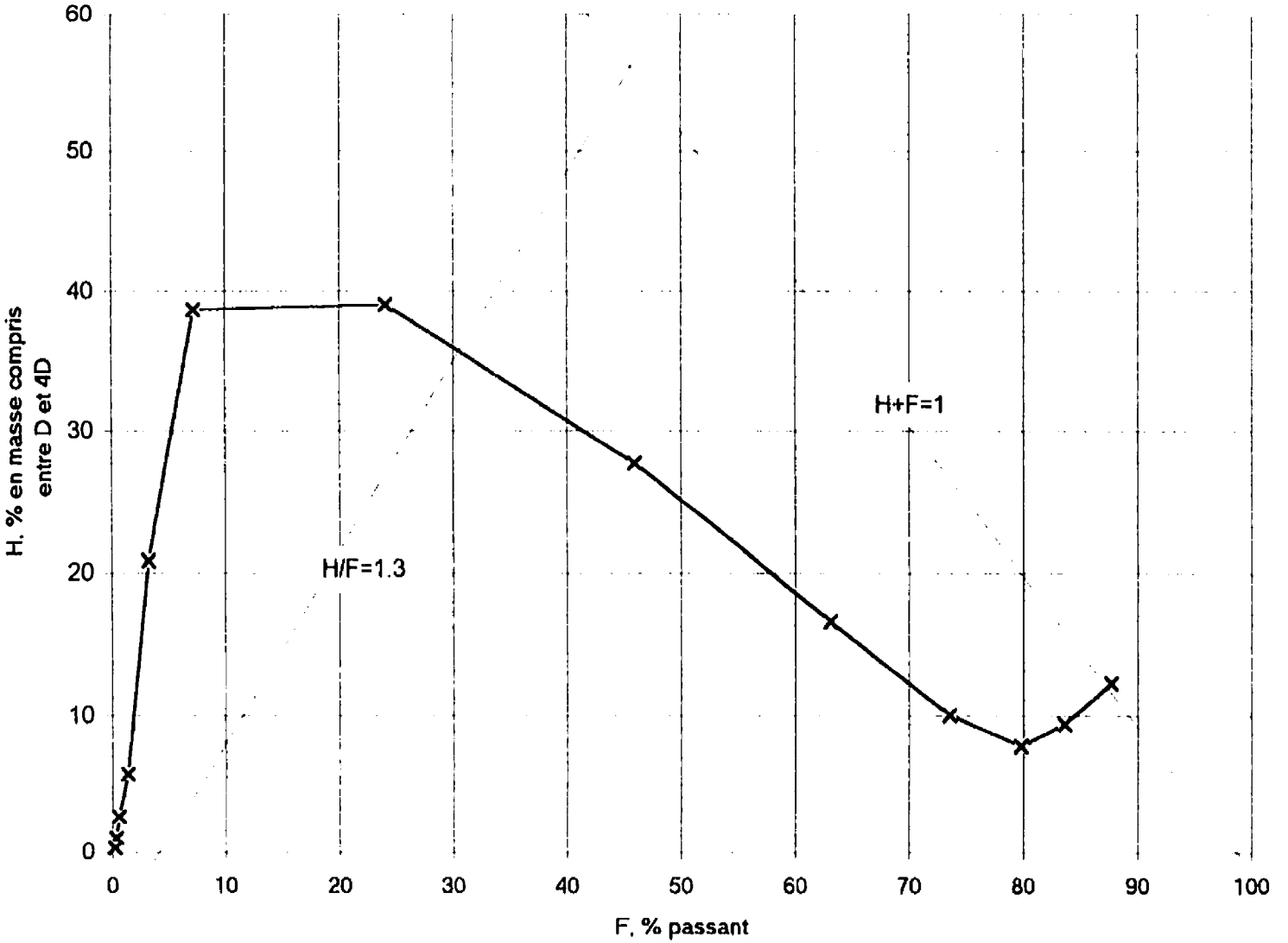


Figure B16. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 5B

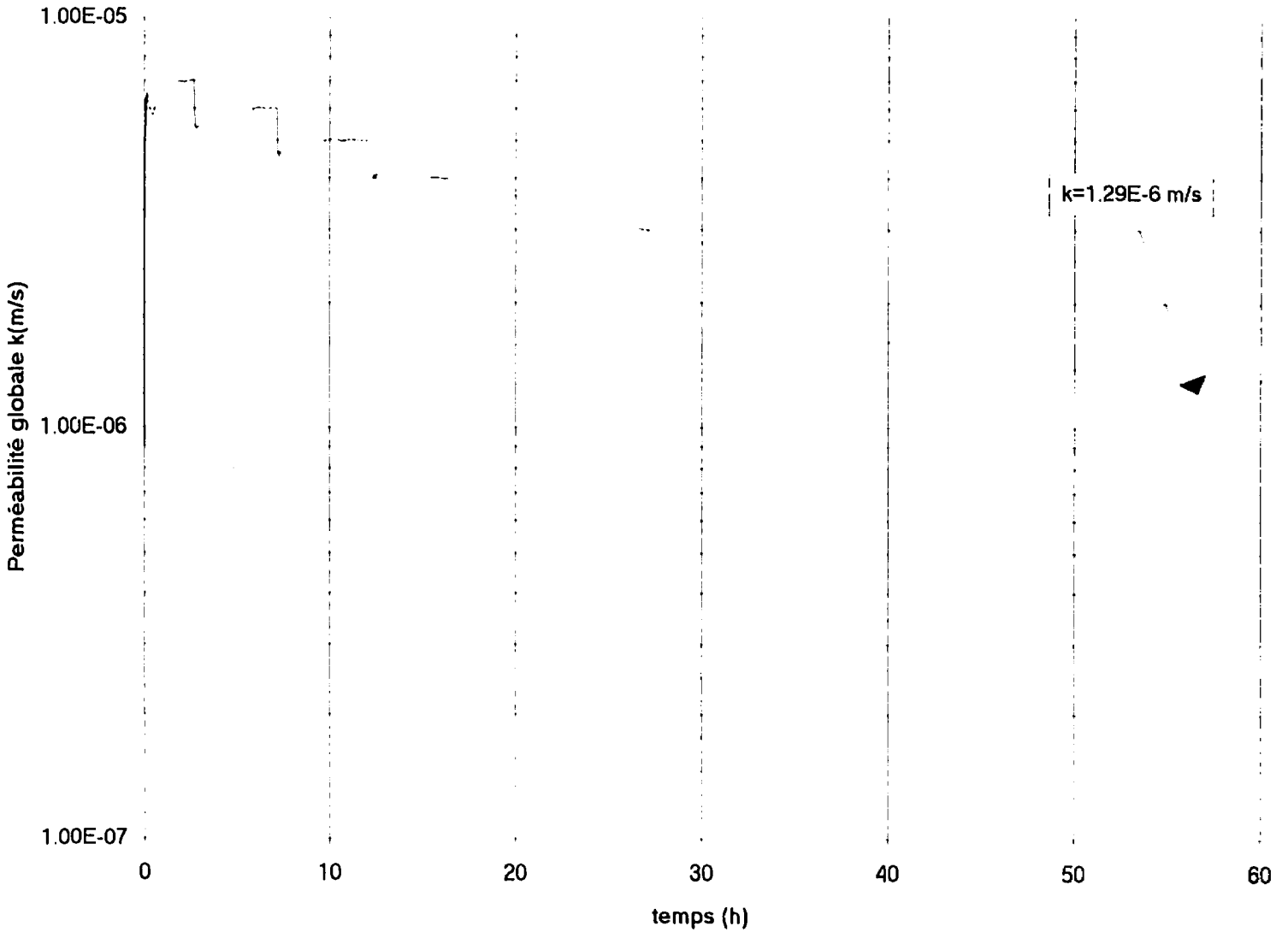


Figure B17. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai 10

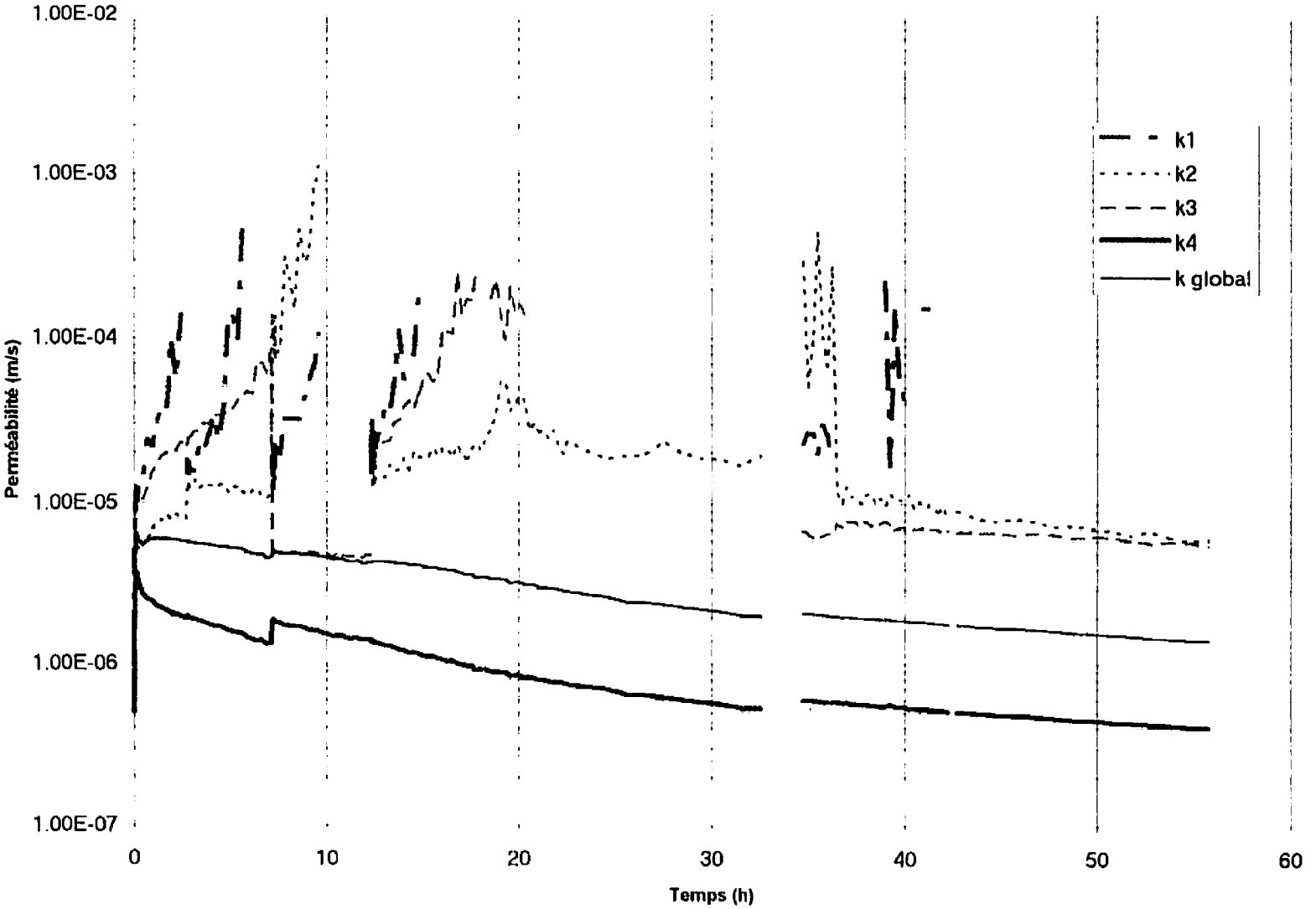


Figure B18. Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 10

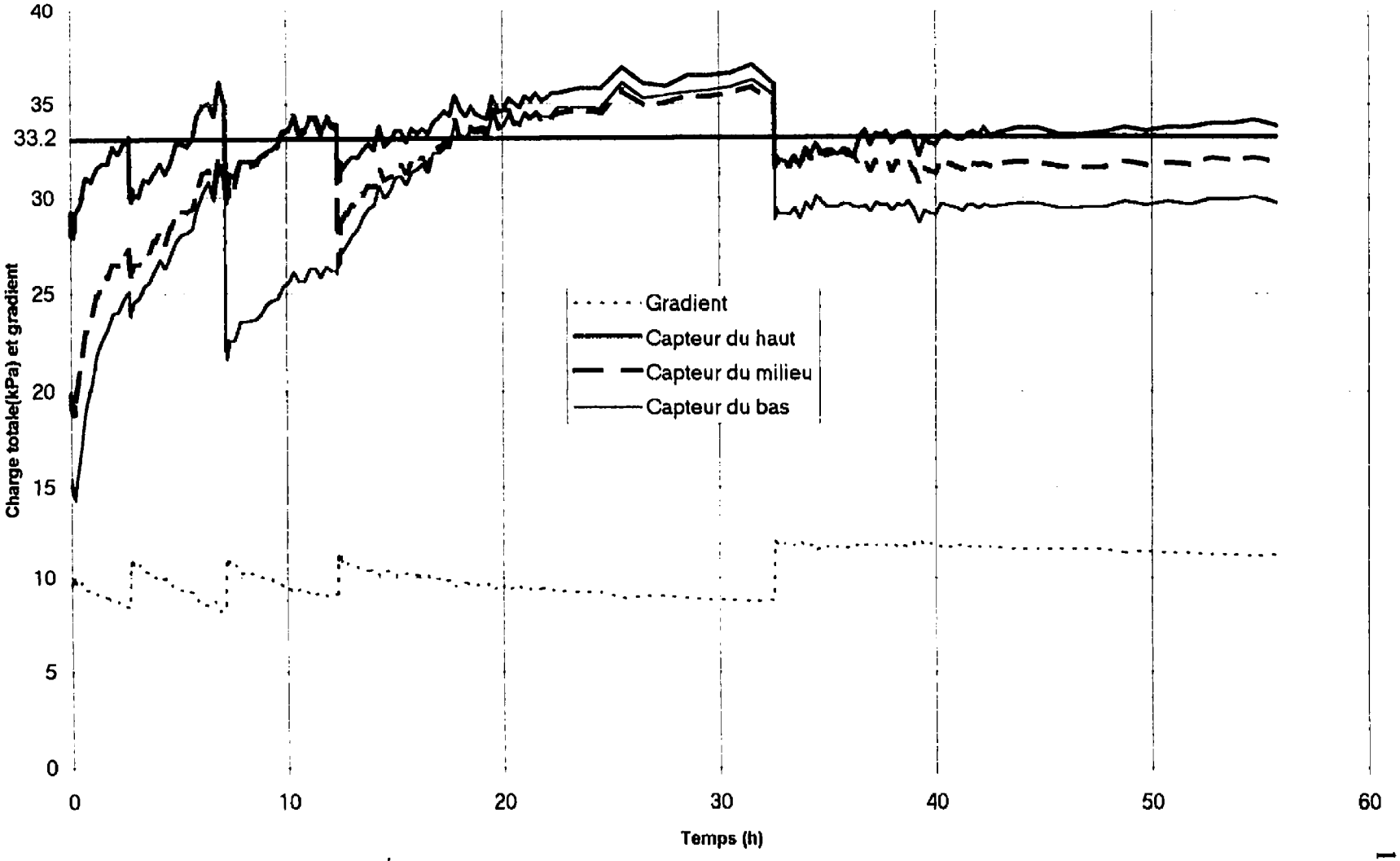


Figure B19. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 10

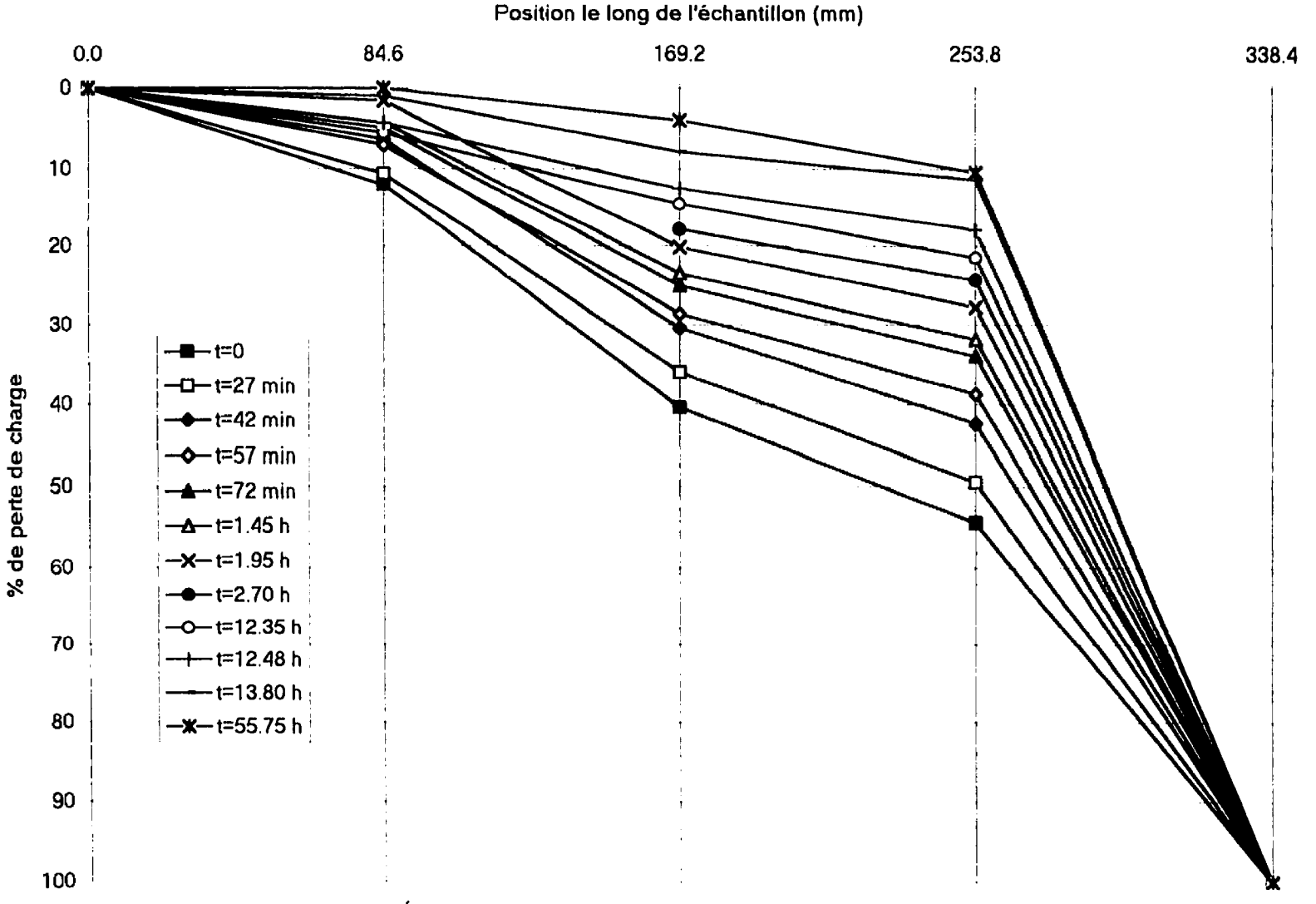


Figure B20. Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 10

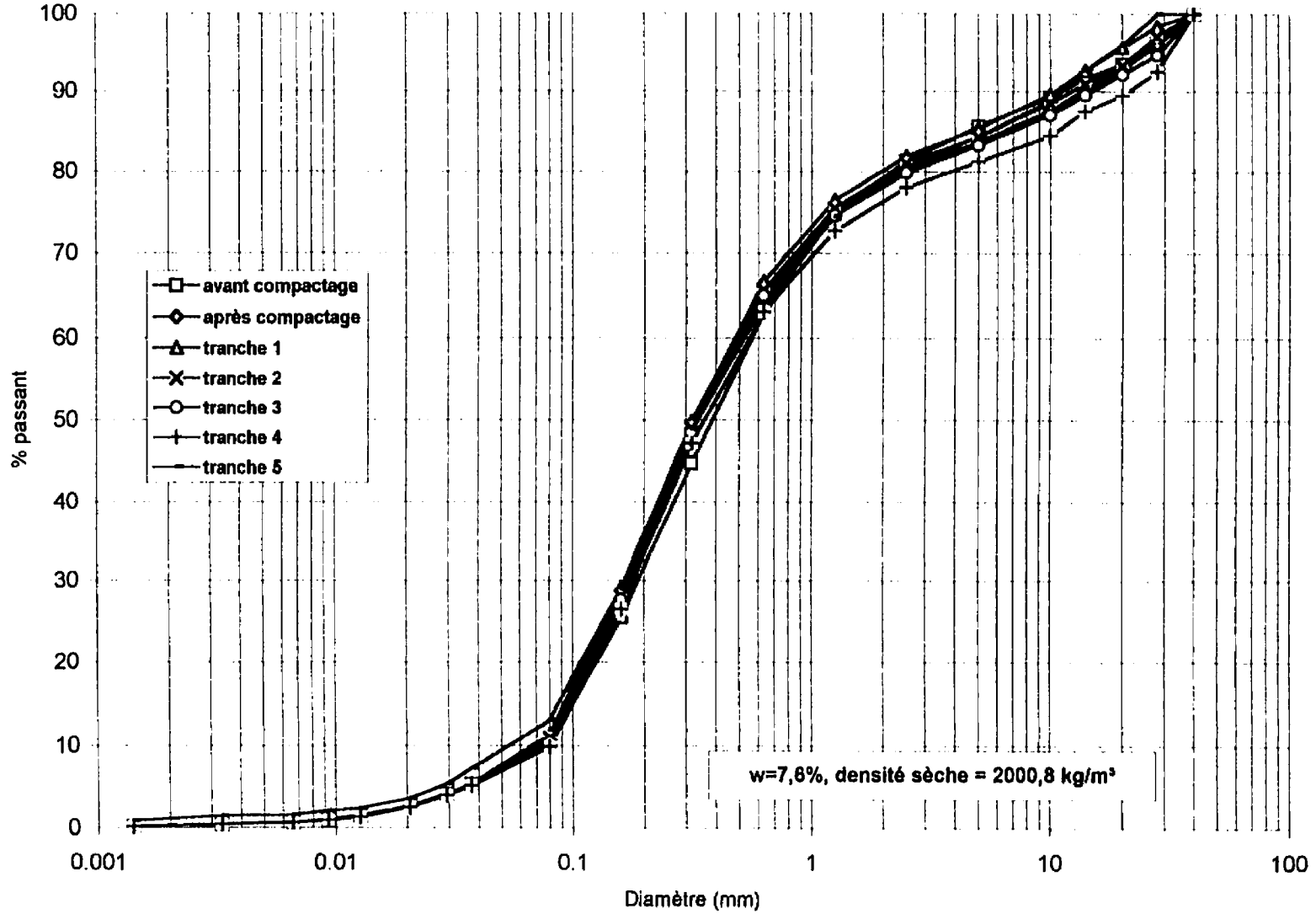


Figure B21. Granulométries de l'essai 10 (ensemble du sol)

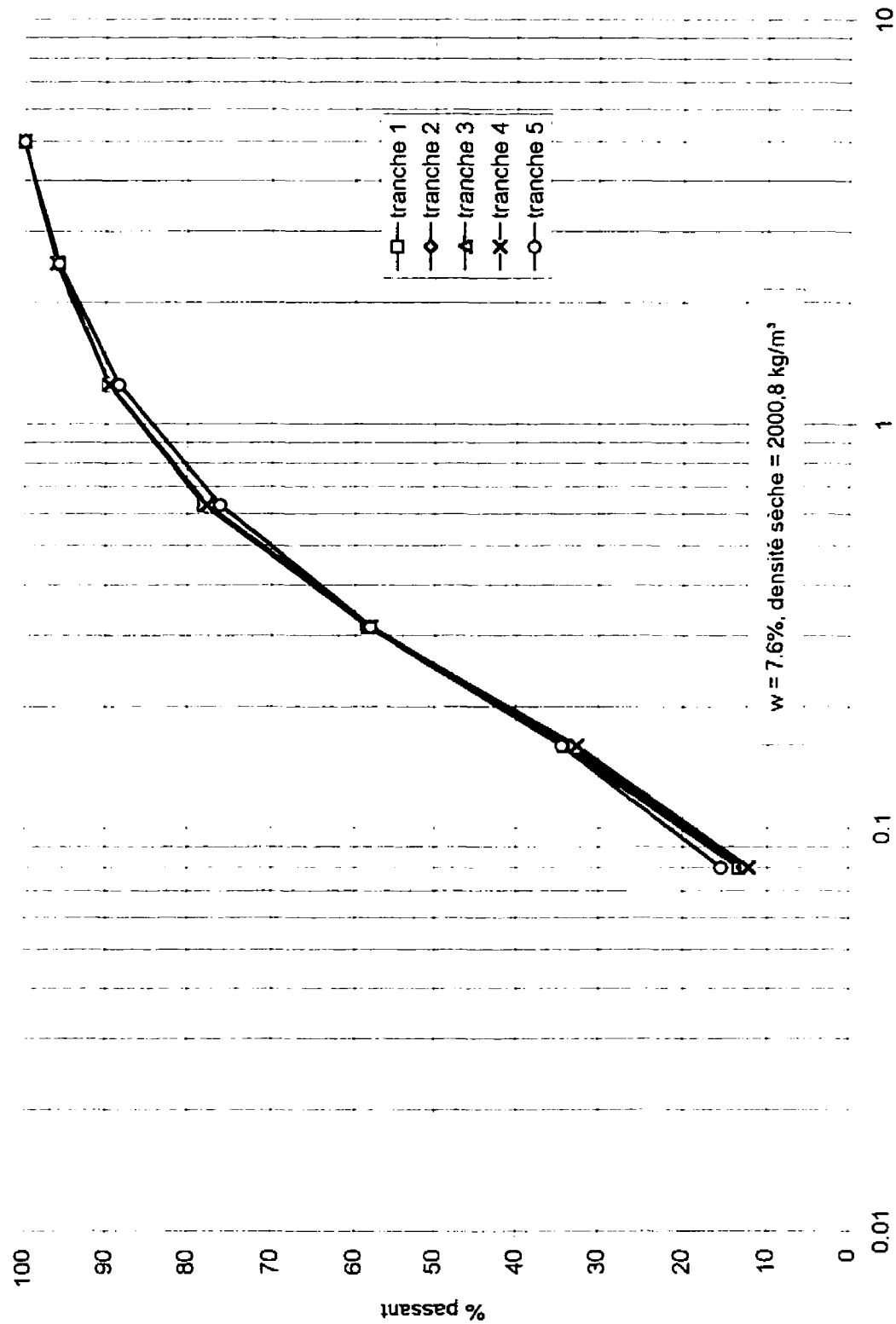


Figure B22. Granulométries de l'essai 10 (fraction < 5 mm)

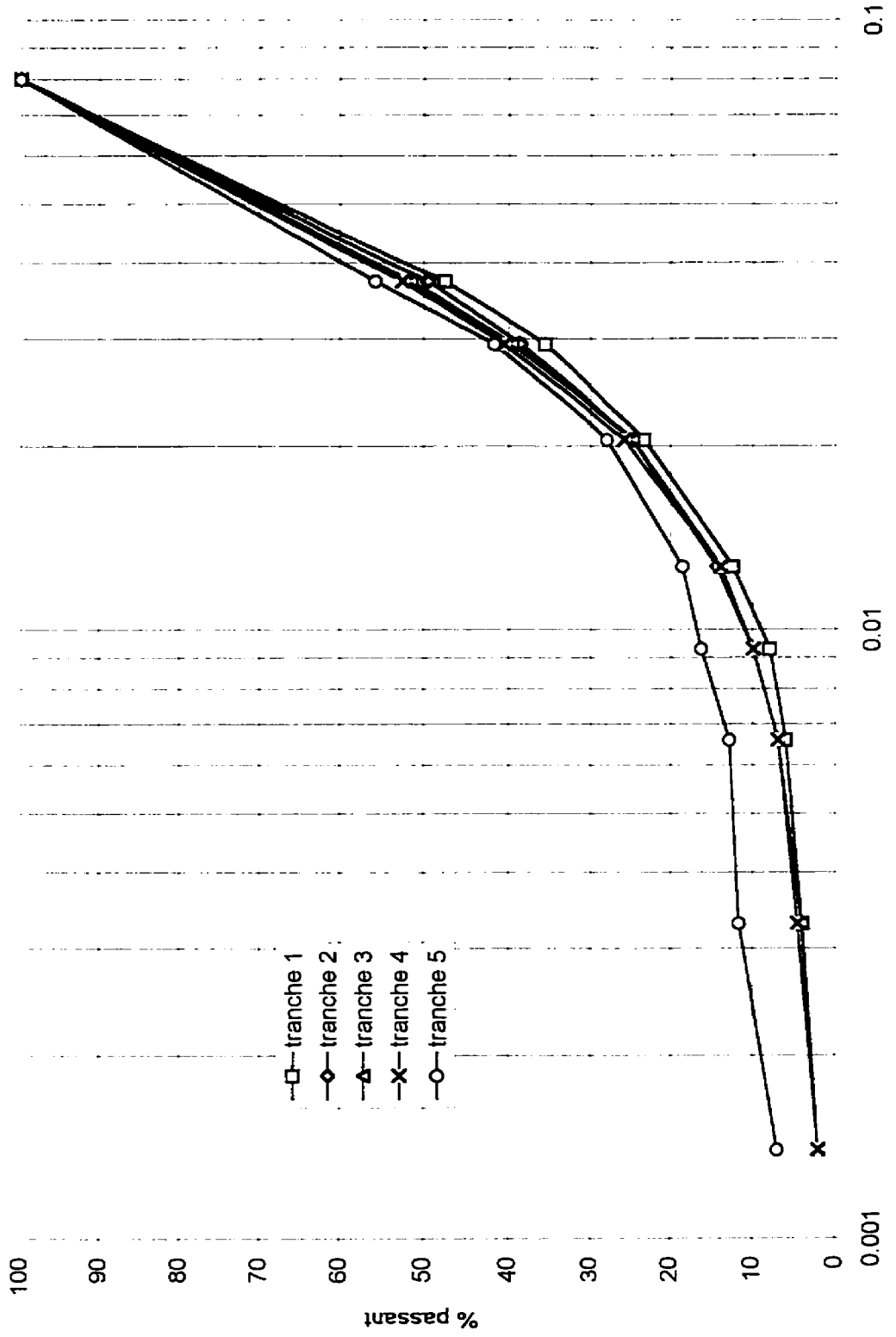


Figure B23. Sédimentométries de l'essai 10

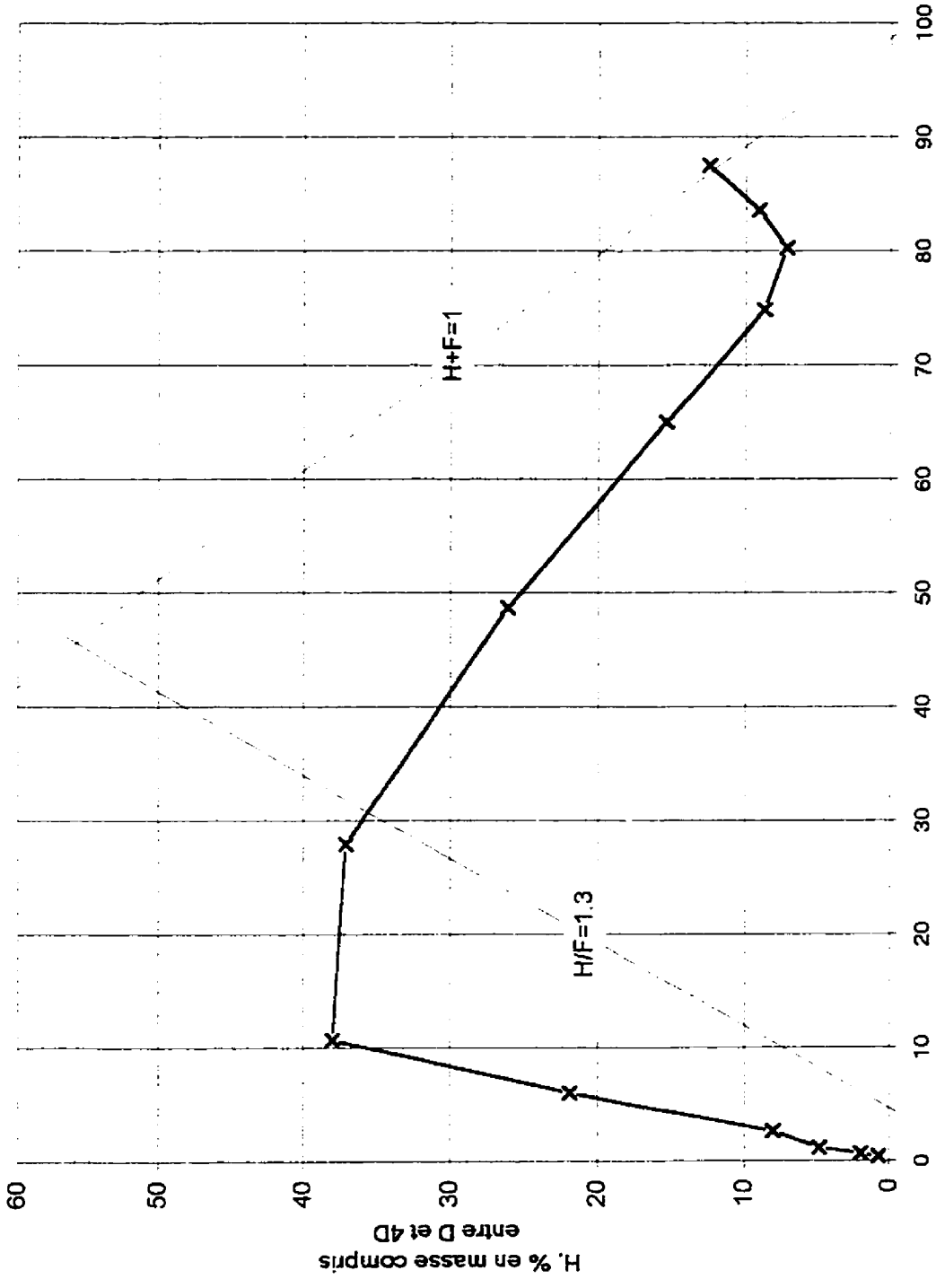


Figure B24. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 10

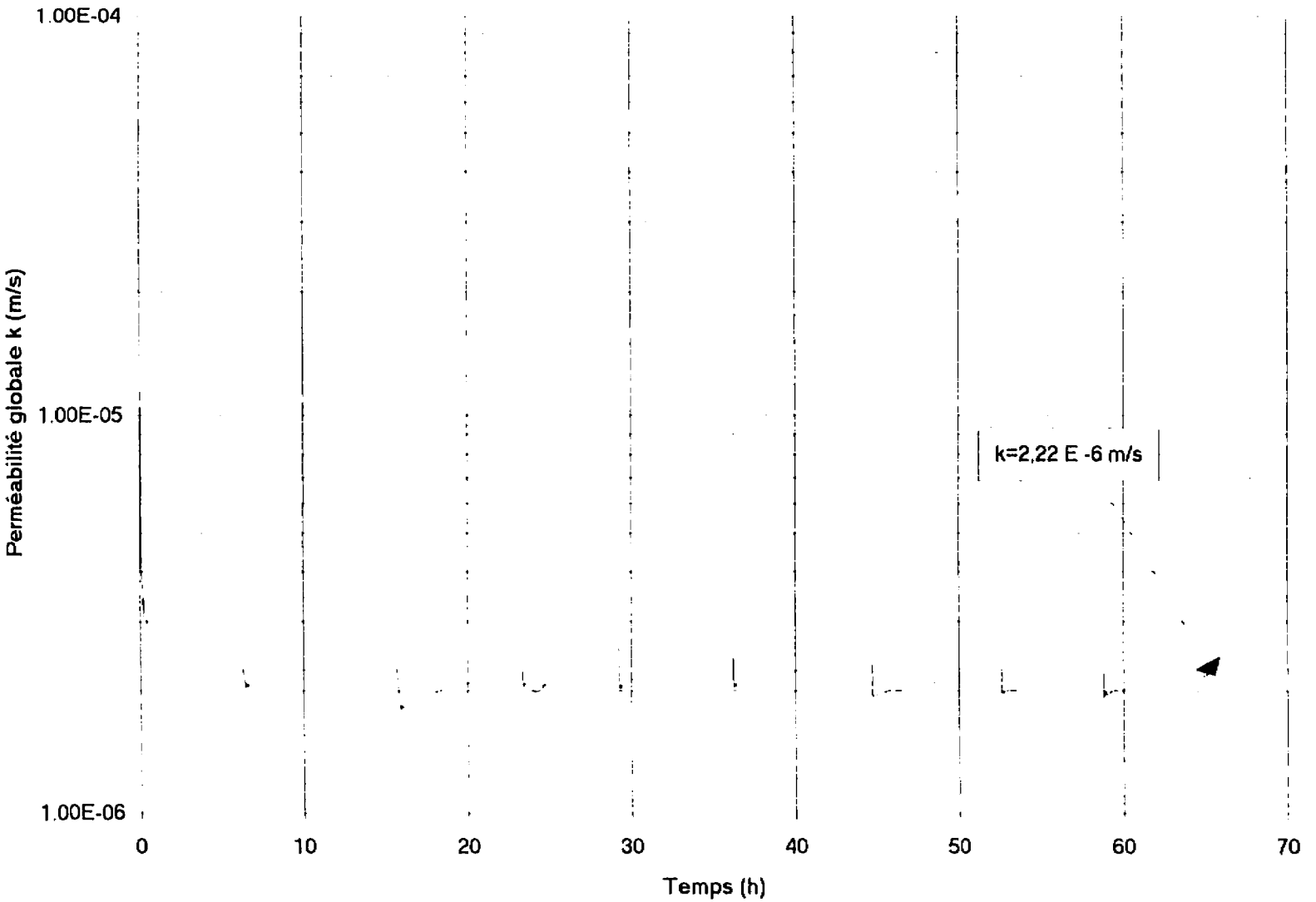


Figure B25. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai 12A

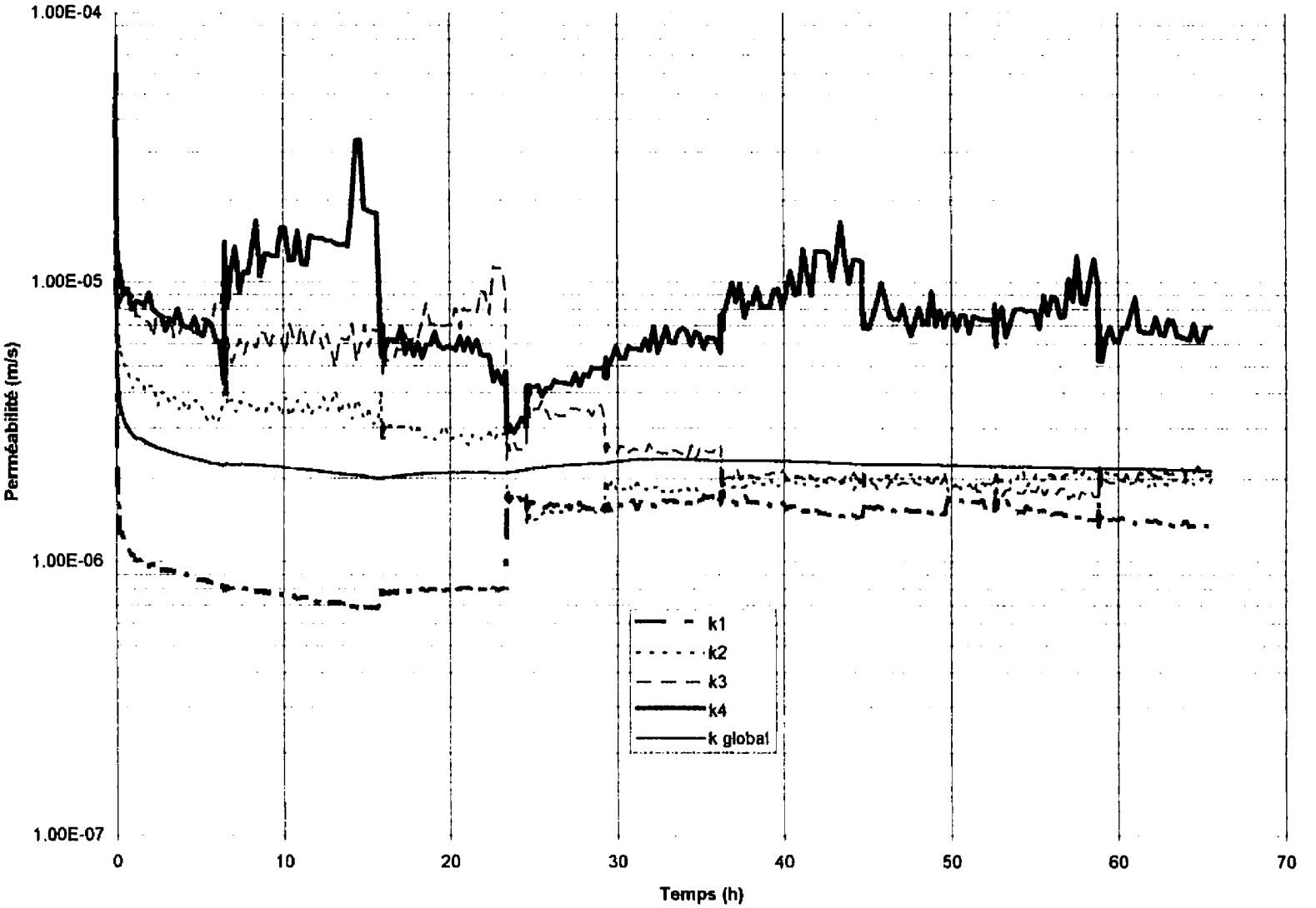


Figure B26. Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 12A

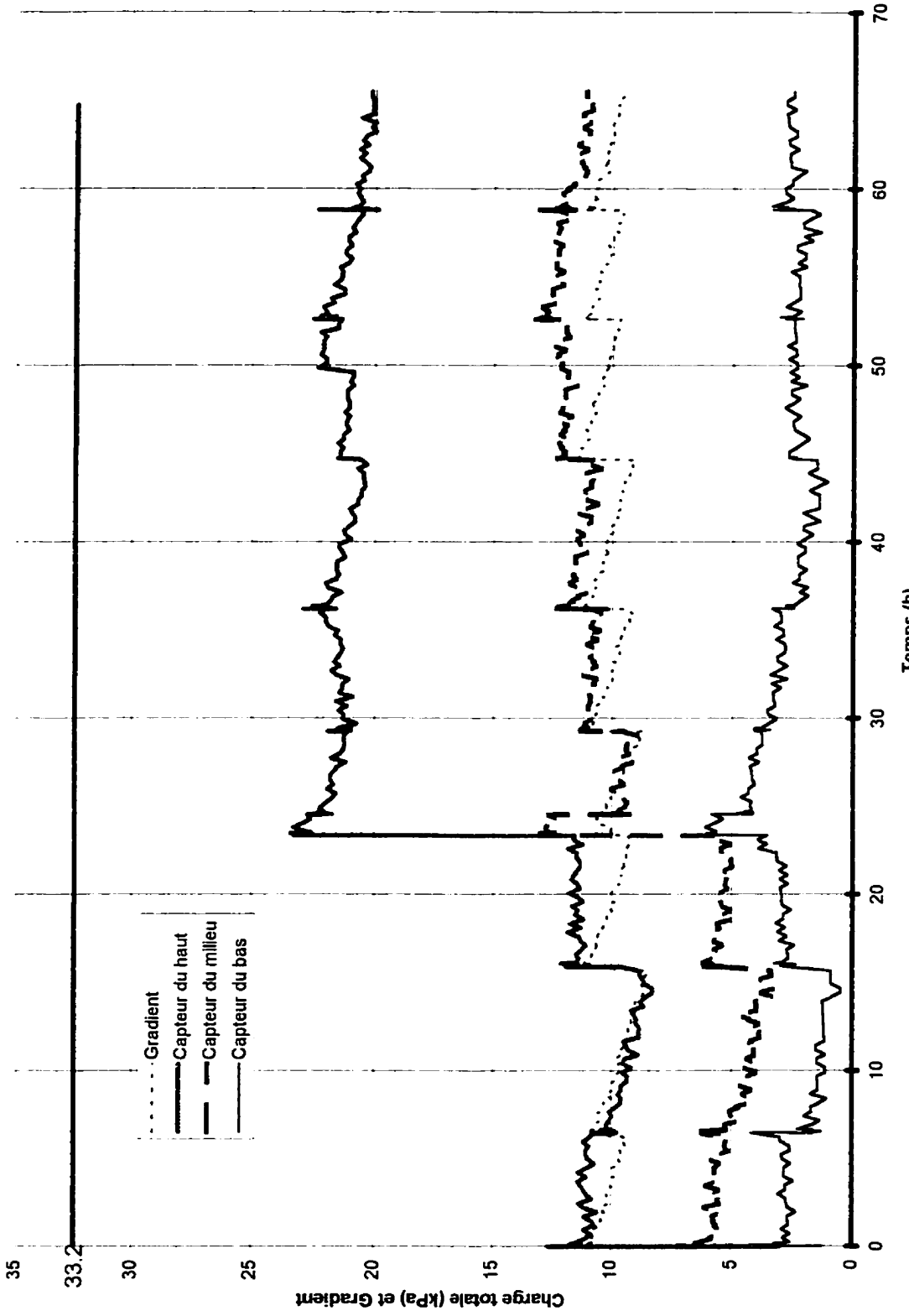


Figure B27. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 12A

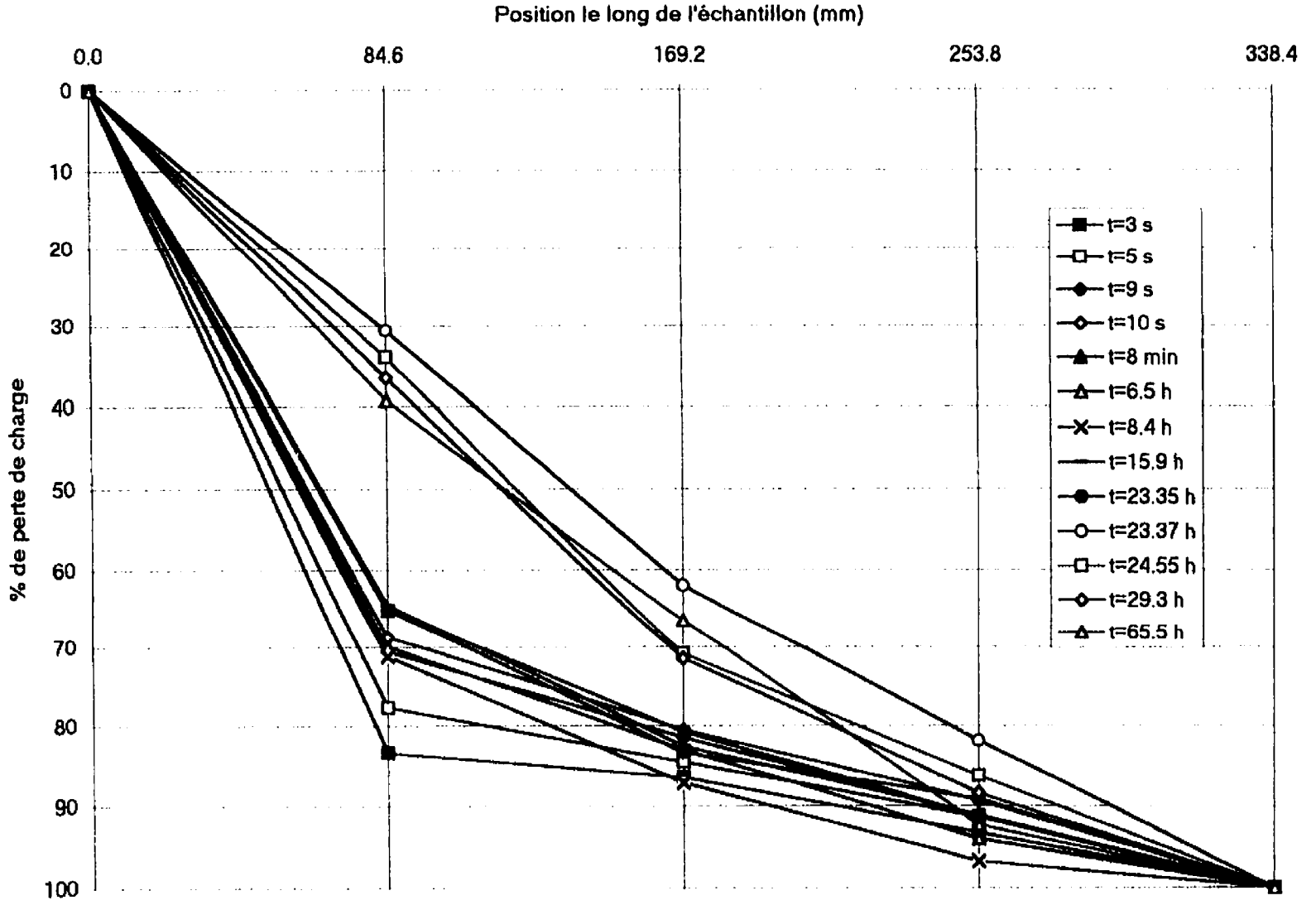


Figure B28. Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 12A

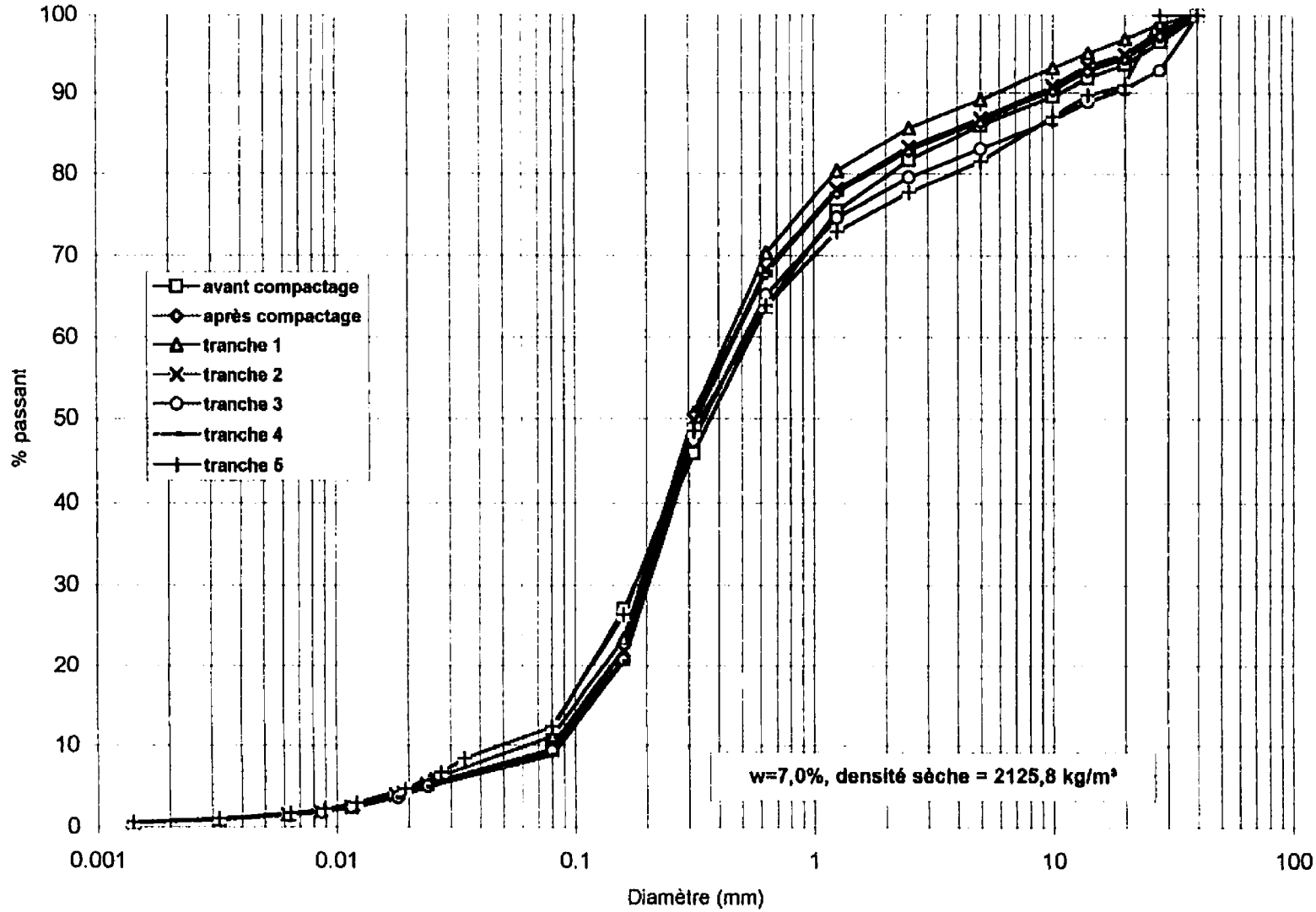


Figure B29. Granulométries de l'essai 12A (ensemble du sol)

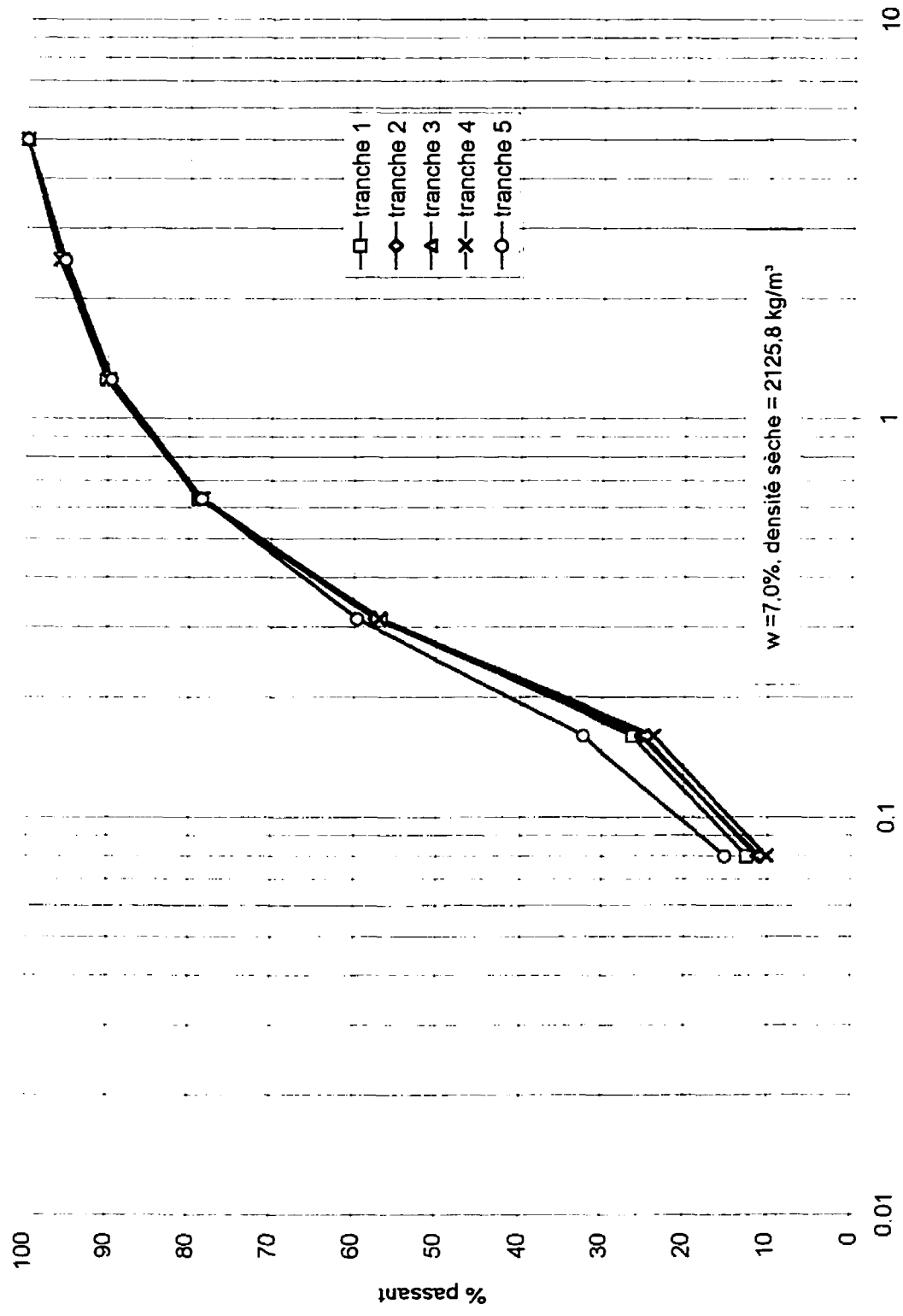


Figure B30. Granulométries de l'essai 12A (fraction < 5 mm)

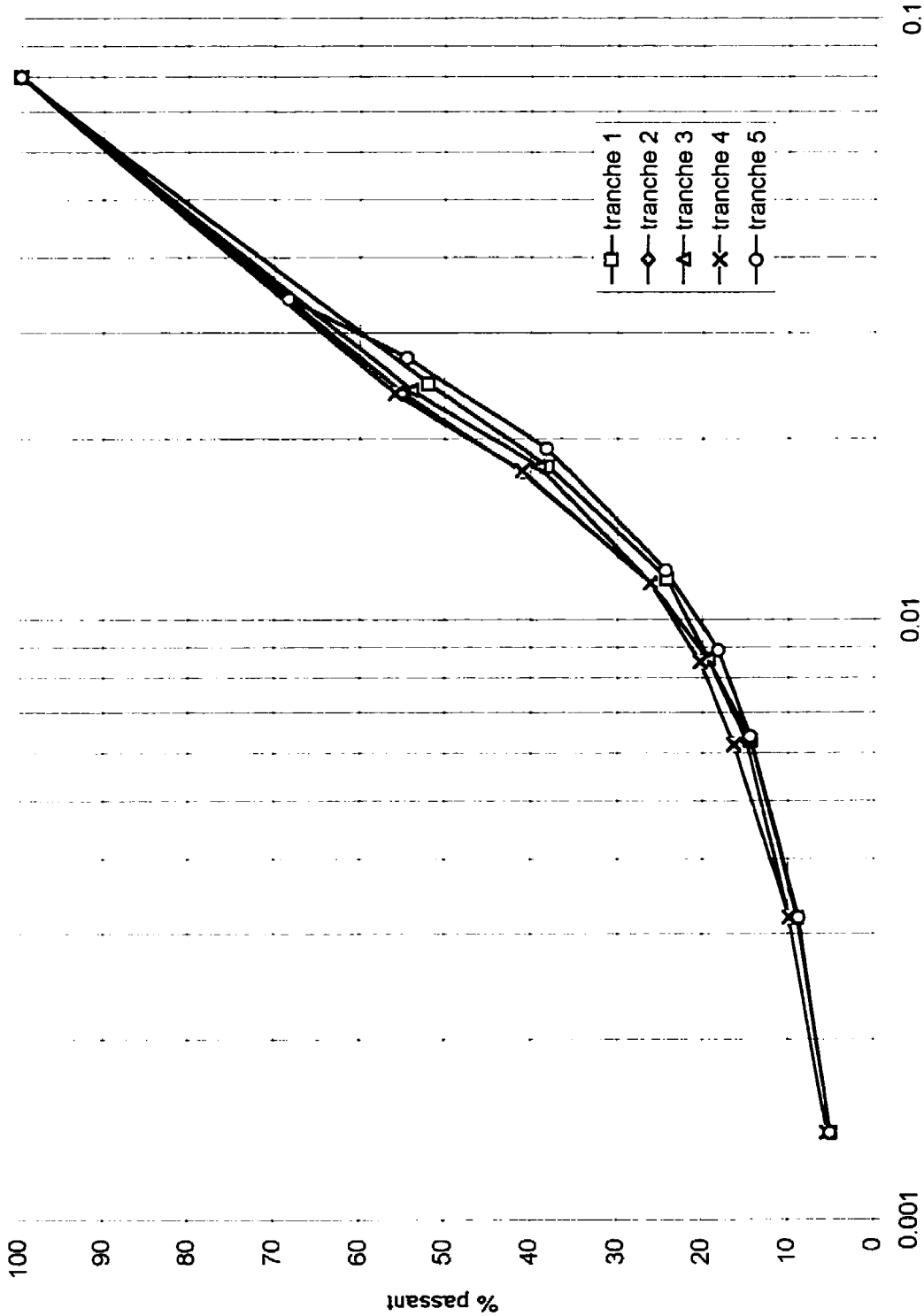


Figure B31. Sédimentométries de l'essai 12A

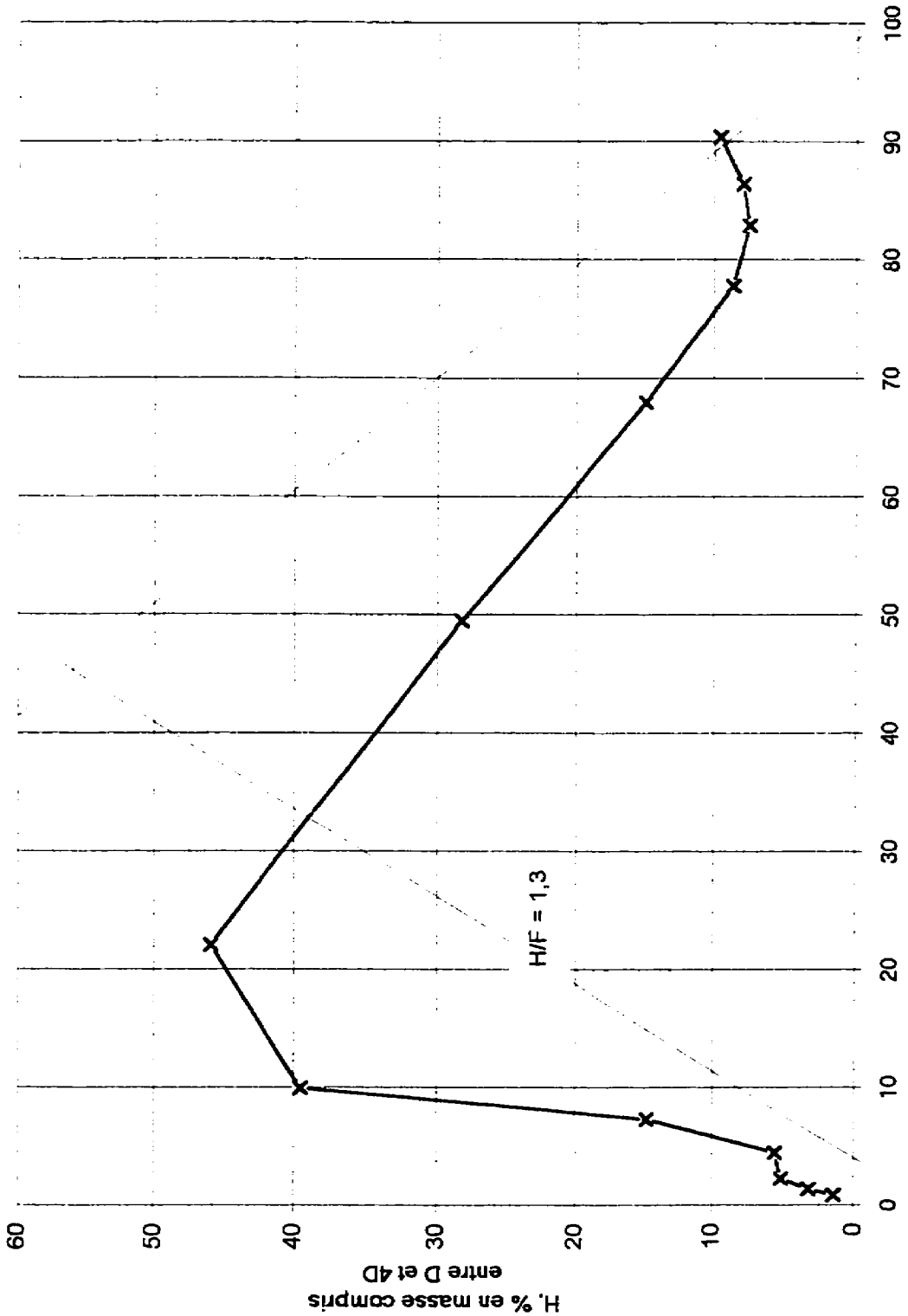


Figure B32. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 12A

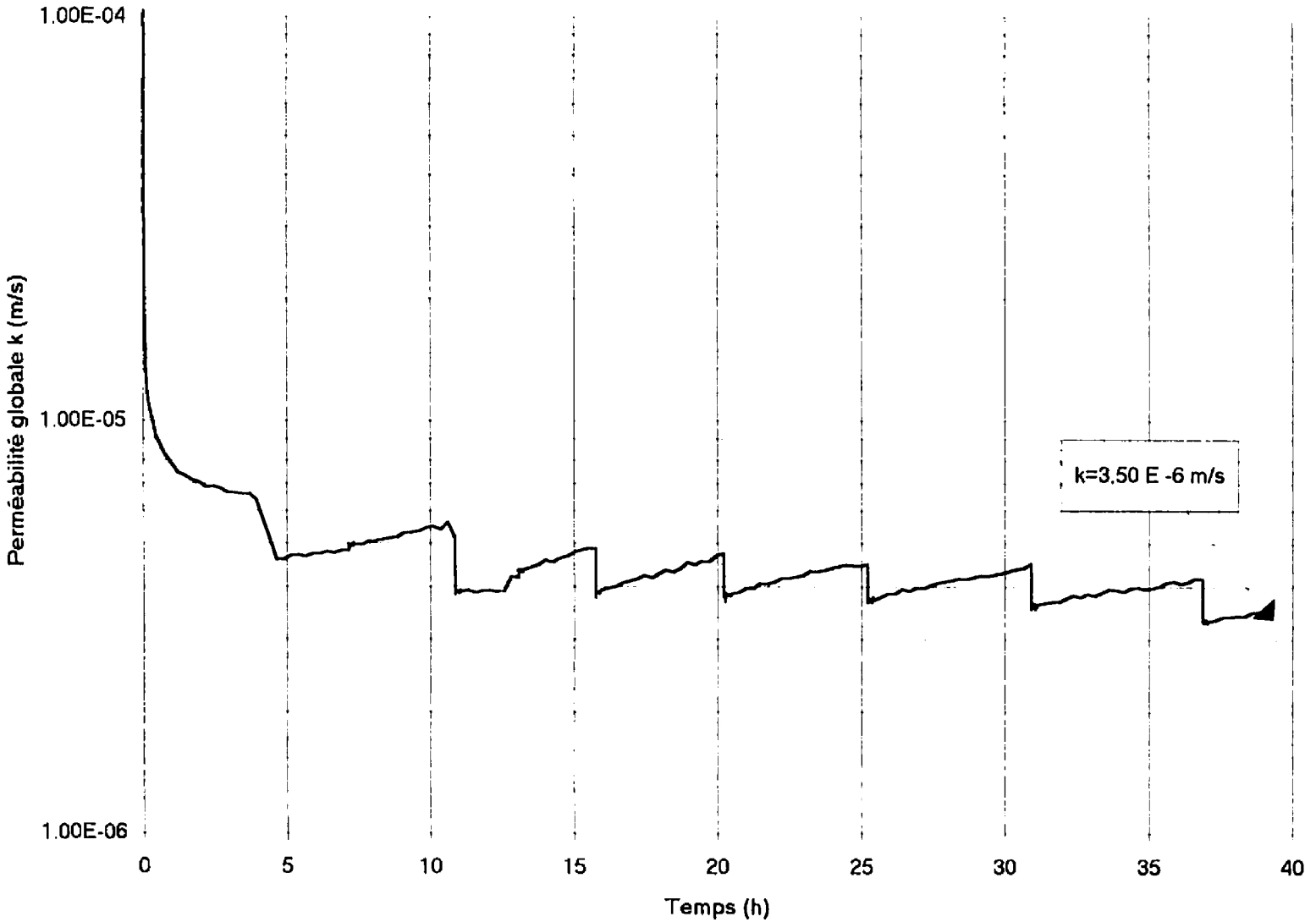


Figure B33. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai12B

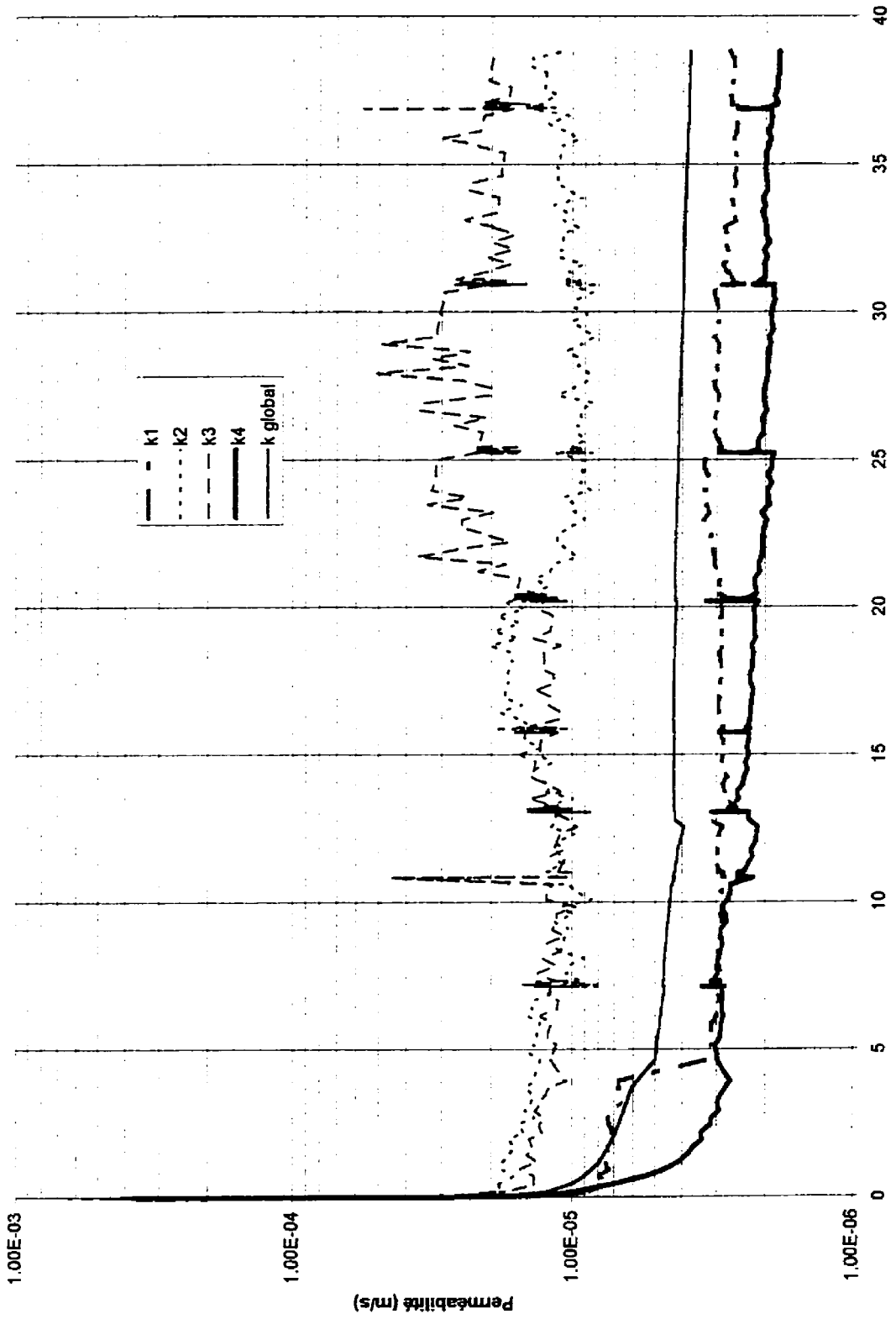


Figure B34. Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 12B

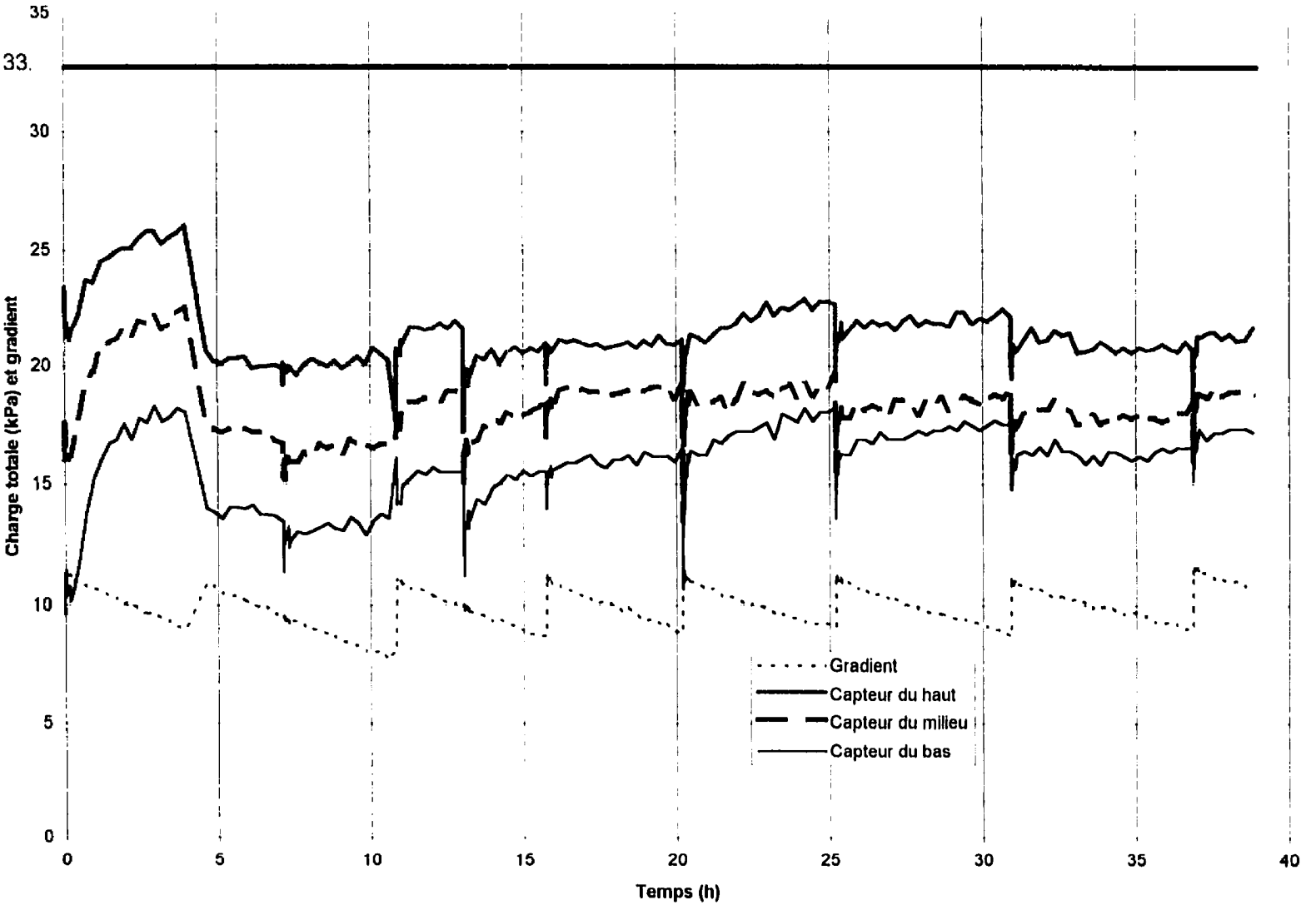


Figure B35. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 12B

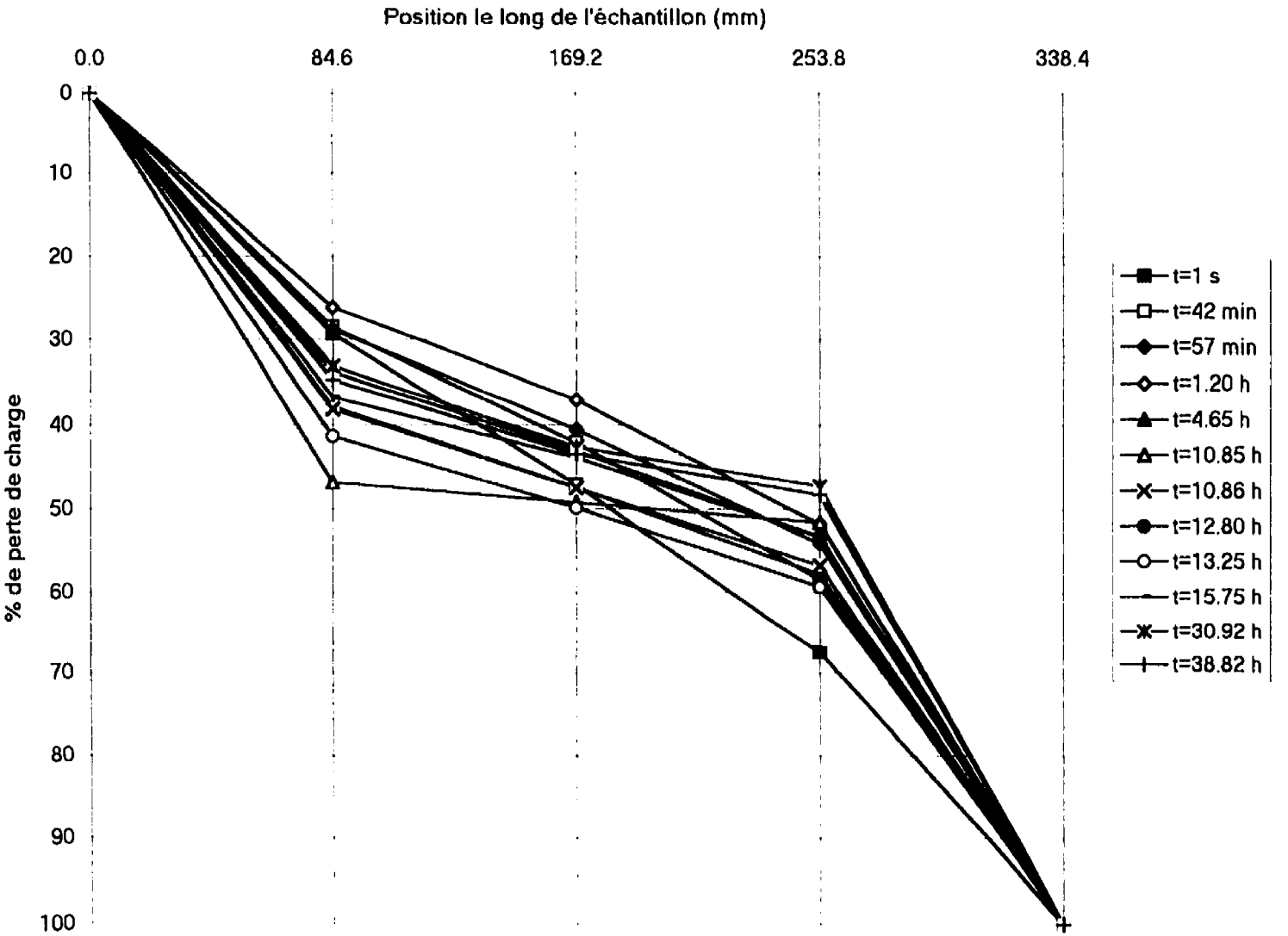


Figure B36. Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 12B

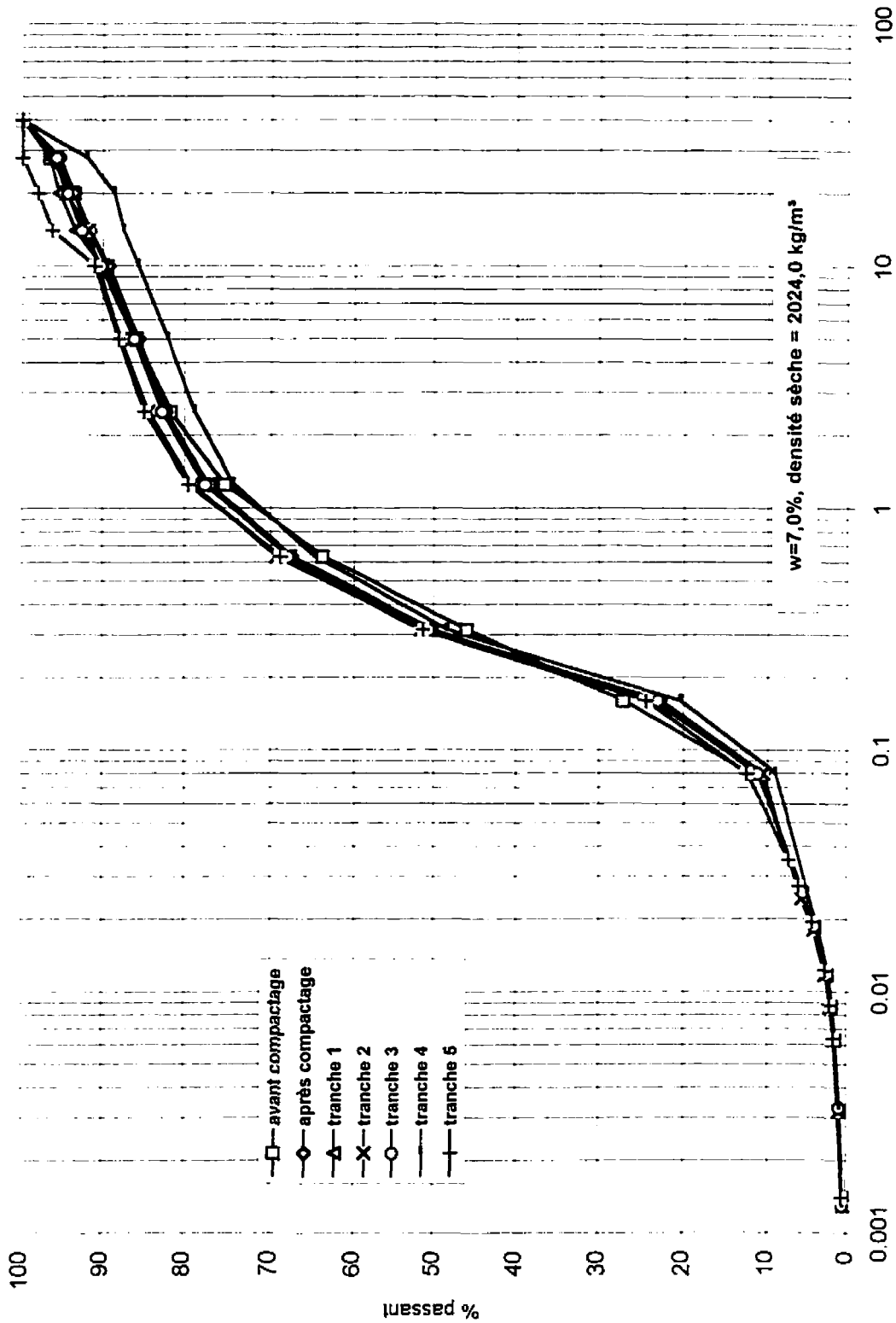


Figure B37. Granulométries de l'essai 12B (ensemble du sol)

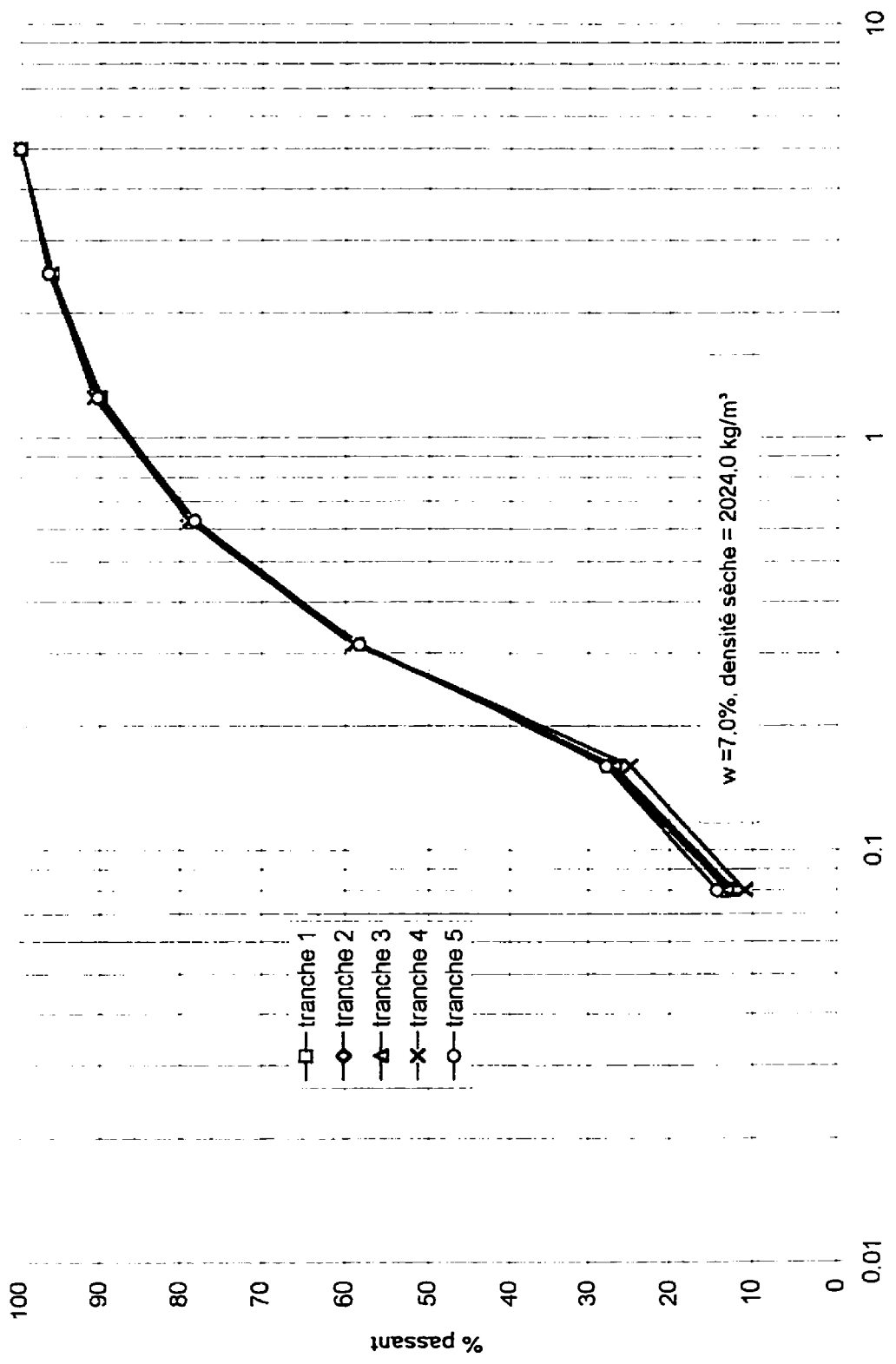


Figure B38. Granulométries de l'essai 12B (fraction < 5 mm)

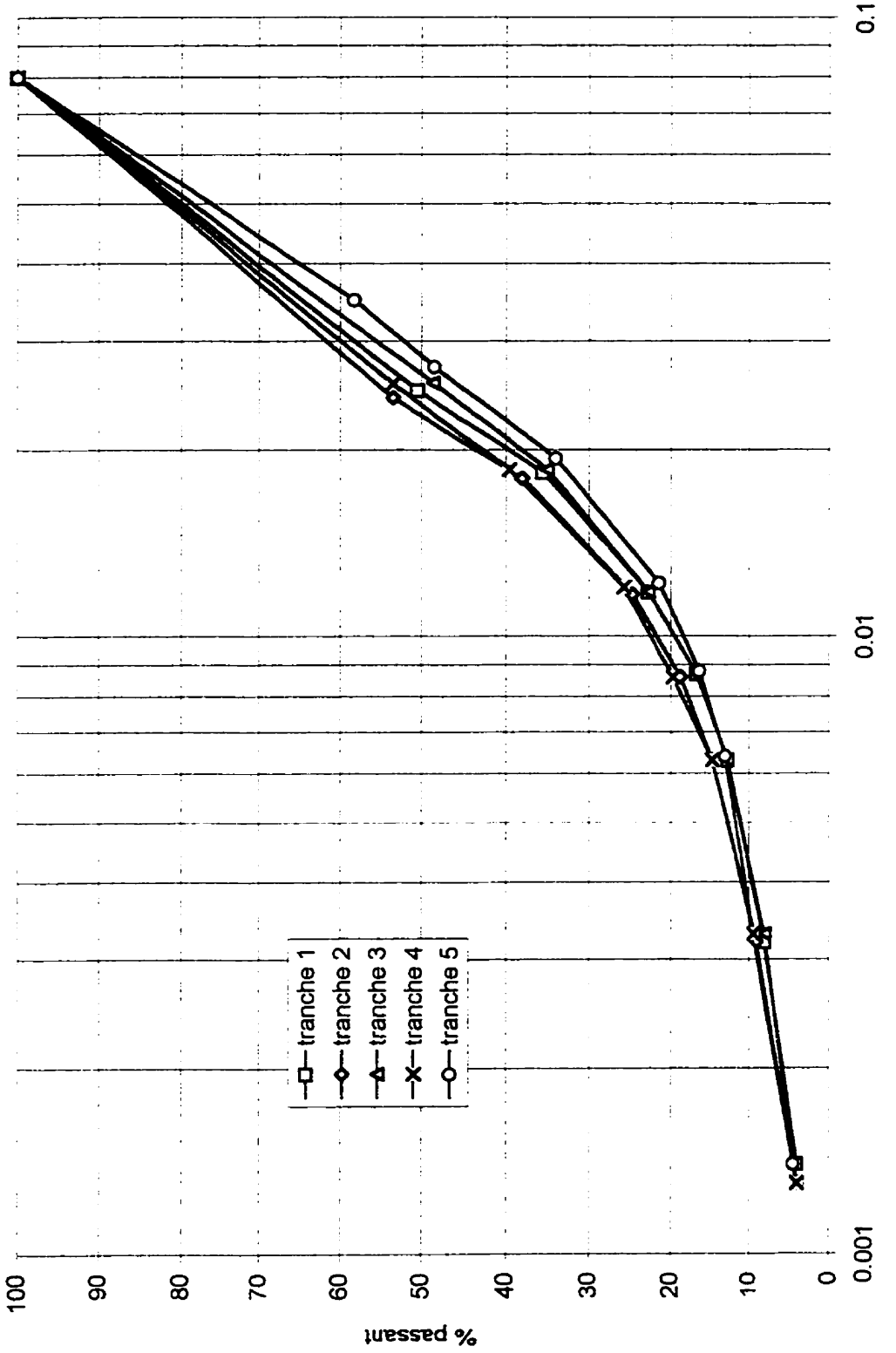


Figure B39. Sédimentométries de l'essai 12 B

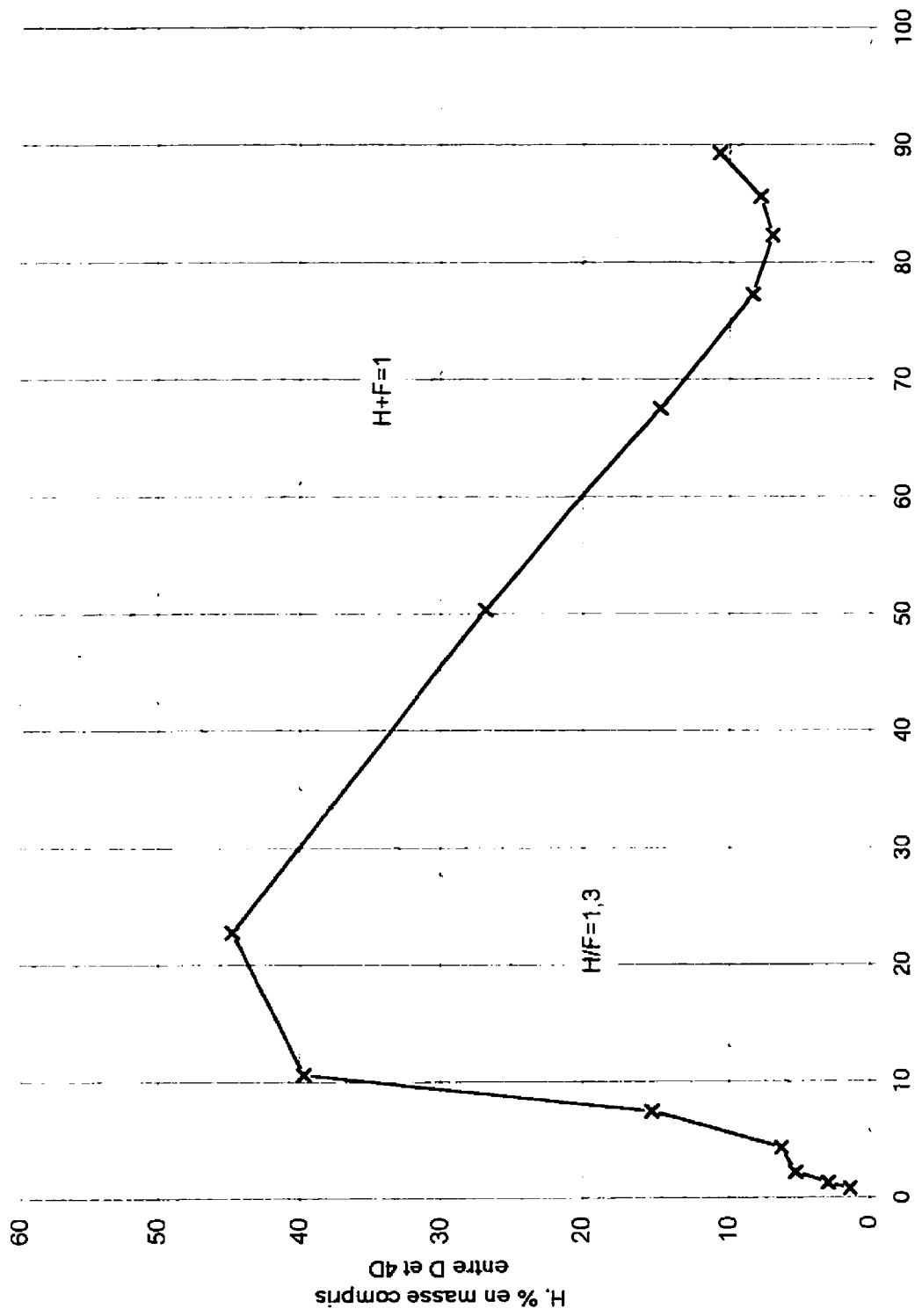


Figure B40. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 12B

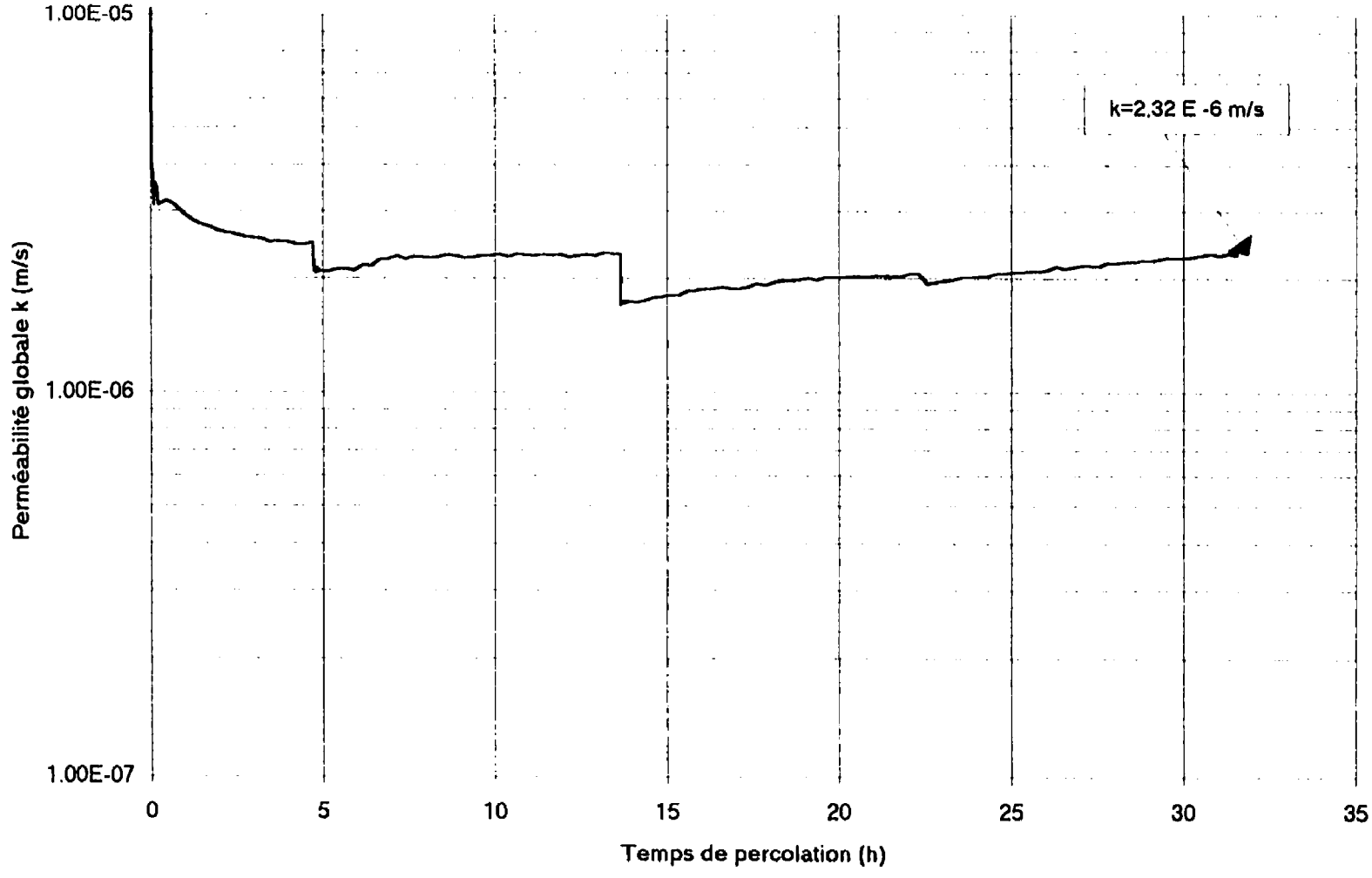


Figure B41. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai 25A

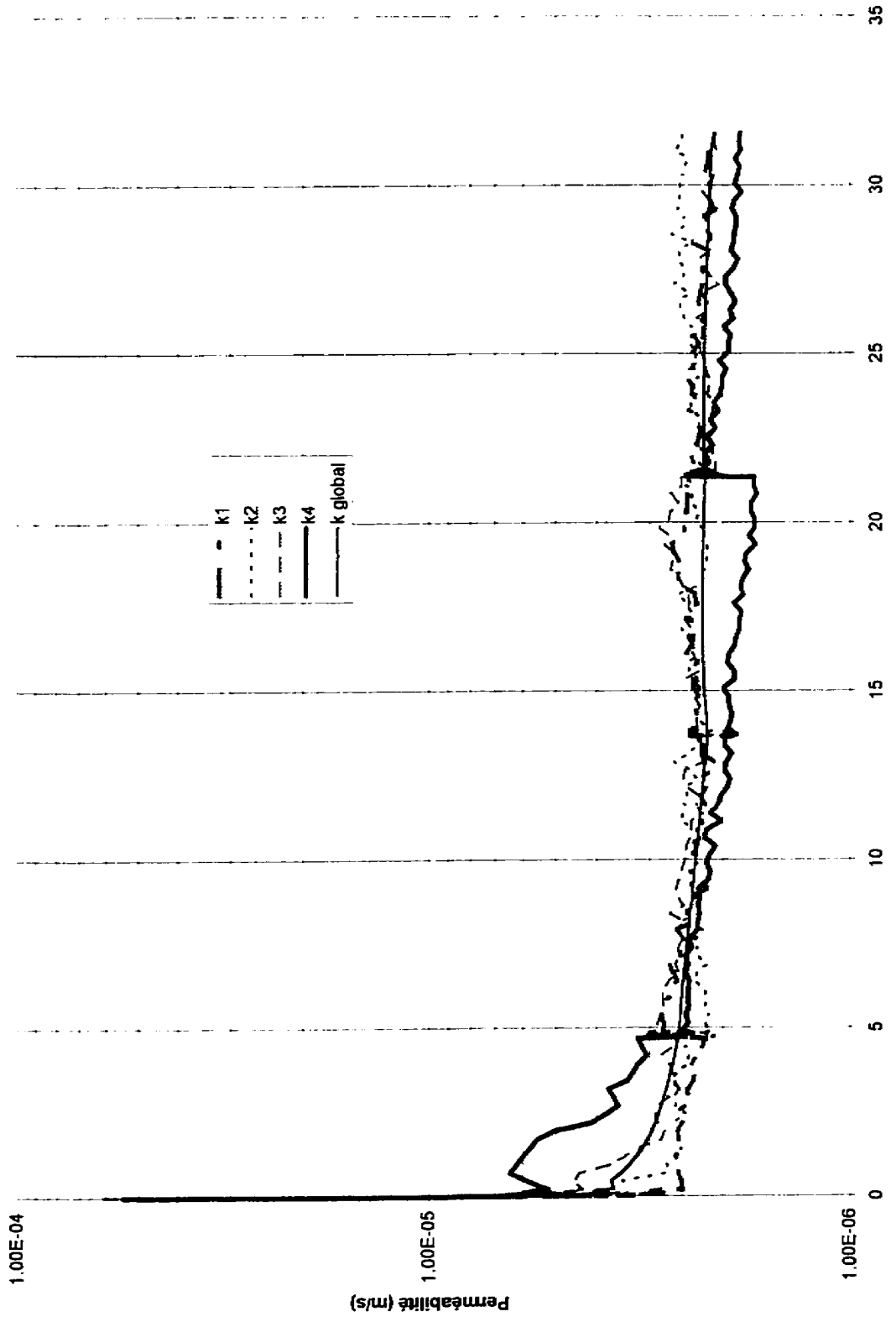


Figure B42. Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 25A

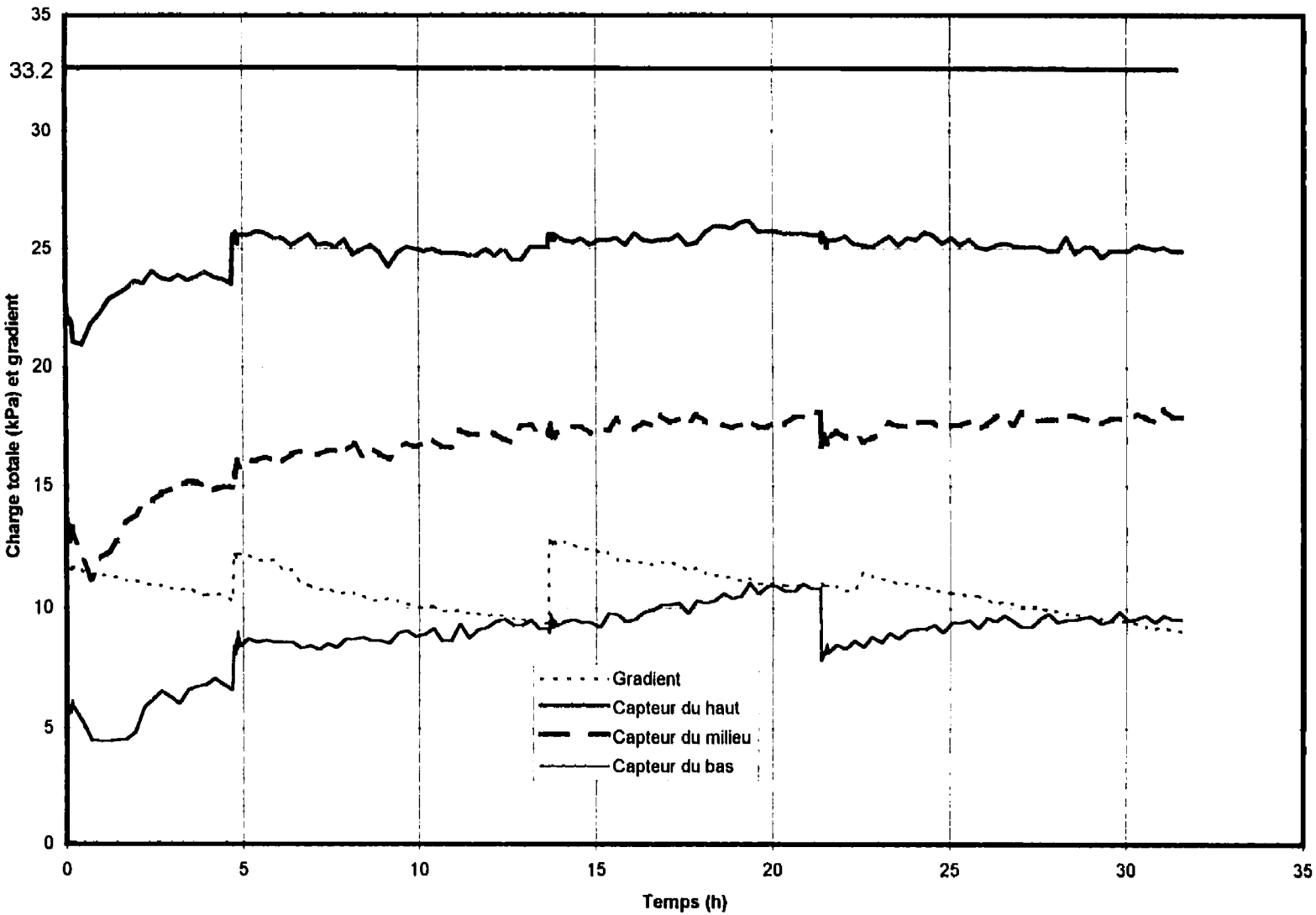


Figure B43. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 25A

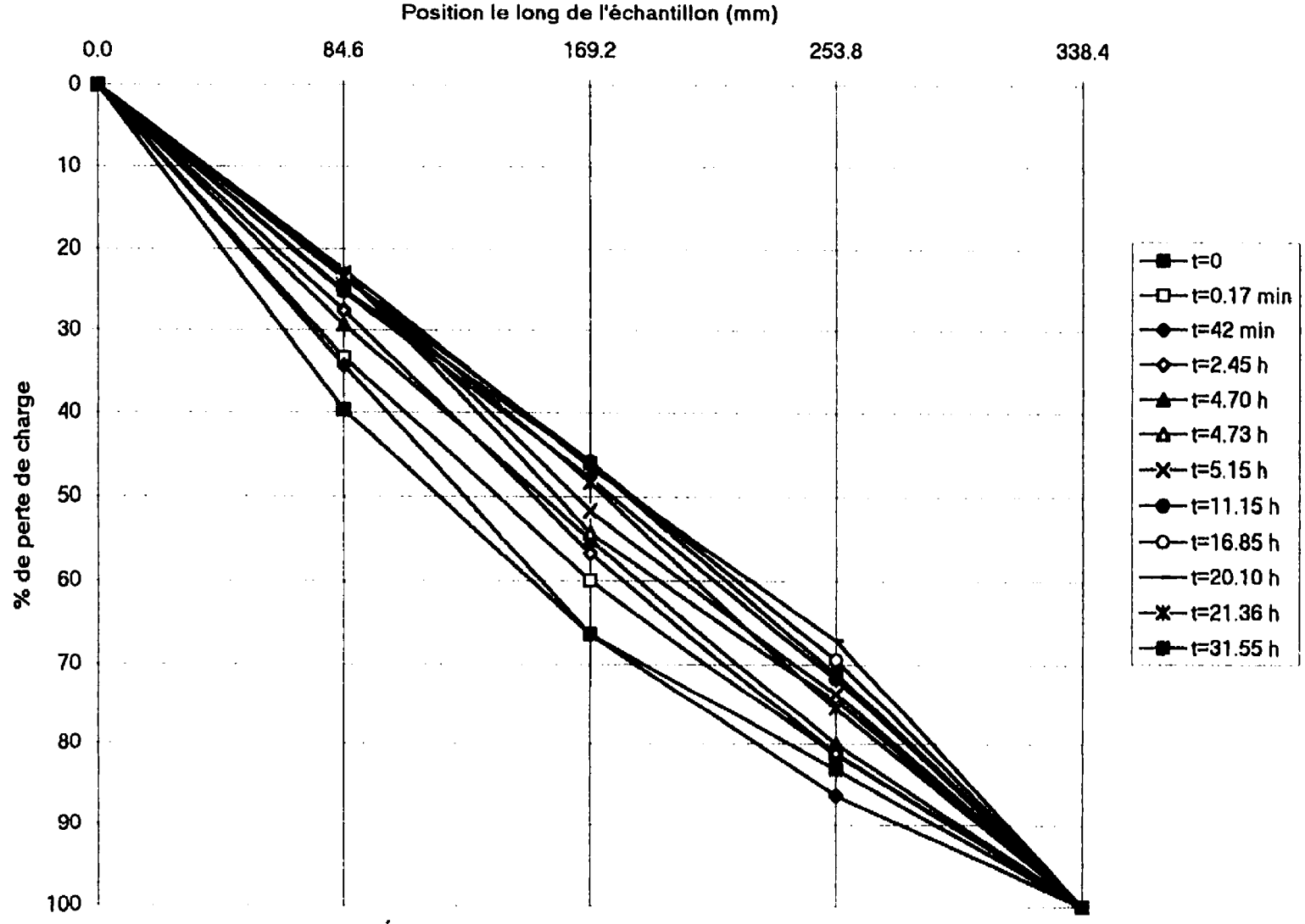


Figure B44. Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 25A

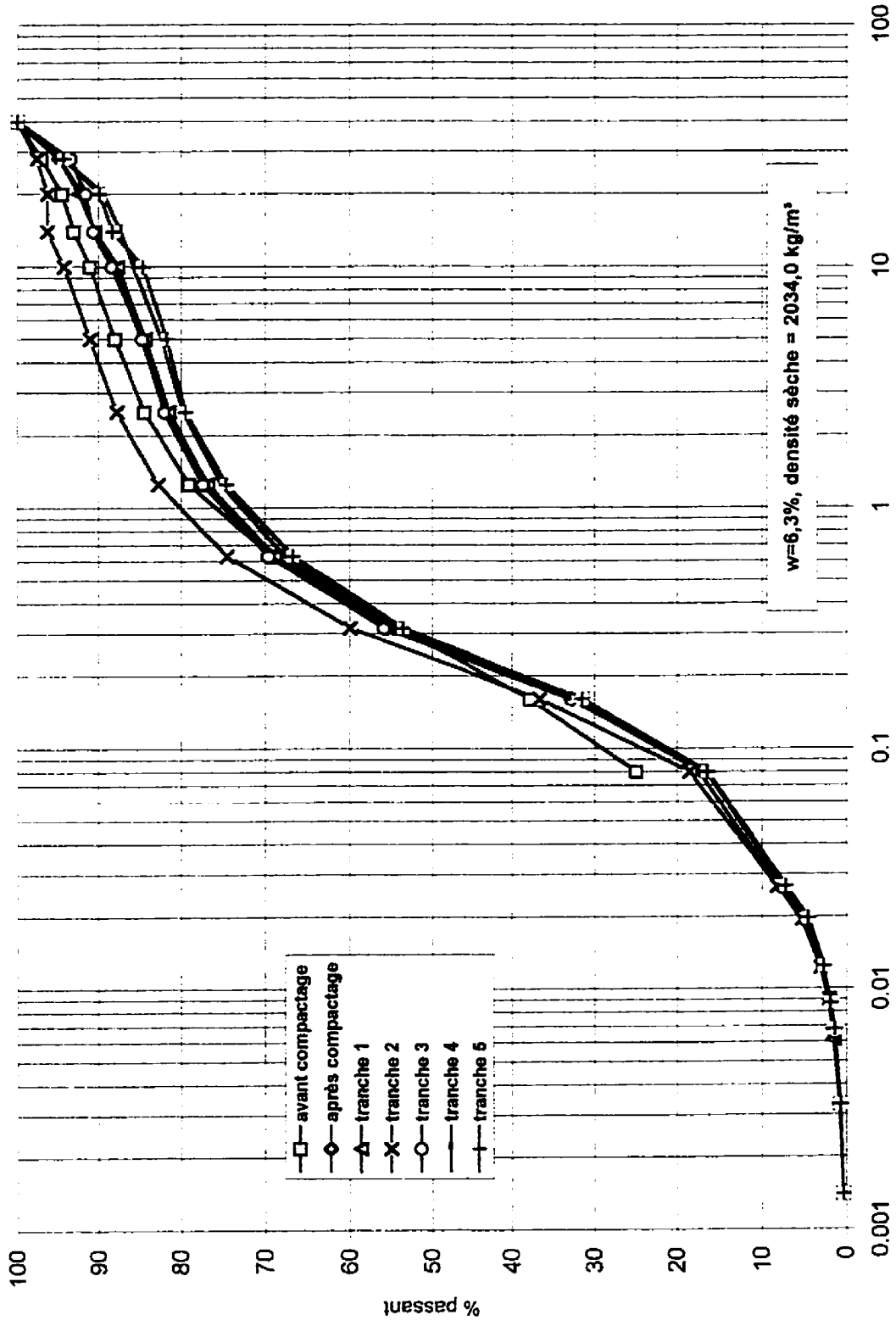


Figure B45. Granulométries de l'essai 25A (ensemble du sol)

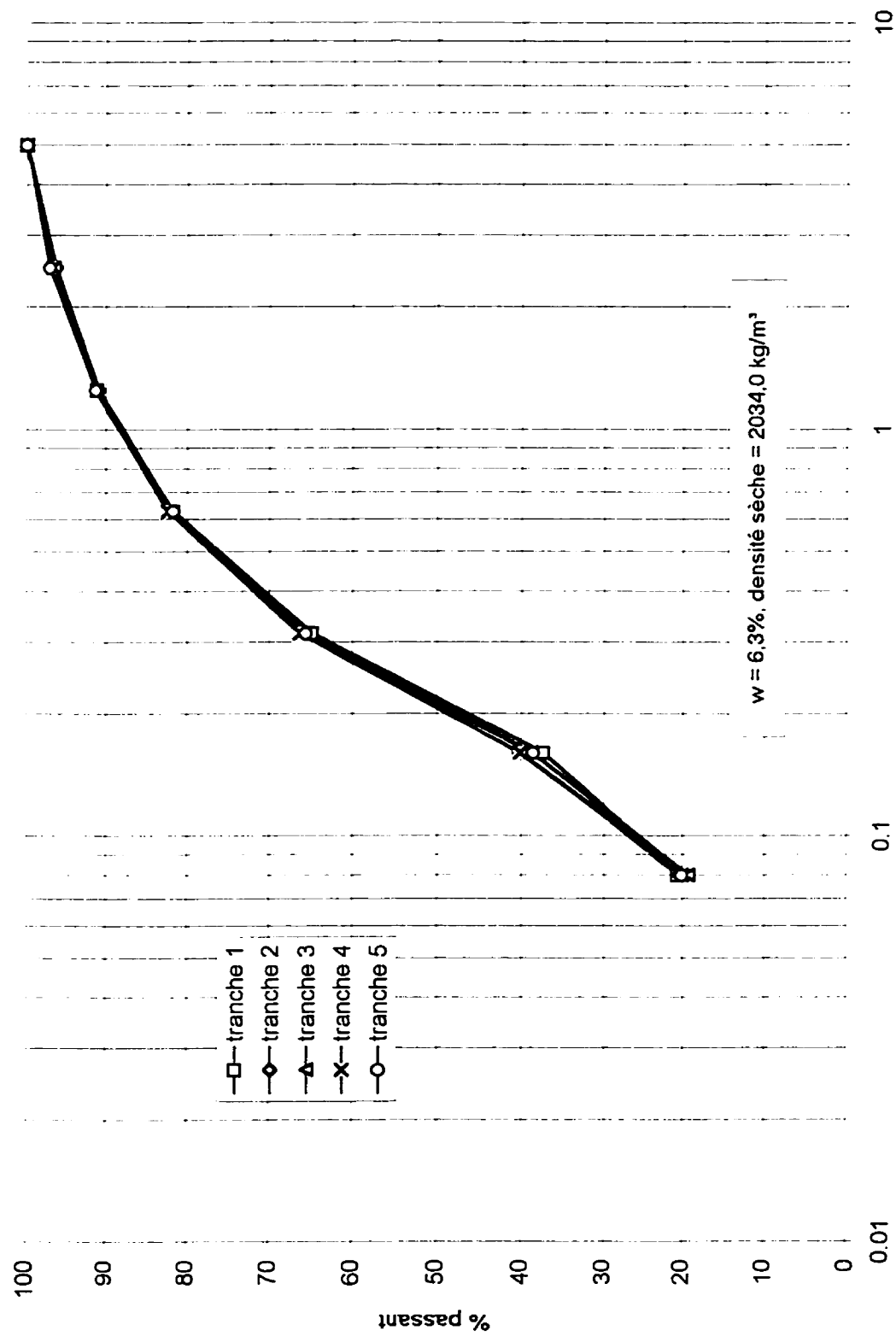


Figure B46. Granulométries de l'essai 25A (fraction < 5 mm)

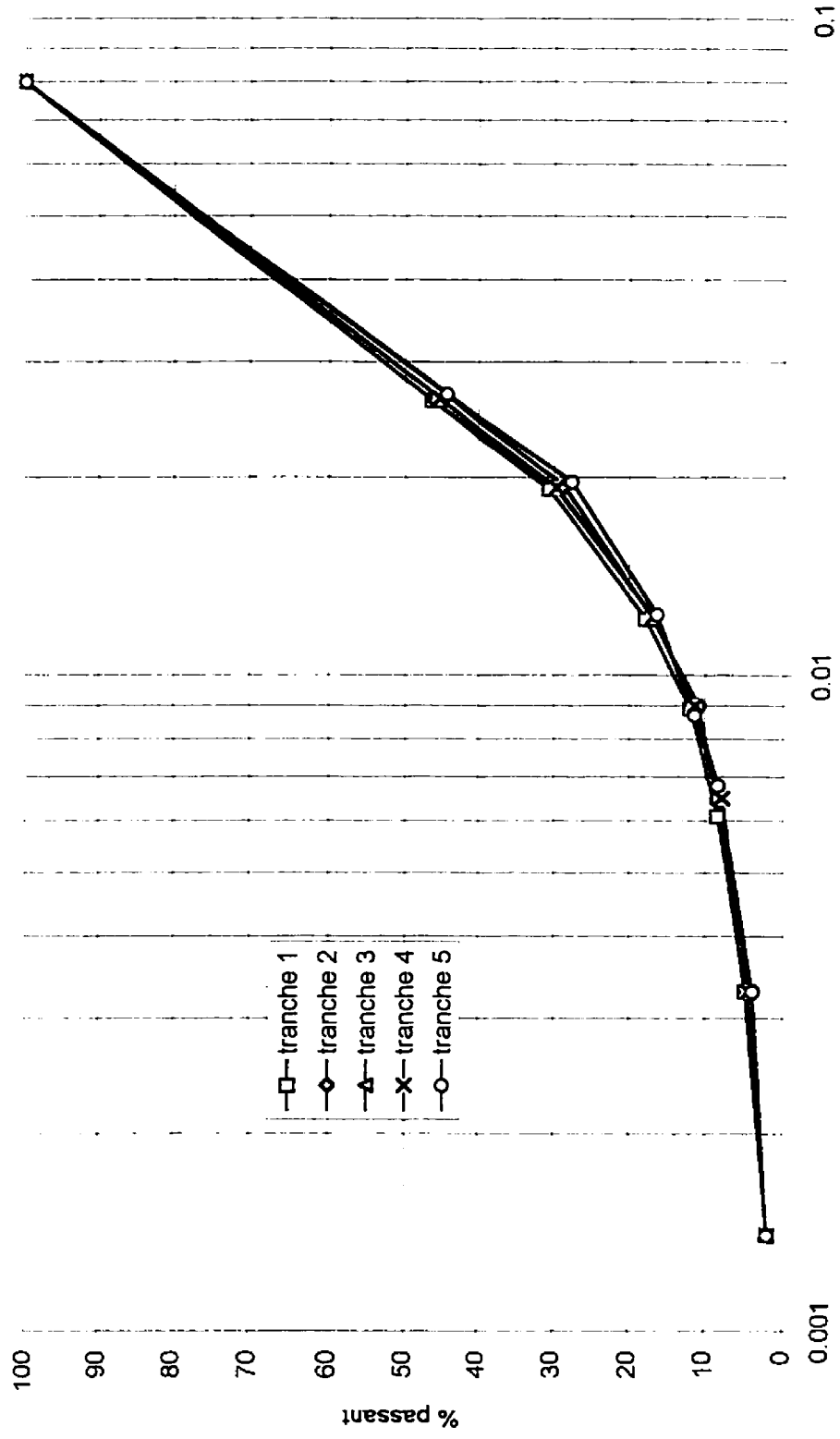


Figure B47. Sédimentométries de l'essai 25A

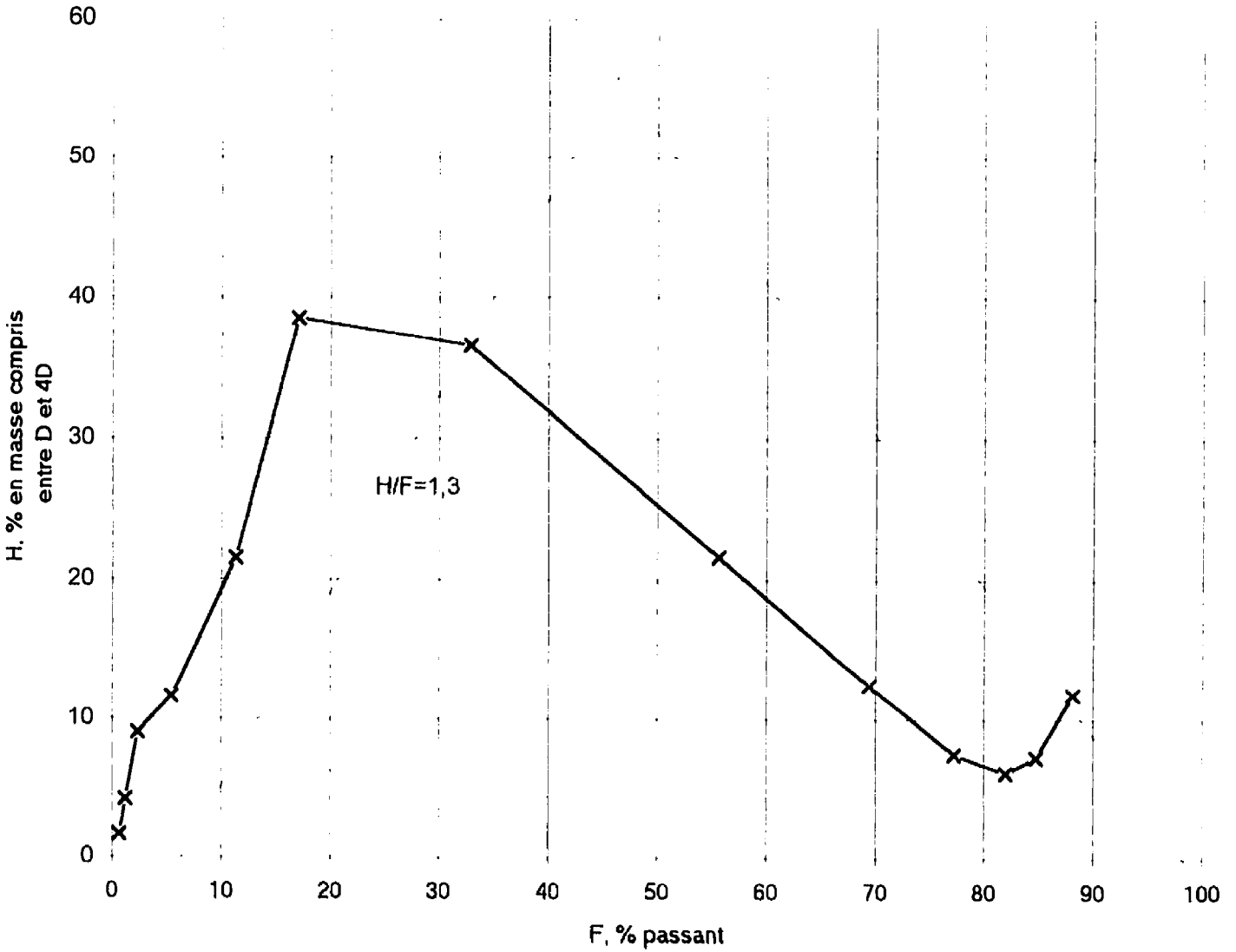


Figure B48. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 25A

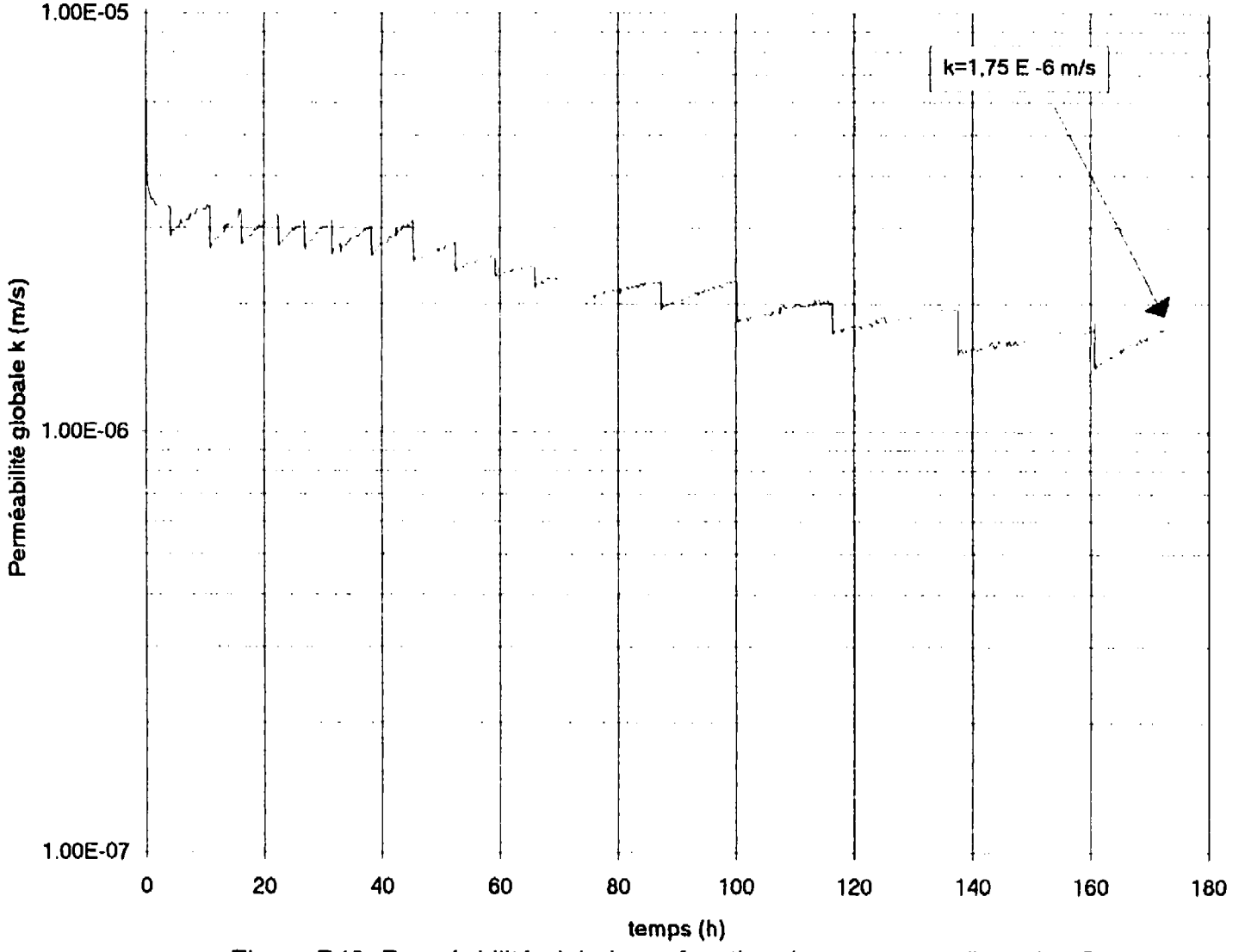


Figure B49. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai 25B

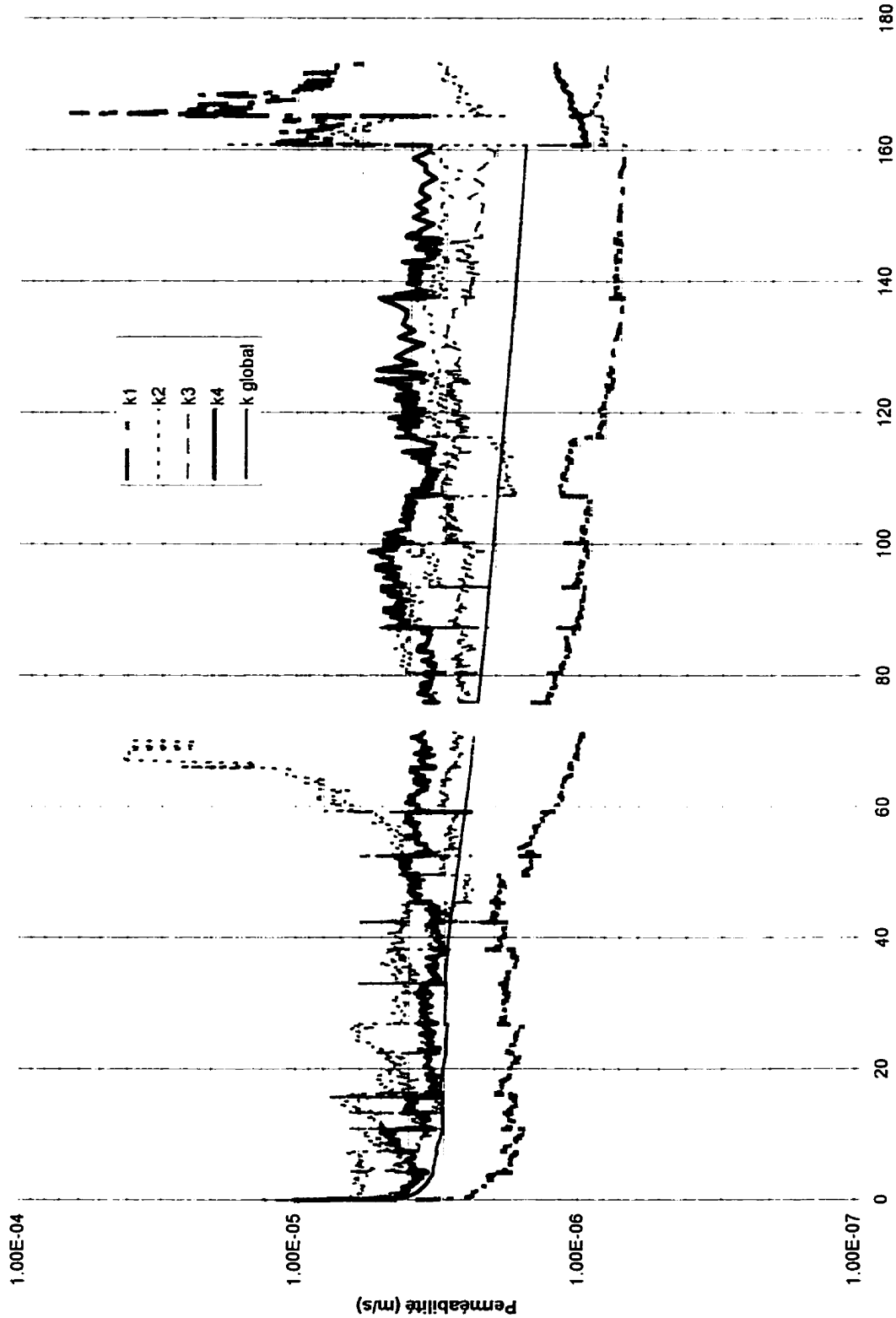


Figure B50. Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 25B

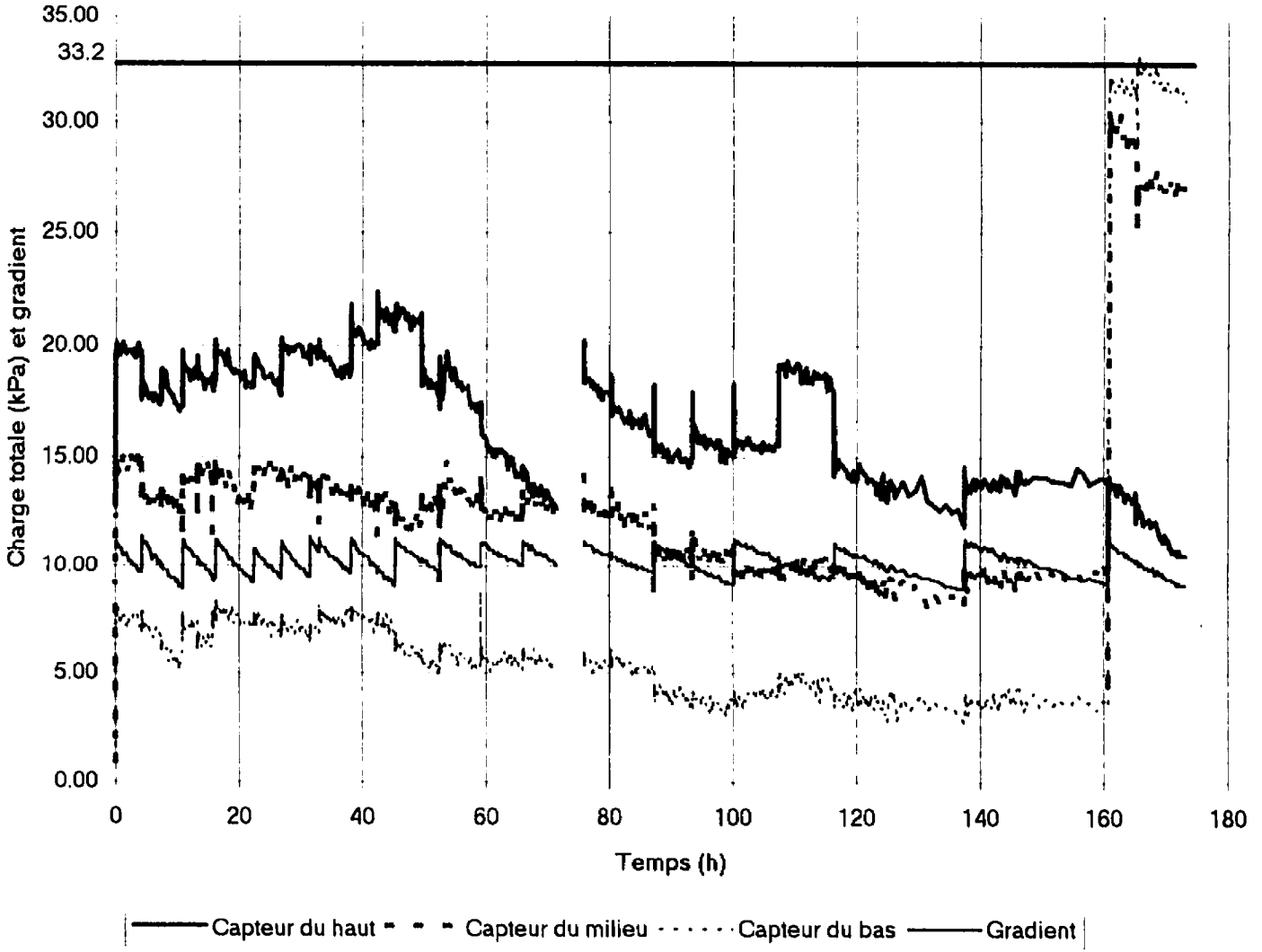


Figure B51. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 25B

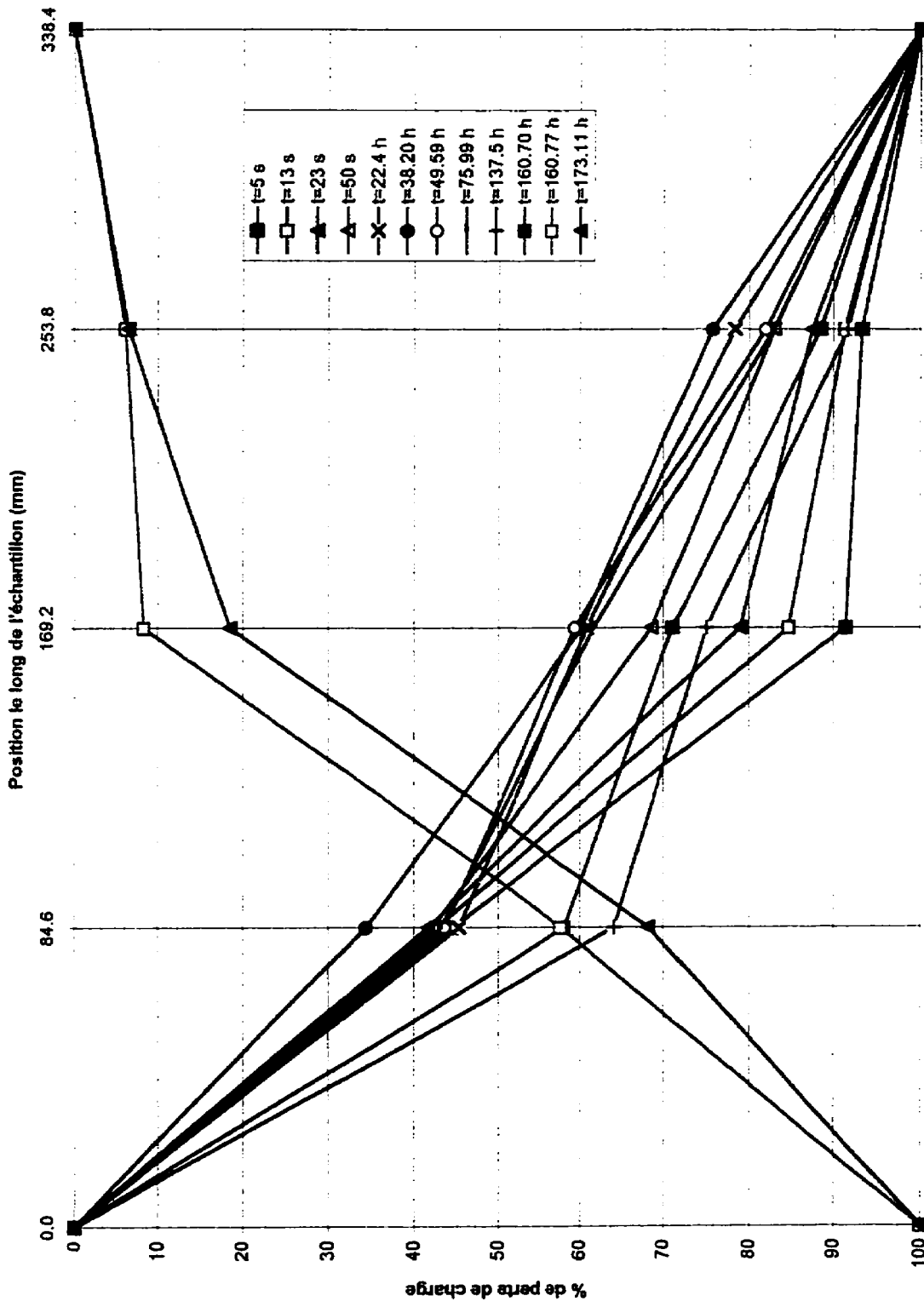


Figure B52. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 25B

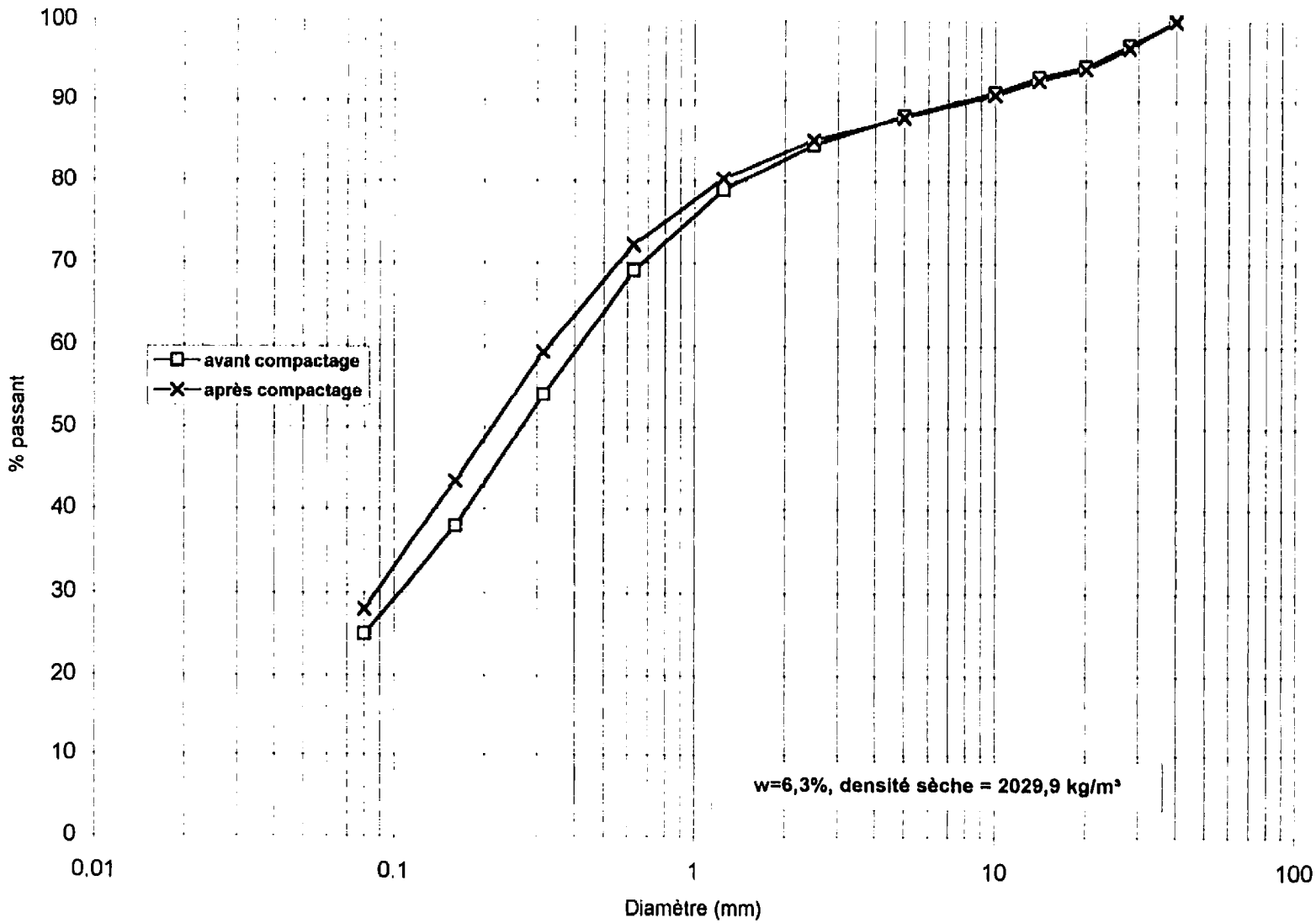


Figure B53. Granulométries de l'essai 25B (ensemble du sol)

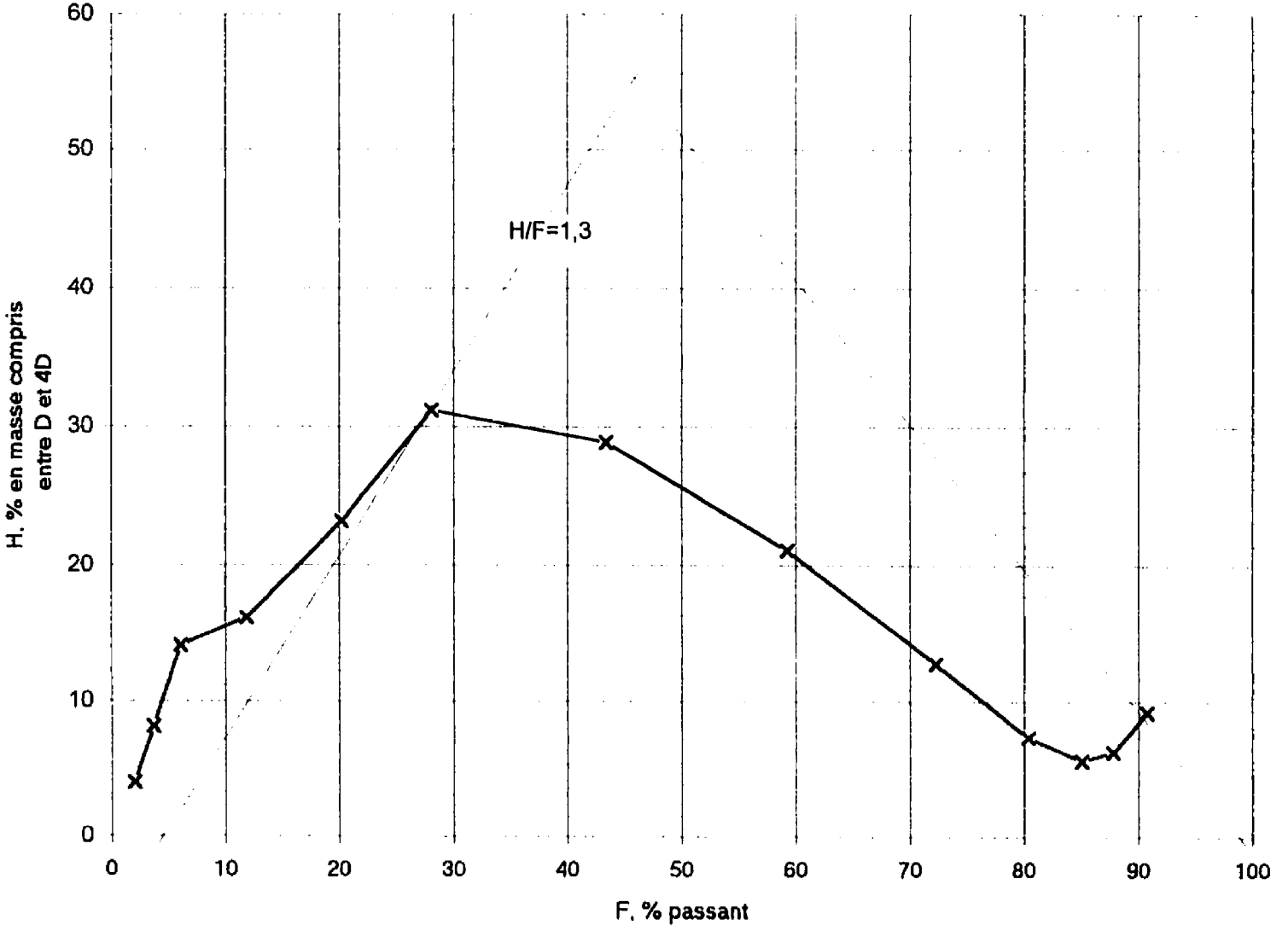


Figure B54. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 25B

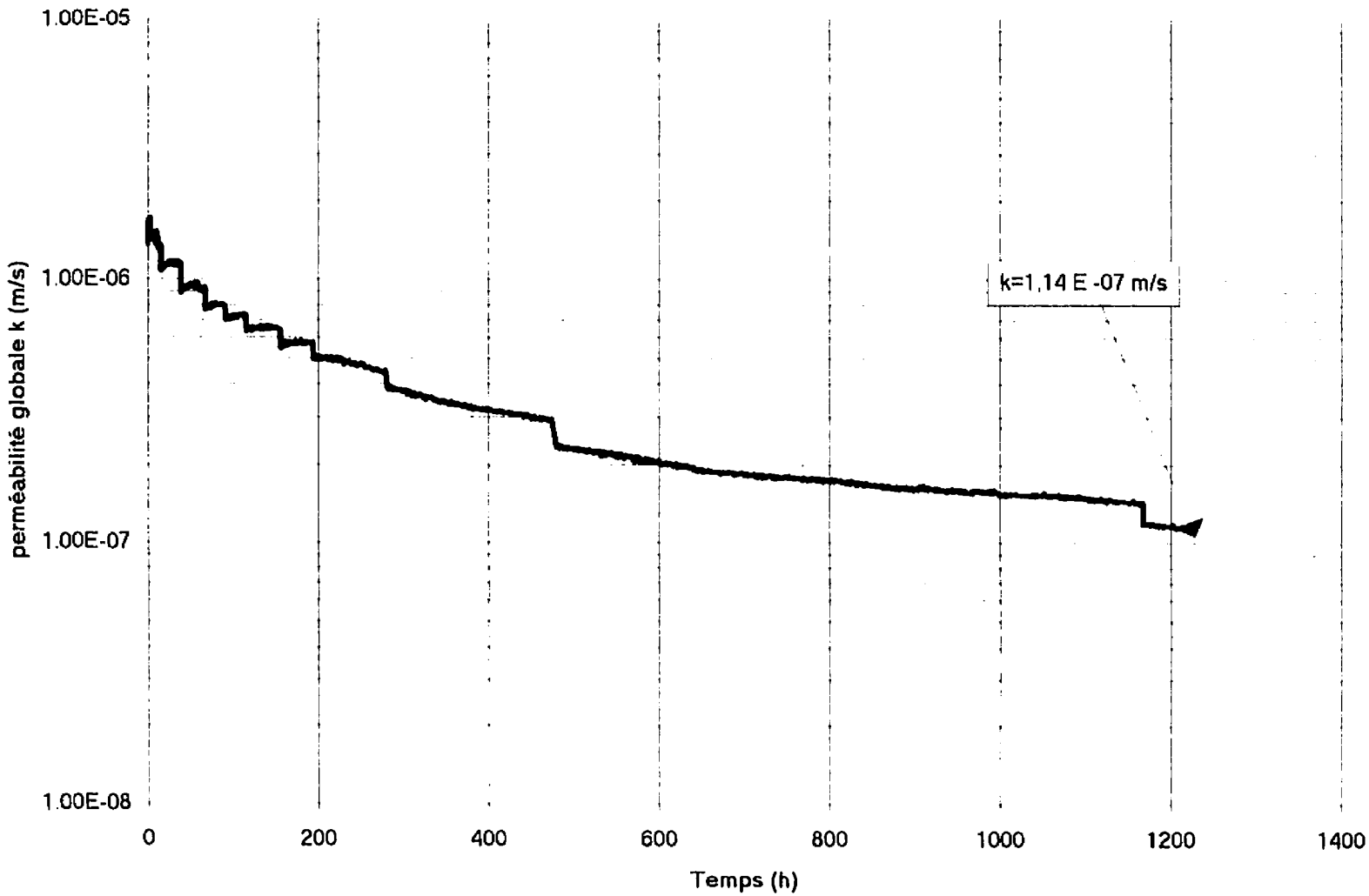


Figure B55. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai 25C

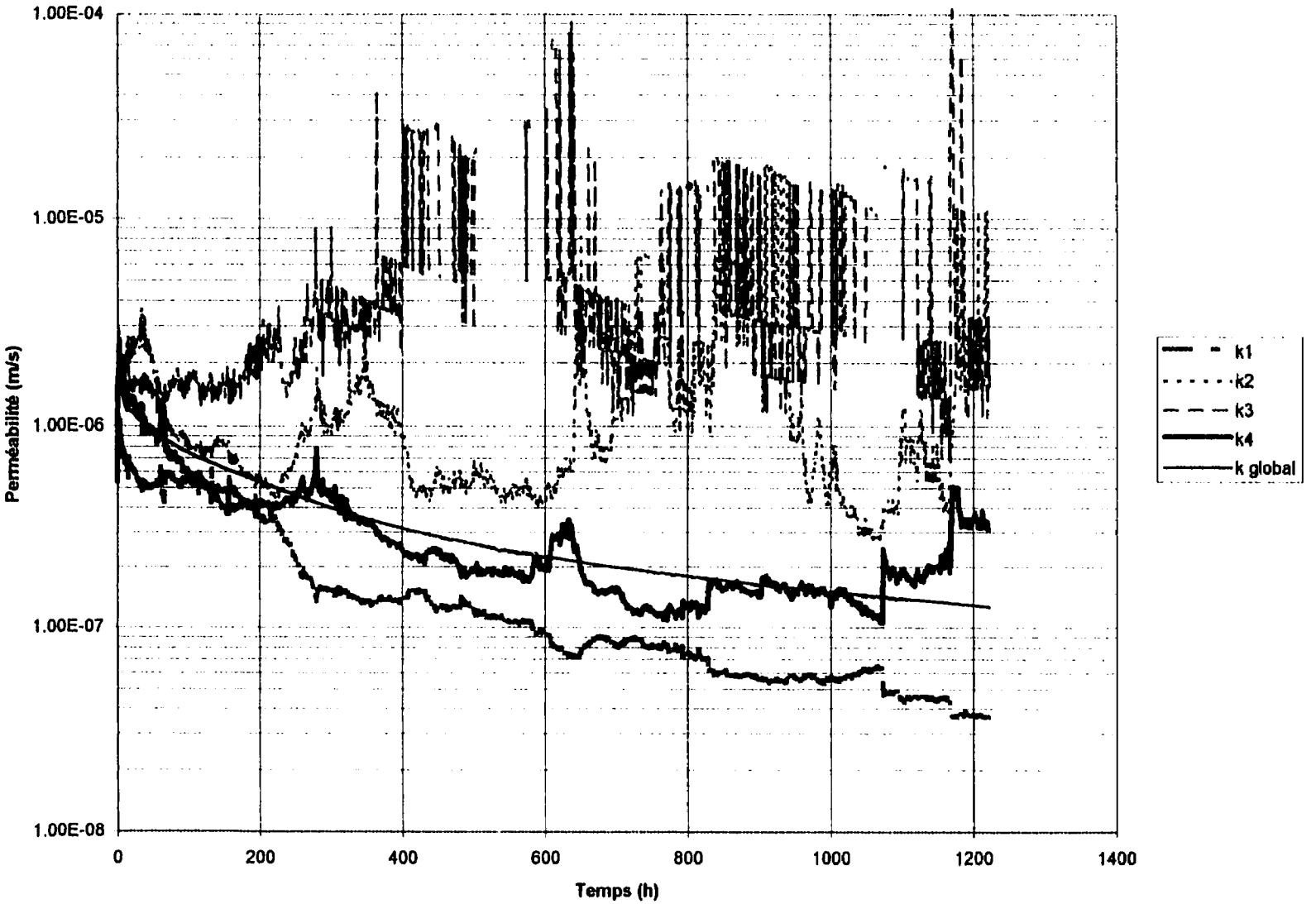


Figure B56. Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai 25C

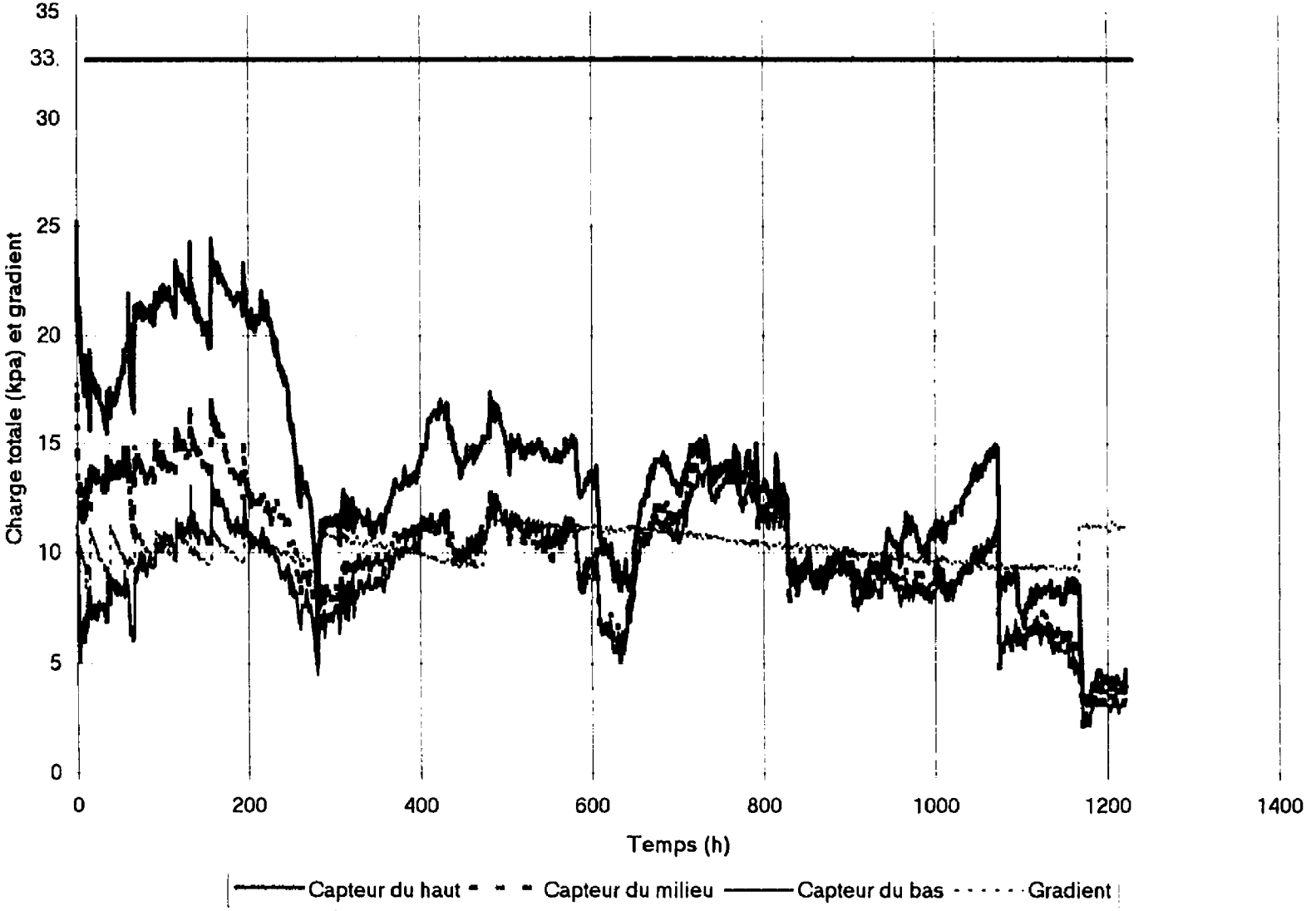


Figure B57. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai 25C

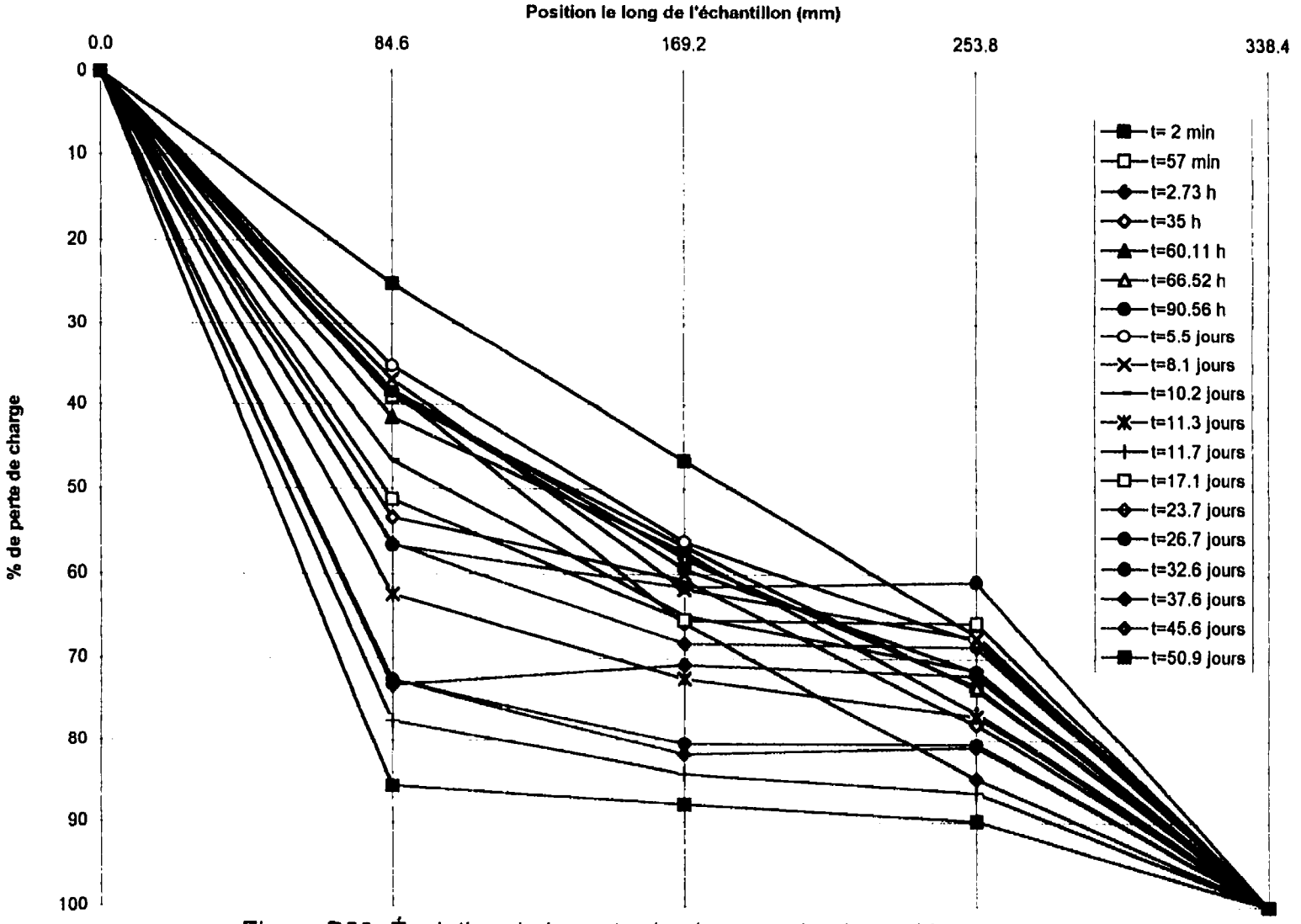


Figure B58. Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai 25C

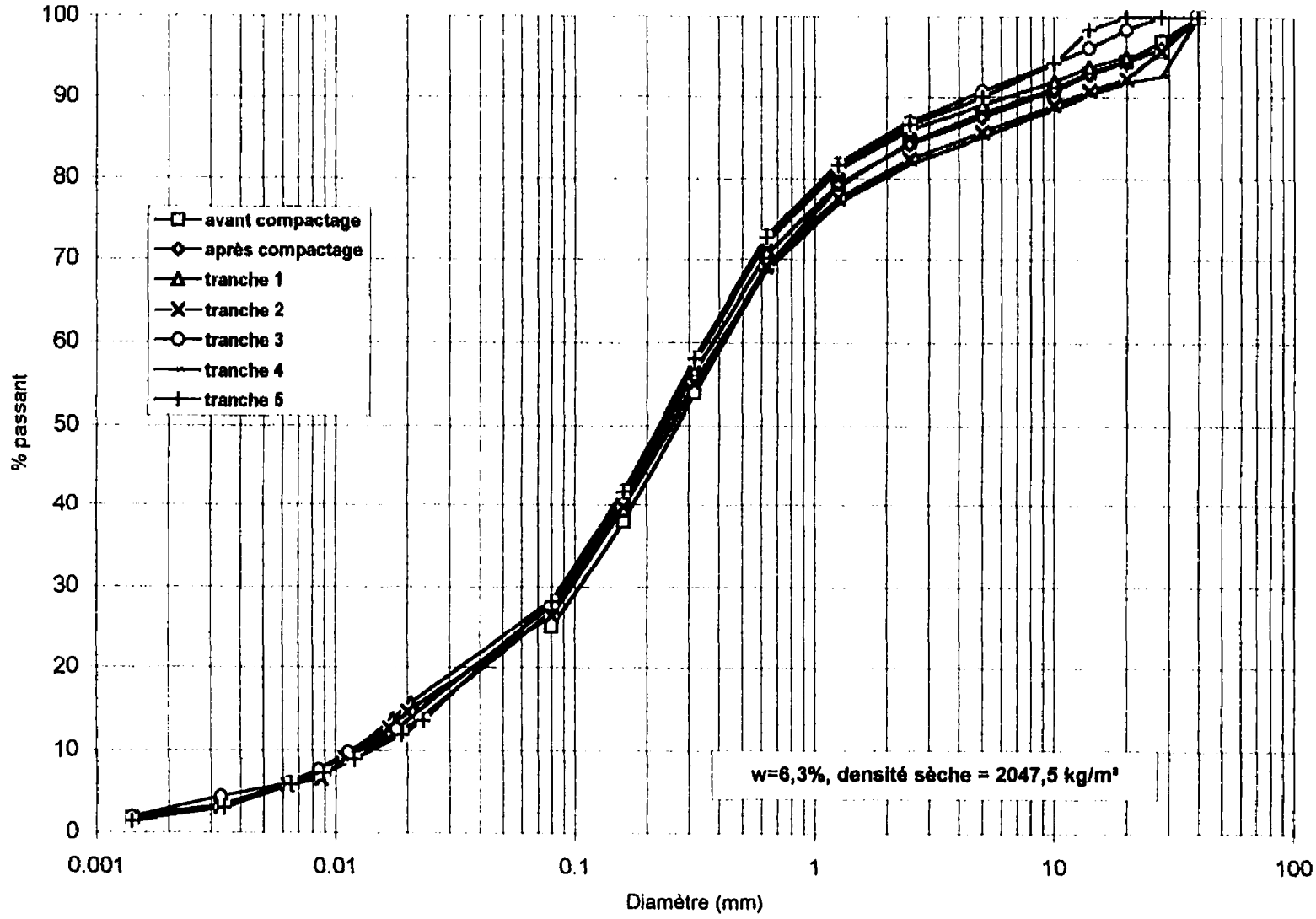


Figure B59. Granulométries de l'essai 25C (ensemble du sol)

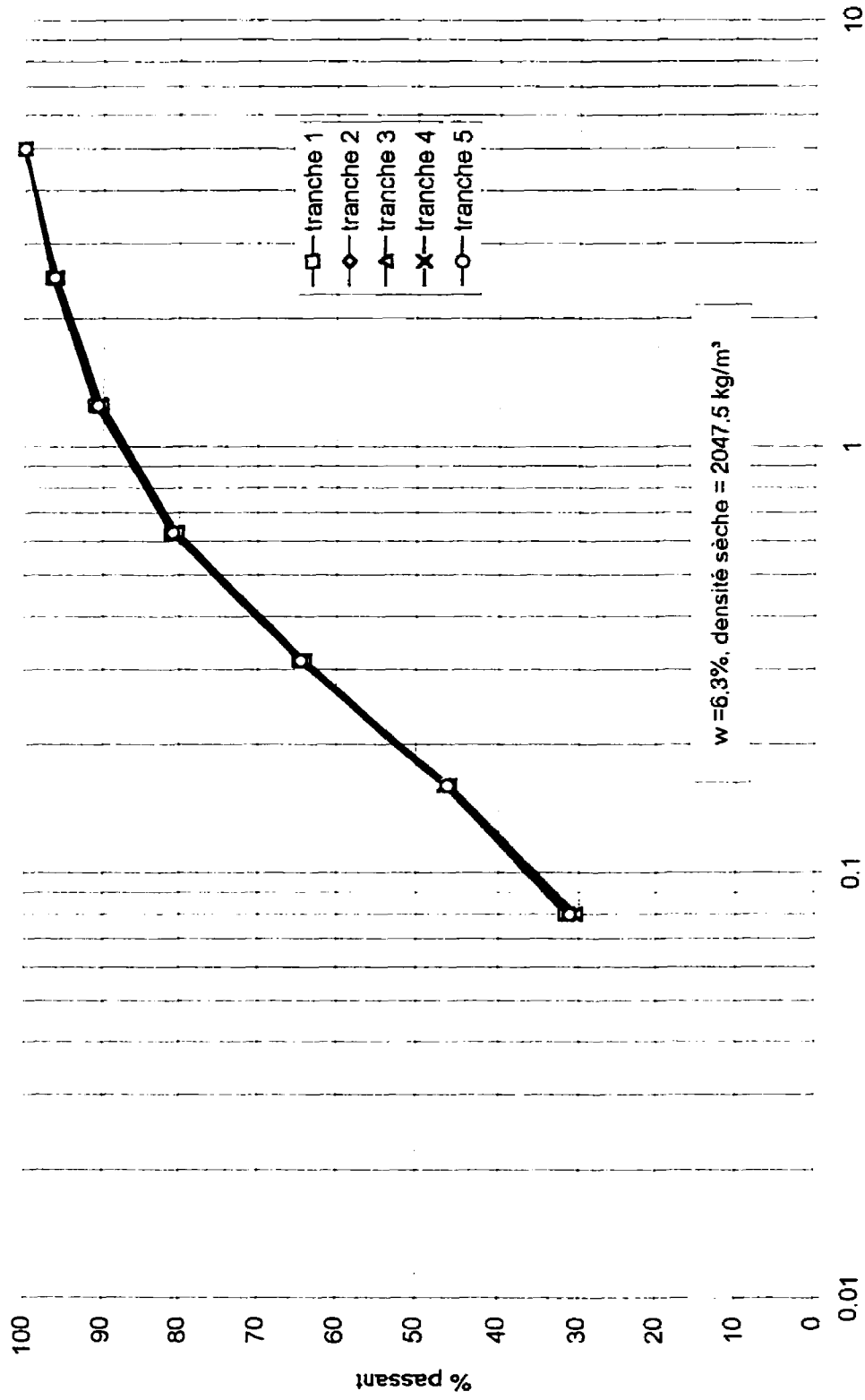


Figure B60. Granulométries de l'essai 25C (fraction < 5 mm)

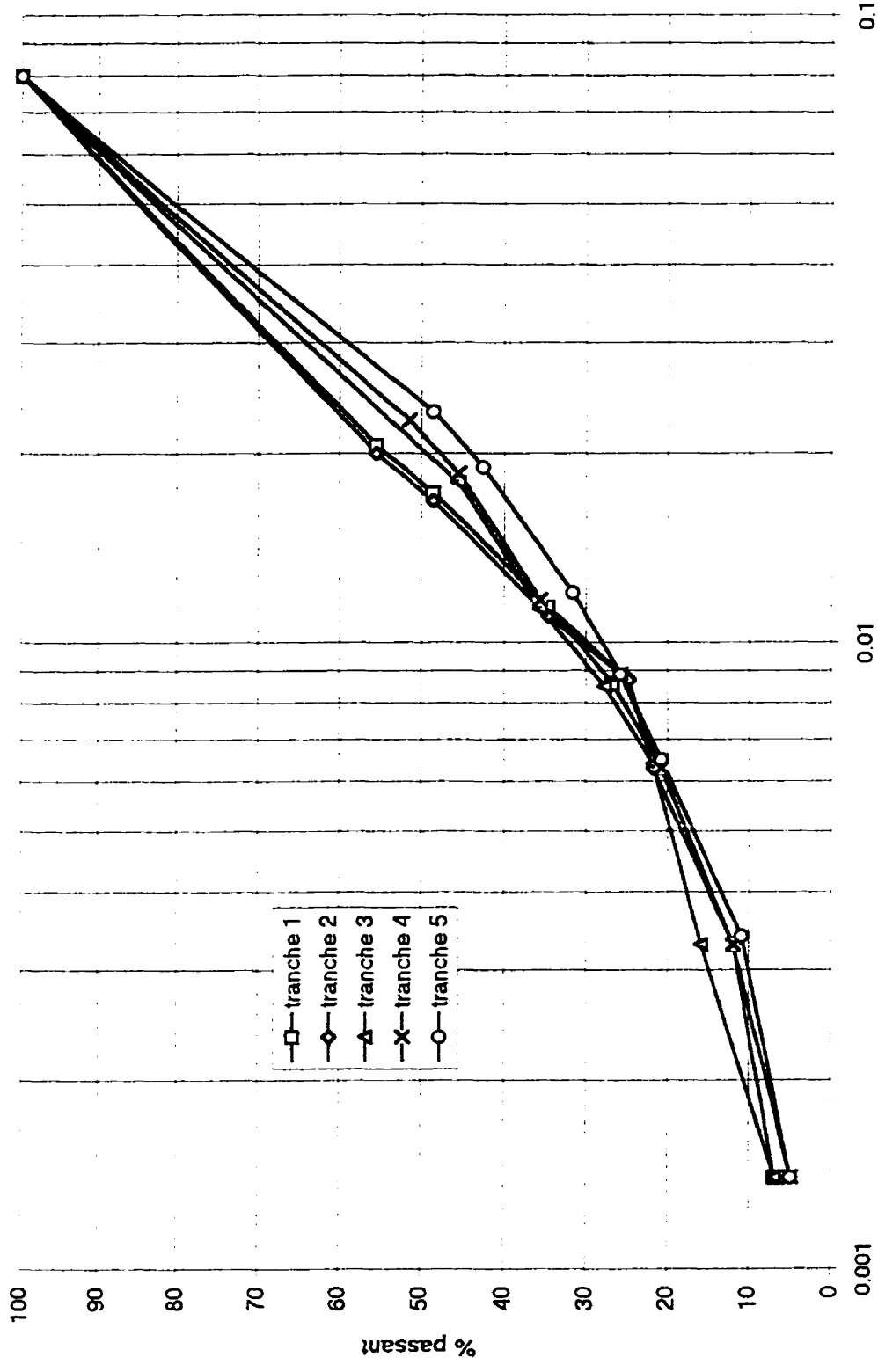


Figure B61. Sédimentométries de l'essai 25C

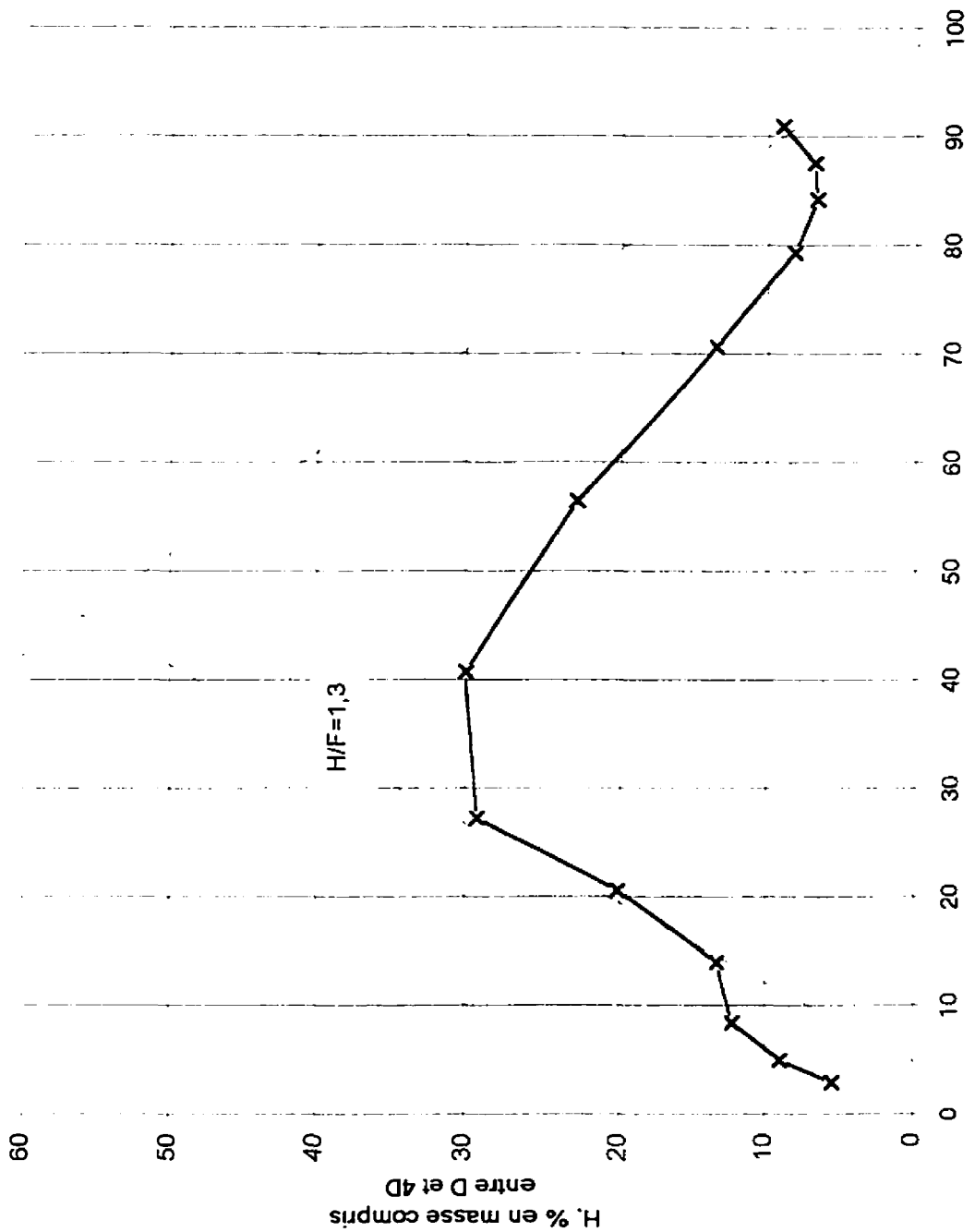


Figure B62. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai 25C

ANNEXE C

RÉSULTATS DES ESSAIS FAITS SUR CANIAPISCAU

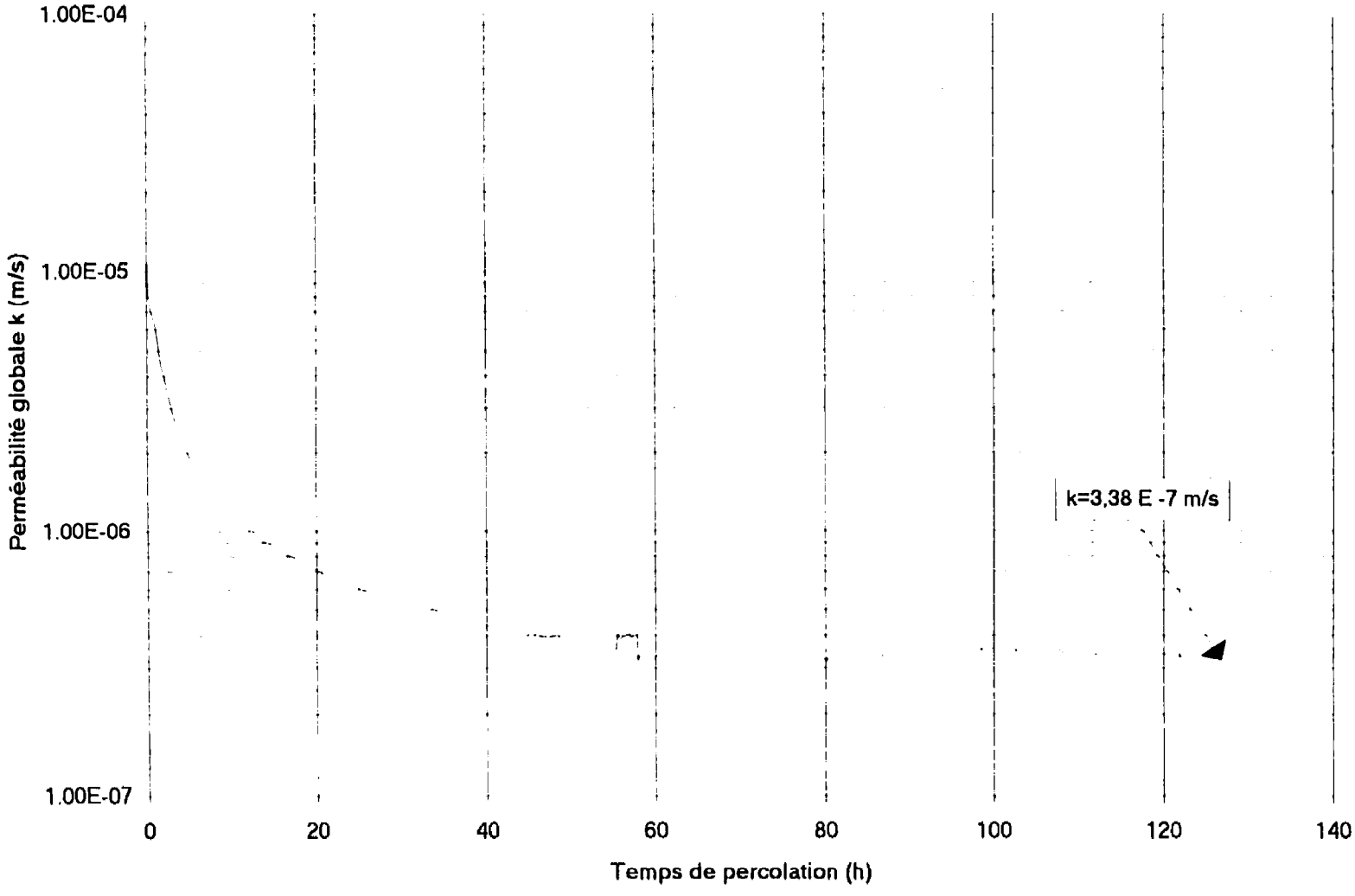


Figure C1. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai Caniapiscau 5% fines nominal

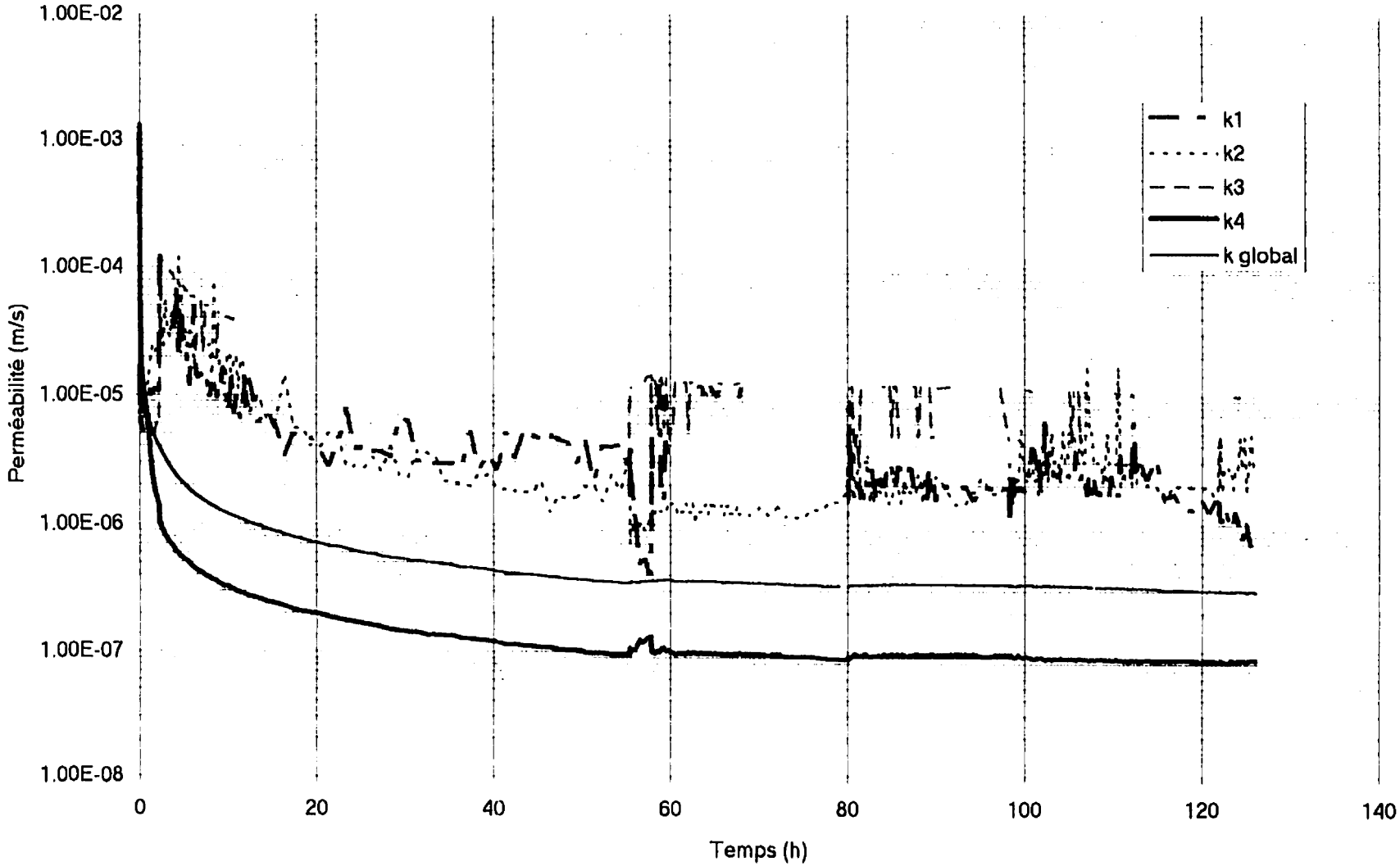


Figure C2. Perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai Caniapiscau, 5% fines nominal

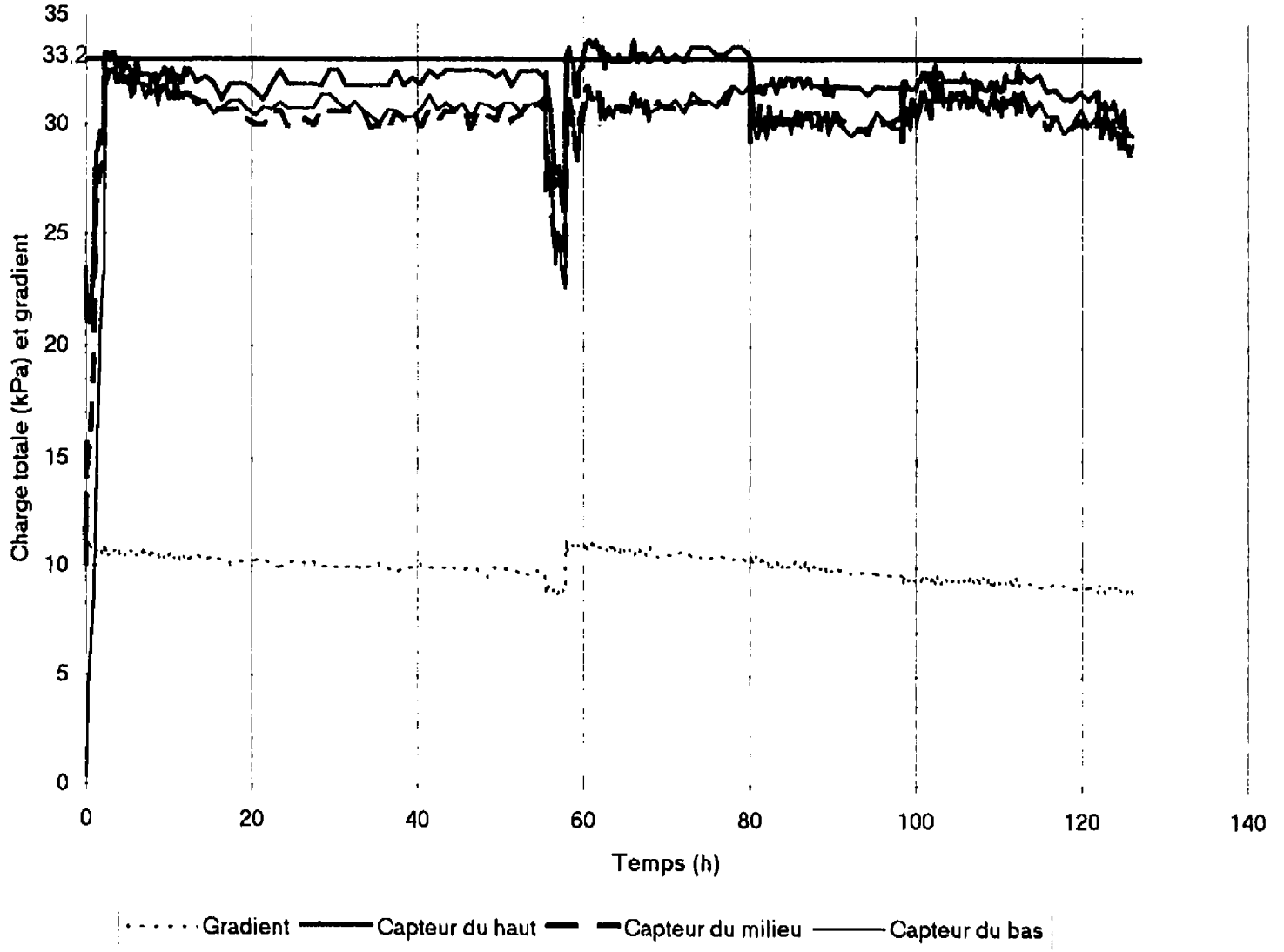


Figure C3. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai Caniapiscau, 5% fines nominal

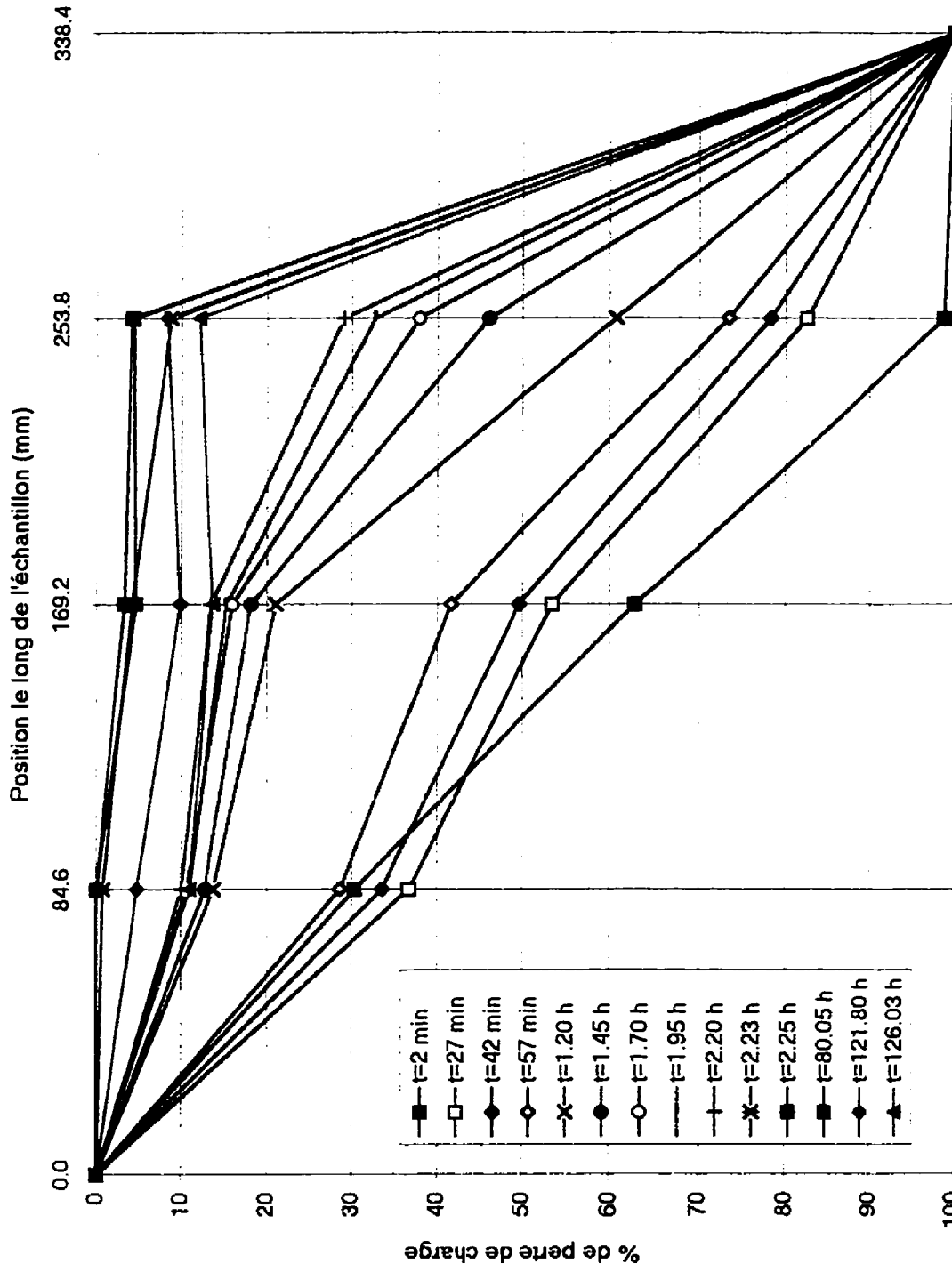


Figure C4. Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai Caniapiscau, 5% fines nominal

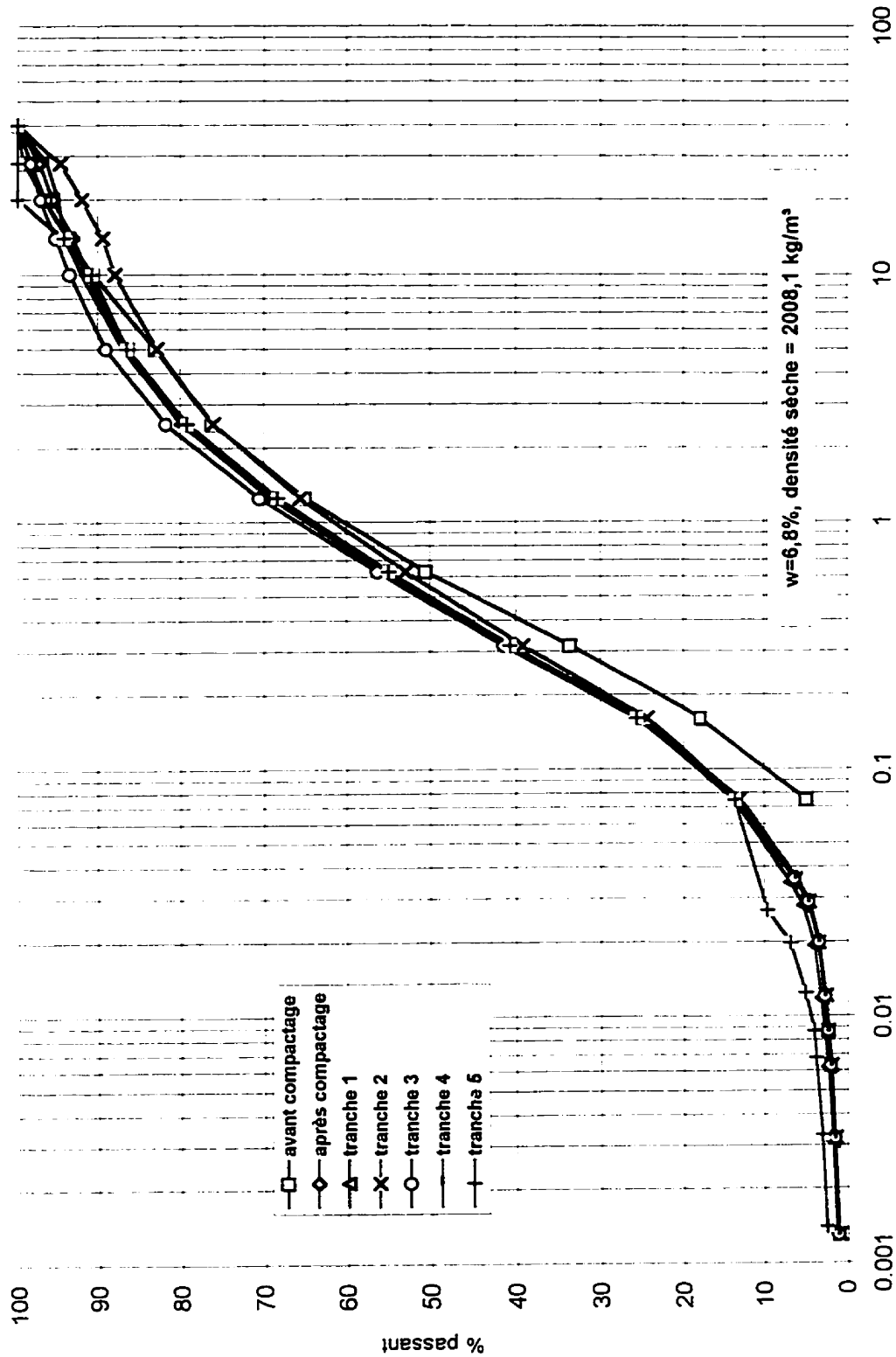


Figure C5. Granulométries de l'essai Caniapiscau, 5% fines nominal (ensemble du sol)

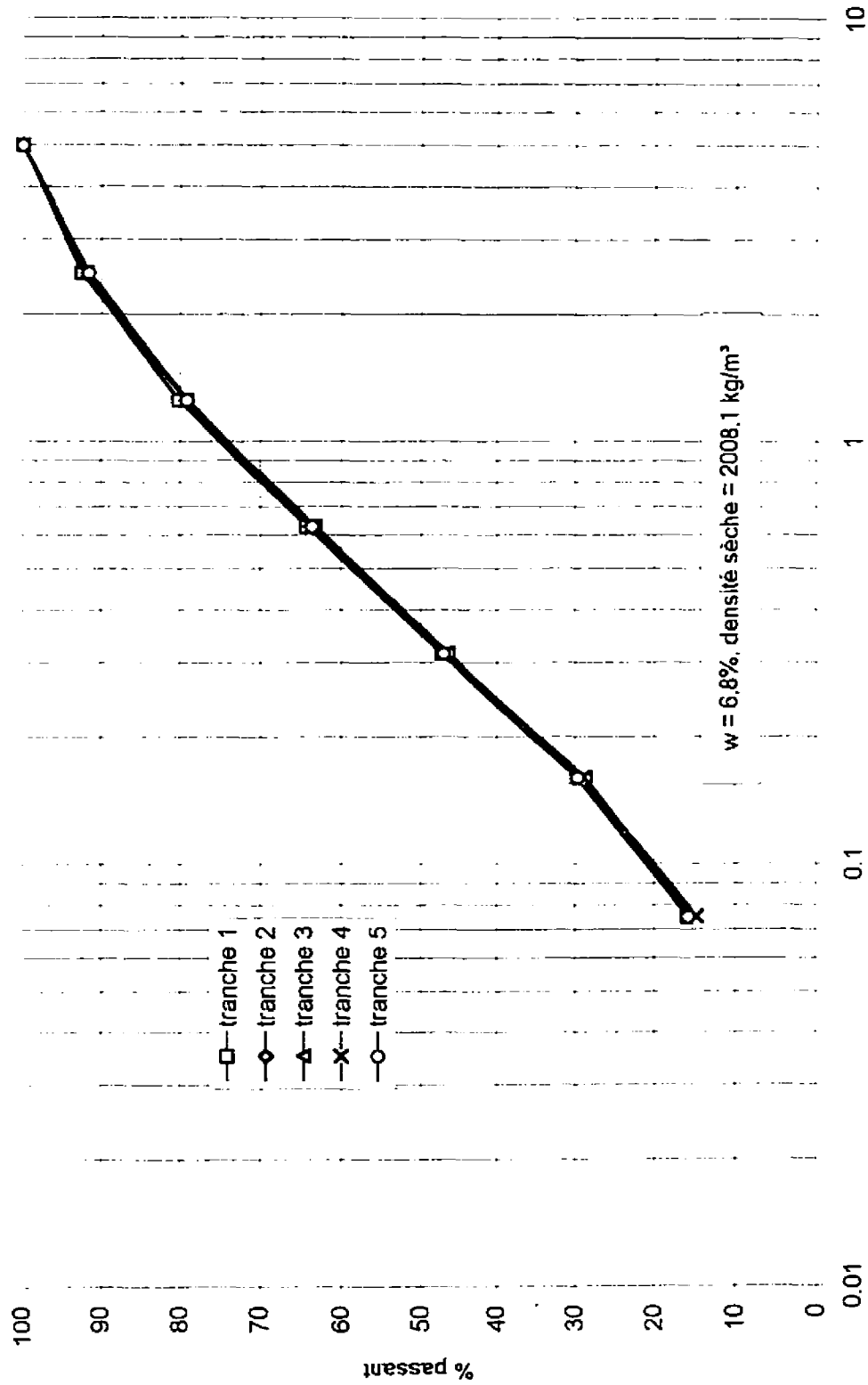


Figure C6. Granulométries de l'essai Caniapiscau, 5% fines nominal (fraction < 5 mm)

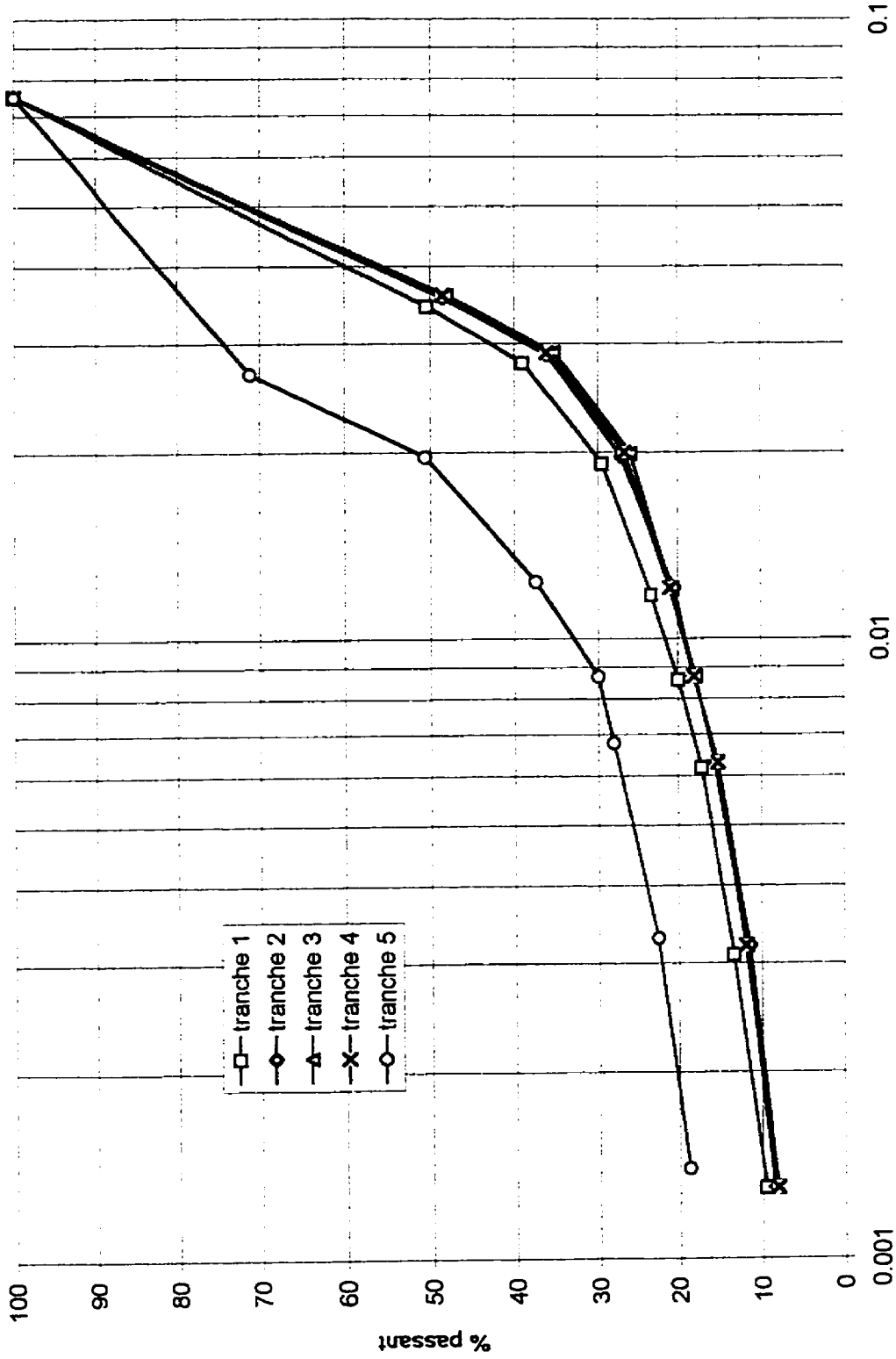


Figure C7. Sédimentométries de l'essai Caniapiscau, 5% fines nominal

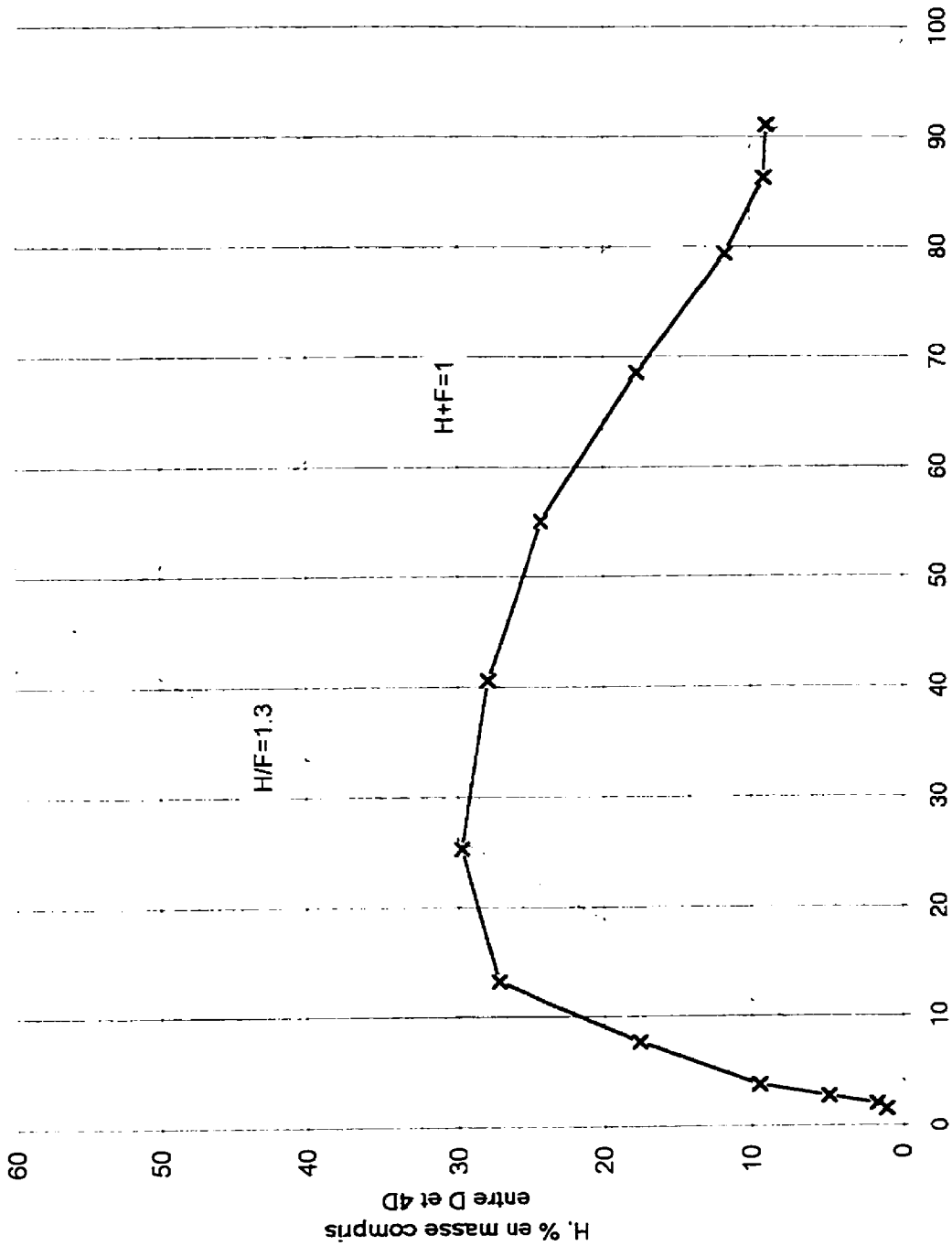


Figure C8. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai Caniapiscau, 5% fines nominal

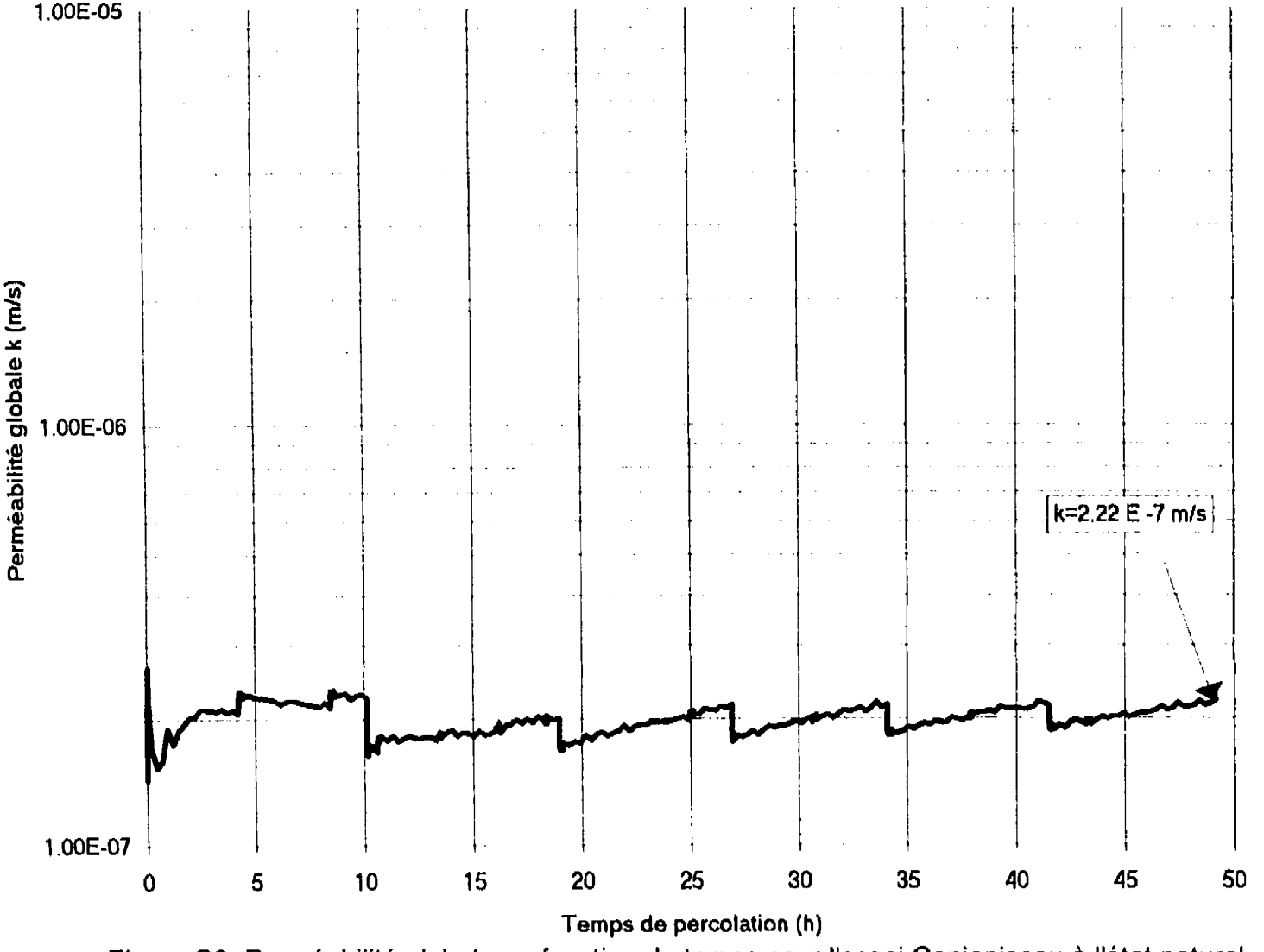


Figure C9. Perméabilité globale en fonction du temps pour l'essai Caniapiscau à l'état naturel

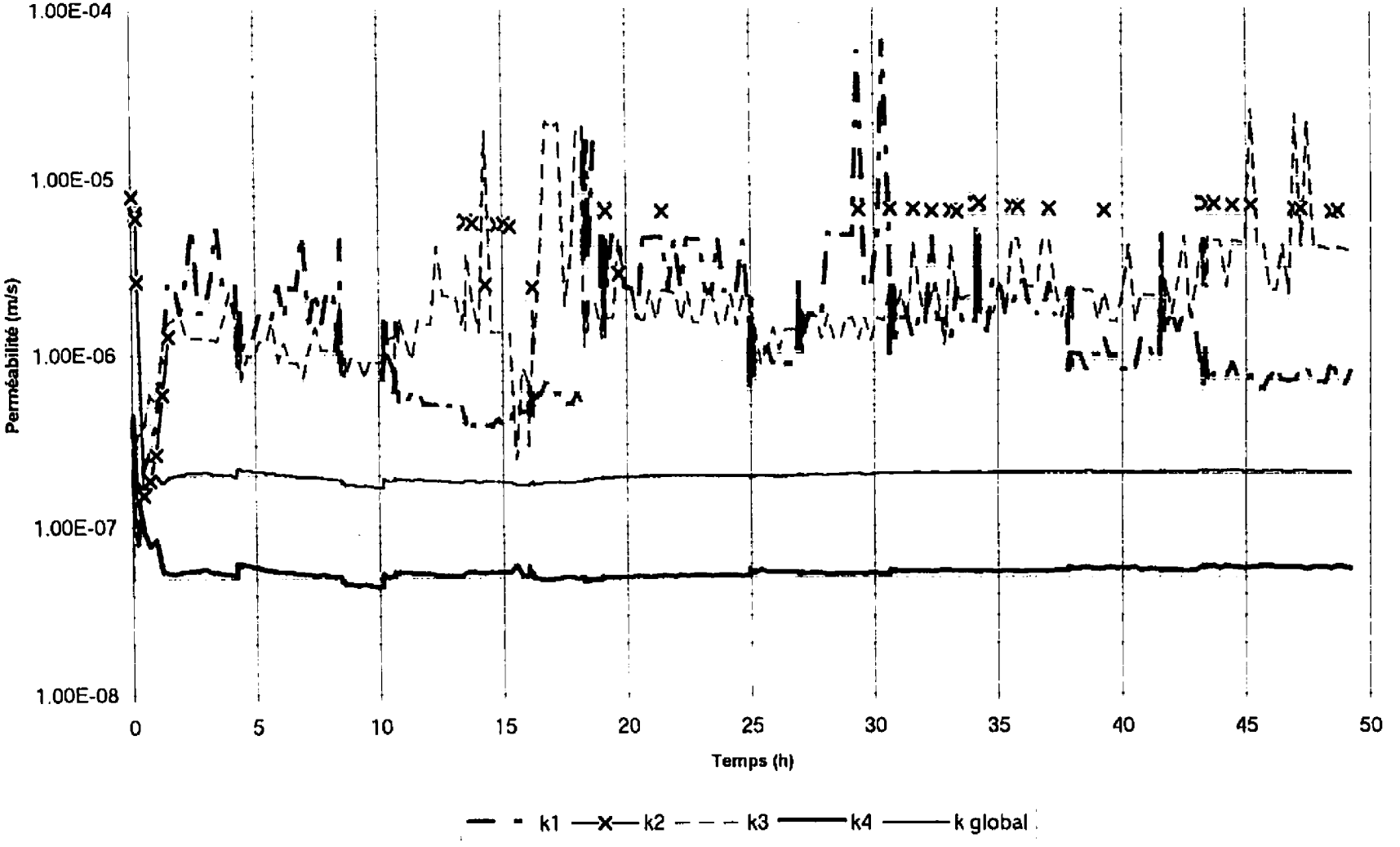


Figure C10. perméabilités locales en fonction du temps pour l'essai Caniapiscau à l'état naturel

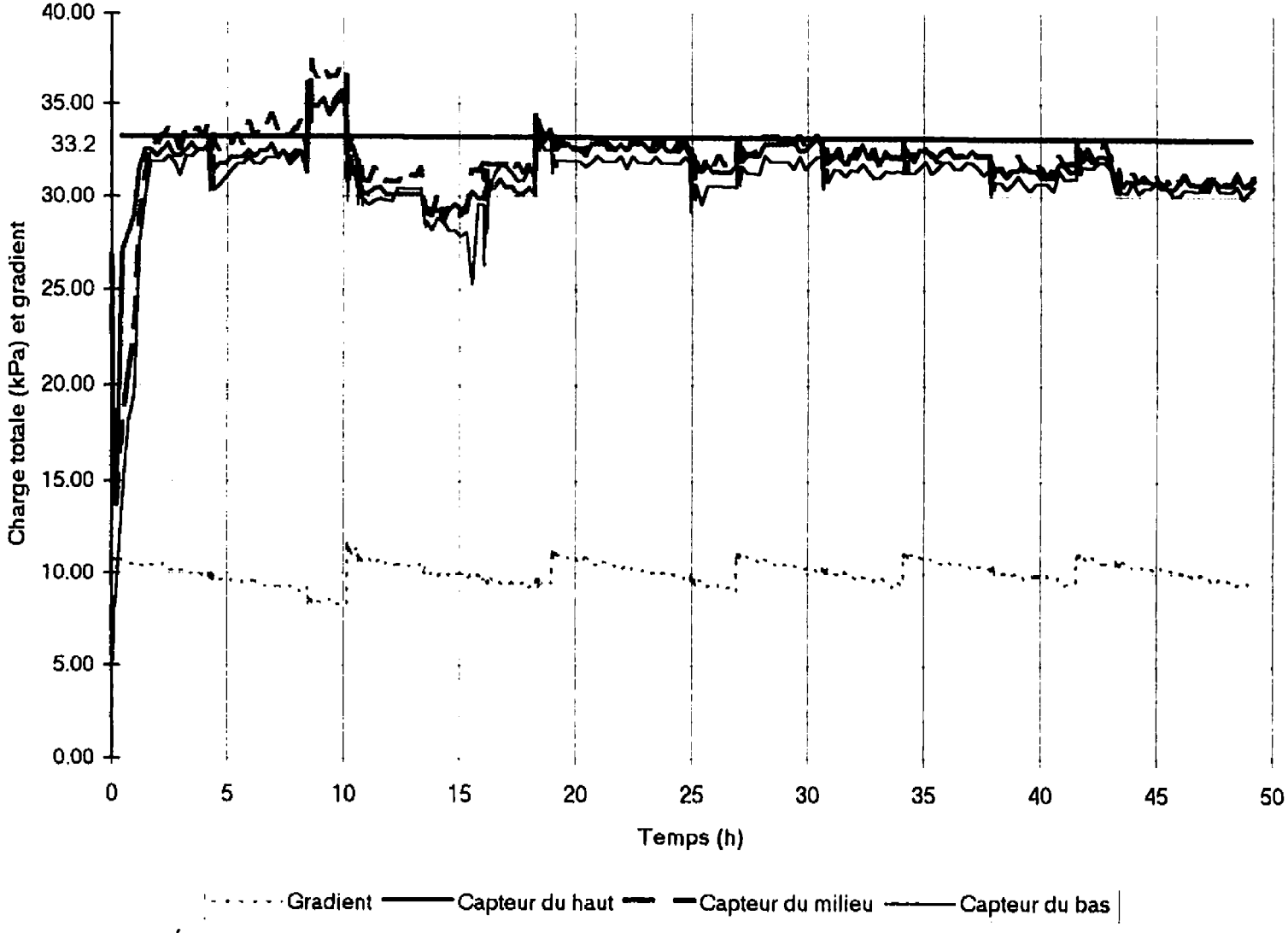


Figure C11. Évolution des capteurs et du gradient en fonction du temps pour l'essai Caniapiscau à l'état naturel

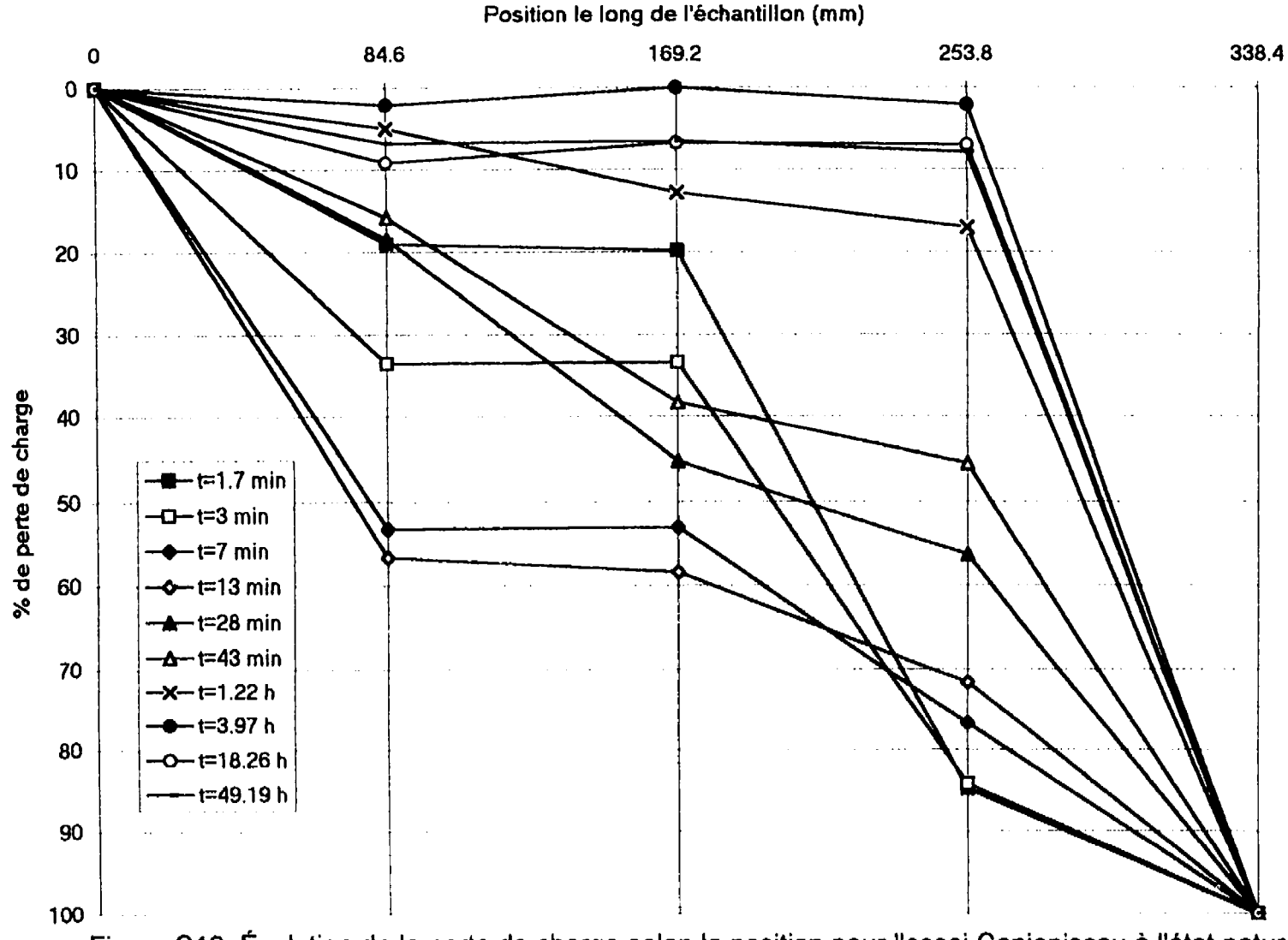


Figure C12. Évolution de la perte de charge selon la position pour l'essai Caniapiscau à l'état naturel

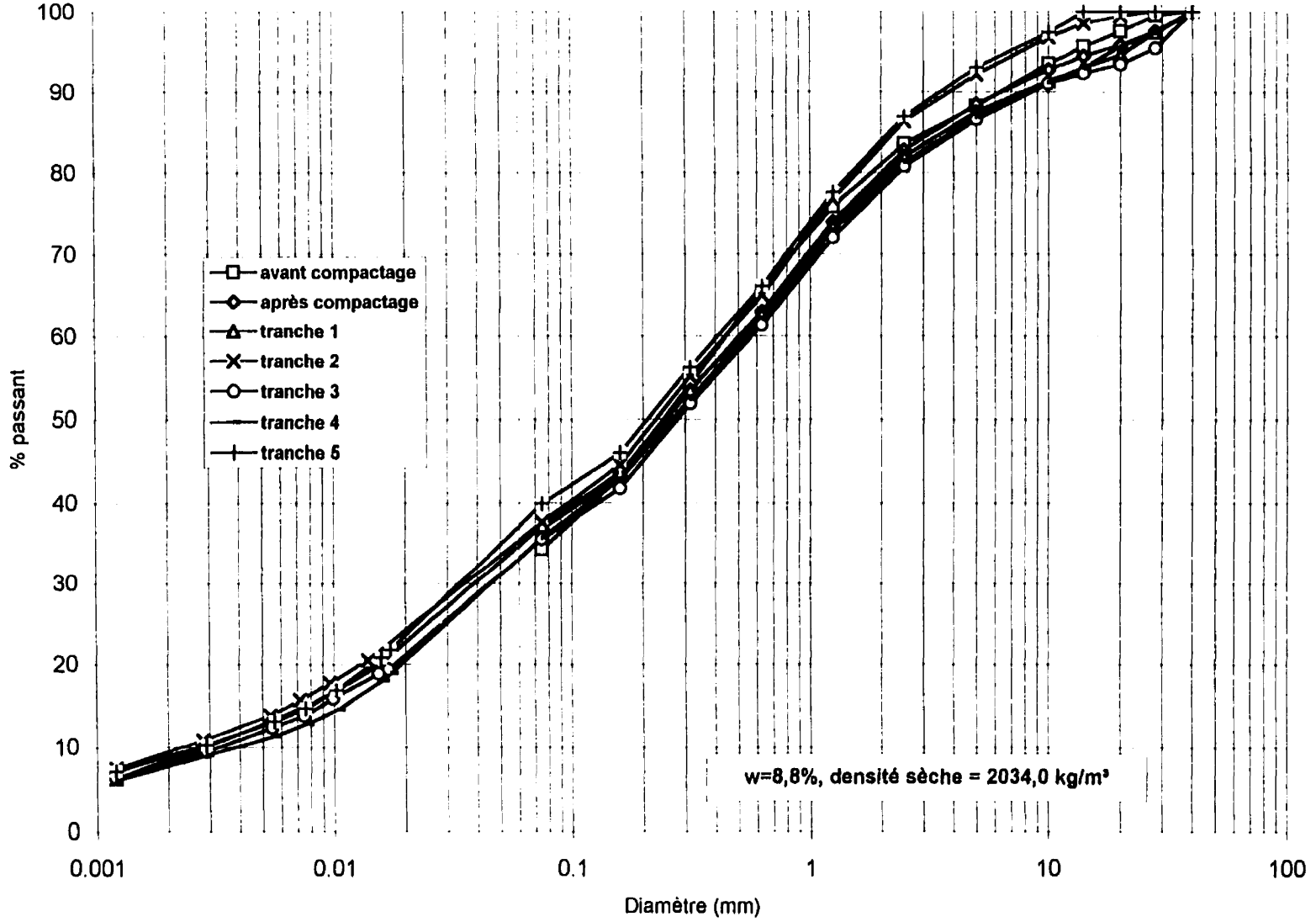


Figure C13. Granulométries de l'essai Caniapiscau à l'état naturel (ensemble du sol)

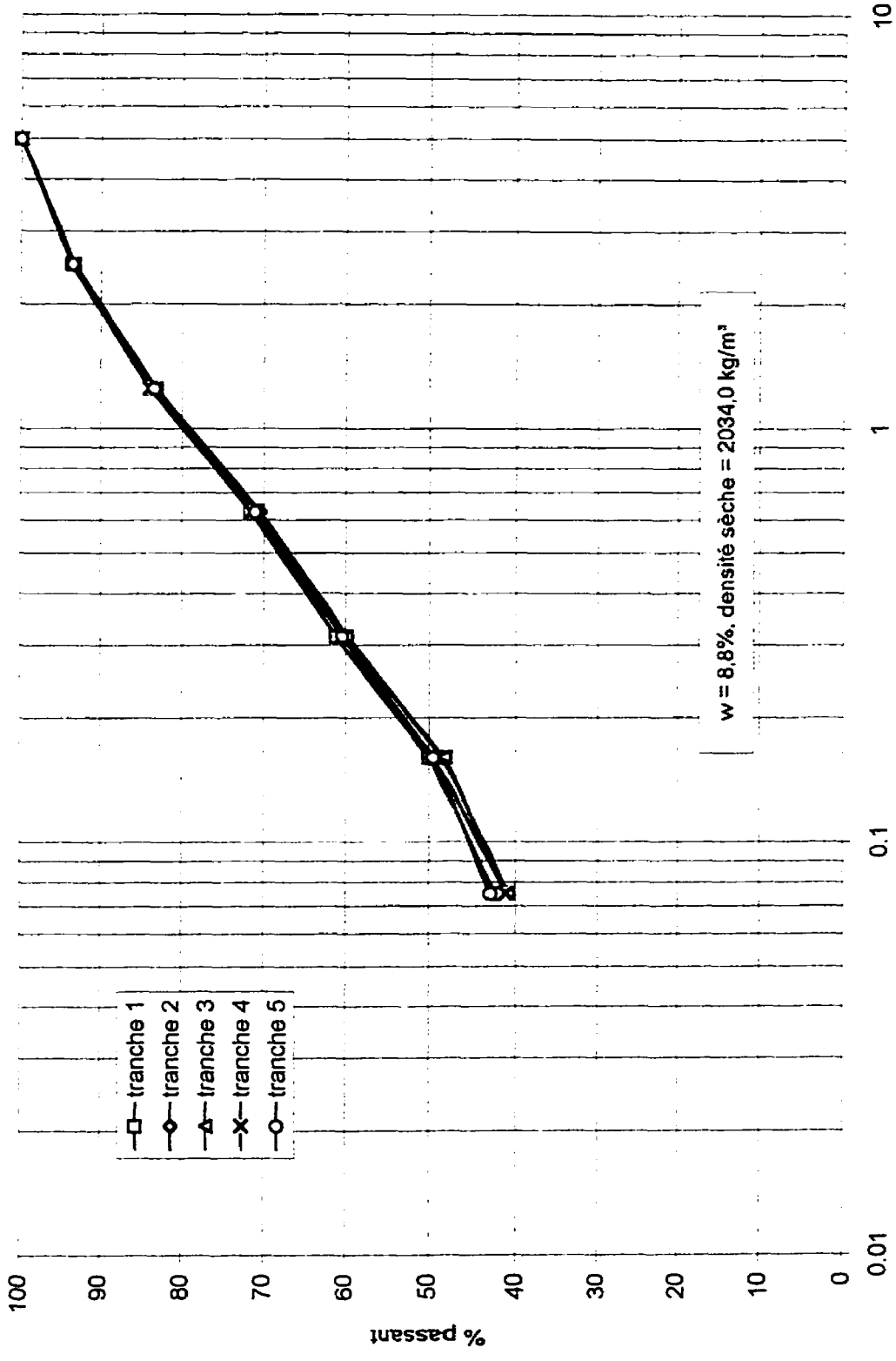


Figure C14. Granulométries de l'essai Caniapiscau à l'état naturel (fraction < 5 mm)

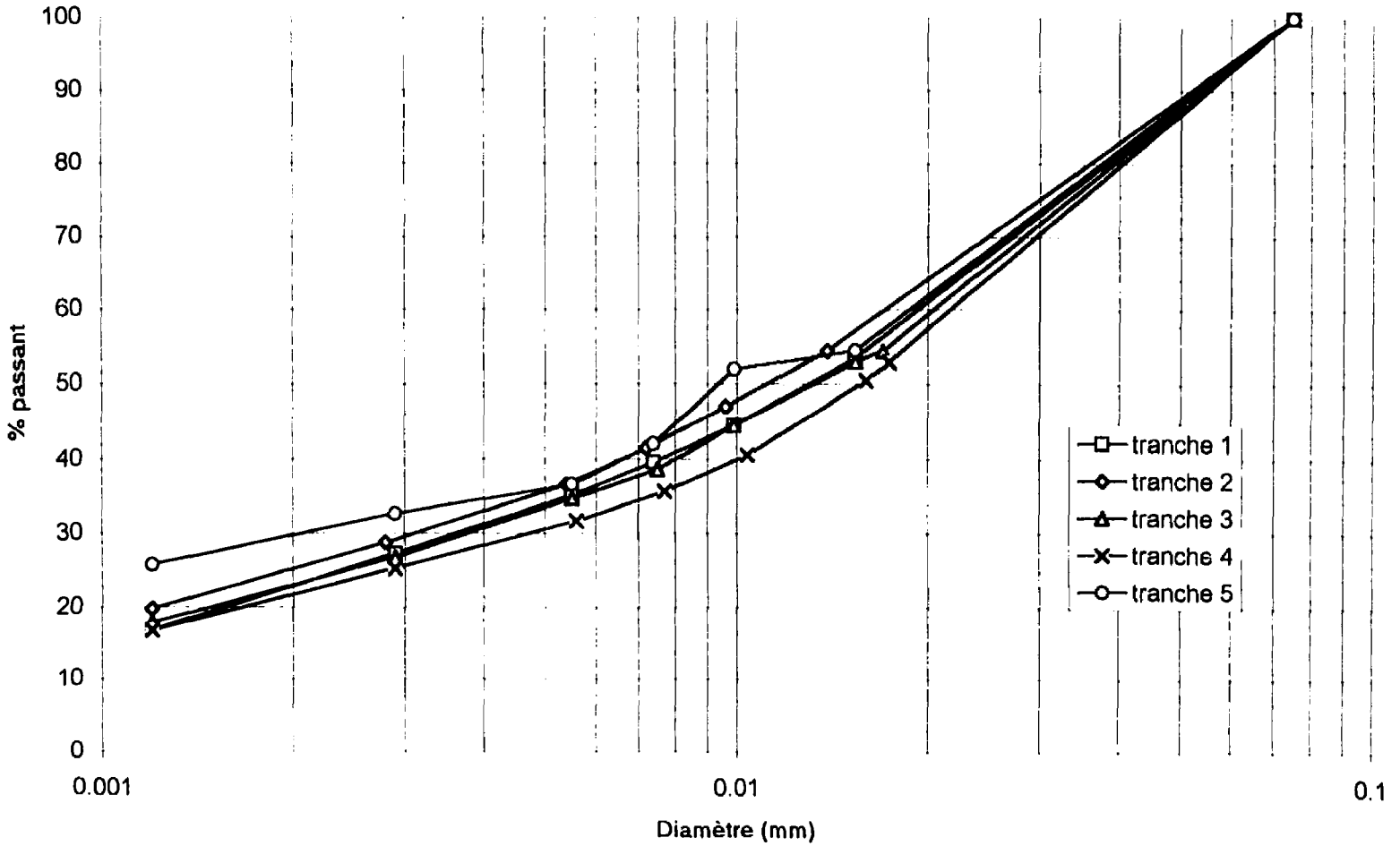


Figure C15. Sédimentométries de l'essai Caniapiscau à l'état naturel

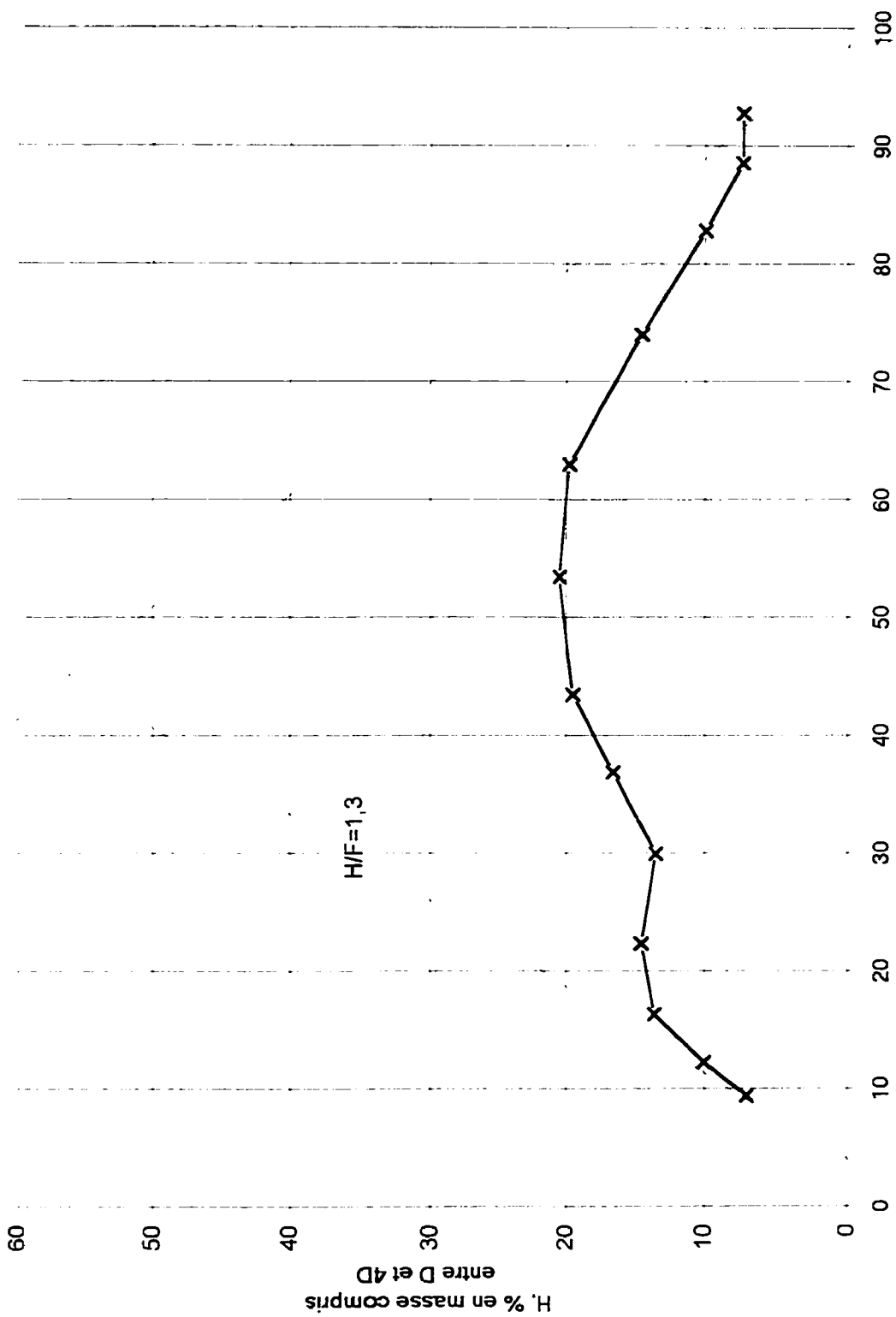


Figure C16. Méthode de Kenney and Lau pour l'essai Caniapiscau à l'état naturel

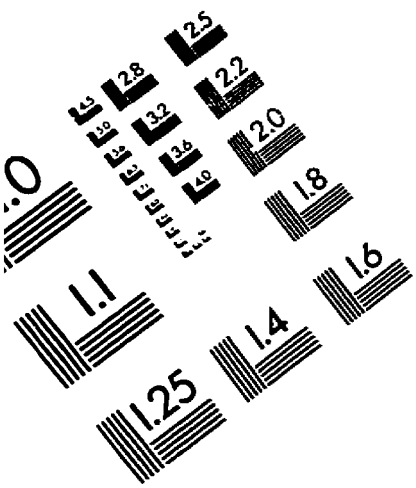
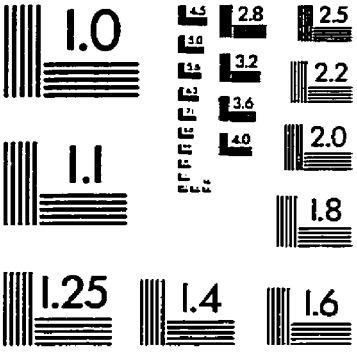
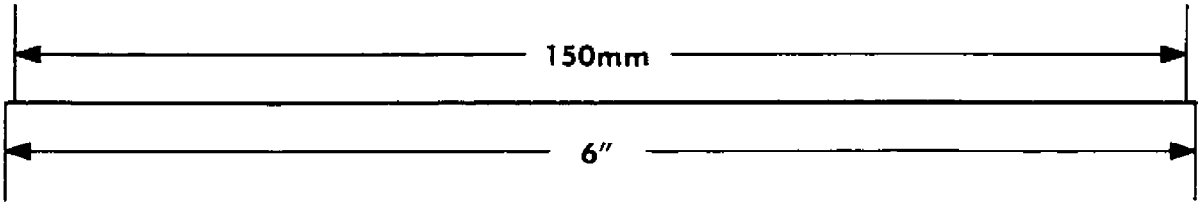
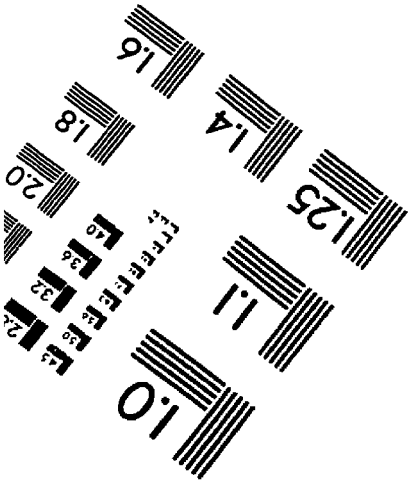
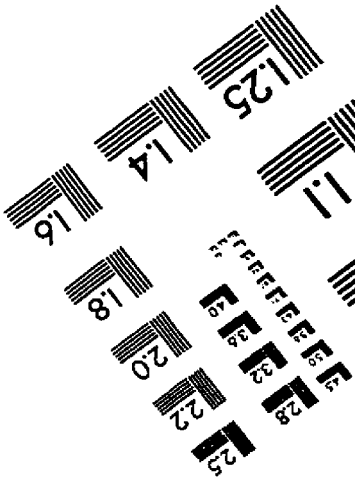


IMAGE EVALUATION TEST TARGET (QA-3)









APPLIED IMAGE . Inc
1653 East Main Street
Rochester, NY 14609 USA
Phone: 716/482-0300
Fax: 716/288-5989

© 1993, Applied Image, Inc., All Rights Reserved