



# **Étude expérimentale et comparative de l'érosion de contact entre un till et différents matériaux filtres grossiers**

**Mémoire**

**Pierre-Olivier Dionne**

**Maîtrise en génie civil - avec mémoire**  
Maître ès sciences (M. Sc.)

Québec, Canada

# **Étude expérimentale et comparative de l'érosion de contact entre un till et différents matériaux filtres grossiers**

**Mémoire**

**Pierre-Olivier Dionne**

Sous la direction de :

Jean-Marie Konrad, ing., Ph.D., directeur de recherche

## **Résumé**

L'érosion de contact est un processus d'érosion interne pouvant être retrouvé dans les barrages en remblai et les digues qui peut mener à la rupture de l'ouvrage. Elle se définit comme le détachement et l'entraînement au travers d'un sol grossier de particules d'un sol fin, sous l'effet d'une sollicitation hydraulique parallèle à l'interface entre les deux matériaux. Cette étude vise à comprendre et à identifier les processus contrôlant l'érosion de contact avec un sol fin étalé (till de Romaine 3) lorsque combiné à différents matériaux grossiers. Pour étudier le processus d'érosion, un dispositif expérimental original a été développé. De plus, dans le but de bien comprendre les processus en jeu avec le sol fin étalé, des essais ont également été effectués avec des sols uniformes afin de servir de comparatif. Il s'avère que l'étalement granulométrique du sol fin a un impact important sur l'initiation et la progression de l'érosion de contact alors que différents mécanismes comme le pavage et le colmatage peuvent se développer et limiter l'érosion, ou même l'arrêter. En se basant les résultats expérimentaux de la présente étude ainsi que ceux recensés dans la littérature, un modèle d'évaluation du seuil de l'érosion est proposé. De plus, une approche expérimentale est proposée afin de faciliter l'étude de l'érosion de contact des sols fins pulvérulents à granulométrie étalée. Finalement, une conceptualisation de l'évolution de l'érosion de contact en fonction de la dimension des particules du sol fin et du sol grossier ainsi que de la sollicitation hydraulique est proposée. Avec cette dernière, la susceptibilité du till de Romaine 3 à l'érosion de contact est définie.

## **Abstract**

Contact erosion is an internal erosion process that can be found in embankment dams and dikes which can lead to failure. It is defined as the pullout and dragging of fines from a base material through an adjacent coarser material under seepage parallel to the interface. This study intends to understand and to identify the mechanisms that control contact erosion with a well-graded base soil (Romaine 3 till) combined with different filter materials. To study the erosion process, a new experimental setup has been developed. Also, in order to properly assess the mechanisms involved with a well-graded base soil, comparative tests have also been performed with poorly-graded base soils. It was found that the grading of the base material has an important impact on the initiation and progression of contact erosion as different mechanisms such as paving and clogging can develop to limit or even stop the erosion. With the experimental results of this study as well as those found in the literature, a model for contact erosion threshold evaluation is proposed. Additionally, an experimental approach is proposed in order to simplify the study of contact erosion for well-graded base soils. Finally, a conceptualization of the erosion process (initiation and evolution) depending on the grain size of both filter and base soils and on the hydraulic solicitation is proposed. The Romaine 3 till susceptibility to contact erosion is assessed with latter conceptualization.

# Table des matières

Résumé.....	iii
Abstract .....	iv
Table des matières .....	v
Liste des tableaux .....	viii
Liste des figures .....	ix
Liste des symboles.....	xiii
Remerciements.....	xvii
<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>1</b>
<b>Contexte.....</b>	<b>1</b>
<b>Problématique.....</b>	<b>1</b>
<b>Objectifs de la recherche.....</b>	<b>6</b>
<b>Organisation du mémoire .....</b>	<b>7</b>
<b>CHAPITRE 1 - ÉTAT DES CONNAISSANCES .....</b>	<b>9</b>
<b>1.1 Notions d'écoulement en milieu poreux.....</b>	<b>10</b>
1.1.1 Les milieux poreux .....	10
Étude des milieux poreux .....	10
1.1.2 Lois d'écoulement en milieu poreux homogène.....	12
1.1.3 Écoulement en milieu multicouche .....	17
Interface et transition entre deux milieux poreux.....	19
1.1.4 Effet mécanique de l'écoulement de l'eau parallèle à une interface entre deux milieux poreux.....	21
1.1.5 Particularité de l'écoulement à l'endroit de la crête d'un barrage.....	25
<b>1.2 Conditions de filtration de l'érosion de contact.....</b>	<b>26</b>
<b>1.3 Conditions hydrauliques de l'érosion de contact.....</b>	<b>31</b>
1.3.1 Influence du sol grossier.....	31
1.3.2 Seuil d'érosion.....	33
Expression et critères d'identification du seuil d'érosion .....	33
Modèles de prédiction du seuil de l'érosion.....	35
Effet de la cohésion sur le seuil d'érosion.....	43
Effet de la surcharge sur le seuil d'initiation.....	45
Sommaire des seuils d'érosion .....	46
1.3.3 Évolution de l'érosion en fonction du temps et de la charge hydraulique .....	51
Modes de transport des particules .....	51
Expression du débit solide d'érosion.....	52
Modèles de prédiction du taux d'érosion ou de transport des particules.....	53
<b>1.4 Appareillages existants pour l'étude de l'érosion de contact .....</b>	<b>56</b>
<b>1.5 Matériaux testés dans la littérature .....</b>	<b>59</b>
<b>1.6 Principes d'essais de perméabilité en laboratoire .....</b>	<b>60</b>
<b>CHAPITRE 2 - MONTAGE EXPÉRIMENTAL ET MODE OPÉRATOIRE.....</b>	<b>63</b>
<b>2.1 Description du montage expérimental.....</b>	<b>63</b>

2.2	Mise en place des matériaux .....	68
2.3	Procédure expérimentale .....	70
<b>CHAPITRE 3 - SOLS TESTÉS ET PROGRAMME EXPÉRIMENTAL .....</b>		<b>73</b>
3.1	<b>Matériaux de base (fins).....</b>	<b>73</b>
3.1.1	Till de Romaine 3 .....	73
3.1.2	Sables uniformes .....	75
3.1.3	Résumé des matériaux fins .....	76
3.2	<b>Matériaux filtres (grossiers) .....</b>	<b>76</b>
3.3	<b>Programme expérimental .....</b>	<b>78</b>
<b>CHAPITRE 4 - RÉSULTATS TYPIQUES D'ESSAIS EN LABORATOIRE .....</b>		<b>83</b>
4.1	<b>Résultats typiques d'un essai sans érosion ou avec érosion minimale .....</b>	<b>83</b>
4.1.1	Sollicitation hydraulique de l'échantillon et processus d'érosion .....	84
4.1.2	Résultats qualitatifs et observations .....	87
4.2	<b>Résultats typiques d'essais avec érosion de contact : Sables uniformes.....</b>	<b>88</b>
4.2.1	Sollicitation hydraulique de l'échantillon et processus d'érosion .....	88
4.2.2	Résultats qualitatifs et observations .....	92
4.3	<b>Résultats typiques d'essais avec érosion de contact : Till de Romaine 3.....</b>	<b>94</b>
4.3.1	Sollicitation hydraulique de l'échantillon et processus d'érosion .....	94
4.3.1.1	Processus de colmatage .....	99
4.3.2	Évolution granulométrique de l'interface.....	103
4.3.3	Résultats qualitatifs et observations .....	107
<b>CHAPITRE 5 - ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX.....</b>		<b>111</b>
5.1	<b>Critère minimal de filtration (érosion nulle) pour le till de Romaine 3.....</b>	<b>111</b>
5.1.1	Identification du critère minimal de filtration (érosion nulle).....	111
	Comparaison avec les critères de filtre énoncés dans la littérature .....	112
5.1.2	Activation de la filtration.....	114
5.2	<b>Initiation et développement de l'érosion de contact pour un matériau de base à granulométrie uniforme .....</b>	<b>114</b>
5.2.1	Description du processus d'érosion de contact pour un matériau à granulométrie uniforme .....	115
5.2.2	Initiation de l'érosion de contact .....	116
	Comparaison avec les différents modèles de la littérature .....	119
	Dépendance du seuil d'érosion au sol grossier.....	123
	Proposition d'approche pour l'évaluation du seuil critique des sols de bases uniformes et pulvérulents .....	126
5.2.3	Évolution de l'érosion de contact avec la sollicitation hydraulique.....	129
	Comparaison avec les différents modèles de la littérature .....	130
5.3	<b>Initiation et développement de l'érosion de contact pour le till de Romaine 3, matériau à granulométrie étalée .....</b>	<b>134</b>
5.3.1	Description du processus .....	134
5.3.2	Initiation de l'érosion de contact .....	136
	Définition et évaluation de l'initiation de l'érosion de contact .....	138

Comparaison avec les résultats obtenus pour des sables uniformes.....	141
Comparaison avec les différents modèles de la littérature .....	141
5.3.3 Évolution de l'érosion de contact avec le temps et la sollicitation hydraulique	143
Processus de pavage .....	145
Processus de colmatage du filtre .....	149
Critères d'érosion excessive .....	152
5.3.4 Proposition d'approche expérimentale et d'analyse pour l'étude des sols à granulométrie étalée .....	155
<b>5.4 Synthèse de la mécanique de l'érosion de contact et proposition d'un modèle conceptuel.....</b>	<b>160</b>
<b>5.5 Influence du degré de saturation du filtre.....</b>	<b>164</b>
<b>CHAPITRE 6 - SUSCEPTIBILITÉ DU TILL DE ROMAINE 3 À L'ÉROSION DE CONTACT : EXEMPLE D'APPLICATION PRATIQUE DU MODÈLE CONCEPTUEL PROPOSÉ .....</b>	<b>165</b>
<b>CONCLUSION.....</b>	<b>168</b>
<b>Retour sur les travaux effectués.....</b>	<b>168</b>
Érosion de contact pour des sols de base uniformes .....	169
Érosion de contact pour des sols de base étalés .....	170
Synthèse de la mécanique de l'érosion de contact .....	171
Caractérisation de la susceptibilité à l'érosion de contact du till de Romaine 3 .....	171
<b>Recommandations pour travaux subséquents .....</b>	<b>172</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>173</b>
<b>ANNEXE - PRÉSENTATION DES RÉSULTATS.....</b>	<b>180</b>
<b>1 - Résultats de l'Essai P1 .....</b>	<b>181</b>
<b>2 - Résultats de l'Essai-1 .....</b>	<b>183</b>
<b>3 - Résultats de l'Essai-2 .....</b>	<b>199</b>
<b>4 - Résultats de l'Essai-3 .....</b>	<b>224</b>
<b>5 - Résultats de l'Essai-4 .....</b>	<b>228</b>
<b>6 - Résultats de l'Essai-5 .....</b>	<b>232</b>
<b>7 - Résultats de l'Essai-6 .....</b>	<b>239</b>
<b>8 - Résultats de l'Essai-7 .....</b>	<b>243</b>
<b>9 - Résultats de l'Essai-8 .....</b>	<b>247</b>
<b>10 - Résultats de l'Essai-9 .....</b>	<b>251</b>

## Liste des tableaux

Tableau 1-1 : Critères de filtre pour la limite de l'érosion nulle pour des sols non-dispersifs (Traduit de USBR (2011), original de FEMA (2011)).....	28
Tableau 3-1 : Caractéristiques des matériaux de base utilisés pour le programme expérimental .....	76
Tableau 3-2 : Caractéristiques des matériaux grossiers utilisés pour le programme expérimental .....	78
Tableau 3-3 : Résumé des essais d'érosion de contact réalisés dans le cadre du programme expérimental .....	81
Tableau 5-1 : Résumé des essais ayant servi à la détermination de la limite de l'érosion nulle du till de Romaine 3 .....	112
Tableau 5-2 : Comparaison entre la limite d'érosion nulle évaluée expérimentalement et les critères de la littérature .....	113
Tableau 5-3 : Résultats expérimentaux obtenus comparés aux différents modèles d'estimation de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre critique .....	119
Tableau 5-4 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et les différents modèles d'estimation de la vitesse moyenne d'initiation ou critique dans le filtre .....	140
Tableau 5-5 : Vitesse d'initiation du colmatage et ratio $D_{15F}/d_{85B}$ (till de Romaine-3) .....	150
Tableau 5-6 : Comparaison entre la dimension des ouvertures définie par Sherard et al. (1984a) et le diamètre maximal érodé pour chaque essai avec érosion.....	151
Tableau 5-7 : Critères géométriques limites pour que l'érosion excessive se développe (Traduit de USBR (2011) (original de FEMA (2011))) .....	152
Tableau 5-8 : Comparaison des vitesses d'érosion excessive pour une masse érodée normalisée correspondant à $0,25 \text{ g/cm}^2$ .....	155

## Liste des figures

Figure 1 : Répartition des types de barrages détenus par Hydro-Québec en 2002 (Hydro-Québec (2015)).	1
Figure 2 : Coupe d'un barrage en remblai avec les différents interfaces possibles (Schuler et Brauns, 1993).	2
Figure 3 : Franchissement d'un noyau de till dans un barrage en remblai : endroits à risque au développement de l'érosion de contact.	5
Figure 4 : Vue en plan schématisée des infrastructures d'un barrage ainsi que des intrants et extrants en eau dans le réservoir.	6
Figure 1-1 : Représentation du volume élémentaire représentatif (VER) et des différentes échelles d'étude (modifiée de Nield et Bejan (2006)).	11
Figure 1-2 : Définition du VER (traduite de Bear (2006)).	12
Figure 1-3 : Représentation schématique de la relation entre le gradient hydraulique et la vitesse d'écoulement moyenne du fluide (traduite et modifiée de (Hlushkou et Tallarek, 2006)).	15
Figure 1-4 : Profils verticaux de vitesse et de porosité à un endroit unique de l'interface entre un matériau supérieur grossier (7,3 mm) et un matériau inférieur fin (3 mm) tous deux composés de billes de verre. Zone de transition délimitée par les lignes rouges (Béguin, 2011).	20
Figure 1-5 : Représentation schématique des forces agissant à l'interface entre deux sols (tirée de (Wörman et Olafsdottir, 1992)).	22
Figure 1-6 : Distribution normalisée des vitesses horizontales du fluide (a) et des contraintes de cisaillement exercées par celui-ci à l'interface (b). (Béguin et al., 2013b).	24
Figure 1-7 : Effet du degré de saturation sur la conductivité hydraulique d'un sable de catégorie SP (traduite de Chapuis (2004a)).	26
Figure 1-8 : Montage typique d'essai d'érosion nulle (NEF) et d'essai d'érosion continue (CEF) développé et utilisé par Sherard et Dunnigan (1989) et Foster et Fell (2001).	29
Figure 1-9 : Abaque de conception d'un matériau filtrant ( $J=i$ , le gradient hydraulique) (Istomina, 1957).	30
Figure 1-10 : Diagramme de Shields original : Paramètre de Shields en fonction du nombre de Reynolds des grains (Shields, 1936).	37
Figure 1-11 : Abaque développé par Istomina (1957) ( $\eta=d_{60B}/d_{10B}=C_u$ ).	43
Figure 1-12 : Dépendance de la vitesse critique à la contrainte appliquée sur l'échantillon (Béguin, 2011).	45
Figure 1-13 : Synthèse des vitesses critiques expérimentales et des modèles disponibles dans la littérature développés pour prédire le seuil d'initiation de l'érosion de contact. (inspirée de Béguin et al. (2012)) ( $D_{15F}=25$ mm, $n_F=40\%$ ) (pour De Graauw (1984), $V_{fer}$ est estimée à partir de $i_{cr}$ ).	47
Figure 1-14 : Relation entre la vitesse moyenne critique dans le filtre et le $D_{15F}$ pour des sols de base pulvérulents uniformes (croix) ayant un diamètre moyen ( $d_{50B}$ ) entre 0,16 et 0,82 mm et pour un silt à granulométrie étalée (cercle). Résultats pouvant avoir été influencés par des effets de filtration retirés.	49
Figure 1-15 : Relation entre la vitesse de Darcy du filtre critique et le ratio $D_{F15}/d_{b85}$ (Béguin, 2011).	50
Figure 1-16 : Montage expérimental développé par Van der Meulen (1984).	58

Figure 1-17 : Montage expérimental développé par Ho (2007) et modifié par Guidoux et al. (2010).	58
Figure 1-18 : Influence de l'effet de bord sur la porosité (modifiée de Cheng et al. (1991) et tirée de Nield et Bejan (2006))	61
Figure 2-1 : Schéma du montage expérimental	64
Figure 2-2 : Photo du montage expérimental (débitmètres non visibles sur la photo)	65
Figure 2-3 : Détail schématique du perméamètre	65
Figure 2-4 : Piézomètre rigide en plastique	66
Figure 2-5 : Piézomètre souple en plastique	66
Figure 3-1 : Courbes granulométriques des matériaux fines (bases- lignes pleines) et des matériaux grossiers (filtres - lignes pointillées) utilisés pour cette étude	73
Figure 3-2 : Courbe Proctor normal du till de Romaine 3	75
Figure 4-1 : Essai-3 – Paliers de vitesse dans le filtre et érosion cumulative en fonction du temps	84
Figure 4-2 : Essai-3 – Gradients hydrauliques dans l'échantillon en fonction du temps	85
Figure 4-3 : Positionnement des capteurs et calculs des gradients hydrauliques	85
Figure 4-4 : Essai-3 – Gradient hydraulique et nombre de Reynolds dans le filtre en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre	86
Figure 4-5 : Essai-3 – Variation du volume de l'échantillon en fonction du temps	87
Figure 4-6 : Essai-3 – Évolution de l'interface au cours de l'essai	87
Figure 4-7 : Essai-6 – Paliers de vitesse dans le filtre et érosion cumulative en fonction du temps	89
Figure 4-8 : Essai-6 – Gradients hydrauliques dans l'échantillon en fonction du temps	89
Figure 4-9 : Essai-6 – Gradient hydraulique et nombre de Reynolds dans le filtre en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre	90
Figure 4-10 : Essai-6 – Taux de transport et vitesse de moyenne dans le filtre en fonction du temps	91
Figure 4-11 : Essai-6 – Taux de transport en fonction de la vitesse moyenne dans le filtre	92
Figure 4-12 : Comparaison du contact final (a) et du contact initial (b)	93
Figure 4-13 : Évolution de l'interface au cours de l'essai	94
Figure 4-14 : (a) Essai-9 – Paliers de vitesse de Darcy du filtre et érosion cumulative en fonction du temps et (b) détail de la figure (a) pour les paliers avec érosion non négligeable	95
Figure 4-15 : Essai-9 – Gradients hydrauliques dans l'échantillon en fonction du temps	96
Figure 4-16 : Essai-9 – Gradient hydraulique et nombre de Reynolds en fonction de la vitesse Darcy du filtre	97
Figure 4-17 : Essai-9 – Taux de transport et vitesse moyenne de l'écoulement en fonction du temps	98
Figure 4-18 : Essai-9 – Taux de transport en fonction de la vitesse moyenne dans le filtre	98
Figure 4-19 : Essai-9 – Variation du volume de l'échantillon durant l'essai	99
Figure 4-20 : Essai-5 – Processus de colmatage du filtre	100
Figure 4-21 : Essai-5 – Évolution de la charge hydraulique totale en fonction du débit.	101
Figure 4-22 : Essai-5 – a) Colmatage du filtre à l'aval du montage. b) Particules du sol fin dans le filtre. c) Progression de la concentration des particules fines dans le matériau filtre de l'amont (gauche) vers l'aval (droite)	102

Figure 4-23 : Essai-9 – a) Tri granulométrique de l’interface du sol de base. b) Pavage de l’interface entre le sol grossier et le sol de base .....	104
Figure 4-24 : Granulométrie finale du till de Romaine 3 à l’interface par rapport au sol initial et au filtre.....	105
Figure 4-25 : Essai-9 – Granulométrie du sol érodé, et évolution du sol de base à l’interface .....	106
Figure 4-26 : Essai-9 – Évolution de la masse érodée cumulative en fonction de la vitesse d’écoulement dans le filtre .....	106
Figure 4-27 : Essai-9 – Développement et fermeture (a à d) d’un tuyau d’érosion à l’amont (écoulement de la droite vers la gauche) .....	108
Figure 5-1 : Essai-6 – Méthode de détermination de la vitesse d’initiation et de la vitesse critique définie par Bezuijen et al. (1987) .....	118
Figure 5-2 : Diagramme de Shields : Paramètre de Shields en fonction du nombre de Reynolds des grains (Shields, 1936) et enveloppe proposée par Paphitis (2001) .....	121
Figure 5-3 : Évolution du ratio $v_{Fcr}/V^*_{cr}$ en fonction du diamètre moyen du sol fin .....	122
Figure 5-4 : Relation entre la vitesse moyenne de l’écoulement dans le filtre critique et le diamètre des grains grossiers correspondant à 15% de passant en masse pour des sols de base ayant un diamètre moyen ( $d_{50B}$ ) entre 0,15 et 0,82 mm .....	124
Figure 5-5 : Évolution de la vitesse moyenne critique dans le filtre normalisée ( $v_{Fcr}/V^*_{cr}$ ) en fonction du nombre de Reynolds du filtre ( $Re_F$ ) .....	126
Figure 5-6 : Comparaison des modèles de prédiction de la vitesse moyenne critique dans le filtre. (a) Modèle proposé (éq. 5.1). Modèle de : (b) Bezuijen et den Adel (1987 et 1994), (c) Brauns (1985), (d) Shields-Béguin (2012) et (e) de Graauw (1994) .....	128
Figure 5-7 : Comparaison entre les données expérimentales et : (a) le modèle de transport développé par Wörman et Olafsdottir (1992), (b) le modèle de transport développé par Den Adel et al. (1994). .....	131
Figure 5-8 : Essai-9 – Méthode de détermination de la vitesse d’initiation ( $v_{F, init}$ ) .....	139
Figure 5-9 : Comparaison de la vitesse d’initiation ou critique de l’érosion de contact évaluée expérimentalement et avec le modèle de prédiction de la vitesse moyenne critique dans le filtre proposé à l’équation 5.1.....	143
Figure 5-10 : Comparaison de l’évolution du taux de transport moyen en fonction de la vitesse pour le till de Romaine 3 et des sables uniformes .....	145
Figure 5-11 : Conceptualisation de l’évolution de la granulométrie du sol fin à l’interface au cours d’un essai d’érosion de contact. ....	145
Figure 5-12 : Essai-9 – Vitesse d’initiation de l’érosion par dimension des particules composant le till. La flèche indique qu’aucune particule de cette dimension n’a été érodée lors de l’essai.....	147
Figure 5-13 Évolution de la masse érodée par unité de surface en fonction de la vitesse moyenne de l’écoulement dans le filtre et évaluation de la vitesse d’initiation de l’érosion excessive.....	154
Figure 5-14 : (a) et (b) Effet du pavage de l’interface et du colmatage du filtre pour les vitesses élevées sur l’évolution du taux de transport en fonction du temps pour chaque palier de vitesse de l’Essai-9. ....	157
Figure 5-15 : (a) et (b) Effet du pavage de l’interface et du colmatage pour les vitesses élevées sur l’évolution de la masse érodée cumulative en fonction du temps pour l’Essai-9. (c) Conceptualisation de l’effet à long terme.....	159

Figure 5-16 : Conceptualisation de l'approche proposée pour un sol à granulométrie étalée .....	160
Figure 5-17 : Conceptualisation des limites d'érosion pour un sol fin étalé adaptée à l'érosion de contact (Figure a traduite et adaptée de Foster et Fell (2001)) .....	161
Figure 5-18 : Conceptualisation des limites d'érosion pour un sol fin uniforme adaptée à l'érosion de contact (Figure a traduite et adaptée de Foster et Fell (2001)).....	162
Figure 5-19 : Arbre de détermination de la susceptibilité d'un matériau fin à l'érosion de contact.....	163
Figure 6-1 : Caractérisation du Till de Romaine 3 à l'érosion de contact selon le modèle développé.....	166

## Liste des symboles

Symbole	Définition	Dimensions
a	Paramètre visqueux de la loi de Forchheimer (1/k)	T/L
a	Paramètre empirique de Worman et Olafsdottir (1992)	-
A	Aire du milieu poreux transversale à l'écoulement	L <sup>2</sup>
A <sub>filtre</sub>	Aire du filtre perpendiculaire à l'écoulement	L <sup>2</sup>
A <sub>s</sub>	Surface spécifique du matériau granulaire	1/L
A <sub>v</sub>	Aire du milieu poreux transversale à l'écoulement occupée par les vides	L <sup>2</sup>
b	Paramètre inertiel de la loi de Forchheimer	T <sup>2</sup> /L <sup>2</sup>
b	Paramètre empirique de Worman et Olafsdottir (1992)	-
b <sub>1</sub>	Constant empirique de transport de Guidoux et al. (2010)	-
c	Paramètre empirique de Worman et Olafsdottir (1992)	-
C <sub>c</sub>	Coefficient de courbure	-
c <sub>f</sub>	Coefficient de forme inertiel (Joseph, 1982)	-
C <sub>f</sub>	Coefficient de résistance de la couche grossière d'Hoffmans	L <sup>1/2</sup> /T
CF	Contenu en fines	%
c <sub>o</sub>	paramètre de Kozeny	1/(LT)
C <sub>u</sub>	Coefficient d'uniformité	-
d <sub>HB</sub>	Diamètre effectif du sol de base	L
d <sub>xB</sub>	Diamètre des grains du sol de base ou fin correspondant à x % de passant	L
D	Diamètre caractéristique des grains du sol	L
D <sub>HF</sub>	Diamètre effectif du filtre	L
D <sub>xF</sub>	Diamètre des grains du sol filtre ou grossier correspondant à x % de passant	L
e	Coefficient de proportionnalité (Bezuijen, 1987)	-
e <sub>F</sub>	Indice des vides du sol grossier	-
e <sub>B</sub>	Indice des vides du sol de base	-
F <sub>w</sub>	Poids d'une particule	F

$F_{adh}$	Force d'adhésion interparticulaires	F
$Fr^*_{cr}$	Nombre de Froude critique (Brauns, 1985)	-
$g$	Accélération gravitationnelle	$L/T^2$
$G$	Taux de transport volumique de solide par unité de largeur (Worman et Olafsdottir, 1992)	$L^2/T$
$G^*$	Taux de transport volumique de solide par unité de largeur normalisée (Worman et Olafsdottir, 1992)	-
$G_s$	Densité des grains solides	-
$H$ ou $h$	Charge hydraulique totale	L
$i$	Gradient hydraulique	-
$i_{cr}$	Gradient hydraulique critique	-
$i_{max}$	Gradient hydraulique maximal pendant un essai	-
$k$	Conductivité hydraulique	$L/T$
$K$	Perméabilité intrinsèque	$L^2$
$k_{er}$	Coefficient d'érosion	$[T/L]$
$l$	Longueur du milieu poreux sur laquelle se fait la perte de charge	L
$m_{cum}$	Masse érodée cumulative	M
$n$	Porosité	-
$n_F$	Porosité du filtre ou matériau grossier	-
$p$	Pression	$F/L^2$
$q$	Taux de transport des particules érodées	$M/L/T$
$Q$	Débit	$L^3/T$
$Re$	Nombre de Reynolds	-
$t$	Temps	T
$T$	Température	$\Theta$
$u$	Pression interstitielle	$F/L^2$
$v$	Vitesse moyenne d'écoulement	$L/T$
$v_{filtre}$	Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre	$L/T$
$v_{Fcont.}$	Vitesse d'érosion continue	$L/T$
$v_{Fcr}$	Vitesse moyenne critique de l'écoulement dans le filtre	$L/T$

$V_{FcrBez}$	Vitesse moyenne critique de l'écoulement dans le filtre selon le critère de Bezuijen (1987)	L/T
$V_{Finit}$	Vitesse d'initiation de l'érosion de contact	L/T
$V_{Fmax}$	Vitesse moyenne d'écoulement dans le filtre maximale pendant un essai	L/T
$v_p$	Vitesse moyenne du fluide dans un pore	L/T
$v_{pcr}$	Vitesse critique du fluide dans un pore	L/T
$V_{cr}^*$	Vitesse de friction à l'interface critique	L/T
$V_T$	Volume total du sol	L <sup>3</sup>
$V_V$	Volume des vides	L <sup>3</sup>
w	Teneur en eau	%
x	Distance	L
z	Charge de position	L
$\alpha$	Facteurs de forme empirique (Ergun et Orning, 1949)	-
$\alpha_{15}$	Coefficient (Hoffmans, 2008)	-
$\alpha_{forme}$	Coefficient de forme de Wörman	-
$\beta$	Facteurs de forme empirique (Ergun et Orning, 1949)	-
$B_{adh}$	Paramètre empirique prenant en compte la phénomènes à l'origine de la cohésion	[L <sup>2</sup> ]
$\varepsilon$	Taux d'érosion de particules	M/L <sup>2</sup> /T
$\lambda$	Paramètre d'état de l'érosion (Worman et Olafsdottir, 1992)	-
$\rho_d$	Masse volumique du sol sec	M/L <sup>3</sup>
$\rho_f$	Masse volumique du fluide	M/L <sup>3</sup>
$\rho_w$	Masse volumique de l'eau	M/L <sup>3</sup>
$\tau_o$	Contrainte de cisaillement s'appliquant à la base d'une rivière	F/L <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	Contrainte de cisaillement critique de Shields	F/L <sup>2</sup>
$\tau_F$	Contrainte de cisaillement due à un écoulement dans un milieu poreux.	$\tau_o$
$\Psi_{cr}$	Paramètre de Shields critique	-
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau	F/L <sup>3</sup>
$\gamma_s$	Poids volumique des grains solides	F/L <sup>3</sup>

$\Delta h$	Perte de charge	L
$\mu_w$	Viscosité dynamique de l'eau	M/(L*T)
$\nu$	Viscosité cinématique du fluide	L <sup>2</sup> /T

## Remerciements

Mes premiers remerciements vont à M. Jean-Marie Konrad pour avoir accepté d'être mon directeur de recherche pour ce projet de maîtrise. Merci de m'avoir approché pour la réalisation de ce projet. La liberté d'action et l'autonomie que vous m'avez conférées durant ces années m'auront permis de développer des aptitudes allant bien au-delà des connaissances techniques.

Par la suite, je remercie spécialement M. François Gilbert, professionnel de recherche au CRIBAR, pour sa contribution importante à la réalisation du montage expérimental, mais aussi pour ses nombreux conseils et son écoute.

J'adresse des remerciements à M. Marc Lebeau, professionnel de recherche au CRIBAR durant ma maîtrise, pour son support et les discussions techniques que nous avons eues. Merci de m'avoir appuyé tout en me challengeant techniquement sur ce que je faisais.

Ensuite, j'adresse des remerciements à tous mes collègues étudiants que j'ai croisés durant ces années à la maîtrise. Nous avons eu de bons moments et de bonnes discussions durant ces années d'études.

J'adresse un témoignage de remerciement très (très) spécial à ma conjointe Rosée-Anne, ainsi qu'à mes parents, Micheline et Gilbert, qui ont toujours été là pour m'aider et m'encourager. Merci Rosée de m'avoir enduré durant tout ce temps.

Finalement, j'aimerais remercier les nombreux partenaires de la chaire de recherche CRSNG – Hydro-Québec sur l'optimisation du cycle de vie des barrages en remblai.

# Introduction

## Contexte

En développant les ouvrages de retenue des eaux (barrages et digues), l'Homme a réussi à contrôler les rivières et leurs crues. Il a ainsi trouvé un moyen de prévenir les inondations et les sécheresses, de contrôler les réserves d'eau pour les cultures et depuis le XXe siècle, de produire une énergie propre et renouvelable : l'hydroélectricité. Ce type d'énergie est au centre de l'économie québécoise alors qu'en 2011, plus de 95% de l'énergie de la province était produite de cette façon (MERNQ, 2013). Ceci est principalement dû à la très grande quantité de rivières au débit important présentes sur le territoire de la province de Québec.

Pour exploiter ce grand potentiel hydroélectrique, la Société Hydro-Québec a construit sur le territoire de la province près de 550 ouvrages de retenue afin de permettre l'exploitation des rivières. De ces barrages et digues, près des trois quarts sont des ouvrages en remblai construits avec des matériaux naturels (figure 1). En effet, la présence à proximité de quantités importantes de matériaux naturels de qualité fait de ceux-ci un choix économiquement judicieux pour la construction de ces ouvrages. Le till est entre autres souvent utilisée pour constituer le noyau des barrages en enrochement d'Hydro-Québec.

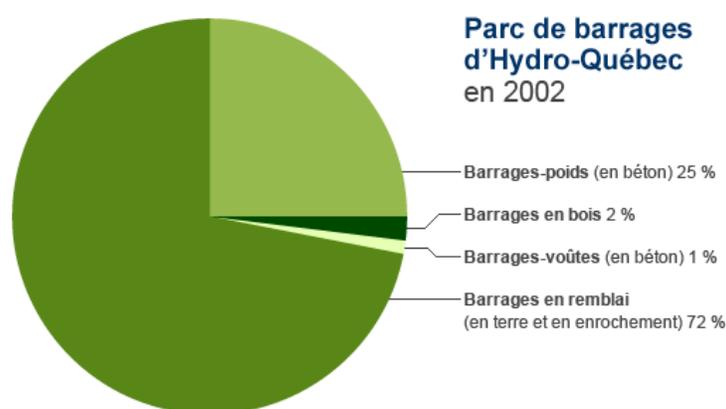


Figure 1 : Répartition des types de barrages détenus par Hydro-Québec en 2002 (Hydro-Québec (2015)).

## Problématique

Les barrages en remblai sont habituellement construits avec plusieurs types de matériaux ayant des rôles différents. Ces structures qui reposent sur le sol naturel et/ou le roc sous-

jaçant se composent d'un noyau interne imperméable constitué d'un matériau fin, tel qu'un till, enveloppé d'une couche de matériaux de transitions filtrants et/ou drainants lequel est recouvert, dans plusieurs cas, d'un enrochement (figure 2). Les diverses interfaces entre ces différentes zones, combinées à l'hétérogénéité inhérente due à l'utilisation de grandes quantités de matériaux naturels engendrent autant de possibilités de développement de l'érosion interne (encadrés de la figure 2) dès lors qu'un écoulement est présent dans l'infrastructure. L'érosion interne se définit d'ailleurs comme l'arrachement et le transport de particules de sol sous l'effet d'un écoulement dans un barrage, dans ses fondations ou entre le barrage et ses fondations (ICOLD, 2013). Il s'agit donc d'un phénomène vaste et complexe, ce qui explique en partie pourquoi l'érosion interne est, à travers le monde, la seconde cause la plus importante de rupture des barrages en remblai après la surverse selon Foster et al. (2000). Elle aurait causé près de 46% des ruptures recensées selon ces mêmes auteurs.

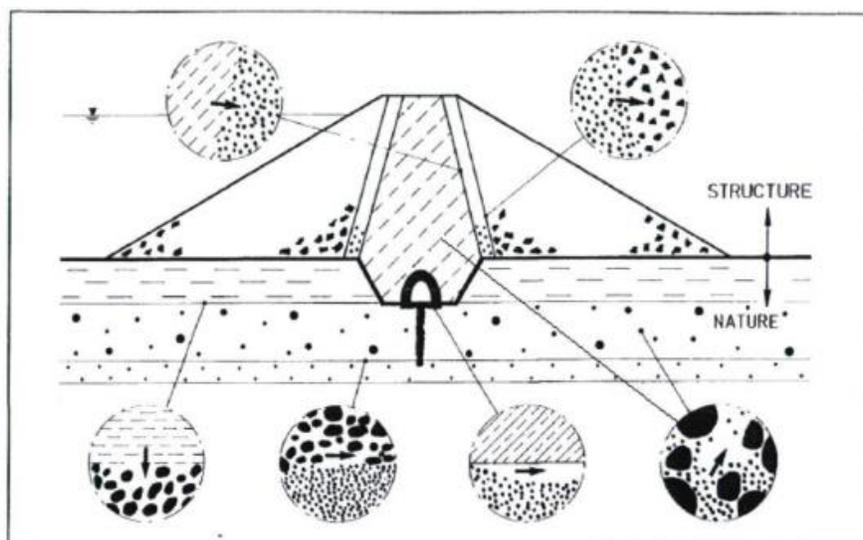


Figure 2 : Coupe d'un barrage en remblai avec les différents interfaces possibles (Schuler et Brauns, 1993).

Selon la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB ou ICOLD (2013)), il existe quatre mécanismes d'érosion interne. Il s'agit de la suffosion, de l'érosion de conduit, de l'érosion régressive et de l'érosion de contact. Cette dernière est le sujet de la présente recherche.

La suffosion, illustrée à la figure 2 dans le coin inférieur droit, consiste en l'érosion des particules fines d'un matériau donné au travers même des vides de sa structure grossière. L'érosion de conduit se manifeste quant à elle dans les ouvertures et les fissures où la concentration de l'écoulement dans ces cavités qui agissent comme un conduit provoque l'érosion des parois de ce dernier. Pour ce qui est de l'érosion régressive, il s'agit d'un phénomène qui est initié à partir de la face aval d'un barrage par le détachement de particules sous l'effet de l'écoulement et qui progresse vers l'amont en développant un conduit par lequel le processus évolue.

Pour sa part, l'érosion de contact (aussi appelée suffosion de contact ou érosion d'interface (Béguin et al., 2012)) consiste en l'arrachement et l'entraînement des particules d'un sol fin partageant une interface avec un sol grossier lorsqu'il y a un écoulement parallèle à cette interface. L'écoulement plus important dans le sol grossier dû à sa plus grande perméabilité va induire un cisaillement (frottement) à l'interface en raison de la traînée. S'il est suffisamment fort, cet écoulement peut arracher les particules de sol fin et les emporter hors de la structure par l'entremise du sol grossier. Dans un barrage en remblai, cette situation peut se produire seulement lorsque la couche de sol enveloppant le noyau ne respecte pas les critères de filtre. Il y a donc deux conditions à l'apparition de l'érosion de contact, soit une condition géométrique où les particules du sol fin doivent pouvoir passer au travers du sol grossier, et une condition hydraulique où la sollicitation de l'eau doit être suffisante pour arracher et transporter les grains.

Sans s'y limiter, les critères de filtre peuvent ne pas être respectés dans les situations suivantes :

1. Lorsque des tassements différentiels, de la ségrégation dans les matériaux lors de la construction, l'erreur humaine ou un autre processus d'érosion interne (i.e. suffosion) dans le filtre entourant le noyau modifient les caractéristiques initiales et/ou prévues du barrage ou de la digue.
2. Lorsque les critères de filtre ne sont tout simplement pas considérés dans le design et la construction. Il est en effet possible de croire que certains barrages plus anciens

n'ont pas été conçus en respectant les critères de filtration en raison de l'avancement des connaissances à ce moment.

3. Lorsque la construction de filtres conformes est trop dispendieuse, notamment en raison de l'accessibilité difficile à des matériaux de qualité, et ce, en grandes quantités.

Le dernier point a d'ailleurs mené certains auteurs (Den Adel et al., 1994) à proposer l'introduction des critères hydrauliques dans le design des filtres pour permettre la construction de filtres plus économiques ne respectant pas entièrement les conditions de filtration.

Tel qu'illustré à la figure 2, l'érosion de contact peut se développer de plusieurs façons à l'intérieur d'un barrage en remblai. La présente étude se concentre toutefois sur un cas, qui n'est pas illustré sur cette figure, soit le franchissement du noyau. Ce dernier phénomène est illustré à la figure 3 et survient lorsque le niveau du réservoir dépasse son niveau maximal d'exploitation (niveau A, figure 3) de même que la crête du noyau pour se retrouver entre la crête du barrage et la crête du noyau (niveau B, figure 3). À ce moment, un écoulement parallèle à l'interface sol fin / sol grossier pouvant causer l'érosion de contact en crête du noyau et sur la surface aval de ce dernier est initié. Cette étude se concentre uniquement sur le phénomène pouvant prendre place en crête du noyau, soit où l'écoulement est perpendiculaire à la gravité.

De plus, comme les tills sont des matériaux très couramment utilisés pour la construction des noyaux des barrages québécois. Leur caractérisation selon différents aspects pouvant être problématiques, telle l'érosion interne, est donc primordiale pour l'expertise locale. De cette façon, la présente étude se concentre précisément sur le cas de l'érosion de contact pouvant se développer lors du franchissement d'un noyau de till.

Trois éléments distincts peuvent être à l'origine d'un franchissement du noyau. Ils sont illustrés sur la vue en plan schématisée d'un barrage (figure 4). Tout d'abord, la cause peut provenir des intrants. Ceci fait référence au débit entrant dans le réservoir (en noir sur la vue en plan) qui est prédit par les hydrologues. Les sources des intrants sont les cours d'eau, les

précipitations directes, les écoulements du bassin versant, etc. Malgré la grande capacité des hydrologues à prévoir les entrées d'eau dans le réservoir et à gérer le niveau de ce dernier, il est toujours possible qu'un évènement extrême survienne, surtout à l'ère des changements climatiques qui rendent ce genre d'épisode plus fréquent.

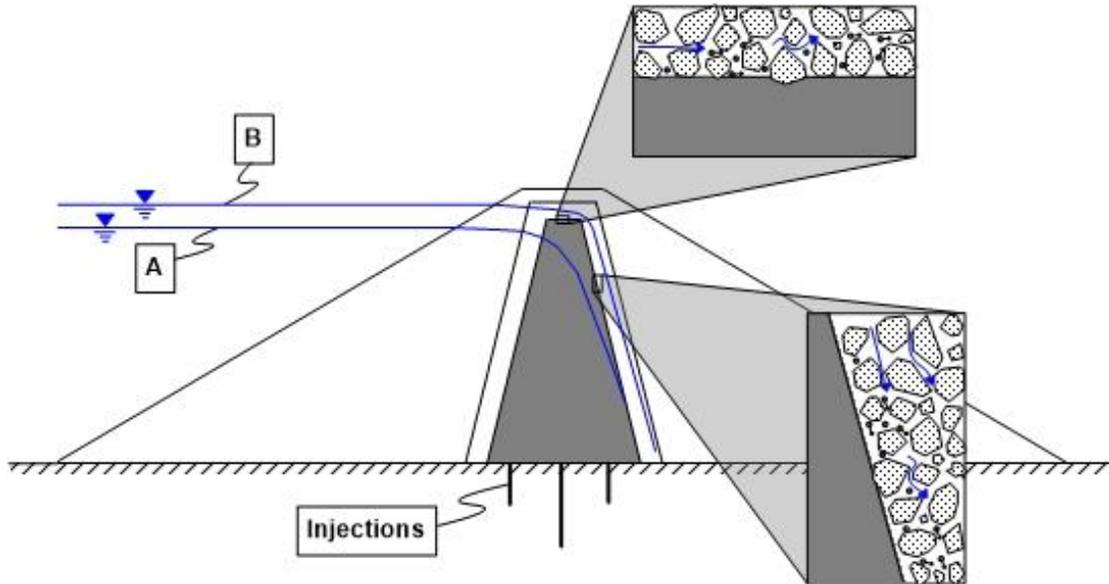


Figure 3 : Franchissement d'un noyau de till dans un barrage en remblai : endroits à risque au développement de l'érosion de contact

Le franchissement du noyau peut aussi être dû à la fiabilité de l'évacuateur de crue. Ceci concerne donc le débit sortant (en bleu sur la vue en plan). Lors d'un tel problème, il faut cependant souligner que la centrale peut alors augmenter le débit afin de réduire l'impact d'une dysfonction de l'évacuateur de crue.

Finalement, la cause peut être de l'ordre géotechnique. Ceci concerne les tassements du barrage en tant que tel. Avec le temps, le barrage tasse, ce qui peut entraîner une diminution de l'élévation du niveau du noyau et augmenter le risque d'un franchissement, même en conditions d'utilisation normales. Les barrages sont par contre conçus avec une cambrure afin de tenir compte de ces tassements éventuels.

Les deux premières causes probables de franchissement du noyau sont donc des problèmes d'ordre hydraulique alors que la troisième est de l'ordre géotechnique. Il est à noter que dans

le cas des surverses, l'évènement est habituellement dû aux causes hydrauliques plutôt que géotechniques.

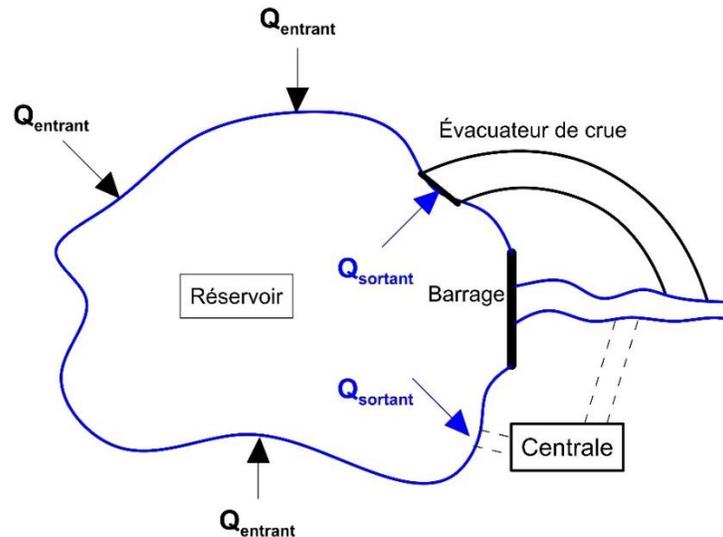


Figure 4 : Vue en plan schématisée des infrastructures d'un barrage ainsi que des intrants et extrants en eau dans le réservoir.

## Objectifs de la recherche

Trois objectifs précis ont été définis dans le cadre de cette recherche. Ils sont énumérés ci-dessous.

1. Développer et mettre en place un montage expérimental permettant l'étude en laboratoire de l'érosion de contact, phénomène pouvant se développer en crête du noyau des barrages en remblai lors du franchissement du noyau.
2. À l'aide d'essais effectués avec le montage expérimental développé, définir les paramètres et mécanismes contrôlant le processus d'érosion de contact pour un matériau fin à granulométrie étalée pulvérulent (till non cohérent). Cet objectif contient également les sous-objectifs suivants :
  - Comparer ces mécanismes d'érosion avec ceux contrôlant le processus d'érosion de contact pour des matériaux pulvérulents uniformes et pour des matériaux cohérents. Ces derniers ont davantage été étudiés dans la littérature. Ce sous-objectif permettra également de comparer avec ceux de la littérature

les résultats expérimentaux obtenus avec le nouveau montage expérimental. Le tout afin de confirmer que le montage et la méthodologie développés sont adéquats.

- Étudier l'influence de la dimension des grains du filtre sur l'initiation et le développement de l'érosion pour un même matériau de base.

3. À l'aide d'essais effectués avec le montage expérimental développé, caractériser la susceptibilité à l'érosion de contact du till utilisé pour la construction du noyau du barrage de Romaine 3.

Les objectifs 2 et 3 sont justifiés par le fait que les tills sont des matériaux très utilisés pour la construction des noyaux des barrages québécois. Tel que mentionné précédemment, leur caractérisation selon différents aspects pouvant être problématiques, comme l'érosion interne, est primordiale pour l'expertise locale. Toutefois, lors de la réalisation de la revue de la littérature sur l'érosion de contact, il a été observé qu'il existe peu d'informations sur les matériaux ayant des granulométries étalées comme les tills québécois. Comme ces sols sont très utilisés au Québec, cette lacune affecte directement l'applicabilité à la situation québécoise des études réalisées par le passé sur le sujet. Le till utilisé pour le barrage de Romaine 3 a été sélectionné pour deux raisons. Tout d'abord, son étude est justifiée par le fait que le barrage était en construction au moment de réaliser la recherche et le projet permet ainsi d'accroître les connaissances sur les matériaux le composant. Ensuite, le till de Romaine 3 est d'intérêt parce qu'il comporte peu de fines par rapport aux tills qui ont historiquement été employés pour d'autres grands barrages du Québec, ce qui lui confère un statut distinct, puisque l'expérience avec un noyau constitué d'un matériau comportant peu de fines est limitée. La caractérisation du till de Romaine 3 vise donc à adapter la compréhension du phénomène ou à confirmer son application au contexte québécois.

## **Organisation du mémoire**

Le corps du présent mémoire est divisé en six chapitres.

Tout d'abord, une revue de la littérature sur l'érosion de contact est présentée au chapitre 1. Les mécanismes qui sont à l'origine de ce processus et les conditions nécessaires à son initiation et à son développement y sont exposés. Un retour sur les bases de l'écoulement en milieu poreux et sur les essais d'érosion de contact et de perméabilité en laboratoire est aussi effectué.

Le montage expérimental et la méthodologie développés sont détaillés au chapitre 2.

Les matériaux utilisés pour la réalisation des essais expérimentaux, dont le till de Romaine 3, sont décrits au chapitre 3. Le programme expérimental est aussi abordé dans ce chapitre.

Les chapitres 4 et 5 contiennent respectivement des résultats quantitatifs et qualitatifs typiques des essais d'érosion réalisés et une analyse de ces résultats. La discussion du sixième chapitre porte principalement sur le seuil de filtration de même que sur l'initiation de l'érosion de contact et sa progression en fonction du temps et de la sollicitation hydraulique pour le till et deux sables uniformes.

Le septième et dernier chapitre porte sur la caractérisation de la susceptibilité du till de Romaine 3 en se basant sur les résultats de la présente recherche et les propositions présentées.

# Chapitre 1 - État des connaissances

L'étude de l'érosion de contact repose sur des notions fondamentales et théoriques qui sont présentées dans ce chapitre afin de bien positionner l'étude réalisée dans son cadre conceptuel. Cette section du mémoire permet aussi de situer cette recherche vis-à-vis des études préalablement effectuées et des progrès qu'elles ont permis d'effectuer.

Globalement, deux conditions doivent être rencontrées pour que l'érosion de contact puisse être initiée. Tout d'abord, les pores du matériau grossier mis en contact avec le sol fin doivent être suffisamment grands pour permettre le passage des particules du sol fin dans sa matrice. Il s'agit de la condition géométrique et elle sera abordée à la section 1.2. Ensuite, une sollicitation hydraulique suffisamment importante doit être appliquée à l'interface pour que les grains du sol fin puissent être arrachés, puis transportés. Il s'agit de la condition hydraulique et cette dernière fera l'objet de la section 1.3. Dans cette portion de la revue de la littérature, les différents modèles développés afin de prédire l'initiation de l'érosion de contact y seront abordés. De plus, l'évolution de l'érosion de contact une fois initiée est par la suite décrite en introduisant notamment les différents modèles de transport et d'érosion des particules existants.

Cependant, avant d'entrer dans le détail de l'initiation et du développement de l'érosion de contact, une revue des concepts de base de la mécanique des fluides en milieu poreux sera effectuée (section 1.1).

De cette façon, les éléments présentés dans ces trois premières sections permettront de bien comprendre le processus d'érosion de contact en plus de le situer dans son contexte spécifique, alors qu'un cheminement théorique évoluant des notions de base de l'écoulement en milieu poreux jusqu'aux mécanismes moteurs du phénomène est présenté. Le chapitre se terminera par la suite par une revue de différents montages expérimentaux qui ont été utilisés pour l'étude en laboratoire de l'érosion de contact. Une revue des matériaux testés dans les études recensées est également effectuée.

Cette revue de la littérature permet donc de jeter les bases théoriques et pratiques de l'étude de l'érosion de contact nécessaires à la compréhension de l'étude expérimentale réalisée dans le cadre de ce projet de maîtrise.

## **1.1 Notions d'écoulement en milieu poreux**

### **1.1.1 Les milieux poreux**

Un milieu poreux est un matériau constitué d'un arrangement de particules solides entre lesquelles il y a des vides, communément appelés pores, qui permettent l'écoulement d'un ou plusieurs fluides. On retrouve les fluides dans le milieu poreux sous la phase liquide, gazeuse ou encore sous une combinaison des deux. Pour permettre le processus d'écoulement, des pores sont reliés entre eux de façon continue pour former des chemins d'écoulement pour le fluide au travers de la matrice solide. Parmi ces chemins, certains sont interconnectés entre eux pour créer un réseau plus vaste et varié d'écoulement dans le matériau. Ce réseau est d'autant plus complexe que, pour la majorité des matériaux, la distribution des particules solides du milieu poreux est aléatoire dans l'espace. Ceci fait en sorte que les pores et les chemins d'écoulement entre les grains de la matrice poreuse ont des dimensions (diamètre, longueur, etc.) et des formes différentes les uns des autres. Les milieux poreux sont donc des matériaux qui peuvent être très complexes et hétérogènes dans leur structure.

#### **Étude des milieux poreux**

La complexité des milieux poreux décrite précédemment revêt une grande importance lorsqu'on désire en faire l'étude. L'étude de ces milieux peut se faire à deux échelles, soit microscopique ou macroscopique. L'échelle microscopique fait référence à la dimension d'un ou de quelques pores. L'étude des milieux poreux à cette échelle doit alors être réalisée en gardant à l'esprit l'hétérogénéité qui existe dans le matériau et entre les différents pores avant de généraliser les observations et résultats à l'ensemble de l'élément étudié. Pour sa part, l'approche macroscopique consiste à étudier le milieu poreux en considérant un élément de volume représentatif du matériau contenant plusieurs pores. En agissant ainsi, on peut établir une moyenne des propriétés observées (porosité, conductivité hydraulique, masse volumique sèche, etc.) sur cet élément de volume. Ceci permet alors de surmonter les

difficultés inhérentes à l'hétérogénéité et à la complexité microscopique du matériau. Le volume minimal d'un matériau nécessaire à la réalisation de la moyenne significative porte le nom de *volume élémentaire représentatif (VER)* (Bear, 1988) (figures 1-1 et 1-2) et est une notion clé de l'étude des milieux poreux à l'échelle macroscopique.

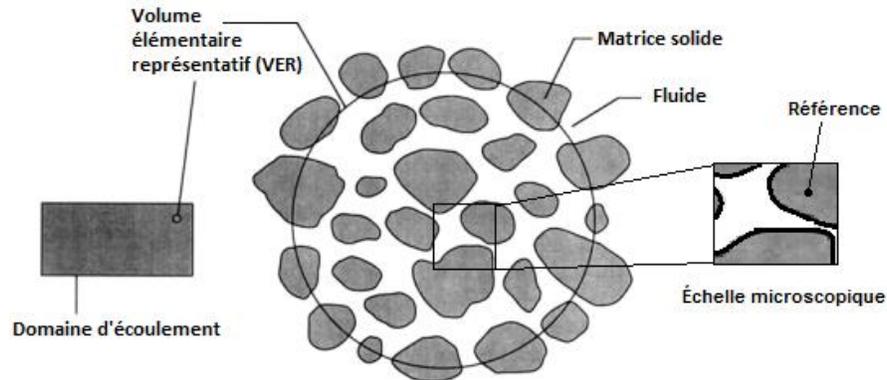


Figure 1-1 : Représentation du volume élémentaire représentatif (VER) et des différentes échelles d'étude (modifiée de Nield et Bejan (2006))

Plus précisément, le VER se définit comme le volume minimal d'un échantillon d'un matériau poreux requis pour qu'une propriété, l'étude effectuée ou même les résultats obtenus ne soient pas influencés par les hétérogénéités locales du matériau. Il s'agit donc du volume nécessaire à l'atteinte d'une mesure moyenne représentative qui variera peu lorsque que les dimensions de l'élément étudié seront supérieures à celles du VER.

La figure 1-2 illustre bien la notion de VER en présentant la variation de la porosité, propriété importante des milieux poreux, en fonction du volume considéré. La porosité se définit comme le ratio du volume des vides ( $V_V$ ) contenu dans un élément de volume d'un matériau ( $V_T$ ) sur ce même volume  $V_T$  (éq. [1.1]).

$$n = \frac{V_V}{V_T} \quad [1.1]$$

On peut observer sur à la figure 1-2 la variabilité de la porosité à l'échelle microscopique et l'atteinte d'une valeur moyenne qui ne varie plus à partir du moment où l'on entre dans le domaine du VER. On peut également y observer que le VER a une taille maximale à partir de laquelle les propriétés du matériau commencent à être affectées par l'hétérogénéité

macroscopique et les variations spatiales du matériau. La sélection d'un VER de dimension adéquate s'avère donc un élément déterminant et de très grande importance pour l'étude des milieux poreux à l'échelle macroscopique.

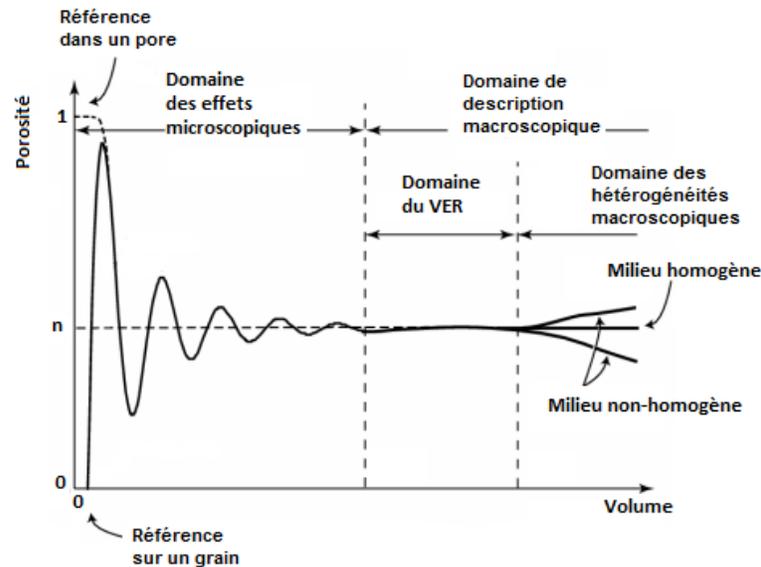


Figure 1-2 : Définition du VER (traduite de Bear (2006))

### 1.1.2 Lois d'écoulement en milieu poreux homogène

Pour qu'il y ait un écoulement dans un milieu poreux, il doit y avoir une différence de charge totale entre deux points du système. La charge totale ( $h$  [L]) représente l'énergie du fluide en un endroit donné et s'exprime au moyen de l'équation de Bernoulli pour l'écoulement d'un fluide incompressible en régime permanent :

$$h = \frac{v^2}{2g} + \frac{u}{\gamma_w} + z \quad [1.2]$$

Où :

- $v$  est la vitesse moyenne d'écoulement [ $LT^{-1}$ ],
- $g$  : la constante gravitationnelle [ $LT^{-2}$ ],
- $z$  : la position du point vis-à-vis d'une référence (datum) [L],
- $u$  : la pression interstitielle [ $FL^{-2}$ ] et
- $\gamma_w$  : le poids volumique du fluide (eau) [ $FL^{-3}$ ].

La charge totale est ainsi constituée de la somme de trois termes qui représentent respectivement la charge de vitesse ( $v^2/2g$ ), la charge de pression ( $u/\gamma_w$ ) et la charge de position, ou énergie potentielle, ( $z$ ). En milieux poreux, on néglige habituellement la charge de vitesse, car cette dernière est très faible par rapport aux autres termes en raison des faibles vitesses d'écoulement rencontrées dans les sols.

La charge totale dans un système est constante. Pour qu'il y ait équilibre entre deux points donnés du massif poreux il faut donc ajouter un terme pour tenir compte des pertes de charge causées par l'écoulement ( $\Delta h$  [L]). En éliminant la charge de vitesse de l'équation [1.2], l'énergie du système peut alors s'exprimer sous la forme de l'équation [1.3].

$$\frac{u_1}{\gamma_w} + z_1 = \frac{u_2}{\gamma_w} + z_2 + \Delta h \quad [1.3]$$

La perte de charge lors de l'écoulement se fait entre deux points, donc sur une distance  $l$  [L]. Le ratio de la perte de charge sur cette distance constitue un nombre adimensionnel nommé le gradient hydraulique ( $i$  [-]) (éq. [1.4]) et qui représente la perte de charge due à l'écoulement par longueur unitaire du matériau poreux.

$$i = \frac{\Delta h}{l} \quad [1.4]$$

Cette définition du gradient hydraulique permet d'introduire une première loi qui régit l'écoulement de l'eau en milieu poreux saturé à l'échelle macroscopique, soit la loi de Darcy (Darcy, 1856) (éq. [1.5]). Ce dernier a démontré que la vitesse moyenne d'écoulement dans le milieu poreux, aussi nommée vitesse de Darcy,  $v$  [LT<sup>-1</sup>], est proportionnelle au gradient hydraulique.

$$v = ki \quad [1.5]$$

Dans cette équation, la constante de proportionnalité  $k$  [LT<sup>-1</sup>], appelée conductivité hydraulique ou coefficient de perméabilité du milieu poreux est une caractéristique du matériau qui représente la capacité de ce dernier à permettre l'écoulement du fluide sous

l'application d'une charge. La conductivité hydraulique est ainsi à la fois dépendante des caractéristiques du milieu poreux et du fluide (Bear, 1988).

La vitesse moyenne de l'écoulement s'obtient à partir de l'équation [1.6], soit en divisant le débit dans le système  $Q$  [ $L^3T^{-1}$ ] par l'aire totale du milieu poreux perpendiculaire à l'écoulement  $A$  [ $L^2$ ], valeur qui inclut les vides et les solides.

$$v = \frac{Q}{A} \quad [1.6]$$

Avec cette dernière équation on peut maintenant introduire la seconde loi qui régit les écoulements en milieu poreux saturé à l'échelle macroscopique, soit la loi de conservation de la masse (éq. [1.7]). Cette loi indique que le flux au travers d'un milieu poreux homogène est constant et que la quantité de fluide entrant dans ce sol uniforme est la même que celle qui en sort de telle sorte que la vitesse déterminée au moyen de l'équation [1.6] est applicable en chaque point du système. De cette façon, pour deux sections du système transversales à l'écoulement, identifiées 1 et 2, on retrouve :

$$Q = v_1 A_1 = v_2 A_2 \quad [1.7]$$

La vitesse moyenne de l'écoulement telle que définie précédemment (éq. [1.6]) permet de souligner que cette dernière est en réalité une notion fictive, car elle ne représente pas la vitesse d'écoulement de l'eau dans les pores, mais bien un flux par unité d'aire transversale totale. La vitesse moyenne d'écoulement dans un pore ( $v_p$  [ $LT^{-1}$ ]) peut être obtenue en divisant le débit sortant par l'aire des vides de la section du milieu poreux transversale à l'écoulement  $A_v$  [ $L^2$ ] ou encore, en se basant sur la définition de la porosité (éq.[1.1]) et sur la vitesse d'écoulement moyenne :

$$v_p = \frac{Q}{A_v} = \frac{v}{n} \quad [1.8]$$

Il est ici important d'insister sur la notion de moyenne, car la vitesse à l'échelle du pore peut varier grandement en raison de la variation de la taille des pores constituant le milieu poreux.

La validité de la loi de Darcy définie à l'équation [1.5] se limite à la situation où les forces visqueuses de l'écoulement sont dominantes par rapport aux forces d'inertie de sorte que ces dernières sont négligées. Cela correspond à de faibles vitesses d'écoulement de sorte que la valeur du nombre de Reynolds  $Re$  [-] définie à l'équation [1.9] se situe entre 1 et 10.

$$Re = \frac{\text{Forces inertielles}}{\text{Forces visqueuses}} = \frac{vD}{\nu} \leq 1 \text{ à } 10 \quad [1.9]$$

où  $D$  [L] est le diamètre caractéristique des grains du sol et  $\nu$  [ $L^2/T$ ] la viscosité cinématique du fluide. Cet intervalle correspond à la zone I du graphique de la figure 1-3. La limite de 1 à 10 du Reynolds est mentionnée par plusieurs auteurs (Bear (1988), Kasenow (2010), Nield et Bejan (2006)) mais demeure approximative. En effet, d'autres auteurs comme Scheidegger (1960) ont observé des écoulements laminaires jusqu'à un Reynolds de 75.

Au-delà de cette dernière limite définie avec le nombre de Reynolds, l'écoulement demeure d'abord laminaire, mais la relation entre le gradient hydraulique et la vitesse devient non-linéaire, alors que les forces d'inertie deviennent plus importantes et augmentent les pertes de charge. Ceci correspond à la zone II de la figure 1-3.

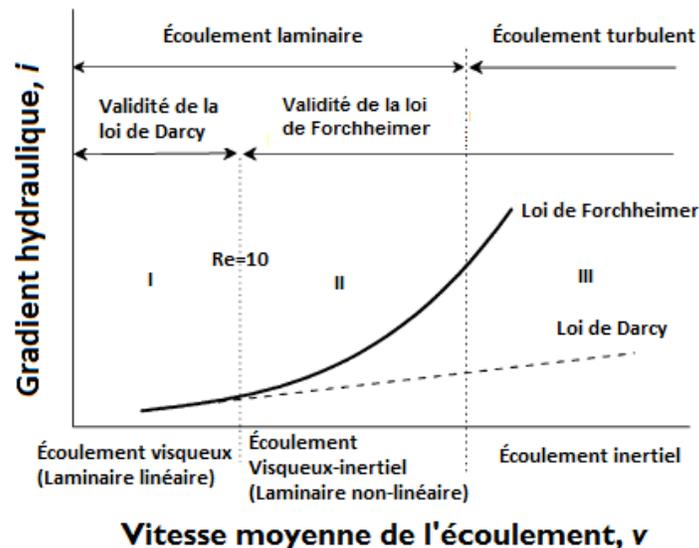


Figure 1-3 : Représentation schématique de la relation entre le gradient hydraulique et la vitesse d'écoulement moyenne du fluide (traduite et modifiée de (Hlushkou et Tallarek, 2006))

La forme la plus courante pour exprimer le gradient en fonction de la vitesse dans cette zone est la loi de Forchheimer (Forchheimer, 1901). Pour tenir compte de l'effet important des forces inertielles, cet auteur a suggéré d'ajouter un terme d'inertie à l'équation de Darcy tel que :

$$i = av + bv^2 \quad [1.10]$$

Dans cette équation,  $a$  est l'inverse de la conductivité hydraulique du milieu poreux  $[TL^{-1}]$ . Si la vitesse est faible, le terme inertiel  $bv^2$  devient négligeable et la loi de Darcy est retrouvée. Le terme  $b$  correspond au coefficient de Forchheimer  $[T^2L^{-2}]$ . Il est difficile de prédire théoriquement et de façon précise la valeur ce coefficient. Il doit habituellement être déterminé empiriquement par le biais d'expérimentations.

Cependant, il est tout de même intéressant de souligner que des méthodes théoriques ont été développées pour estimer les paramètres de l'équation de Forchheimer. À cet effet, on peut mentionner les équations de Ergun et Orning (1949) et de Joseph et al. (1982) qui sont celles représentant le mieux les données expérimentales Nield et Bejan (2006).

En étudiant un écoulement au travers de colonnes de billes assemblées de façon aléatoire Ergun et Orning (1949) ont développé une expression pour déterminer le coefficient de Forchheimer afin de généraliser l'équation [1.10] :

$$i = -\frac{\beta\mu(1-n)^2v}{D^2n^3} - \frac{\alpha\rho_f(1-n)v^2}{Dn^3} \quad [1.11]$$

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des facteurs de forme empiriques  $[-]$  variant avec le type de particules composant le milieu poreux et  $\rho_f$  la masse volumique du fluide  $[M/L^3]$ . Cette forme est intéressante puisqu'elle introduit les caractéristiques du milieu poreux (porosité et diamètre des grains) qui influencent grandement sa perméabilité.

L'équation développée par Joseph et al. (1982) inclut quant à elle directement la perméabilité intrinsèque du matériau  $K [L^2]$  qui tient déjà compte de la porosité et du diamètre des particules. Cette forme est d'ailleurs recommandée par Nield et Bejan (2006). L'équation est d'abord présentée ci-dessous dans sa forme originale, puis ensuite sous la forme du gradient

hydraulique en fonction de la conductivité hydraulique (remplacement de la perméabilité intrinsèque par la conductivité hydraulique du matériau et division du gradient de pression ( $dp/dx$ ) par le terme ( $\rho_f \cdot g$ )).

$$\frac{dp}{dx} = -\frac{\mu v}{K} - c_f \rho_f K^{-1/2} v^2$$

$$i = -\frac{v}{k} - \frac{c_f}{g} \left( \frac{k \mu}{\rho_f g} \right)^{-1/2} v^2$$
[1.12]

Dans cette équation,  $c_f$  [-] est un coefficient de forme inertiel qui prend en compte la dimension de la section d'écoulement par rapport au diamètre des particules.

D'autre part, certains auteurs (Montillet, 2004) considèrent l'existence de deux régimes dans la zone II de la figure 1-3 précédente : un régime laminaire stationnaire non-linéaire et un régime laminaire non-stationnaire. Ce dernier est caractérisé par le début de l'apparition de fluctuations locales dans le temps (turbulences locales) et constitue une transition vers un régime pleinement turbulent. Hlushkou et Tallarek (2006) considèrent plutôt que l'apparition de ces fluctuations constitue la fin du régime laminaire, sans être le début de la turbulence.

Au-delà d'un certain nombre de Reynolds, l'écoulement devient pleinement turbulent. Ceci correspond à la zone III illustrée à la figure 1-3. La limite de cette zone n'est cependant pas clairement définie. Hlushkou et Tallarek (2006) présentent un résumé de la littérature à ce sujet pour des assemblages de billes de verre uniformes qui constituent des cas idéaux par rapport à des sols réels. Malgré tout, l'apparition de la turbulence se fait pour des Reynolds se situant entre 300 et 600, donc variant considérablement. À partir du moment où la turbulence est atteinte, l'applicabilité de la loi de Forchheimer est mise en doute (Montillet, 2004). La perte de charge ne serait alors plus proportionnelle au carré de la vitesse. Ainsi, la loi de Forchheimer s'applique jusqu'à l'atteinte de la turbulence.

### 1.1.3 Écoulement en milieu multicouche

Les lois présentées précédemment l'ont été dans le contexte d'un écoulement dans un milieu poreux homogène. Toutefois, dans la nature ainsi que dans les ouvrages de génie civil, on

doit parfois considérer des milieux multicouches en raison de l'hétérogénéité due à la déposition des sols ou à l'utilisation des matériaux dans les constructions. C'est le cas notamment dans l'étude de l'érosion de contact où un matériau grossier très perméable partage une interface avec un matériau fin qui l'est beaucoup moins.

Dans cette dernière situation, il est utile de faire référence à la loi de la conservation de la masse (éq. [1.7]) qui stipule que le débit total dans un système est constant. De cette façon, pour un système multicouche avec un écoulement parallèle aux interfaces, le flux total du système est égal à la somme des débits présents dans chacune des couches le composant. Pour un système bicouche constitué de deux matériaux distincts, identifiés A et B, on retrouve ainsi :

$$Q = Q_A + Q_B \quad [1.13]$$

Pour la situation investiguée lors de la présente étude où le différentiel de perméabilité entre les matériaux composant le système est très marqué et où l'épaisseur des couches est semblable, le débit transitant par le matériau le plus perméable constitue pratiquement l'entièreté du flux total dans le système. En effet, à titre d'exemple, pour un contraste de conductivité hydraulique de deux ordres de grandeur et des sections d'écoulement identiques pour les deux matériaux, 99% du flux total transiterait théoriquement par le matériau grossier. Pour un contraste de 3 ordres de grandeur, ce serait 99,9%.

Dans le contexte de la présente recherche, le contraste de perméabilité entre les deux milieux étudiés est tellement important (deux à quatre ordres de grandeur tel qu'indiqué au chapitre 3) que l'on peut considérer que l'écoulement se fait presque entièrement dans le filtre. Ceci permet de simplifier grandement l'évaluation de la vitesse de l'écoulement dans le matériau grossier à partir des essais de laboratoire, alors que l'on peut considérer la vitesse d'écoulement dans le matériau grossier égale au débit entrant dans le système divisé par l'aire transversale du matériau grossier, et ce, sans vraiment perdre de précision sur l'évaluation de la vitesse d'écoulement (moins de 1% d'erreur causé par une telle méthode d'évaluation).

### **Interface et transition entre deux milieux poreux**

L'interface entre deux milieux poreux constitue une zone de transition de la granulométrie et de la porosité d'un matériau à l'autre. Dans cette zone hétérogène, ces matériaux distincts sont localement en contact et sont partiellement mélangés en raison de la méthode de mise en place ou de leur déposition successive. L'épaisseur de la transition granulométrique et porale varie donc en fonction du mode de mise en place et des caractéristiques des matériaux retrouvés (dimension des particules).

La présence d'un écoulement parallèle à l'interface entre deux milieux poreux ayant des conductivités hydrauliques différentes engendre également la naissance d'une zone de transition hydraulique, soit de transition de la vitesse d'écoulement présente dans chacun des matériaux. Analytiquement, afin de respecter la continuité de l'écoulement entre les deux milieux, des conditions hydrodynamiques limites doivent être appliquées. Nield et Bejan (2006) présentent une revue intéressante sur les modèles théoriques et les conditions limites applicables à l'interface entre un fluide et un milieu poreux, ainsi qu'entre deux milieux poreux. Ces auteurs soulèvent d'ailleurs que des principes et des conditions similaires s'appliquent à ces deux cas. Ce qu'il est important de retenir de ces modèles théoriques est que la transition de la vitesse s'effectuerait dans les deux matériaux en contact. Ainsi, la vitesse porale ou de Darcy décroît dans le matériau grossier en approchant de l'interface. À l'inverse, la vitesse porale augmente dans le matériau fin près de l'interface. Selon les résultats d'essais expérimentaux rapportés par Nield et Bejan (2006), cette transition se ferait dans une zone ayant une épaisseur de l'ordre de la dimension des grains du milieu poreux, donc à une échelle microscopique.

Ces derniers éléments ont récemment été étudiés en laboratoire par Béguin (2011) et Béguin et al. (2013b) dans le cadre de l'étude de l'érosion de contact à l'échelle du pore (fig. 1-4). Les essais ont été réalisés en mettant en contact des matériaux grossiers et fins, tous deux composés de billes de verres uniformes. Les mesures ont été effectuées en combinant « des techniques optiques d'ajustement d'indice de réfraction et de fluorescence induite par une plan laser ainsi que de la vélocimétrie par image de particules » (Philippe et al., 2013). Pour ce faire, un fluide possédant le même indice de réfraction que les billes de verre est utilisé.

Ensuite, des traceurs fluorescents introduits dans ce fluide et l'utilisation d'un laser transmet une lumière à ces traceurs qui est réémise et enregistrée par caméra. Un filtre optique placé devant la caméra permet de seulement récupérer la lumière provenant des traceurs. Les images subséquentes récupérées sont traités par vélocimétrie par image (Particle Image Velocimetry (PIV)) ce qui permet d'obtenir la vitesse porale du fluide (marqueurs) et d'évaluer la porosité du matériau.

Béguin (2011) a ainsi observé, contrairement aux modèles théoriques, que la transition de la vitesse porale se fait majoritairement dans le sol grossier, sur une épaisseur d'un demi-grain grossier et au-dessus de la zone de transition granulométrique (fig. 1-4).

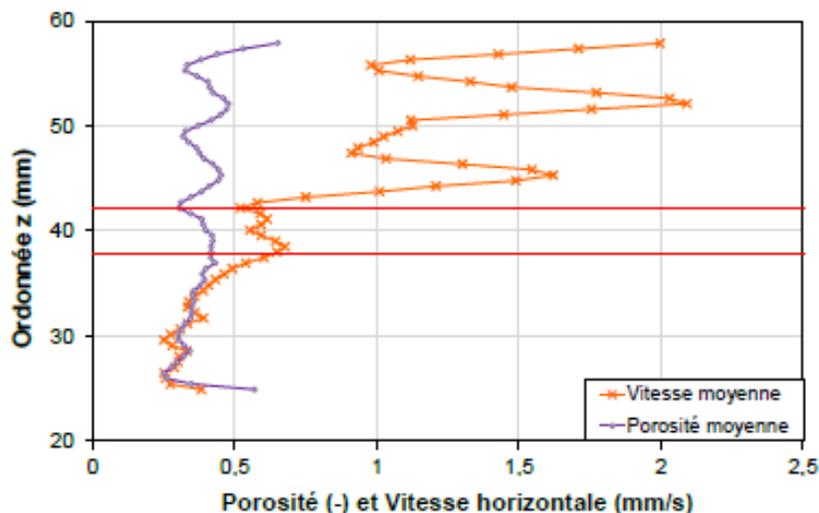


Figure 1-4 : Profils verticaux de vitesse et de porosité à un endroit unique de l'interface entre un matériau supérieur grossier (7,3 mm) et un matériau inférieur fin (3 mm) tous deux composés de billes de verre. Zone de transition délimitée par les lignes rouges (Béguin, 2011).

Il est à noter qu'en plus de présenter la transition de la vitesse de pore à l'interface des deux milieux poreux, la figure 1-4 permet également de constater l'importante dépendance entre la porosité et la vitesse de pore, notamment dans le milieu grossier.

Cette interface entre les deux milieux poreux est particulièrement d'intérêt, car elle constitue l'endroit où l'érosion de contact du matériau fin peut se produire, sous l'effet mécanique de l'écoulement de l'eau plus important dans le milieu poreux grossier.

### **1.1.4 Effet mécanique de l'écoulement de l'eau parallèle à une interface entre deux milieux poreux**

L'écoulement de l'eau dans un milieu poreux induit une force de traction ou de trainée sur les grains, créant ainsi une contrainte de cisaillement à l'interface des particules et du fluide. C'est d'ailleurs là un des principaux éléments expliquant la perte de charge introduite à la section 1.1.2 lors d'un écoulement dans le milieu poreux.

Ce phénomène s'applique aussi à l'interface entre deux sols de granulométrie différente alors que la couche de surface du sol de base (ou sol fin) est soumise à une contrainte de cisaillement induite par l'écoulement beaucoup plus rapide dans la couche grossière. Cette condition s'apparente à la sollicitation engendrée par l'écoulement d'un cours d'eau sur son lit. En effet, tel qu'il a été soulevé à la section précédente, des conditions hydrodynamiques similaires sont retrouvées à l'interface entre un fluide homogène et un milieu poreux de même qu'à l'interface entre deux milieux poreux en présence de l'écoulement d'un fluide parallèle à leur interface. Ceci explique, tel qu'il le sera décrit ci-après, que l'analyse de l'érosion de contact, et ainsi la caractérisation de l'écoulement et de l'effet mécanique de l'eau sur le sol fin (Béguin et al. (2012), Wörman et Olafsdottir (1992)), s'inspirent grandement de l'érosion conventionnelle de surface retrouvée en fond de cours d'eau (écoulement d'un fluide homogène sur un milieu poreux). Quelques éléments propres aux écoulements à surface libre dans un contexte d'érosion de surface sont ainsi également abordés très brièvement.

L'analyse de l'équilibre des forces agissant sur un seul grain de sol permet de bien comprendre les mécanismes opérant à une interface sur le matériau de base. La figure 1-5 (Wörman et Olafsdottir, 1992) schématise les forces qui s'exercent sur un élément de sol fin situé à l'interface partagée avec un matériau grossier sus-jacent, lorsqu'un écoulement (représenté par le vecteur  $q$ ) est présent. Les forces déstabilisantes agissant sur une particule sont la force d'écoulement et la poussée d'Archimède. Sur la figure 1-5, les vecteurs  $F_1$  et  $F_2$  représentent respectivement les forces dues à l'écoulement dans le filtre et dans le milieu fin. Le poids de la particule ( $W$  sur la figure) est la principale force stabilisatrice agissant sur le grain. À celle-ci s'ajoutent les forces de contact et de frottement entre les grains et, dans le

cas des sols plastiques, les forces à l'origine de leur cohérence. Si l'équilibre des forces agissant sur une particule du sol fin est rompu, cette dernière est arrachée, puis transportée, initiant ainsi le processus d'érosion de contact.

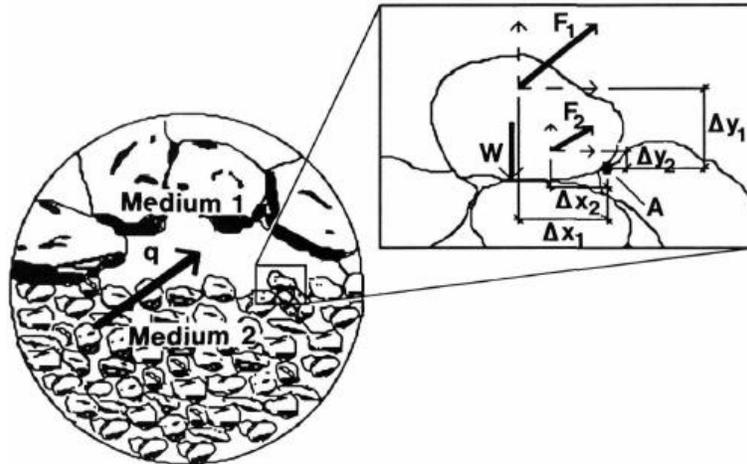


Figure 1-5 : Représentation schématique des forces agissant à l'interface entre deux sols (tirée de (Wörman et Olafsdottir, 1992))

La situation décrite précédemment et schématisée à l'encadré de la figure 1-5 (sol grossier non représenté) est très similaire à celle pouvant être retrouvée pour l'érosion de surface. La nature des forces déstabilisatrices et stabilisatrices illustrées sont en effet semblables.

Dans le cadre de l'érosion de surface, et tel que décrit par Béguin et al. (2012), l'écoulement à surface libre est habituellement turbulent et l'hydrodynamique à l'interface sol-fluide est caractérisée par la présence de deux horizons d'écoulement distincts. Directement à l'interface, on retrouve d'abord un mince horizon d'écoulement visqueux. La contrainte de cisaillement s'appliquant sur la surface du milieu poreux ( $\tau_o$ ) peut alors être évaluée par l'entremise de l'équation suivant:

$$\tau_o = \rho_w V^{*2} \quad [1.14]$$

Où  $V^*$  est la vitesse de friction à l'interface.

Au-dessus de ce premier horizon, les forces visqueuses deviennent rapidement négligeables. L'écoulement de ce second horizon est turbulent tout en demeurant influencé par les

conditions à l'interface. La contrainte de cisaillement dans cette couche demeure égale à celle indiquée ci-dessus.

Dans le cadre de l'érosion de contact, l'écoulement s'effectuant à l'interface se distingue de celui décrit précédemment pour l'érosion de surface en raison de la présence du milieu poreux grossier. L'influence du sol grossier a déjà été abordée à la section précédente, notamment à la figure 1-4 où l'on retrouve un profil vertical de mesures de la vitesse porale d'écoulement. Ce profil, qui présente déjà des valeurs moyennes de vitesses pour plusieurs profils adjacents, met en évidence une variabilité importante de la vitesse de pore en fonction de la porosité. Cette variabilité, résultat de l'hétérogénéité des pores et des constriction (connections des pores entre les grains), de l'arrangement des grains, etc. peut être étendue à l'ensemble du milieu poreux. Il existe donc, pour une vitesse d'écoulement moyenne ( $v=Q/A$ ) donnée ou une vitesse porale moyenne donnée ( $v_p=v/n$ ), une gamme étendue de vitesses à l'échelle du pore qui peut être représentée par une loi log-normale (figure 1-6a) ((Johns et al., 2000), (Beguin et al., 2013b)). On retrouve ainsi localement, dans le matériau grossier, des vitesses porales considérablement plus grandes que la valeur moyenne (jusqu'à 5 fois la valeur moyenne à la figure 1-6a).

Dans leurs travaux, Beguin et al. (2013b) ont aussi constaté que cette répartition log-normale de la vitesse de pore s'applique à la contrainte de cisaillement à l'interface (fig. 1-6b). De plus, ils ont observé que comme la vitesse de pore à l'interface est plus faible qu'au sein du milieu poreux, la contrainte à l'interface est également moindre que celle qui agit en son centre. En se basant sur ces constatations, ils concluent donc que la valeur moyenne de la vitesse d'écoulement (vitesse de Darcy) ou la vitesse porale moyenne dans le milieu poreux ne sont pas représentatives de la vitesse porale moyenne retrouvée à l'interface et des valeurs extrêmes pouvant être retrouvées à cet endroit. Dans un contexte d'érosion de contact, ces valeurs extrêmes sont importantes puisqu'elles peuvent provoquer localement l'initiation de l'érosion. Béguin et al. (2012) remettent ainsi en doute la « capacité des valeurs moyennes mesurables à tenir compte de comportements liés à des valeurs extrêmes ».

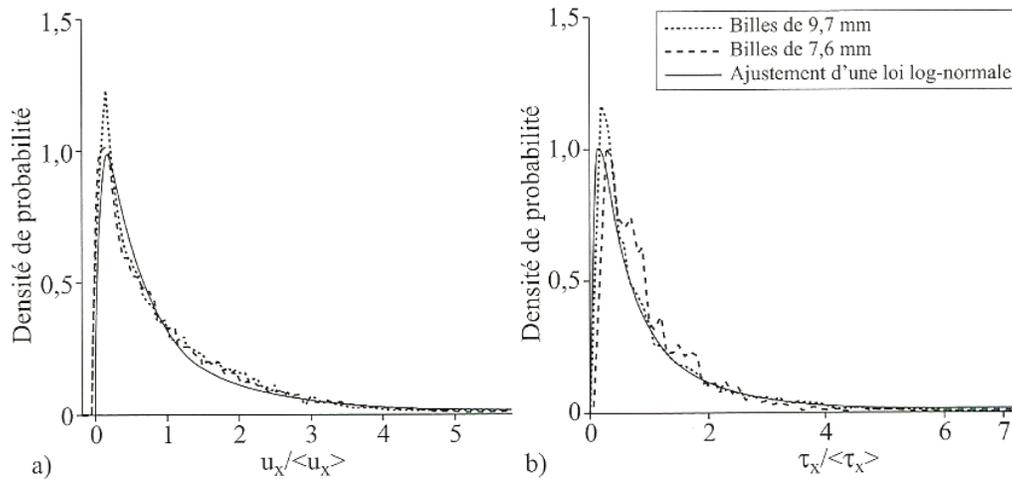


Figure 1-6 : Distribution normalisée des vitesses horizontales du fluide (a) et des contraintes de cisaillement exercées par celui-ci à l'interface (b). (Beguin et al., 2013b).

Certains auteurs ont tenté de développer des expressions pour déterminer la contrainte de cisaillement moyenne dans le milieu poreux et à l'interface entre deux matériaux poreux ((Reddi et al., 2000), (Wörman et Olafsdottir, 1992)). Les mesures de Beguin et al. (2013b) montrent cependant que les expressions développés par les auteurs précédents surestiment la contrainte moyenne de cisaillement dans le milieu poreux et par conséquent, surestiment encore plus la contrainte moyenne présente à l'interface. Ceci s'explique notamment par le fait que la contrainte à l'interface est inférieure à celle existant dans le milieu poreux, en raison des vitesses porales plus faibles à cet endroit.

Ceci étant dit, malgré les progrès importants réalisés par ces études et les constatations effectuées, il est impossible actuellement de déterminer précisément la contrainte de cisaillement dans un milieu poreux ou à l'interface entre deux matériaux à partir des mesures macroscopiques réalisées durant les essais en laboratoire (vitesse, pression, etc.). Béguin (2011) note de plus que lorsqu'un processus d'érosion est initié, ce dernier, en modifiant les conditions à l'interface, cause une constante variation des profils de vitesse et de contrainte à l'interface qui est difficile à prendre en compte. En plus des derniers éléments, on peut aussi souligner que les essais et mesure de la contrainte hydraulique à l'échelle du pore ont été réalisés avec des billes de verre uniformes qui, rappelons-le, constituent des cas idéaux comparés à des sols. L'impact de la forme des grains et de l'étalement granulométrique n'est

donc pas abordé. Aussi, de telles mesures de contraintes ne peuvent actuellement être réalisées avec de véritables sols en raison de l'opacité des matériaux.

Considérant ces derniers éléments, l'intégration des concepts précédents dans une étude à l'échelle macroscopique comme la présente s'avère ainsi difficile. Les concepts issus de ces études demeurent cependant très intéressants et importants dans le cadre de l'étude de l'érosion de contact.

### **1.1.5 Particularité de l'écoulement à l'endroit de la crête d'un barrage**

La crête d'un barrage en remblai se retrouve au-dessus du niveau habituel du réservoir d'eau que l'ouvrage retient. Il s'agit ainsi d'un milieu poreux contenant peu d'eau, donc qui présente un faible degré de saturation. Advenant un éventuel franchissement du noyau, il y aurait alors une augmentation progressive du degré de saturation du milieu poreux au fur et à mesure que l'eau s'y écoule. Considérant que l'on peut s'attendre à ce qu'un tel événement soit plutôt de courte durée et que l'eau s'écoulant dans la crête peut contenir une certaine concentration en air dissoute, l'écoulement s'effectue possiblement davantage dans des conditions de non-saturation du milieu poreux.

Dans ces conditions, on retrouve un système constitué de trois phases, soit la matrice du sol, l'eau et l'air. La présence d'air dans le sol et dans le fluide engendre une diminution considérable de la conductivité hydraulique du matériau. Des bulles d'air se retrouvent alors en équilibre dans les pores ou bloquées par les constriction du sol, ce qui ajoute un obstacle à l'eau dans son cheminement et réduit les chemins d'écoulement possibles dans le milieu poreux. L'augmentation de la teneur en air diminue ainsi la porosité efficace, soit le volume des vides participant à l'écoulement, et augmente la tortuosité. La quantité et la stabilité des bulles sont fonction de la concentration en air dans le milieu poreux et de celle dans le fluide. Des différences de concentration entre ces deux éléments peuvent causer une augmentation ou une diminution de la grosseur des bulles et de la teneur en air par diffusion. La stabilité des bulles est également fonction de la vitesse de l'écoulement, du gradient hydraulique et des autres effets mécaniques, tels leur adhérence aux particules du milieu poreux.

Chapuis (2004a) a montré l'influence du degré de saturation sur la conductivité hydraulique d'un sable de catégorie SP (figure 1-7). La conductivité hydraulique diminue rapidement avec le degré de saturation, atteignant 50% de la conductivité hydraulique saturée du sable pour un degré de saturation de 80%. Pour un gravier, l'effet de la non saturation est plus prononcé. Chapuis (2004b) mentionne ainsi que pour un gravier ayant un degré de saturation de 75 à 85%, le ratio  $k/k_{\text{sat}}$  est de l'ordre de 15 à 30%.

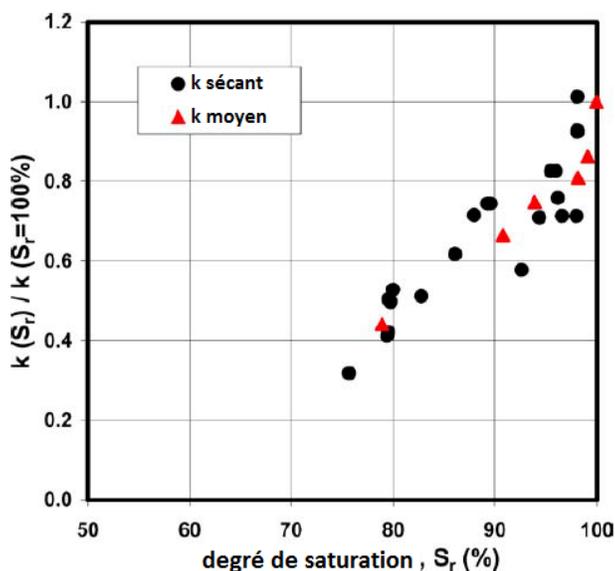


Figure 1-7 : Effet du degré de saturation sur la conductivité hydraulique d'un sable de catégorie SP (traduite de Chapuis (2004a))

## 1.2 Conditions de filtration de l'érosion de contact

Tel que mentionné en introduction, deux conditions sont requises pour que l'érosion de contact puisse se produire en présence d'un écoulement. Il s'agit de la condition dite « géométrique » ou de « filtration » (les particules du sol fin doivent pouvoir passer au travers de la matrice du sol grossier) et de la condition « hydraulique » (la sollicitation de l'eau doit être suffisante pour arracher et transporter les grains du sol fin).

On s'intéresse avant tout à la condition géométrique, car pour que l'érosion de contact survienne et pour que l'on s'attarde à la condition hydraulique, il faut d'abord que les particules du sol de base ne puissent être retenues mécaniquement par le sol grossier sus-

jacent. Autrement dit, les critères d'érosion « hydraulique » ne s'appliquent que si une condition géométrique favorable à l'érosion est rencontrée.

La condition « géométrique » ou de « filtration » fait directement référence aux critères de filtre classiques bien connus en géotechnique. Ces derniers sont des critères qui permettent d'évaluer un sol donné grossier constitue un filtre pour le sol fin à protéger avec lequel il est en contact. Lorsque le sol grossier respecte les critères et qu'il est ainsi filtre du sol fin, l'érosion ne peut survenir, car les constriction (ouvertures entre les pores) du sol grossier n'ont pas la taille suffisante pour permettre le passage des grains du sol fin. Ces derniers sont alors retenus mécaniquement par ceux du sol grossier et ne peuvent être arrachés, puis transportés en dehors du système.

Terzaghi et Peck (1948) sont parmi les premiers auteurs à avoir proposé un critère de filtre pour la limite de l'érosion nulle sous la forme d'un ratio granulométrique entre les deux sols. Ils expriment ce dernier sous la forme :

$$\frac{D_{15F}}{d_{85B}} \leq 4 \quad [1.15]$$

Où  $D_{15F}$  [mm] représente le diamètre des particules du filtre ou du sol grossier correspondant à 15% de passant.  $d_{85B}$  [mm] représente le diamètre des particules de sol fin ou de base correspondant à 85% de passant. Il est à noter que pour la suite du présent document et afin de bien départager les deux milieux poreux en place, le diamètre des particules du matériau grossier ou « filtre » est indiqué par la lettre «  $D$  » alors que le diamètre des particules du sol fin ou « de base » est référé par la lettre «  $d$  ». De plus, la lettre «  $F$  » est ajoutée en indice pour chacune des propriétés du « filtre » (ex.  $n_F$ ,  $v_F$ , etc.) incluant le diamètre des particules. Pour le sol de « base », la lettre «  $B$  » est indiquée en indice.

Le ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  est celui qui est le plus utilisé pour l'établissement des critères de filtre retrouvés dans la littérature et il semble être particulièrement bien adapté au problème de filtration des particules. Une étude statistique réalisée par Honjo et Veneziano (1989) a effectivement prouvé que ce ratio est celui qui est le plus représentatif de la performance d'un filtre.

Sherard et al. (1984a, 1984b) et Sherard et Dunnigan (1989) ont plus tard raffiné le critère unique proposé par Terzaghi et Peck (1948) en réalisant une vaste campagne expérimentale qui a permis le développement des critères de filtre (limite de l'érosion nulle) (tableau 1-1) qui sont proposés aujourd'hui par l'USBR (2011) pour le design des filtres dans les barrages. Lors de leurs travaux expérimentaux, les auteurs mentionnés précédemment ont observé que le critère de Terzaghi, développé avec des essais sur des sols uniformes contenant une quantité limitée de fines, ne peut s'appliquer à l'ensemble des sols de base. En effet, le ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  critique varie en fonction des propriétés du sol de base et notamment en fonction du pourcentage de particules fines (particules de dimensions inférieures à 0,075 mm) de ce dernier. C'est pour cette raison que différentes catégories de sol de base ont été créées et que trois critères additionnels ont été introduits. Le critère initial de Terzaghi demeure applicable pour l'une des quatre catégories de sol créées.

**Tableau 1-1 : Critères de filtre pour la limite de l'érosion nulle pour des sols non-dispersifs (Traduit de USBR (2011), original de FEMA (2011))**

Catégorie de Sol de Base	Contenu en Fines (CF) (%)	Critère de Filtre (Limite de l'Érosion Nulle)
1	CF>85	$D_{15F} \leq 9 d_{85B}$
2	40<CF≤85	$D_{15F} \leq 0,7 \text{ mm}$
3	15<CF≤40	$D_{15F} \leq (4(d_{85B}) - 0,7) \left( \frac{40 - CF}{25} \right) + 0,7$ Si $4 d_{85B} \leq 0,7 \text{ mm}$ , utiliser $D_{15F} \leq 0,7 \text{ mm}$
4	CF≤15	$D_{15F} \leq 4 d_{85B}$

Note : Le contenu en fines est le pourcentage massique passant le tamis 0,075 mm après que le sol de base ait été écrêté à 4,75 mm.

Les critères présentés dans le tableau précédent sont des critères de design et comportent de cette façon un facteur de sécurité intégré. La limite critique de l'érosion nulle devrait donc être légèrement plus élevée que le critère proposé pour un sol donné. Le tableau 1-1 concerne les sols à granulométrie continue, non suffosifs et non dispersifs. Pour de tels sols, d'autres critères sont applicables (voir Lafleur et al. (1989) et USBR (2011)). De plus, les critères d'érosion présentés au tableau 1-1 ont été développés en se basant sur des essais d'érosion nulle (No-Erosion Filter test (NEF)) réalisés en partie au moyen d'un montage tel que celui illustré à la figure 1-8. Des essais complétés avec un montage semblable à celui présenté à la

figure 1-8, mais sans trou dans l'échantillon de base (pour sols fins pulvérulents)) et des essais de boues (*slurry test*) où le sol fin est mélangé pour former un liquide visqueux qui est injecté sous pression dans le filtre ont également servis pour l'établissement des critères de filtre modernes présentés au tableau 1-1.

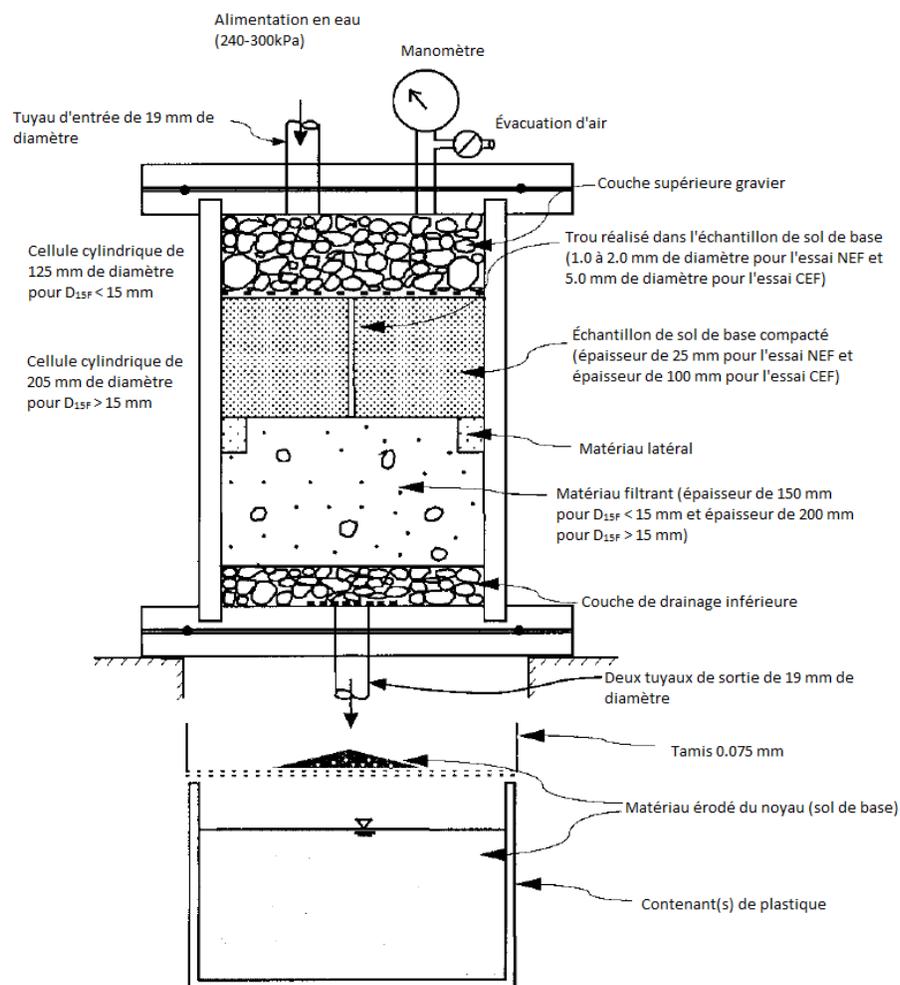


Figure 1-8 : Montage typique d'essai d'érosion nulle (NEF) et d'essai d'érosion continue (CEF) développé et utilisé par Sherard et Dunnigan (1989) et Foster et Fell (2001)

Dans le cas précis d'une interface entre deux sols soumis à un écoulement parallèle à cette dernière (i.e. l'érosion de contact), peu d'auteurs se sont attardés à vérifier l'applicabilité des critères de filtre existants. Certains auteurs ont toutefois travaillé à déterminer la limite géométrique de la filtration. On peut ainsi d'abord souligner que Brauns (1985a) (selon

Guidoux et al. (2010)) propose le critère  $n_F D_{15F}/d_{85B} < 3$ . Ce critère est relativement semblable (légèrement plus permissif) que ceux présentés au tableau 1-1 ci-haut ( $D_{15F}/d_{85B}$  variant respectivement entre 10 et 6 pour des porosités de 0,3 à 0,5).

En Russie, Istomina (1957) et Pravedny (1976) (selon Vuković et Pušić (1992)) ont aussi présenté des critères géométriques, sous forme d'abaques de conception, et ce, respectivement pour les sols de base pulvérulents et cohérents. Un exemple d'abaque est présenté à la figure 1-9 pour les sols pulvérulents. On note sur le graphique qu'en plus d'utiliser un ratio granulométrique comme dans les autres méthodes (dans ce cas  $D_{50F}/d_{50B}$ ), on fait également intervenir la variation du ratio  $d_{60}/d_{10}$  (coefficient d'uniformité,  $C_u$ , indicatif de l'étalement granulométrique d'un matériau) entre les matériaux fins et grossiers dans l'évaluation de la susceptibilité à l'érosion. On peut ainsi observer que pour un même ratio  $D_{50F}/d_{50B}$ , plus le matériau grossier est étalé par rapport au sol fin, plus on s'éloigne de la limite d'apparition d'érosion de contact.

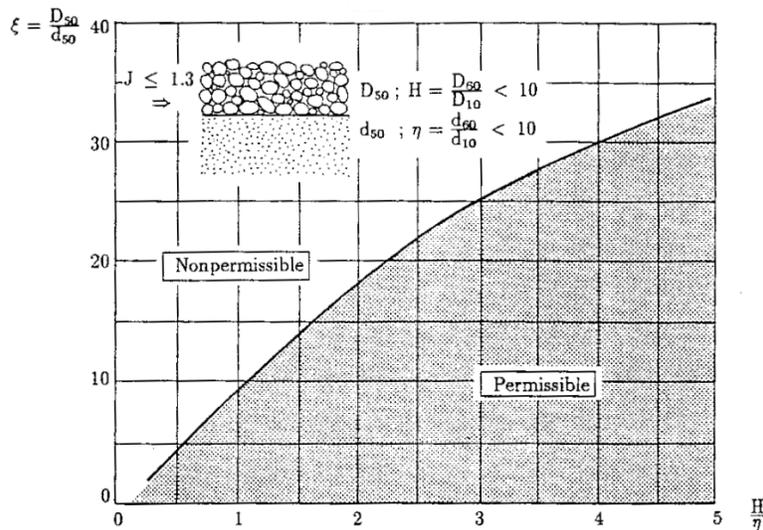


Figure 1-9 : Abaque de conception d'un matériau filtrant ( $J=i$ , le gradient hydraulique) (Istomina, 1957)

On peut aussi retenir qu'Istomina (1957) mentionne que la rupture d'un ouvrage ne peut survenir si

$$D_{10F}/d_{10B} \leq 10 \quad [1.16]$$

Finalement, Den Adel et al. (1994) utilisent un autre ratio et proposent une limite fixée à  $D_{15F}/d_{50B} \leq 9$ .

### **1.3 Conditions hydrauliques de l'érosion de contact**

Conformément aux éléments présentés à la section précédente, si la condition géométrique (critères de filtration) est respectée, l'érosion de contact ne peut se développer, car les particules du sol fin ne peuvent être emportées par l'écoulement au travers des pores du sol grossier. Si ces critères ne sont pas respectés, on doit alors également retrouver un écoulement dans le sol grossier possédant une vitesse suffisamment importante afin de déloger et entraîner les particules du sol de base pour que l'érosion de contact soit initiée et qu'elle puisse progresser. En l'absence d'une telle sollicitation, l'érosion de contact ne peut survenir. C'est cette condition hydraulique qui sera développée dans la présente section.

#### **1.3.1 Influence du sol grossier**

L'influence du sol grossier dans le processus d'érosion de contact se fait d'abord au niveau du régime de l'écoulement. En effet, les dimensions des grains du filtre ainsi que les vitesses d'écoulement requises dans le filtre pour initier l'érosion de contact sont telles que le processus est habituellement initié en conditions d'écoulement visqueux-inertiel ou encore d'écoulement transitoire vers la turbulence (nombre de Reynolds élevé). Ceci différencie ce type d'érosion interne des autres qui se produisent souvent en régime laminaire. Les écoulements visqueux-inertiel et transitoires vers la turbulence peuvent être représentés par la loi de Forchheimer précédemment introduite.

Les conditions d'écoulement se rapprochent alors davantage de celles retrouvées dans le cadre de l'érosion de surface (fluide homogène sur milieu poreux), mais tel qu'abordé précédemment, la présence du sol grossier modifie et complexifie considérablement l'hydrodynamique à l'interface en rendant la sollicitation hétérogène. De plus, dans le contexte de l'érosion de contact, le sol grossier est en contact avec le sol fin sur une surface non négligeable, protégeant ainsi les grains sous-jacents de la sollicitation de l'écoulement. Finalement, les deux processus d'érosion se distinguent également au niveau du transport des

particules alors que le sol érodé doit transiter au travers des pores du sol grossier dans l'érosion de contact, complexifiant davantage la situation.

Selon certains auteurs, il existe toutefois un ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  à partir duquel la granulométrie du sol grossier n'aurait plus d'influence sur l'initiation du processus d'érosion. Elle est alors seulement contrôlée par la sollicitation hydraulique, soit la contrainte de cisaillement à l'interface des matériaux, et le sol grossier n'influence plus le phénomène. Il s'agit de la condition hydraulique pure.

Selon ses résultats, Brauns (1985b) stipule qu'à compter de ratios  $D_{15F}/d_{85B} \geq 20$  ou  $n_F * D_{15F}/d_{85B} \geq 10$  (où  $n_F$  [-] est la porosité du filtre), le processus d'érosion n'est plus influencé par le sol grossier. Den Adel et al. (1994) spécifient de leur côté un ratio  $D_{15F}/d_{50B} \geq 13$  pour des granulométries plutôt uniformes. Finalement, Wörman et Olafsdottir (1992) mentionnent pour leur part qu'un effet de la filtration débute pour des ratios  $d_{85B}/D_{HF} \geq 0,06$ , pour des sols uniformes.  $D_{HF}$  est ici le diamètre effectif des grains obtenu à l'aide d'une moyenne harmonique de la distribution volumétrique des grains. En considérant  $D_{HF}$  légèrement supérieur à  $D_{15F}$ , on retrouve donc des ratios  $D_{15F}/d_{85B}$  de l'ordre de 15. Le même auteur (Wörman, 1989) a également évalué un ratio seuil semblable de  $d_{85B}/D_{15F} \geq 0,10$  ( $D_{15F}/d_{85B} \geq 10$ ) pour une situation d'érosion à l'interface d'un rip-rap et du matériau sous-jacent. Finalement, Istomina (1957) (d'après Vuković et Pušić (1992)) évalue que l'érosion de contact n'est plus dépendante de la granulométrie du sol grossier à partir d'un ratio  $D_{10F}/d_{10B} > 10$ .

Considérant les éléments précédents, la condition hydraulique pure est rencontrée, selon les différents intervenants, à partir d'un ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  se situant généralement entre 10 et 15, à l'exception de Brauns (1985b) qui évalue un ratio minimal de 20 ou plus selon la porosité du matériau grossier.

Entre les ratios  $D_{15F}/d_{85B}$  limites définissant la condition hydraulique pure et la condition de filtration complète (critères de filtre), l'érosion de contact, que ce soit son initiation (Béguin et al., 2012) ou sa progression (Den Adel et al., 1994) est à la fois dépendante de la géométrie du sol grossier et de la sollicitation hydraulique. À titre d'exemple, dans cet intervalle, les

contacts entre les particules fines en mouvement et les grains du filtre peuvent également être plus fréquents, influençant ainsi le transport des particules fines. Une particule pourrait aussi être érodée à un endroit avant d'être bloquée plus loin dans le filtre.

La très grande majorité des recherches et des essais sur l'érosion de contact ont été orientés jusqu'à maintenant vers la condition hydraulique pure ou la condition géométrique. De cette façon, la situation intermédiaire entre ces deux conditions ( $D_{15F}/d_{85b}$  se situant entre 4 et 15) a été très peu étudiée. Relativement complexe, l'interaction concomitante des deux conditions sur le processus d'érosion de contact est ainsi très peu documentée dans la littérature et les processus impliqués y sont peu décrits, détaillés ou quantifiés.

De plus, à l'exception d'Istomina (1957) (selon Vuković et Pušić (1992)), l'ensemble des ratios définissant la condition hydraulique pure de l'érosion de contact ont été évalués pour des sols fins et grossiers uniformes.

### **1.3.2 Seuil d'érosion**

Si le critère de filtration géométrique n'est pas respecté entre les sols en contact et qu'un écoulement est présent dans le sol grossier, l'érosion de contact peut être initiée. Pour ce faire, la contrainte de cisaillement appliquée par cet écoulement à l'interface sur le sol fin doit dépasser une valeur minimale causant le bris des conditions d'équilibre statique de particules fines présentes à l'interface (section 2.1.4). Ces dernières peuvent alors délogées pour ensuite être transportées par l'écoulement. La sollicitation hydraulique minimale causant l'initiation de l'érosion est le seuil de l'érosion ou encore la sollicitation hydraulique critique ou d'initiation de l'érosion.

#### **Expression et critères d'identification du seuil d'érosion**

Tel que mentionné précédemment, la contrainte de cisaillement appliquée par l'écoulement à l'interface entre deux milieux poreux ne peut être évaluée en laboratoire lors d'essais effectués à l'échelle macroscopique (VER). De plus, les équations analytiques développées pour la calculer sont peu précises et continuent de faire l'objet de recherches. De cette façon, bien que le mécanisme d'initiation de l'érosion soit contrôlé par la contrainte de cisaillement qui agit à l'interface, on utilise la notion de vitesse moyenne de l'écoulement dans le matériau

grossier, pour exprimer et déterminer le seuil d'initiation de l'érosion. On parle alors de vitesse moyenne du filtre critique. Tel que résumé par Béguin et al. (2012) et tel que présenté ci-après, pour les sols pulvérulents, la vitesse moyenne de l'écoulement semble bien caractériser l'initiation de l'érosion de contact alors qu'une certaine homogénéité et une bonne reproductibilité des résultats est observable. De plus, ce paramètre macroscopique a l'avantage d'être facile à obtenir à partir des mesures effectuées en laboratoire.

On peut rappeler ici que la contrainte de cisaillement résultant à une interface pour un écoulement à surface libre est proportionnelle au carré de la vitesse de cisaillement (éq. [1.14] d'un écoulement. Pour un écoulement en milieu poreux, la contrainte moyenne dans un milieu poreux est proportionnelle au gradient hydraulique (éq. [1.27]) (Wörman et Olafsdottir (1992) et Bear (1988)). En considérant la relation quadratique de Forchheimer entre le gradient et la vitesse d'écoulement, on peut alors retrouver la relation entre la contrainte de cisaillement et la vitesse d'écoulement.

Il est important de souligner que l'utilisation de la notion de vitesse est préférée à celle du gradient hydraulique pour l'expression du seuil d'érosion, car plus adaptée au phénomène d'érosion de contact. Istomina (1957) (d'après Vuković et Pušić (1992)) a été la première à comparer les deux formes et a constaté que lorsque la sollicitation hydraulique critique est exprimée en terme de vitesse, cette dernière reste semblable pour un sol fin donné, peu importe le sol grossier, alors que le gradient est dépendant du filtre et de sa perméabilité. Selon cette auteure, ceci est vrai à partir d'un ratio  $D_{10F}/d_{10B} > 10$ . À ce moment, on retrouve une vitesse de filtre critique qui est une caractéristique propre à un sol fin. En France, Béguin (2011) a confirmé que la vitesse d'écoulement est un paramètre plus adapté pour l'expression du seuil d'érosion en comparant les vitesses et les gradients critiques correspondant pour plusieurs sols. Il a remarqué que pour un même sol fin, le gradient critique diminue avec une augmentation du sol grossier, alors que la vitesse critique demeure relativement stable. Ceci rejoint la condition hydraulique pure définie à la section 2.3.1.

La définition du seuil critique d'érosion varie considérablement selon l'auteur et la méthodologie employée pour la réalisation des essais ce qui en fait une notion relativement ambiguë. Brauns (1985b), l'un des premiers à avoir travaillé sur le sujet, s'est simplement

basé sur un critère visuel pour estimer la vitesse d'initiation du processus. La vitesse critique correspond à celle pour laquelle les premiers mouvements de particules fines sont observés. Dans leurs travaux, Bezuijen et al. (1987) et plusieurs autres auteurs néerlandais considèrent quant à eux la vitesse d'écoulement du fluide à laquelle un taux de transport minimal des particules (0,2 g/m/s) est atteint comme le seuil critique d'érosion. Cette notion de taux d'érosion sera abordée à la section 1.3.3. Pour leur part, Guidoux et al. (2010) ainsi que Béguin (2011), en France, déterminent le seuil critique comme étant la vitesse à laquelle la turbidité de l'effluent ne redevient pas nulle après 30 minutes d'écoulement stationnaire. Finalement, Wörman et Olafsdottir (1992) considèrent que ce seuil n'existe pas et que, pour toute sollicitation hydraulique, il y a transport de matériaux, bien que très faible, donc érosion. Les autres auteurs ne mentionnent pas les critères utilisés ou font simplement référence à la notion ambiguë de l'« initiation de l'érosion » ou « de rupture structurale » (Istomina, 1957).

La comparaison de ces deux dernières expressions permet de constater que les critères de détermination de la vitesse critique réfèrent à des notions différentes. Effectivement, certains critères visent l'identification de l'initiation du processus alors que les autres indiquent l'atteinte d'une érosion du sol de base jugée excessive par les auteurs. Dans le dernier cas, il s'agit à ce moment d'un critère de comportement basé sur des conséquences.

### **Modèles de prédiction du seuil de l'érosion**

En se basant sur les vitesses critiques déterminées selon les critères abordées à la section précédente, différents auteurs ont élaboré des relations afin d'évaluer la vitesse d'écoulement moyenne critique pour un sol fin mis en contact avec un matériau filtre. La majorité des approches recensées consistent en une adaptation à l'érosion de contact de la courbe seuil développée par Shields (1936) pour l'érosion en fond de rivière (fig. 1-10). Sur cette figure, Shields (1936) met en relation le nombre de Shields ( $\psi$  [-]), un ratio adimensionnel entre la contrainte de cisaillement à l'interface et le poids déjaugé des grains, avec le nombre de Reynolds à l'interface (ou des grains) ( $Re_p$  [-]), également adimensionnel. La courbe du seuil d'érosion (sollicitation critique) représentée sur la figure 1-10 prend donc la forme de l'équation suivante :

$$\psi_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{(\rho_s - \rho_w)gd} = f\left(\frac{V_{cr}^* d}{v}\right) = f(Re_p) \quad [1.17]$$

Où  $\tau_{cr}$  [F/L<sup>2</sup>] est la contrainte de cisaillement provoquant le début du mouvement des grains de la couche de surface du lit de la rivière,  $\rho_s$  et  $\rho_w$  sont respectivement la masse volumique des grains et de l'eau [M/L<sup>3</sup>],  $g$ , l'accélération gravitationnelle [L/T<sup>2</sup>],  $\psi_{cr}$  est le nombre de Shields critique [-],  $V_{cr}^*$  la vitesse de friction critique telle que définie par l'équation [1.18] [L/T] et  $Re_p$  le nombre de Reynolds des grains [-]. Cette définition intervient ci-après dans plusieurs des modèles définis.

$$V_{cr}^* = \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{\rho_w}} = \sqrt{\frac{\psi_{cr}(\rho_s - \rho_w)gd}{\rho_w}} \quad [1.18]$$

On peut noter que Shields met en relation  $V_{cr}^*$  et  $\tau_{cr}$  qui sont tous deux interchangeables par l'entremise de l'équation [1.18]. Ceci rend la détermination du nombre de Shields difficile mathématiquement de sorte que celle-ci se fait habituellement graphiquement par essais et erreurs avec le diagramme de Shields (fig. 1-10) ou selon des formulations proposées par certains auteurs. À ce sujet, Dey et Papanicolaou (2008) offrent une revue de la littérature de modèles développés pour estimer le nombre de Shields, de même que d'autres relations permettant d'évaluer le seuil d'érosion en rivière.

La courbe initialement développée par Shields a été produite à partir d'essais complétés avec des matériaux pulvérulents, relativement uniformes et pour une gamme limitée de diamètres de particules. Avec le temps, celle-ci a été modifiée et allongée pour d'autres diamètres de particules par l'ajout de valeurs par d'autres chercheurs.

Par ailleurs, la courbe de Shields est en fait plutôt une bande, et ce, tel qu'illustré à la figure 1-10. De cette façon, pour une même dimension de grains du sol fin, on ne retrouve pas une valeur seuil unique, mais un intervalle de valeurs critiques. Deux éléments principaux expliquent cette variabilité dans les résultats ayant servi à établir la bande critique.

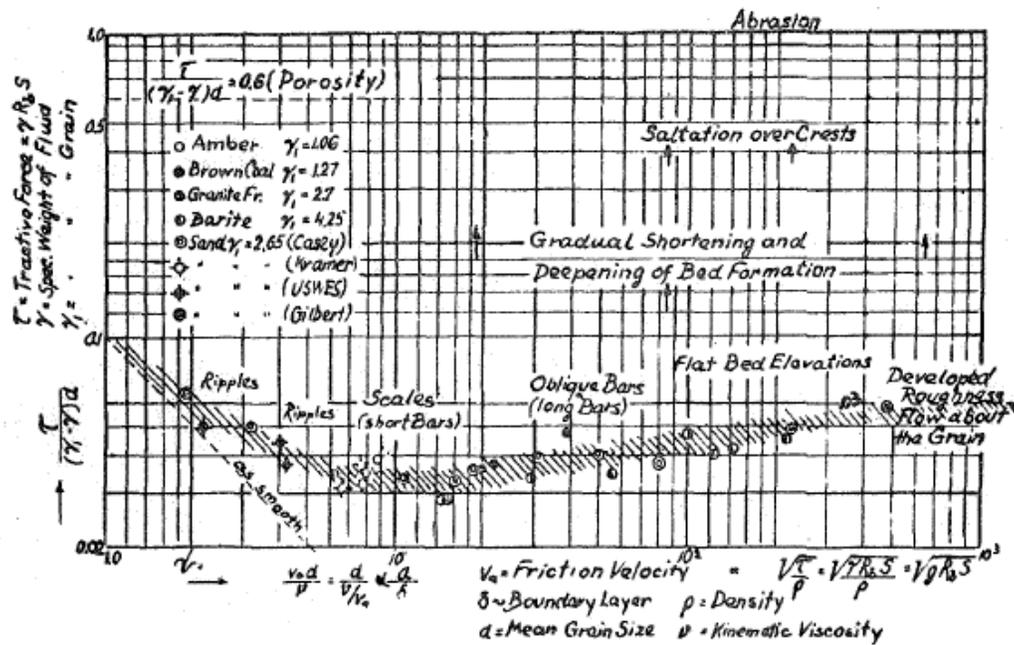


Figure 1-10 : Diagramme de Shields original : Paramètre de Shields en fonction du nombre de Reynolds des grains (Shields, 1936)

Premièrement, comme pour l'érosion de contact, les critères d'évaluation du seuil d'érosion (visuel ou quantitatif) et du diamètre des grains (diamètre moyen ou médian) sont variables selon les auteurs. Buffington (1999) souligne d'ailleurs que Shields (1936) a lui-même vraisemblablement utilisé des critères du seuil d'érosion variables (critères visuels et quantitatifs) ainsi que des diamètres médians pour certains matériaux et moyens pour d'autres pour construire son graphique. Buffington (1999) critique également plusieurs autres éléments des travaux de Shields, notamment que certains matériaux utilisés dans les expérimentations considérées par Shields n'étaient pas nécessairement uniformes. L'utilisation de la courbe de Shields doit donc se faire avec une certaine précaution.

Deuxièmement, la variabilité des résultats est également due à la difficulté de reproductibilité des résultats. Paphitis (2001) a ainsi observé dans sa revue d'essais présentés dans littérature que des expérimentations réalisées dans les mêmes conditions présentent souvent des conditions critiques différentes, et ce, indépendamment de l'auteur et donc de sa méthodologie. Plusieurs éléments ou une combinaison de ces derniers peuvent expliquer cette variabilité des résultats. Parmi ceux-ci, il est toutefois intéressant de soulever que certains auteurs (selon Paphitis (2001)) ont observé que la contrainte de cisaillement à

l'interface évolue dans le temps en présence d'écoulements turbulents, ce qui peut causer des mouvements de particule pour des conditions inférieures au seuil. Des valeurs instantanées de la contrainte de cisaillement jusqu'à trois supérieures à la valeur moyenne ont ainsi été mesurées.

Les limites et constatations indiquées précédemment peuvent s'avérer très importantes dans l'ajustement de la courbe de Shields à l'érosion de contact. Leur existence de même que leur implication ne sont toutefois pratiquement pas mentionnées par les différents auteurs présentés ci-après.

Brauns (1985b) est le premier à avoir formulé une approche face à l'érosion de contact fondée sur le critère de Shields. En se basant sur les résultats obtenus en combinant divers sols grossiers et fins à granulométrie uniforme, il a constaté que les vitesses d'écoulement moyennes critiques dans le filtre correspondent à un nombre de Froude constant, défini par l'équation [1.19], se situant entre 0,65 et 0,70.

$$Fr_{cr}^* = \frac{v_{Fcr}/n_F}{\sqrt{(\rho_s - \rho_w) * g * d_{50B}/\rho_w}} = 0,65 \text{ à } 0,70 \quad [1.19]$$

Dans les mêmes années, en Hollande, quelques recherches ont également été orientées sur l'initiation de l'érosion de contact. Plusieurs de ces recherches sont basées en partie ou en totalité sur les mêmes essais réalisés par Klein Breteler (1989); Van der Meulen (1984) et/ou Broekens (1991).

De cette façon, on retrouve d'abord l'étude de de Graauw et al. (1984) qui ont proposé une relation empirique calibrée avec les résultats des expérimentations afin de déterminer le gradient critique dans le filtre en se basant sur une analogie entre un écoulement en conduites et en milieu poreux. Ils proposent de cette façon :

$$i_{cr} = \left( \frac{0,06}{n_F^3 D_{15F}^{4/3}} + \frac{n_F^{5/3} D_{15F}^{1/3}}{1000 d_{50B}^{5/3}} \right) V_{cr}^{*2} \quad [1.20]$$

où  $V_{cr}^*$  est la vitesse critique de Shields. À partir de ce gradient critique, il est ensuite possible d'estimer une valeur de la vitesse de filtre critique en considérant l'équation de Forchheimer (éq. [1.10]) avec  $i=i_{cr}$ . Selon les auteurs, l'équation [1.20] donne une approximation conservatrice du gradient critique.

de Graauw et al. (1984) ont également investigué l'influence d'un chargement hydraulique cyclique. Ils observent que le gradient hydraulique critique est du même ordre de grandeur que celui évalué pour un écoulement stationnaire.

Bezuijen et al. (1987) ont ensuite étudié l'érosion de contact dans le contexte des revêtements en pierre sur les digues. Ils ont développé un modèle en posant comme hypothèse que l'écoulement dans les pores du filtre est similaire à celui dans un canal. Ainsi, ils posent que « la contrainte de cisaillement critique appliquée à l'interface sur le matériau fin est égale à celle qui serait appliquée sur le même matériau par un écoulement à surface libre ». Cette dernière valeur correspond à la contrainte de Shields (éq. [1.17]). Ensuite, ils posent l'hypothèse que la vitesse critique dans les pores du filtre est proportionnelle la vitesse de cisaillement critique en rivière ( $V_{cr}^*$ , (éq. [1.18])). Ainsi, en combinant les équations [1.17] et [1.18] et en insérant un coefficient de proportionnalité  $e$  ( $e=V_{cr}^*/V_{pcr}$ ), on retrouve la forme suivante :

$$v_{Fcr} = n_F v_{pcr} = \frac{n_F}{e} V_{cr}^* = \frac{n_F}{e} \sqrt{\frac{\psi_S (\rho_s - \rho_w) g d_{50B}}{\rho_w}} \quad [1.21]$$

Selon leurs données expérimentales, la constante de proportionnalité  $e$  est fonction du diamètre moyen ( $d_{50B}$ ) du sol fin de la façon suivante :

$$e = \begin{cases} 0,75 Re^{-0,2} & \text{si } 0,1 < d_{50B} < 0,2 \text{ mm} \\ 0,22 & \text{si } 0,7 < d_{50B} < 1 \text{ mm} \end{cases} \quad [1.22]$$

Où  $Re$  est le nombre de Reynolds (éq. [1.9]) avec  $D_{15F}$  comme diamètre effectif des particules grossières. Pour un  $d_{50B}$  se situant entre 0,2 et 0,7 mm, une interpolation linéaire peut être réalisée. Pour simplifier l'application de leur modèle, les auteurs ont aussi développé un abaque pour permettre de déterminer le gradient critique selon différents paramètres.

Bezuijen et al. (1987) ont également investigué l'influence d'un chargement hydraulique cyclique en réalisant des essais avec des vagues ayant une période de deux (2) secondes. Ils ont conclu que pour des vagues d'une période au moins égale à celle testée, la vitesse critique ne change pas significativement et peut être considérée égale à la vitesse critique du filtre évaluée pour un écoulement stationnaire.

Bakker et al. (1990) et Den Adel et al. (1994) ont ensuite adapté le modèle de Bezuijen et al. (1987) pour couvrir une gamme plus importante de diamètre de particules et en ajustant les relations donnant la constante  $e$  (éq. [1.22]). Quelques années plus tard, Bakker et al. (1994) ont ensuite repris cette relation et celle de Shields (1936) pour développer un nouveau modèle théorique applicable à un système multicouche (par exemple, un enrochement de surface soumis à un écoulement libre reposant sur un filtre, puis un matériau fin).

Ces travaux portant sur la protection d'un lit de rivière en système multicouche ont été suivis dans le même contexte par ceux d'Hoffmans et al. (2008) qui s'intéresseront également à l'érosion de contact à l'interface filtre/sol de base. Ceux-ci proposent eux aussi d'exprimer la vitesse d'écoulement moyenne critique du filtre ( $v_{Fcr}$ ) en fonction des caractéristiques du matériau grossier et de la vitesse de cisaillement critique à l'interface ( $V^*_{cr}$ ). Ils se basent donc également sur la théorie de Shields (1936) (éq. [1.17] et [1.18]), mais utilisent l'équation de Chézy pour passer de la vitesse critique de Shields à la vitesse critique dans le filtre. L'équation de Chézy est ici définie telle que :

$$U_{cr} = \frac{C}{\sqrt{g}} V_{cr}^* \quad [1.23]$$

Où  $U_{cr}$  est la vitesse moyenne de l'écoulement en milieu libre sur la hauteur de l'écoulement et  $C$  est le coefficient de Chézy [ $L^{1/2}/T$ ]. Il ajuste ce dernier paramètre pour le milieu poreux grossier de la manière suivante :

$$C_f = \alpha_{15} \sqrt{g} \left( \frac{D_{15F}}{d_{50B}} \right)^{1/6} \quad [1.24]$$

Où  $\alpha_{15}$  [-], un coefficient, est estimé à 1,28. Dans son livre publié deux ans plus tard, Hoffmans (2010) modifie toutefois l'équation [1.23] en y ajoutant la porosité du filtre  $n_F$  (équ. [1.25]) comme dans la démarche de Bezuijen et al. (1987). Il ajuste cependant le coefficient  $\alpha_{15}$  en conséquence. Celui-ci est alors estimé à 3,2. Cet ajustement correspond à  $1,28/n_F$  en considérant une porosité de 0,4, ce qui ne change pas le modèle pour cette porosité. Pour des valeurs de  $n_F$  plus faibles, la vitesse de Darcy critique dans le filtre sera cependant moindre. L'équation [1.23] devient alors :

$$v_{Fcr} = n_F \frac{C_f}{\sqrt{g}} V_{cr}^* \quad [1.25]$$

La combinaison des deux dernières équations de même que l'équation [1.18] permet ainsi d'obtenir une équation unique :

$$v_{fcr} = \alpha_{15} n_F \left( \frac{D_{15F}}{d_{50B}} \right)^{1/6} \sqrt{\frac{\psi_S (\rho_d - \rho_w) g d_{50B}}{\rho_w}} \quad [1.26]$$

Ces chercheurs proposent aussi des relations pour déterminer le gradient critique dans le système, en séparant le cas d'un écoulement laminaire transitoire de celui d'un écoulement turbulent en faisant le lien entre l'équation [1.26] et la loi de Forchheimer (équ. [1.10]). Pour parfaire leur modèle, les auteurs se sont appuyés sur une quantité importante de données, dont celles de Van der Meulen (1984), Klein Breteler (1989) et Broekens (1991).

En France maintenant, Béguin et al. (2012) suggèrent de continuer dans la lignée de l'utilisation du critère de Shields, sans toutefois faire l'analogie à un écoulement à surface libre comme le font notamment Hoffmans et al. (2008) et Bezuijen et al. (1987) dont les modèles sont décrits ci-haut. Ils proposent plutôt de calculer la contrainte de cisaillement moyenne induite par l'écoulement de l'eau dans le sol grossier ( $\tau_F$ ) et de considérer cette dernière égale à la contrainte critique au moyen du critère de Shields (équ. [1.17]). La contrainte de cisaillement moyenne dans le milieu grossier peut être estimée de la façon suivante (Wörman et Olafsdottir (1992) et Bear (1988)) :

$$\tau_F = \frac{n_F \gamma_w i}{A_s} \quad [1.27]$$

où  $A_s$  est la surface spécifique [ $m^{-1}$ ] définie par l'une des deux équations suivantes, la première étant de Kozeny et la seconde est l'expression de Kozeny-Carman :

$$A_s = \frac{\alpha_{forme}(1 - n_F)}{D_{HF}} \quad [1.28]$$

$$A_s = \sqrt{\frac{c_0 n_F^3}{K}}$$

Dans ces relations,  $\alpha_{forme}$  [-] est un coefficient tenant compte de la surface et du volume des particules. Il varie entre 6 et 8 pour la majorité des sols.  $D_{HF}$  est le diamètre effectif des grains et  $c_0$  est le paramètre de Kozeny [-] généralement considéré égal à 0,2.

En considérant la contrainte critique  $\tau_{cr}$ , estimée avec le critère de Shields, égale à la contrainte de cisaillement dans le sol grossier  $\tau_F$  (équation [1.27]), on obtient le gradient hydraulique critique. On peut ensuite déterminer la vitesse critique en substituant ce gradient dans la loi de Forchheimer du matériau déterminée expérimentalement ou à l'aide des méthodes théoriques présentées plus tôt dans le chapitre.

Concernant cette approche, on peut rappeler que les études effectuées à l'échelle du pore ont montré que les relations du type de l'équation [1.27] permettant d'évaluer la contrainte de cisaillement dans un milieu poreux seraient peu précises et surestimeraient la contrainte dans le milieu poreux et encore plus celle à l'interface. Ainsi, ce cheminement proposé par Béguin et al. (2012) constitue une approche conservatrice (limite inférieure) comportant un facteur de sécurité. Ce dernier serait de l'ordre de 2 selon les auteurs.

Finalement, en Russie, Istomina (1957) (selon Vuković et Pušić (1992)) et Pravedny (1976, 1991) (selon Radchenko et al. (2012)) ont proposé deux approches distinctes qui ont comme caractéristique d'être les deux seules méthodes recensées qui ne sont pas basées sur le critère de Shields. La première auteure a proposé une relation graphique (figure 1-11) entre la vitesse critique et le diamètre des particules ( $d_{10B}$ ) sur la base de ses essais réalisés en laboratoire.

Elle y présente aussi une vitesse de décharge admissible n'entraînant pas la « rupture structurale » de l'échantillon. La figure 1-11 constitue donc un abaque de conception et la détermination où la vitesse critique peut être obtenue graphiquement. Il est à noter que le critère utilisé pour déterminer le seuil critique n'est cependant pas décrit par l'auteur.

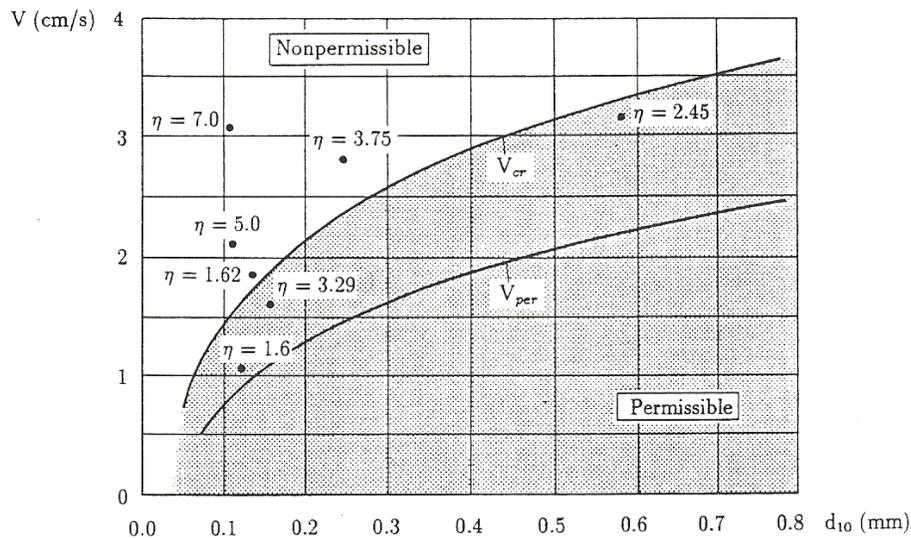


Figure 1-11 : Abaque développé par Istomina (1957) ( $\eta = d_{60B}/d_{10B} = C_u$ )

Pravedny a pour sa part développé un système complexe d'équations afin de déterminer le gradient critique provoquant l'initiation de l'érosion pour un sol pulvérulent. Ces équations ne seront pas reprises ici afin d'alléger le texte et parce que les paramètres ne sont pas tous définis dans la littérature. Toutefois, on peut souligner que son approche inclut une dépendance à la fois au filtre et au sol de base. De plus, elle incorpore la dimension des pores du filtre et de nouveaux paramètres du sol fin (i.e.  $d_{17B}$ ) par rapport aux autres méthodes ( $d_{50B}$ ). Ceci peut s'expliquer par le fait que les expérimentations de Pravedny ont été réalisées sur des sols (filtres et bases) davantage étalés alors que la majorité des autres essais recensés ont été faits avec des sols uniformes. L'auteur semble donc remarquer l'importance de la partie fine du sol pour la détermination de sa susceptibilité à l'érosion de contact.

### Effet de la cohésion sur le seuil d'érosion

Pour les sols à grains fins cohérents, des forces intergranulaires stabilisatrices doivent être ajoutées à l'équilibre des forces agissant sur un grain présenté à la figure 1-5. Ces forces, qui engendrent le caractère cohésif de ces matériaux, augmentent ainsi la résistance du sol à

l'arrachement des grains et au transport et donc à l'érosion de contact. Pour certains sols cohérents, le détachement des grains se fait même par agrégats plutôt que par détachement de grains individuels (Béguin et al., 2012). On retrouve alors une influence de la microporosité et de la macroporosité du matériau.

Afin de tenir compte de la cohésion, Guidoux et al. (2010) suggèrent une adaptation du modèle de Brauns (1985b) (éq. [1.19]). Ils proposent ainsi deux modifications à la relation originale. La première est d'utiliser le diamètre effectif du sol ( $d_{HB}$ ) défini comme la moyenne arithmétique des grains au lieu du diamètre moyen. Les auteurs ont en effet constaté que le comportement de ces sols était grandement influencé par les particules de petit diamètre. La seconde suggestion est d'ajouter un terme afin de tenir compte de l'effet de la cohésion sur la contrainte critique déterminée selon le critère de Shields. Pour ce faire, ils posent l'hypothèse que les forces de cohésion sont simplement proportionnelles au diamètre des particules. De cette façon, la force stabilisatrice est également proportionnelle à la contrainte de Shields (éq. [1.17]). Ils ajustent l'équation [1.19] de la manière suivante :

$$v_{fcrit} = 0,70 * n_F \sqrt{\frac{(\gamma_s - \gamma_w) * d_{HB}}{\rho_w} \left( 1 + \frac{\beta_{adh}}{d_{HB}^2} \right)} \quad [1.29]$$

soit en ajoutant une force d'adhésion stabilisatrice proportionnelle au poids déjaugé des particules ( $F_w$ ). La force d'adhésion est donc égale à :

$$F_{adhésion} = \frac{\beta_{adh}}{d_{HB}^2} * F_w \quad [1.30]$$

Où  $\beta_{adh}$  [ $L^2$ ] est un paramètre empirique prenant en compte les différents phénomènes à l'origine du caractère cohésif du matériau.

Il faut cependant souligner que cette relation s'applique principalement aux sols ayant un diamètre effectif  $d_{HB}$  supérieur à 10  $\mu m$ . Sous ces diamètres, les forces d'adhésion deviennent plus importantes et le modèle sous-estime la vitesse critique. On doit également souligner que la cohésion dans les sols peut être due à différents aspects minéralogiques et

physicochimiques rendant la quantification de l'influence de la cohésion plus complexe que la correction proposée qui est seulement fonction du diamètre.

### Effet de la surcharge sur le seuil d'initiation

L'influence de la surcharge appliquée sur l'échantillon a été étudiée tout d'abord par de Graauw et al. (1984). Ces auteurs n'ont observé aucune influence de la surcharge sur le gradient critique obtenu. Cependant, ils ne fournissent aucune information quant à la plage de contraintes imposées étudiées. Comme les données de ces auteurs ne sont pas clairement explicitées, Guidoux et al. (2010) et Béguin (2011) se sont aussi attardés à la question. Pour ce faire, ils ont réalisé plusieurs essais à différentes contraintes et ce pour quelques combinaisons de sols (figure 1-12). Ils ont ainsi montré expérimentalement que pour une surcharge inférieure à 200 kPa, soit la charge maximale qu'ils ont appliquée, ce paramètre n'a pas d'influence sur l'initiation de l'érosion. Ceci s'explique par le fait que la surface érodable est non soumise à la contrainte appliquée verticalement sur l'échantillon. En effet, les particules de sol fin érodables sont situées aux endroits où les grains du sol grossier ne sont pas en contact avec le sol fin, soit dans les pores du sol grossier à l'interface. Donc peu importe la contrainte, le sol fin sous les grains grossiers est stabilisé par ces derniers et moins sollicité par l'écoulement. Seul le sol présent dans les interstices est initialement érodé.

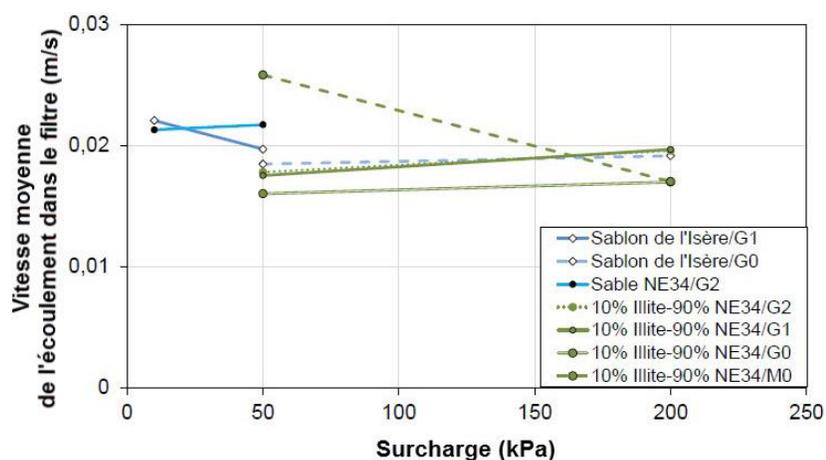


Figure 1-12 : Dépendance de la vitesse critique à la contrainte appliquée sur l'échantillon (Béguin, 2011)

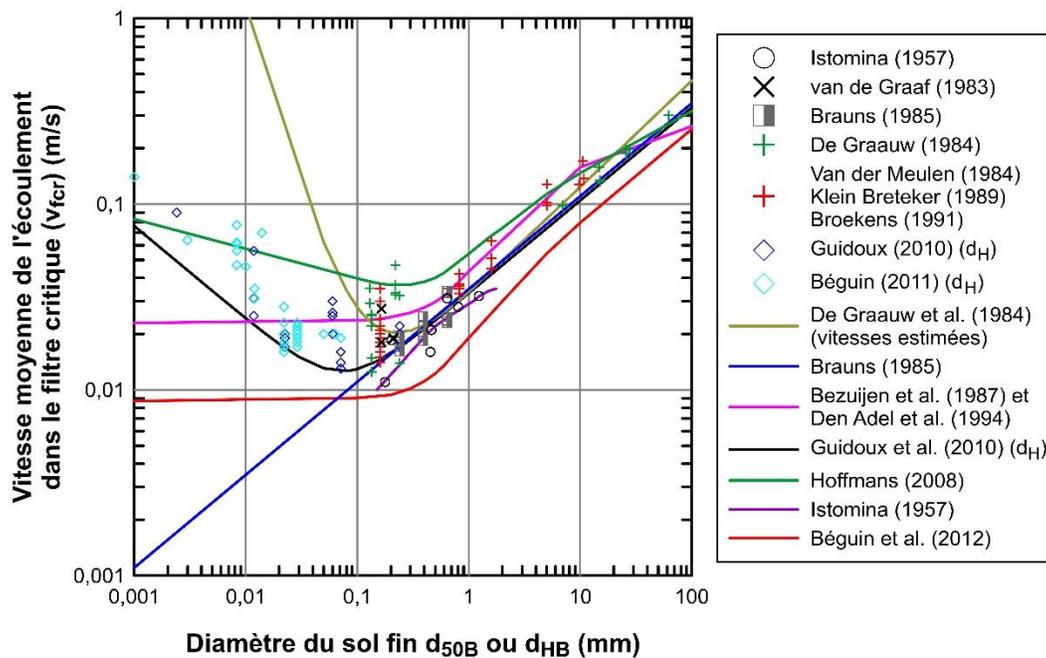
## Sommaire des seuils d'érosion

Les sections précédentes ont permis de constater que de nombreux modèles existent dans la littérature afin de déterminer le seuil d'initiation de l'érosion de contact d'un sol fin donné. Pour développer ces relations, une grande quantité d'essais ont donc aussi été réalisés par les différents auteurs. Ceux-ci sont résumés à la figure 1-13 en compagnie de plusieurs des relations développées et recensées précédemment. Cette figure consiste en une adaptation de celle produite par Béguin et al. (2012). Cette représentation comporte toutefois des limites importantes et des éléments doivent être considérés afin de bien la comprendre :

- L'ensemble des essais pertinents recensés dans la littérature y ont été introduits. On sait toutefois que les auteurs se sont appuyés sur des critères différents pour évaluer les seuils critiques de l'érosion de contact (taux de transport minimal, critère visuel, extrapolation du taux de transport, taux d'érosion basé sur la turbidité, etc.). De plus, de Graauw (1984) a évalué les gradients critiques, mais pas les vitesses. Les données présentées ont été calculées à partir des essais de perméabilités complétés dans le cadre des essais ou à partir de relations empiriques telles les relations 2.11 et 2.12.
- Des ratios granulométriques  $D_{15F}/d_{85B}$  très différents ont été utilisés et certains résultats peuvent avoir été influencés par un effet de filtration.
- L'uniformité des sols fins et grossiers varie. La plupart des essais ont été effectués avec des sols fins et grossiers uniformes ou très peu étalés ( $C_{uB}$  et  $C_{uF}$  entre  $\pm 1,2$  et 2). C'est le cas pour la très grande majorité des sols pulvérulents ayant un  $d_{50B} > 0,08$  mm. Toutefois, certains essais représentés ont été complétés avec des sols fins qui sont moins uniformes ( $C_{uB} > 3$ ) et même étalés ou moyennement étalés ( $C_{uB}$  de plus de 5). C'est le cas pour les essais d'Istomina et ceux effectués sur des sols cohésifs ou ayant un  $d_{50B} < 0,08$  mm.
- Les courbes des modèles ont été tracées pour des conditions spécifiques ( $D_{15F} = D_{HF} = 15$  mm,  $n_F = 40\%$ ,  $G_{sB} = 2,65$ , fluide=eau et température de l'eau=20°C). En effet, tous les modèles présentés sont fonctions de la densité des grains fins et de la porosité du filtre. Les modèles d'Hoffmans et al. (2008), de de Graauw et al. (1984) et de

Béguin et al. (2012) incluent aussi une influence de la taille des particules des sols grossiers. On peut rappeler que ceci contredit l'existence d'une condition hydraulique pure indépendante de la granulométrie du sol grossier tel que définit précédemment.

En gardant en tête les éléments précédents, on peut tout de même faire quelques observations importantes d'une représentation telle que celle de la figure 1-13. Ainsi, selon les résultats disponibles dans la littérature, le paramètre  $d_{50B}$  semble relativement bien adapté à la caractérisation de la vitesse critique des sols uniformes pulvérulents ayant un  $d_{B50}$  supérieur à 0,080 mm. En effet, pour ces essais effectués avec des sols fins uniformes, on peut noter que la vitesse critique augmente avec le diamètre moyen des particules à partir d'une valeur minimale de la vitesse pour un  $d_{50B}$  de l'ordre 0,1 mm. Pour ces sols, c'est principalement le poids des particules qui joue le rôle stabilisateur (gravité et frottement). Les grosses particules étant plus difficiles à déplacer, la vitesse critique augmente avec le diamètre.



La même observation peut également être faite pour les sols fins cohérents et ayant un diamètre inférieur à 0,08 mm, alors que la vitesse critique augmente, mais cette fois-ci avec

une diminution du diamètre effectif ( $d_{HB}$ ). Pour ces matériaux, c'est la cohésion qui joue le principal rôle stabilisateur en favorisant l'adhérence entre les grains et leur agglomération. La gravité peut aussi jouer un rôle lors du détachement d'un agrégat de particules fines.

Dans le cas des sols pulvérulents, la très grande majorité des essais ont été réalisés avec des sols fins uniformes ( $C_u$  faible). Seuls Guidoux et al. (2010) et Béguin (2011) ont réalisé des essais avec des sols étalés, mais, dans leur cas, les sols fins étaient également cohésifs. Il est donc actuellement accepté que le paramètre  $d_{50B}$  soit utilisé pour les sols de base pulvérulents et uniformes. Ceci étant dit les diamètres moyens et effectifs des sols uniformes sont pratiquement égaux.

Malgré la tendance clairement définie entre le diamètre des grains fins et la vitesse critique, il existe tout de même une certaine dispersion des vitesses d'érosion critiques obtenues, notamment pour les diamètres de sol fin entre 0,1 et 0,3 mm. Ceci peut être en partie dû aux méthodes de détermination qui diffèrent entre les auteurs, mais aussi à la variabilité du phénomène alors que pour une valeur de vitesse d'écoulement moyenne, des valeurs locales extrêmes pouvant initier l'érosion de contact peuvent exister dans le milieu poreux.

Un autre élément pouvant être à l'origine de cette divergence est la taille des particules du sol grossier. La relation entre celle-ci et la vitesse critique est présentée à la figure 1-14 pour des essais recensés dans la littérature et réalisés :

- pour la condition hydraulique pure (i.e.  $D_{15F}/d_{85B}$  large), certains essais susceptibles d'avoir été influencés par un effet de filtration ont été négligés,
- par un même auteur (indépendance de la méthode d'essai) et
- avec des sols ayant un même  $d_{50B}$  .

Il est intéressant de noter que l'abscisse de la figure 1-14 aurait pu ici être remplacée par le ratio  $D_{15F}/d_{85B}$ .

On peut noter sur cette figure pour les sols fins uniformes une légère tendance à la hausse de la vitesse critique dans le filtre lorsque le diamètre des particules du sol grossier augmente.

En effet, pour un même  $d_{50B}$ , la vitesse augmente légèrement avec la grosseur des grains du filtre. On remarque toutefois également une variabilité importante des vitesses critiques obtenues. Cette différence de la vitesse critique selon la dimension des particules grossières pourrait être expliquée par une variation de la dynamique de l'écoulement à l'échelle du pore ou encore par un effet mécanique lié à la taille des pores.

Pour le sol fin étalé ( $C_{ub}=9$ ) représenté par un symbole de cercle, la vitesse critique moyenne dans le filtre apparaît plutôt indépendante de la taille du sol grossier.

On peut noter à la figure 1-13 que la majorité des modèles (adaptation du critère de Shields) sont représentatifs de l'évolution de la vitesse moyenne critique dans le filtre en fonction du diamètre des particules du sol fin. Quelques modèles apparaissent toutefois moins sécuritaires, alors que le critère de Béguin et al. (2012) englobe toutes les données et inclue un certain facteur de sécurité.

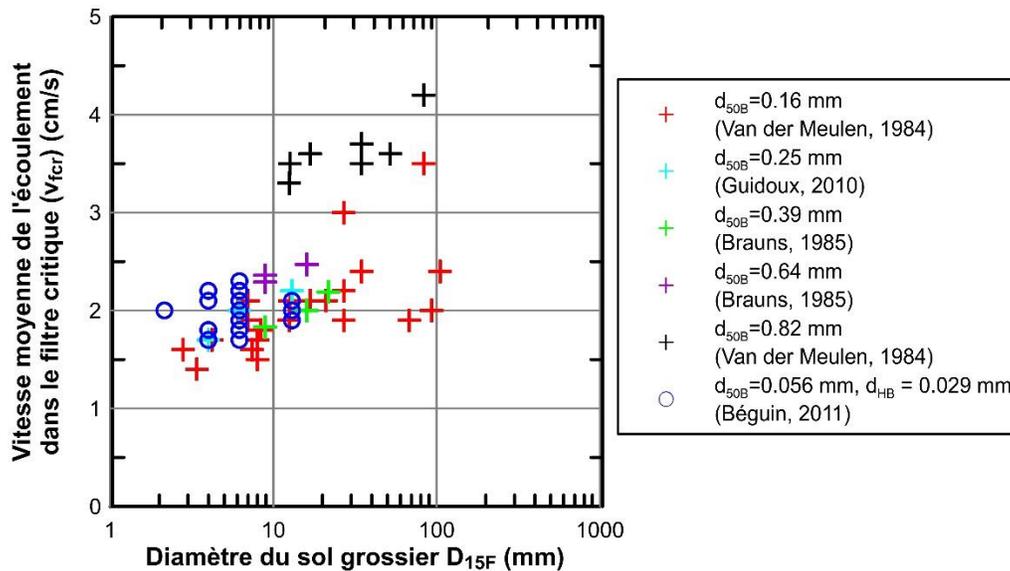


Figure 1-14 : Relation entre la vitesse moyenne critique dans le filtre et le  $D_{15F}$  pour des sols de base pulvérulents uniformes (croix) ayant un diamètre moyen ( $d_{50B}$ ) entre 0,16 et 0,82 mm et pour un silt à granulométrie étalée (cercle). Résultats pouvant avoir été influencés par des effets de filtration retirés.

Par ailleurs, il a été mentionné par plusieurs auteurs, notamment Brauns (1985b), que leur modèle de prédiction de la vitesse critique n'est valide que pour un ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  faisant référence à la condition hydraulique pure. Béguin (2011) a cependant observé (figure 1-15)

que ce ratio avait peu d'influence sur la vitesse critique pour ses sols fins testés (cohésifs et/ou étalés) à partir du moment où la condition géométrique (zone en rouge sur le graphique) n'était plus valide. En considérant les essais réalisés par l'auteur sur des sols cohésifs et étalés, il existe en effet peu de différence entre les seuils d'érosion des essais soumis aux conditions hydrauliques et géométriques (zone jaune) et ceux soumis seulement à la condition hydraulique (zone verte), si ce n'est que pour quelques essais situés très près de la limite de la filtration géométrique. Ceci rejoint l'observation précédente effectuée avec les données de la figure 1-14 provenant de cet auteur.

En s'appuyant sur la figure 1-15, Béguin (2011) généralise toutefois cette observation à l'ensemble des sols de base, ce qui semble contredit par l'analyse de la figure 1-14. Il faut ainsi être vigilant dans l'interprétation de la figure 1-15 concernant la comparaison avec les essais de la littérature. Ceux-ci ne concernent pas tous le même sol de base. Ainsi, cette représentation ne tient pas compte de la forte dépendance de la vitesse au  $d_{50B}$  pour ces données. L'étalement de la granulométrie n'est également pas considéré. Il est à ce moment impossible de conclure de cette figure si le ratio  $D_{F15}/d_{b85}$  a une influence sur ces résultats.

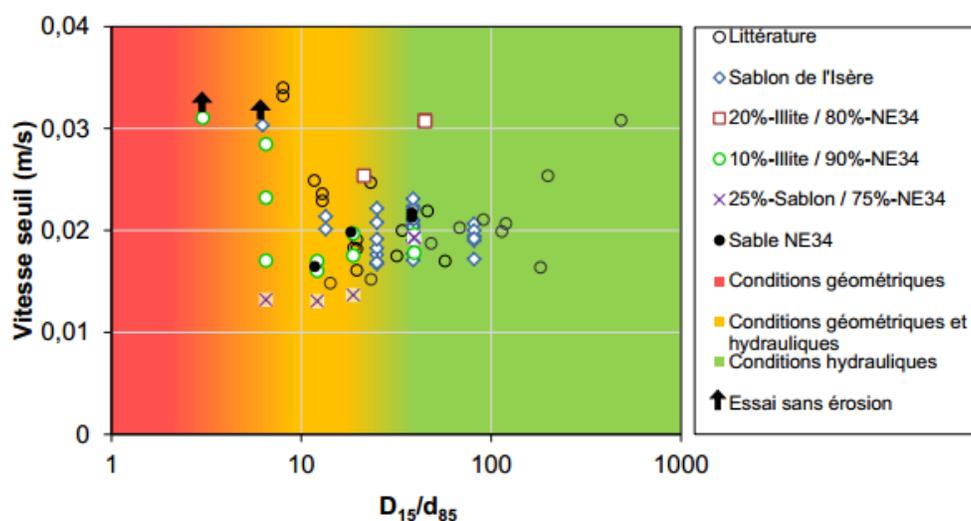


Figure 1-15 : Relation entre la vitesse de Darcy du filtre critique et le ratio  $D_{F15}/d_{b85}$  (Béguin, 2011)

Pour terminer, comme le soulignent Béguin et al. (2012), malgré une grande différence dans les méthodologies expérimentales utilisées ainsi que dans les méthodes de détermination de la vitesse critique, on peut constater en se basant sur la figure 1-13 qu'il existe tout de même

une certaine homogénéité dans les valeurs de vitesse critiques obtenues par les différents auteurs. D'ailleurs, bien que ce soit peu indiqué dans la littérature sur l'érosion de contact, on doit garder à l'esprit que le critère de Shields n'indique pas une valeur critique unique, mais plutôt un intervalle de valeurs critiques afin de tenir compte de la nature aléatoire ou stochastique de phénomène en rivière. Cette nature stochastique du phénomène peut d'ailleurs être amplifiée par l'écoulement en milieu poreux.

### **1.3.3 Évolution de l'érosion en fonction du temps et de la charge hydraulique**

La façon dont progresse l'érosion de contact lorsque le seuil d'initiation est franchi constitue également un élément important dans la compréhension et l'étude du phénomène. Plus particulièrement, c'est son évolution en fonction de l'augmentation de la vitesse moyenne de l'écoulement, mais aussi selon le temps pour une vitesse donnée, qui est d'intérêt. La quantification du phénomène et les modèles servant à la prédiction du phénomène seront abordés dans cette section.

#### **Modes de transport des particules**

Une fois la vitesse de décharge critique atteinte, l'érosion du sol de base débute. Ainsi, des particules de sol sont arrachées puis transportées progressivement hors du système. Selon les caractéristiques du sol en place, différents modes de transport sont alors possibles pour l'entraînement des particules.

Pour l'érosion d'un lit de rivière, on retrouve globalement deux modes de transport solides : le charriage et la suspension (Degoutte, 2012). Le charriage concerne les particules les plus grossières (graviers et sables) et consiste en le déplacement des particules sur ou très près de la surface du sol. Il est limité à la nappe de transport qui s'élève à une faible hauteur au-dessus du lit. Dans le cas précis de l'érosion de contact, Den Adel et al. (1994) ont observé que cette nappe de charriage a une épaisseur maximale d'un grain grossier. Pour sa part, la suspension est le mode de transport des particules fines (sables fins, silts et argiles). Contrairement au charriage qui est confiné sur une faible épaisseur au-dessus du lit, la suspension a lieu sur toute l'aire d'écoulement disponible. Une fois en suspension, les grains ne se redéposent pas en raison de la vitesse d'écoulement élevée et de la turbulence. On peut

noter l'existence d'un mode de transport intermédiaire entre la suspension et le charriage. Il s'agit de la saltation. Le grain est propulsé dans le courant sous l'effet de la vitesse et sédimente par la suite sous l'effet de la gravité, étant trop lourd pour le courant. La particule progresse alors par bonds. Dans le cas de l'érosion de contact, les deux modes de transport principaux peuvent être retrouvés selon le type de sol de base présent.

Le mode de transport d'un grain est à la fois fonction de ses propriétés (taille, densité, etc.) et de la vitesse d'écoulement. Ainsi, un grain d'une certaine taille peut être transporté par charriage pour des vitesses faibles et par suspension pour des vitesses d'écoulement élevées.

### **Expression du débit solide d'érosion**

Le fluide (dans le cas présent l'eau) a une capacité maximale de transport des particules. Lorsque cette capacité est atteinte, on considère l'écoulement saturé en matériaux. Cette dernière notion est reliée à celle de la longueur de saturation, longueur nécessaire à l'atteinte d'un flux saturé en particules. Dans le cas de l'érosion de contact et pour des matériaux pulvérulents érodés par charriage, Den Adel et al. (1994) ont observé ce phénomène de saturation du flux et ils ont noté que le taux de transport était indépendant de la longueur de l'échantillon à partir du moment que cette dernière est de plus de 10 fois le diamètre des grains du sol grossier. À partir de cette longueur, la quantité de matériaux qui se dépose égale la quantité qui est emportée et c'est la capacité du transport qui domine le processus. Le taux de transports étant alors indépendant de la longueur parallèle à l'écoulement, les auteurs expriment le débit solide d'érosion comme un « taux de transport » en kg/s par mètre de largeur de l'interface. Den Adel et al. (1994) ont aussi remarqué que l'érosion se développait davantage à l'amont qu'à l'aval au sein de leur montage. Ils associent cette observation au fait que la capacité à éroder du fluide diminue avec l'augmentation de la concentration en particules dans ce dernier. L'eau à l'amont a alors une plus grande capacité d'érosion que celle à l'aval, influençant le processus d'érosion et la géométrie du processus.

De leur côté, Guidoux et al. (2010) et Béguin (2011) ont étudié l'érosion de sols fins dont le mode de transport principal est la suspension, de même que des sols présentant les deux modes de transports. Lorsque la suspension est le mode de transport dominant, le second auteur a remarqué une dépendance du débit solide à la longueur de l'échantillon en comparant

le débit solide pour plusieurs longueurs d'interface de la même combinaison sol fin/sol grossier. Cette dépendance est due au fait que la saturation du flux d'érosion en suspension n'est habituellement pas atteinte pour les essais d'érosion de contact en raison des sollicitations hydrauliques et des dimensions limités des montages expérimentaux utilisés. Ainsi, ils expriment le débit solide d'érosion comme un « taux d'érosion » en l'exprimant en kg/s/m<sup>2</sup>, soit par unité de surface exposé à l'écoulement. Bien que la saturation du flux ne soit pas atteinte lors de ses essais, (Béguin, 2009) a cependant aussi remarqué une érosion préférentielle à l'amont qui peut également être expliquée par la capacité d'érosion du fluide plus importante en aval de l'échantillon.

### Modèles de prédiction du taux d'érosion ou de transport des particules

Le premier modèle adapté à l'érosion de contact qui a été développé est celui de Wörman et Olafsdottir (1992) dans le même cadre que le projet actuel, soit pour un franchissement du noyau d'un ouvrage de retenue en remblai. Ils proposent un cheminement mathématique basé sur les processus retrouvés en rivière pour arriver à une expression empirique du taux de transport normalisé moyen en fonction de la sollicitation hydraulique. Pour ce faire, ils combinent l'équation de Shield (éq. [1.17]), une normalisation du débit solide (en le divisant par la vitesse de cisaillement et le diamètre des grains) ainsi que leur équation pour estimer la contrainte exercée à l'interface (éq. [1.31]) pour obtenir la relation suivante :

$$a(G^*/n_F)^b = a \left( \frac{G}{v_p d_{85}} \right)^b = Re(d)^c \left( \frac{e_F}{8} \frac{1}{(G_s - 1)} i \frac{D_H}{d_{85}} \right) \quad [1.31]$$

Où

$a, b$  et  $c$  : paramètres empiriques déterminés par le biais d'expérimentations [-],

$G$  : le taux de transport volumique de solide par unité de largeur [L<sup>2</sup>/T],

$G^*$  : le taux de transport volumique de solide par unité de largeur normalisé [-],

$G_s$  La densité des grains érodés [-],

$Re(d)$  : le nombre de Reynolds des grains fins défini tel que  $v_p * d_{85}/\nu$  [-] et

$e_F$  : l'indice des vides du sol grossier [-].

Ce modèle a été vérifié et calibré expérimentalement (constantes  $a, b$  et  $c$ ) avec des sables uniformes ( $d_{100}/d_0$ )=1,41 et des ratios  $d_{85B}/D_{HF} < 0,06$ . Pour des ratios plus élevés, un effet

de filtration commence et le taux de transport diminue. Selon leur modèle, l'érosion est ainsi fonction du rapport granulométrique entre les matériaux, du régime d'écoulement, mais aussi de la porosité du sol grossier. De plus, comme mentionné auparavant, Wörman et Olafsdottir (1992) considèrent qu'il n'y a pas de seuil d'érosion. Ils suggèrent plutôt un transport non-nul continu, mais pouvant être très faible. Selon ce modèle, le transport pour une vitesse donnée est constant en fonction du temps. La valeur moyenne du taux de transport est ainsi utilisée dans le modèle.

Quelques années plus tard, Wörman (1996) a par la suite adapté son modèle pour le phénomène de colmatage du filtre par les grains du matériau de base. Pour ce faire, il a réalisé des essais en augmentant progressivement la partie grossière du matériau de base (soit la portion de diamètre supérieur à  $d_{85B}$ ). Il a remarqué que, pour chaque palier de vitesse, le flux de sédiment sortant décroît de façon importante avec le temps. Il attribue cette baisse au colmatage du filtre par les particules grossières du sol de base. Il mentionne plus spécifiquement que ce sont les particules situées entre le  $d_{85B}$  et le  $d_{100B}$  qui sont responsables du phénomène. Pour tenir compte du colmatage dans son modèle présenté ci-haut, Wörman y ajoute un terme pour la réduction de l'aire transversale du sol grossier, due au colmatage, disponible au transport. Il s'agit d'un facteur qui réduit la porosité du filtre et qui est fonction du diamètre des particules responsables du colmatage, de leur fraction volumique dans le sol de base et de la profondeur d'érosion dans le sol de base. L'auteur conclut que même une petite quantité de particules pouvant être retenues dans le filtre est suffisante pour provoquer la filtration et la formation du colmatage et engendrer une réduction appréciable du taux de transport.

En Hollande, Den Adel et al. (1994) ont aussi développé un modèle de transport pour les sols pulvérulents uniformes. Les auteurs se sont basés sur les travaux de Van der Meulen (1984) et de de Graauw et al. (1984) pour développer une approche de prévision de la masse érodée et des tassements, tous deux en fonction du temps et de la vitesse d'écoulement pour des sables et graviers uniformes. Leur modèle tient compte de la nature stochastique du processus et des éléments qui le contrôlent, soit la charge hydraulique, le transport des particules, la filtration et dans une certaine mesure le temps. Ainsi, ils ont identifié trois éléments

contrôlant leur modèle : la fréquence d'arrachement des particules, la fréquence de blocage des particules dans le filtre et la vitesse de transport des particules érodées. Pour les deux premiers éléments, ils ont utilisé les probabilités pour construire leur modèle. Tout d'abord, ils ont considéré que la probabilité de retrouver une vitesse d'écoulement donnée dans le filtre répond à une loi log-normale (comme souligné auparavant). Cette fonction log-normale inclut l'effet de l'arrangement des particules sur l'écoulement ainsi que l'influence de la turbulence. Ensuite, ils utilisent cette probabilité de vitesse et la combine à une échelle de fréquence pour évaluer une fréquence d'érosion des particules. Ils intègrent également la fréquence de blocage des particules érodées par le matériau grossier. L'effet de la saturation du flux en particules est considéré dans le modèle. Ils évaluent que les particules érodées se déplacent à environ la moitié de la vitesse de l'écoulement. Afin de ne pas alourdir le texte, le modèle mathématique, qui est relativement long, n'est pas repris ici. Le lecteur est invité à consulter l'article pour obtenir plus de détails sur la formulation du modèle.

Guidoux et al. (2010) et Béguin (2011) utilisent pour leur part une loi d'érosion avec seuil (éq. [1.32]) inspirée de l'érosion d'un lit de rivière sous un écoulement à surface libre. Ce type de relation est déjà utilisé dans l'étude de l'érosion interne (Wan et Fell, 2004). Ils l'ont reprise pour le cas de l'érosion de contact et le transport de particules fines caractérisé par un taux d'érosion afin de tenir compte de l'initiation. Ce modèle permet donc d'intégrer que pour des vitesses inférieures à la vitesse critique, le taux d'érosion ou de transport est nul. Les modèles introduits précédemment estiment des taux de transport non-nuls pour toute vitesse, même si cette dernière est inférieure à la vitesse critique.

$$\varepsilon = \begin{cases} k_{er}(\tau - \tau_c)^{b_1} & \text{si } \tau > \tau_c \\ 0 & \text{si } \tau < \tau_c \end{cases} \quad [1.32]$$

Dans l'équation précédente,  $\varepsilon$  est le taux d'érosion [ $\text{kg/m}^2/\text{s}$ ],  $b_1$  est une constante empirique [-] et  $k_{er}$  est le coefficient d'érosion [ $\text{s/m}$ ]. Cette équation comporte cependant une difficulté de taille, soit l'estimation de la contrainte de cisaillement à l'interface. Par ailleurs, la valeur de  $b_1$  est souvent simplifiée à la valeur unitaire rendant la relation linéaire. On obtient par le fait même une valeur de  $k_{er}$  qui permet de qualifier la susceptibilité d'un sol donné à l'érosion.

Les modèles explicités ici, à l'exception de celui de Wörman (1996), ne s'appliquent que dans des conditions hydrauliques pures. De plus, des relations de Den Adel et al. (1994) et Wörman et Olafsdottir (1992) ne s'appliquent que pour des matériaux de base uniformes. Par ailleurs, ils ne tiennent pas compte de la variation du taux d'érosion en fonction du temps. Béguin (2011) a notamment remarqué que ce dernier élément pourrait avoir une influence non négligeable sur le taux d'érosion, principalement pour des matériaux étalés. En effet, pour ces sols, un mécanisme de pavage de l'interface va créer une armature à la surface du sol fin, protégeant le sol sous-jacent et réduisant, voir inhibant l'érosion. Béguin et al. (2013b) ont d'ailleurs proposé une modélisation statistique (stochastique) assez complexe afin de tenir à la fois compte de la décroissance du taux d'érosion dû au pavage en fonction du temps pour une vitesse constante (variabilité de la résistance à l'érosion du sol de base) et de la variabilité spatiale de la vitesse à l'échelle du pore. Leur approche est intéressante et prometteuse, mais est cependant de nouveau basée sur la détermination de la contrainte critique à l'interface, laquelle est actuellement difficile.

Dans les modèles présentés, la phase de transport des particules, soit le temps que prend une particule pour sortir du système une fois arrachée, est négligée. Ceci est dû au fait que dans la majorité des cas, la condition hydraulique pure prévaut lors de l'initiation de l'érosion. De plus, le transport peut habituellement être négligé dans l'étude de l'érosion de contact à l'échelle de l'échantillon de laboratoire, car la longueur de l'interface est assez courte, et le temps de transport est ainsi très bref.

## **1.4 Appareillages existants pour l'étude de l'érosion de contact**

L'étude de l'érosion de contact peut être réalisée à plusieurs échelles. Ainsi, dans la littérature, on retrouve des montages permettant de réaliser des expérimentations à l'échelle du pore (Béguin et al., 2013b), à grande échelle (Béguin et al. (2013a), Wörman et Skoglund (1992) et Skoglund et Solvik (1995)) et à l'échelle de l'échantillon de laboratoire, soit avec une interface d'une longueur de l'ordre du demi-mètre au mètre. Ce sont les montages réalisés à cette échelle qui sont d'intérêt dans la réalisation de cette recherche et qui sont présentés dans cette section.

Ces dispositifs de laboratoire ont un principe de base assez semblable. Il s'agit tout d'abord de mettre en place une couche de matériau grossier au-dessus d'une couche de sol fin (ou vice-versa) dans un perméamètre afin de créer une interface granulométrique. Ensuite, un écoulement parallèle à cette dernière est imposé en contrôlant la charge hydraulique (le gradient) ou le débit (la vitesse). La quantité de particules érodées, s'il y a lieu, est mesurée à l'aide d'un dispositif adapté. Les montages peuvent se différencier les uns des autres selon quelques éléments, tels la géométrie des couches, les dimensions du montage, les paramètres mesurés ou encore dans la façon de réaliser les différentes mesures.

L'un des premiers montages développés est celui de Van der Meulen (1984) (figure 1-16). Il s'agit d'un montage à charge hydraulique imposée. La masse érodée est ici récoltée à l'aval du montage par un récipient submergé relié à un dynamomètre. Il est à noter que la majorité des autres auteurs ramassent simplement de façon manuelle les particules déposées en aval à intervalles plus ou moins réguliers. Ce type de montage est adapté pour les matériaux possédant une vitesse de sédimentation élevée (sables et graviers), qui une fois érodés, vont se déposer dans le bassin aval du montage. D'autre part, une surcharge verticale peut être appliquée sur l'échantillon par des poids. Dans ce montage, la vitesse de décharge est estimée à l'aide de la charge imposée et de la conductivité hydraulique du filtre.

Un autre dispositif expérimental développé par Ho (2007) et modifié par Guidoux et al. (2010) (figure 1-17) est pour sa part adapté à l'érosion de particules fines transportées par suspension. Les différents paramètres d'intérêts sont mesurés de façon continue, les instruments de mesure étant reliés à une centrale d'acquisition. Le montage est aussi différent du précédent alors qu'il en est un à débit imposé. Dans ce cas, le flux est contrôlé par une vanne à l'amont du dispositif. D'autres auteurs ont d'ailleurs utilisé ce concept auparavant (Wörman et Olafsdottir, 1992). Le débit est mesuré par l'intermédiaire d'un débitmètre, ce qui rend l'estimation de la vitesse de décharge plus précise que dans le premier montage présenté. La perte de charge hydraulique est mesurée à l'aide d'un capteur différentiel, positionné à l'entrée et à la sortie de la cellule. Une surcharge est imposée par l'intermédiaire d'une pression d'air appliquée sur une interface air-eau, laquelle provoque l'injection d'eau dans une membrane en latex. C'est cette dernière qui applique la surcharge verticale sur

l'échantillon dans la cellule. Les auteurs utilisent un turbidimètre qui permet de mesurer la quantité de sol érodé et transporté par suspension. Par le biais d'une calibration turbidité-concentration en particules, ils obtiennent ainsi un taux d'érosion. En raison de l'utilisation du turbidimètre, le montage n'est pas adapté pour les matériaux grossiers et transportés par charriage qui vont se déposer en aval de la cellule.

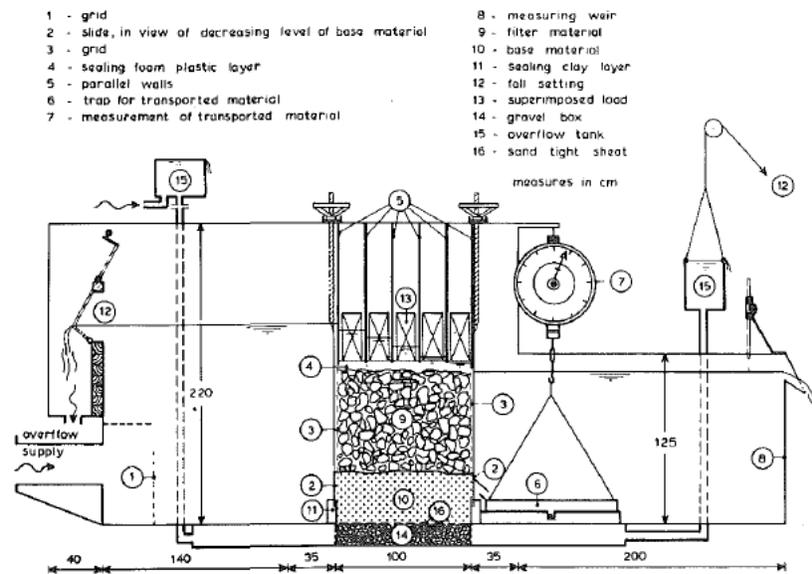


Figure 1-16 : Montage expérimental développé par Van der Meulen (1984)

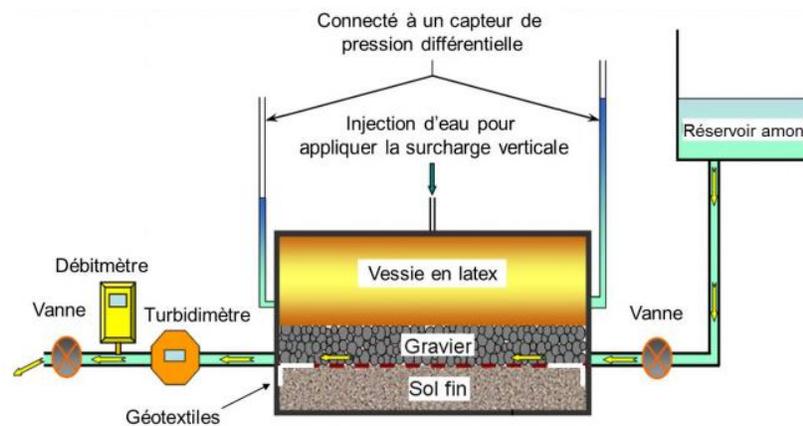


Figure 1-17 : Montage expérimental développé par Ho (2007) et modifié par Guidoux et al. (2010).

Les dimensions du perméamètre sont différentes selon chaque auteur. Globalement, la longueur va d'environ 0,5 m à 1,5 m et la largeur de 0,1 m à 1,0 m. L'épaisseur de la couche grossière va grossièrement de 0,06 m à 0,30 m. Les montages les plus vastes, comme celui

de la figure 1-16 sont davantage utilisés pour l'étude de matériaux de base grossiers (sables et graviers), qui requiert des dimensions supérieures pour respecter le volume élémentaire représentatif (VER). Une paroi transparente peut permettre l'observation et la caractérisation du processus sur le bord de l'échantillon. Wörman (1996) mentionne également l'utilisation de piézomètres dans l'échantillon afin de suivre l'évolution de la perte de charge au cours du processus d'érosion.

Pour ce qui est de la méthodologie utilisée, cette dernière est semblable pour l'ensemble des auteurs. Globalement, une charge hydraulique (ou un débit) est appliquée et augmentée par paliers. La durée des paliers varie cependant grandement selon les chercheurs et n'est d'ailleurs pas spécifiée par l'ensemble de ceux-ci. Bezuijen et al. (1987) et Guidoux et al. (2010) utilisent des paliers de 30 minutes alors que d'autres sollicitent l'échantillon pour des durées beaucoup plus longues comme Wörman et Olafsdottir (1992) qui appliquent des paliers de 24 heures. Aussi, selon l'auteur, la durée des paliers semble plus ou moins constante au cours d'un essai. Les particules érodées sont récoltées par intervalle de temps ou en continue, selon la technologie utilisée.

## **1.5 Matériaux testés dans la littérature**

La très grande majorité des auteurs mentionnés dans les sections précédentes ont utilisé des sols de bases consistant en des sables et des graviers plutôt uniformes pour leurs essais. Ceux-ci ont été agencés avec des filtres également uniformes. C'est avec des sols ayant un diamètre moyen ( $d_{50B}$ ) variant entre 0,16 mm et environ 0,5 mm que le plus d'essais ont été réalisés (figure 1-13). Des essais allant jusqu'à un  $d_{50B}$  de plus de 60 mm ont cependant aussi été recensés. Seuls Wörman (1996), Istomina (1957) et Pravedny (1966-1991) mentionnent clairement s'être intéressés au cas des matériaux de base pulvérulents et étalés. Dans le cas du dernier auteur, il s'est aussi intéressé au cas impliquant des filtres non-uniformes. Cependant, pour les deux derniers auteurs, leurs résultats et les matériaux utilisés ne sont pas ou peu décrits dans la littérature.

Guidoux et al. (2010) et Béguin (2011) sont les seuls auteurs à avoir réalisé des essais détaillés avec des sols fins et étalés de même qu'avec des sols cohérents. Ils se sont cependant limités à un diamètre maximal ( $d_{maxB}$ ) de l'ordre de 0,5 mm en raison de l'utilisation du

turbidimètre qui permet de mesurer le taux de particules érodées en suspension, limitant l'étalement possible de la granulométrie des sols de base. Ils ont aussi réalisé des essais avec des matériaux suffosifs comme des mélanges argile-sable à granulométrie discontinue.

Ainsi, on remarque que deux zones de l'échelle granulométrique ont été étudiées. Il s'agit d'un côté des matériaux pulvérulents plutôt uniformes ayant un  $d_{5B}$  supérieur à 0,1 mm et un  $d_{50B}$  variant entre 0,16 et 60 mm et de l'autre côté des matériaux fins majoritairement cohérents et étalés ou discontinus ayant un  $d_{95B}$  de l'ordre de 0,5 mm et des  $d_{50B}$  inférieurs à 0,1 mm.

À la connaissance de l'auteur, aucun essai n'a été réalisé avec des sols de base s'étalant sur les deux zones. Les tills sont des exemples de sols répondant à ce critère, leur granulométrie pouvant s'étendre considérablement et même être de la dimension du bloc à celle de la particule argileuse.

## **1.6 Principes d'essais de perméabilité en laboratoire**

Les essais d'érosion de contact à l'échelle de l'échantillon consistent d'abord et avant tout en une adaptation d'un essai de perméabilité. Ainsi, afin de mesurer adéquatement les conditions hydrauliques dans l'échantillon, les mêmes dispositions doivent être prises que lors de la réalisation d'un essai de perméabilité standard en laboratoire. Or, lors de la revue de la littérature, il a été remarqué que plusieurs de ces aspects n'ont pas été nécessairement respectés lors de la réalisation des essais d'érosion de contact recensés. Les principaux éléments relevés sont donc présentés ici.

Tout d'abord, l'utilisation d'un perméamètre rigide pour la réalisation des essais peut occasionner un effet de bord dans le dispositif. À ce moment, la porosité est augmentée à l'interface entre les particules et la paroi de la cellule (Nield et Bejan, 2006) (fig. 1-18). La porosité évolue selon une fonction oscillatoire amortie en se dirigeant vers l'intérieur de l'échantillon. Ceci engendre alors la présence de chemins d'écoulement préférentiels le long des parois en raison des pores plus grossiers. Pour contrer cet effet, Chapuis (2012) mentionne en citant la norme D2434 (ASTM, 2006) que le diamètre minimal d'un échantillon doit être 8 à 10 fois la dimension de la plus grosse particule testée, ce qui réduit l'effet de bord sur les

mesures d'écoulement. Cette dimension correspond donc au VER défini en début de chapitre. Dans le cas de l'érosion de contact, ceci implique que la largeur de la cellule devrait être d'une dimension égale à 8 à 10 fois la plus grosse particule du matériau filtrant.

L'effet de bord est aussi à considérer pour le développement de l'érosion de contact, alors que des chemins d'écoulement préférentiels pourraient éventuellement favoriser l'érosion à ces endroits. Wörman et Olafsdottir (1992) ont d'ailleurs tenu compte de cet élément dans la réalisation de leurs essais en installant une membrane le long des parois afin de réduire la porosité. En faisant ainsi, on perd toutefois le visuel sur le processus d'érosion lorsque le perméamètre est transparent. Conséquemment, cet ajustement est habituellement négligé afin de préserver le visuel sur le bord de l'échantillon.

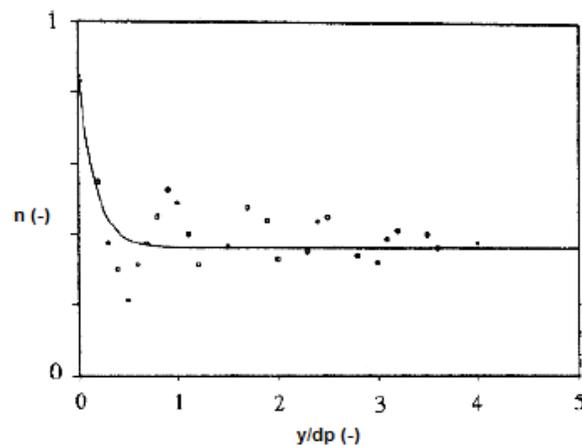


Figure 1-18 : Influence de l'effet de bord sur la porosité (modifiée de Cheng et al. (1991) et tirée de Nield et Bejan (2006))

Par la suite, le besoin important en débits d'eau pour la réalisation des essais d'érosion de contact a forcé plusieurs auteurs à utiliser de l'eau du robinet (contenant une quantité non négligeable d'air). Ils ne tiennent cependant pas compte de ce phénomène dans l'analyse de leurs résultats. Pour le contrer, certains laissent reposer l'eau dans un bassin avant la réalisation des essais. Chapuis (2004a) a cependant montré que cette mesure était peu efficace et que l'eau n'était certainement pas désaérée même après un temps de repos important. Cet aspect a été abordé précédemment à la section 1.1.5 et est particulièrement importants pour les graviers tels que ceux utilisés comme filtre pour l'étude de l'érosion de contact. Ceci étant dit, on doit considérer que les essais complétés et recensés ont vraisemblablement tous été

effectués dans des conditions de non saturation différentes avec de l'eau du robinet, considérant la taille des montages expérimentaux et les vitesses d'écoulement requises. Le degré de saturation des essais peut également varier durant un essai. Il faut noter que la présence de bulles d'air pourrait aussi avoir une influence sur le processus d'érosion, alors qu'elles agissent comme des valves pour l'écoulement (Chapuis et al., 1989) et possiblement pour les particules fines érodées.

Dans le même ordre d'idée, l'utilisation d'eau du robinet peut avoir une influence sur la température du fluide percolant dans l'échantillon. Aucun auteur ne mentionne cet aspect. D'ailleurs aucun de ceux-ci ne mentionne mesurer la température de l'eau, qui a pourtant une influence importante sur la viscosité de cette dernière.

## **Chapitre 2 - Montage expérimental et mode opératoire**

Un nouveau montage expérimental ainsi qu'une méthodologie de réalisation d'essai ont été développés afin de pouvoir étudier le phénomène d'érosion de contact en laboratoire. Le montage conçu est semblable à celui d'un essai de perméabilité à débit imposé et s'apparente aux dispositifs expérimentaux présentés à la section 1.4.

Le choix d'un essai à débit imposée est justifié par le fait que l'érosion de contact est un phénomène principalement contrôlé par la vitesse de l'écoulement dans l'échantillon plutôt que par la charge hydraulique (ou le gradient hydraulique). Ceci a été préalablement discuté au chapitre 1. De cette façon, en contrôlant le débit, il est alors simple d'estimer la vitesse moyenne, ou de Darcy, dans l'échantillon en divisant le débit par l'aire transversale à la direction de l'écoulement. De plus, la réalisation d'un essai à débit contrôlé permet de simplifier grandement les manipulations par rapport à un essai à charge constante, tout en favorisant une plus grande flexibilité, mais aussi un meilleur contrôle de la sollicitation hydraulique dans l'échantillon.

### **2.1 Description du montage expérimental**

Une vue d'ensemble du dispositif expérimental développé est présentée aux figures 2-1 et 2-2. Sommairement, le montage est composé de trois sections. À l'amont (gauche sur les figures), on retrouve le tuyau d'amenée d'eau à l'échantillon. Au centre, à droite du tuyau d'amenée sur les figures, on retrouve le perméamètre dans lequel l'échantillon est testé. Puis à l'aval (droite sur les figures) on retrouve le bassin de récupération des sols érodés à partir duquel l'eau est ensuite évacuée.

La pièce maîtresse du montage consiste en un perméamètre rectangulaire en acrylique ayant une longueur de 0,620 m, une largeur de 0,153 m et une hauteur de 0,160 m. Le détail du perméamètre est présenté à la figure 2-3. C'est dans ce perméamètre que le sol fin et le sol grossier sont mis en contact selon une interface horizontale. L'acrylique a été choisi comme matériau pour la cellule, car sa transparence permet la réalisation d'observations, par les parois, lors des essais. Des tuyaux de PVC de 0,102 m de diamètre (4 pouces) connectés à l'amont ainsi qu'à l'aval de la cellule permettent l'entrée et l'évacuation de l'eau. Des grilles

placées à l'entrée et à la sortie du perméamètre maintiennent l'échantillon en place, tout en permettant aux particules du sol fin de sortir du montage.

L'apport en eau dans la cellule est fait par le biais de deux sources d'eau connectées au réseau municipal. Un débitmètre à turbine en polypropylène de modèle FPR301 de la compagnie *Omega* est connecté sur chacune des sources. Ces débitmètres ont des capacités de 0,27 à 18,9 litres/min et une précision de 1%. Il est à noter que ces débitmètres mesurent le débit entrant dans le montage.

L'instrumentation du perméamètre avec de multiples piézomètres reliés à des capteurs de pression est l'élément qui distingue le montage expérimental de ceux présentés dans la littérature. La disposition de ces piézomètres est présentée à la figure 2-3. Cette instrumentation permet de réaliser en continu des mesures ponctuelles de la charge hydraulique dans l'échantillon. On peut ainsi suivre la perte de charge dans le système pour chaque palier de débit imposé et connaître avec précision la charge à une certaine position dans le montage. L'utilisation de ces capteurs a ainsi pour but d'identifier localement, s'il y a lieu et si possible, les processus d'érosion préférentielle, le colmatage du filtre et l'endroit où ces phénomènes se produisent.

Il est à noter que les capteurs sont également disposés de façon à connaître la charge hydraulique dans chaque couche de sol présente dans la cellule. Ceci permet de vérifier le parallélisme de l'écoulement à l'interface.

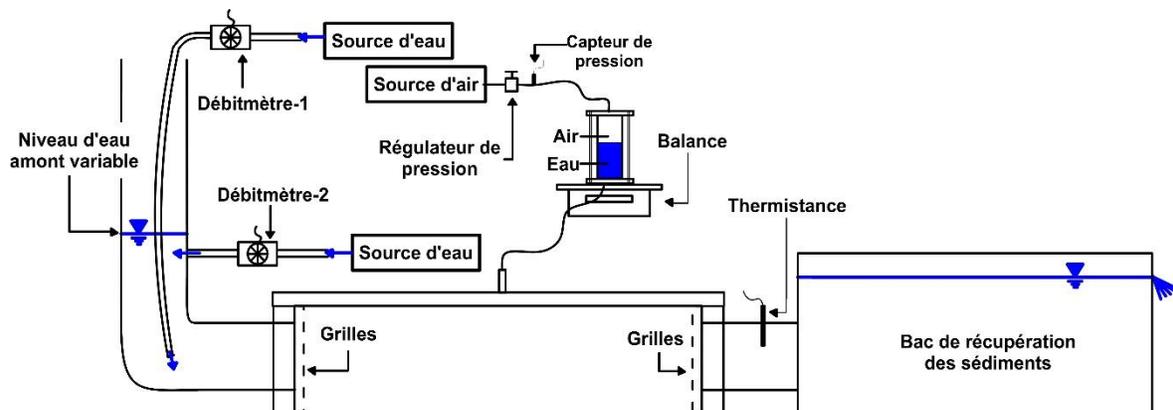


Figure 2-1 : Schéma du montage expérimental

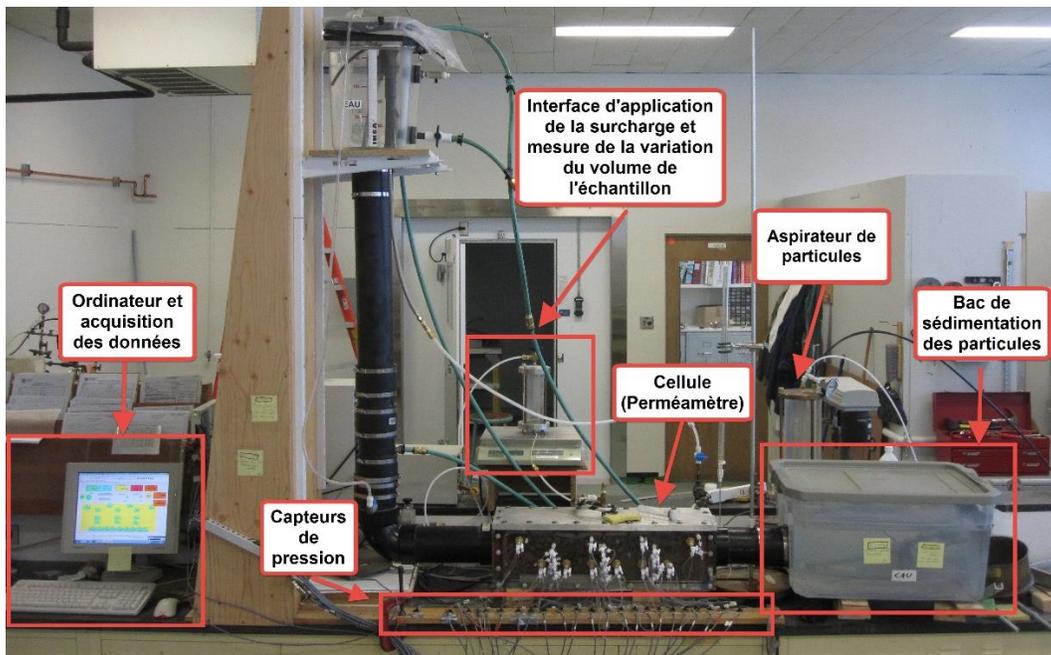


Figure 2-2 : Photo du montage expérimental (débitmètres non visibles sur la photo)

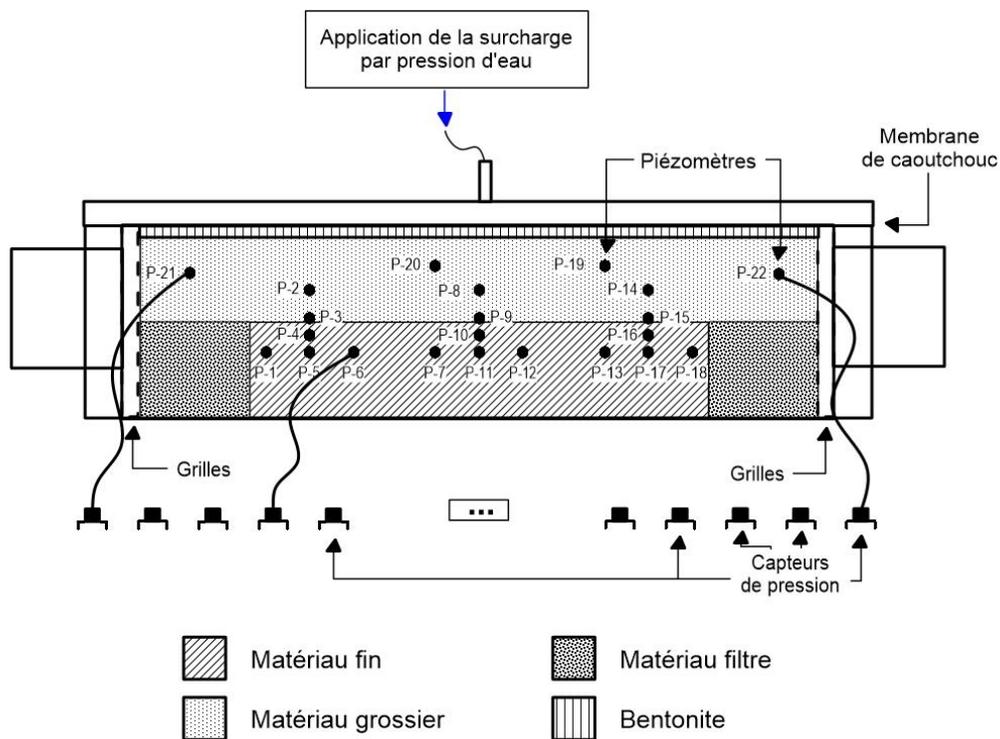


Figure 2-3 : Détail schématique du perméamètre

Deux types de piézomètres ont été utilisés pour l'instrumentation de la cellule. Le premier modèle est présenté à la figure 2-4. Il est constitué d'un tuyau de plastique de 10 mm de

diamètre rempli de sable d'Ottawa. Son extrémité située dans l'échantillon est munie d'une pierre poreuse afin de garder le piézomètre saturé. Ce modèle est utilisé dans le sol fin à six (6) endroits de mesure situés sur la ligne inférieure des piézomètres (P-1, P-6, P-7, P-12, P-13 et P-18) ainsi qu'aux emplacements P-21 et P-22. Ces endroits sont peu sujets aux tassements et au processus d'érosion. L'utilisation d'un piézomètre rigide et de ces dimensions est donc adaptée à ces emplacements.

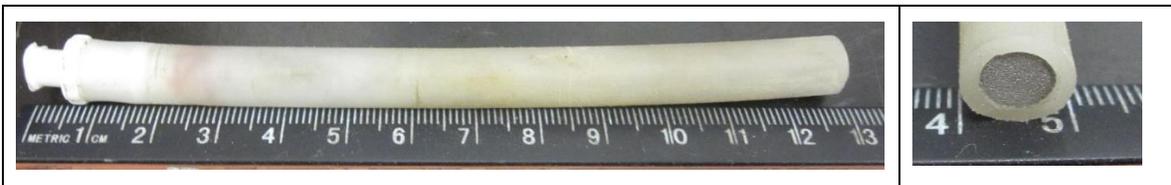


Figure 2-4- : Piézomètre rigide en plastique

Le second modèle de piézomètre est présenté à la figure 2-5. Il est constitué d'un tuyau de plastique de 4 mm de diamètre rempli lui aussi de sable d'Ottawa. Son extrémité située dans l'échantillon est munie d'une ouate. Ce type de piézomètre est utilisé à tous les autres endroits où il n'y a pas de piézomètre du type précédent. La majorité de ces emplacements sont sujets aux tassements et aux processus d'érosion. L'utilisation d'un piézomètre flexible et de petite dimension est donc adaptée à ces endroits afin de ne pas empêcher les tassements et de réduire au minimum leur impact sur l'initiation et la continuité de l'érosion.



Figure 2-5 : Piézomètre souple en plastique

Les deux modèles de piézomètre présentés ont une longueur de tige d'approximativement 12 cm, ce qui permet de les installer d'une façon à ce que leur extrémité soit située au centre de la cellule.

Chacun de ces piézomètres est connecté à un capteur de pression de type 24PC05SMT de la compagnie *Honeywell*, qui a une capacité maximale de 34,5 kPa (5 psi) et une précision de 0,1 %. Afin d'assurer une bonne précision des mesures, ces capteurs sont minutieusement

calibrés préalablement à chaque essai par l'entremise d'une colonne d'eau. Comme présenté aux figures 2-2 et 2-3, les capteurs sont tous positionnés et fixés à la même élévation (datum).

D'autre part, une contrainte verticale est exercée sur l'échantillon situé dans le perméamètre pour simuler une pression des terres au-dessus de l'interface. Son application se fait par l'entremise d'une pression d'air exercée sur une interface air-eau dans une cellule d'application de la charge. Sous la pression de l'air, l'eau située dans la cellule est ainsi déplacée vers le perméamètre et applique une surcharge sur une membrane de caoutchouc appuyée sur l'échantillon de sol. Cette membrane de caoutchouc permet également de sceller la portion supérieure de l'échantillon. Un capteur de pression de type US300 de la compagnie *Measurement Specialties*, ayant une capacité de 207 kPa (30 psi) et une précision de 0,1%, combiné à un régulateur de pression permettent de contrôler la contrainte verticale appliquée.

Lorsque des tassements surviennent dans l'échantillon en raison de la perte de matériaux causée par l'érosion, la membrane de caoutchouc se déforme, sous l'effet de la pression cellulaire appliquée, et suit le déplacement dans l'échantillon de façon à ce qu'aucun vide ne se crée et afin de maintenir l'aire transversal à l'écoulement la plus constante possible. Pour ce faire, de l'eau provenant de la cellule d'application de charge est injectée sur la membrane de caoutchouc. Afin de suivre ces tassements (ou déformations volumétriques), la cellule d'application de la charge est positionnée sur une balance. Les variations de volume de l'échantillon peuvent alors être estimées en mesurant la variation de la masse d'eau dans la cellule.

Une thermistance permet de suivre la température de l'eau en aval du perméamètre. Une autre monitore la température ambiante.

Chacun des instruments de mesure électroniques décrits précédemment (capteurs de pression, débitmètres, balance et thermistances) est relié à la centrale d'acquisition NI 6225 de la compagnie *National Instruments* qui permet l'enregistrement de façon continue les données obtenues avec ces dispositifs. L'acquisition possède 80 canaux et a une résolution de 16 bits.

À l'exutoire du perméamètre, un bac de sédimentation est mis en place afin de récolter les particules érodées lors des essais. Le bac de sédimentation a été choisi au détriment du turbidimètre en raison de la dimension et de la masse de la grande majorité des particules du sol fin qui sont érodées durant les essais. Les matériaux de base testés sont majoritairement pulvérulents et contiennent une proportion importante de particules de sable qui sont principalement transportés par charriage. Or, le turbidimètre est peu adapté à ces sols dont la vitesse de sédimentation des particules est relativement élevée. De cette façon, l'utilisation d'un bac de sédimentation est mieux adaptée et a donc été privilégiée. Afin de réduire les pertes en particules fines, un tamis a également été installé à l'exutoire du bassin. Le bac de sédimentation a également les dimensions maximales, selon l'espace disponible pour le montage, afin de réduire la vitesse d'écoulement et augmenter la probabilité de sédimentation des particules érodées.

Finalement, un aspirateur développé en laboratoire permet de récupérer les particules ayant sédimenté dans le bac. Il s'agit d'un réservoir mis sous succion par un système de type Venturi fonctionnant à l'air qui est connecté à un tuyau permettant l'aspiration.

## **2.2 Mise en place des matériaux**

La disposition typique des matériaux dans la cellule est présentée à la figure 2-3 introduite à la section précédente. Sommairement, le matériau fin (base) est mis en place de façon à ce qu'il soit d'une hauteur de huit (8) cm et qu'il partage une interface horizontale d'une longueur de 42 cm avec le sol grossier (filtre) sus-jacent. Le sol de base est retenu horizontalement à la sortie et à l'entrée par deux zones constituées d'un matériau qui respecte les critères de filtration du sol fin. Une couche de bentonite d'une épaisseur d'un (1) cm est placée entre le dessus du sol grossier et la membrane de caoutchouc. Une membrane plastique sépare le sol grossier de la bentonite pour prévenir la contamination du filtre. Lors de l'application de la contrainte verticale sur l'échantillon, la couche de bentonite se déforme et comble les pores de surface du sol grossier. Ceci permet de réduire les effets de bords et de couper les chemins d'écoulement préférentiels dans la partie supérieure de l'échantillon.

Lors du montage d'un échantillon, le sol fin est le premier matériau à être mis en place. Celui-ci est compacté par couches de 4 cm dans la cellule au moyen d'un marteau pneumatique. La

masse volumique de mise en place visée pour le till de Romaine 3 est de  $1,95 \text{ g/cm}^3$  avec une teneur en eau de compaction correspondante de 11%. Ces valeurs se situent du côté humide de la courbe Proctor. Une telle mise en place permet d'homogénéiser la texture du till et de réduire sa conductivité hydraulique (Watabe et al. (2000) et Leroueil et al. (2002)). Une masse volumique sèche de  $1,95 \pm 0,03 \text{ g/cm}^3$  a été obtenue pour l'ensemble des essais réalisés avec le till Romaine 3. Pour ce qui est des sables uniformes qui ont servi de base, ceux-ci ont simplement été compactés de façon à obtenir la densité désirée qui varie pour chacun des matériaux. Lors de la mise en place du sol fin, les piézomètres allant dans ce dernier sont introduits progressivement dans l'échantillon.

Ensuite, le matériau filtre du sol de base, qui permet de retenir ce dernier horizontalement à l'aval et à l'amont, est introduit. La fonction de ce matériau est d'abord de faire en sorte qu'un seul type d'érosion (l'érosion de contact) puisse se développer dans l'échantillon. Il vise aussi à éloigner légèrement l'interface de l'entrée et de la sortie du montage, endroits où des effets de transition de l'écoulement peuvent être présents et favoriser l'érosion. Guidoux et al. (2010) ont d'ailleurs observé une initiation préférentielle de l'érosion occasionnée par la perturbation des conditions limites à ces endroits.

Par la suite, le sol grossier est mis en place au-dessus des deux matériaux précédents. C'est dans cette couche que la quasi-totalité de l'écoulement se fait et que le sol de base est transporté. Pour les graviers de granite, seulement un compactage léger est effectué afin d'éviter la rupture et/ou l'effritement des grains.

D'autre part, puisque les granulats du filtre sont grossiers et que le perméamètre est à paroi rigide, l'échantillon est susceptible au développement d'un phénomène d'effet de bord. Celui-ci a été décrit à la section 1.6. Pour limiter ce phénomène, la dimension maximale des grains grossiers a été restreinte à celle suggérée par Chapuis (2004a), soit  $1/8$  à  $1/10$  de la largeur de la cellule. Malgré tout, des précautions ont aussi été prises lors de la mise en place des échantillons, dans le but de contrer ou à tout le moins de réduire cet effet de bord et les chemins d'écoulement préférentiels pouvant en résulter. Une mesure inspirée de celle prise par Fillion et al. (2011) et rapportée par Côté et al. (2012) a notamment été mise en application. Afin de réduire l'écoulement préférentiel dans leurs essais de convection, les

auteurs ont mis en place à la main les grains grossiers au contact de la paroi rigide de façon à ce que leur face la plus plate soit appuyée sur cette paroi. La même mesure a été répétée dans le cadre de ce projet lors de la mise en place du sol grossier.

## **2.3 Procédure expérimentale**

Une fois l'échantillon prêt et les différents instruments de mesure connectés et calibrés, une contrainte totale verticale de 60 kPa, soit l'ordre de grandeur que l'on peut s'attendre à retrouver dans un ouvrage en remblai, est mise en place sur l'échantillon. Ensuite, un faible écoulement d'eau est appliqué de façon à remplir la cellule. Une succion est appliquée à l'aval de l'échantillon pour évacuer l'air présent dans le sol grossier. Une précaution est prise afin de ne pas causer d'érosion avec la succion appliquée. Lorsque la cellule et le bassin de sédimentation situé à la sortie sont remplis, ce faible écoulement est maintenu afin de faire circuler au travers de l'échantillon un volume d'eau plusieurs fois supérieur à celui des pores du sol grossier et de vérifier le bon fonctionnement de l'équipement et l'atteinte du régime permanent. L'essai est ensuite débuté après quelques heures de percolation.

Le déroulement d'un essai est assez simple. Un débit d'écoulement est imposé dans l'échantillon et est augmenté progressivement par paliers. À partir de ce débit, une vitesse d'écoulement moyenne dans le filtre est évaluée en divisant le débit total par l'aire transversale du matériau filtre. Il est ainsi considéré que :

1. le débit appliqué à l'échantillon ne transite que par le matériau filtrant. Ceci est d'abord justifié par le fait que la conductivité hydraulique du matériau de base est très largement inférieure à la conductivité hydraulique du matériau filtre. Une estimation sommaire et théorique des contrastes de conductivité hydrauliques pour les différents essais réalisés est présentée ci-après au chapitre 3. De plus, l'aire transversale respective des matériaux filtre et de base sont très similaires. En effet, l'aire transversale du filtre est égale à 87,5% de celle du matériau de base. Pour cette géométrie (voir également section 1.1.3) et pour une différence de conductivité hydraulique de deux (2) ordres de grandeur, 99% du débit transiterait par le matériau filtre.

2. les débits entrant et sortant de l'échantillon sont égaux. L'influence de la saturation du matériau de base lors de l'essai est donc négligée. Ceci se justifie par l'influence limitée que pourrait avoir ce phénomène sur les quantités importantes d'eau transitant dans les échantillons lors des essais.

Les incréments de débits se font de manière à retrouver des paliers de vitesse d'environ 0,3 cm/s. L'augmentation du débit se fait jusqu'à l'atteinte d'une érosion trop importante ou encore du débit maximal du montage expérimental. Les paliers sont d'une durée habituelle de cinq (5) heures, sauf pour la vitesse la plus importante qui est habituellement maintenue plus longtemps. Des paliers de sollicitation plus courts ont cependant aussi été utilisés pour quelques expérimentations, dont les essais préliminaires, l'Essai-1 et l'Essai-2, afin de constater l'effet du temps. De plus, pour les expériences avec des sols uniformes, les derniers paliers ont été raccourcis et les incréments de vitesse augmentés pour permettre la réalisation de mesure avec des vitesses plus élevées avant que la limite du dispositif expérimental ne soit atteinte (érosion trop importante).

Si des particules du sol fin sont arrachées et transportées hors de la cellule dans le bassin, celles-ci sont récoltées au moyen de l'aspirateur développé. Généralement, le sol érodé est ramassé trois (3) à cinq (5) fois durant un palier et les matériaux récoltés sont ensuite séchés puis pesés avant d'être conservés pour des analyses subséquentes.

Parallèlement à ces mesures, des observations visuelles, des photographies et des vidéos de l'échantillon, réalisés grâce à la transparence des parois d'acrylique complètent la quantification et la documentation de l'initiation et de l'évolution de l'érosion de contact.

Lorsque le débit maximal du montage expérimental est atteint ou encore lorsque l'érosion est excessive et que les limites du montage sont atteintes, l'essai est arrêté. Dans le premier cas, la sollicitation maximale est cependant continuée plusieurs heures par la suite pour confirmer une stabilité des conditions dans l'échantillon.

L'essai étant complété, le démontage de la cellule constitue une étape importante alors que les éléments constatés au moyen des mesures peuvent être confirmés physiquement. Ainsi, le sol grossier est enlevé de façon minutieuse en étant séparé par sections afin de réaliser des

essais granulométriques et vérifier si les matériaux ont évolués (tri granulométrique, contamination du sol grossier par le sol fin par filtration, etc.). Pour les essais avec le till, l'interface, soit la couche de surface soumise à la sollicitation hydraulique, est ensuite échantillonnée. Ceci est cependant uniquement possible si le till ne contient pas de particules ayant les mêmes dimensions que des grains du filtre. Les déformations du sol de base sont aussi mesurées pour vérifier si des sections sont plus sujettes à l'érosion et si un effet de bord était présent durant l'essai. Il est à noter que les granulométries initiales de l'ensemble des matériaux utilisés sont contrôlées avant les essais.

## Chapitre 3 - Sols testés et programme expérimental

Ce chapitre présente les différents sols utilisés pour la réalisation du programme expérimental. Les courbes granulométriques des matériaux testés sont présentées à la figure 3-1. Les courbes continues représentent les sols fins utilisés comme matériau de base pour les essais et ceux-ci sont présentés dans la première sous-section. Les lignes pointillées représentent les sols grossiers utilisés comme filtres et ils sont abordés à la seconde sous-section. La dernière partie présente les essais réalisés, soit les différents agencements de sol fin et grossier.

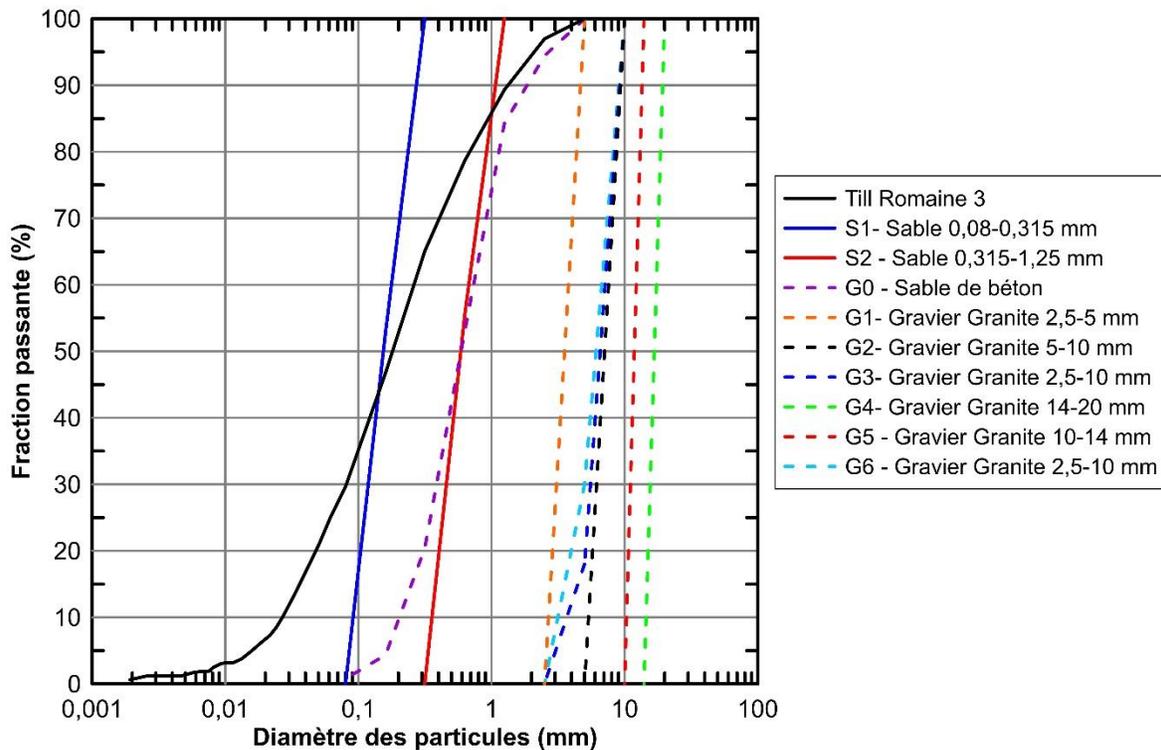


Figure 3-1 : Courbes granulométriques des matériaux fins (bases- lignes pleines) et des matériaux grossiers (filtres - lignes pointillées) utilisés pour cette étude.

### 3.1 Matériaux de base (fins)

#### 3.1.1 Till de Romaine 3

Le principal matériau fin utilisé pour la réalisation des essais est un till ayant été échantillonné à l'un des sites d'emprunt désignés pour la construction du barrage Romaine 3. Plus

précisément, le till provenant de ces bancs a été utilisé pour la construction du noyau du barrage.

L'étude de ce matériau de base en particulier vise à combler une lacune identifiée dans la littérature concernant l'érosion de contact. En effet, tel que spécifié à la section 1.5, très peu d'essais et d'études ont été réalisés avec des sols étalés comme les tills, matériaux couramment utilisés dans les barrages québécois. L'étude de ce matériau permettra donc d'approfondir les connaissances sur le comportement des matériaux étalés soumis à des sollicitations pouvant engendrer un processus d'érosion de contact.

Avant la réalisation des essais, les différents sacs d'échantillon de till obtenus ont été mélangés, puis divisés à nouveau par quartage afin d'uniformiser le matériau utilisé pour les essais. Ensuite, seulement la fraction passant le tamis 5,0 mm du till a été conservée pour la réalisation des essais.

Cette dernière manipulation a tout d'abord été réalisée afin de respecter les critères de filtre existants de même que la procédure des divers essais d'érosion recensés dans la littérature (USBR, 2011). Ces essais se font habituellement en considérant seulement la fraction passant le tamis 5 mm. Conséquemment, les critères de filtre développés pour le choix des matériaux filtrants se basent aussi uniquement sur cette fraction.

Conserver uniquement la fraction passant le tamis 5 mm permet également d'augmenter le nombre d'agencements sol fin-sol grossier respectant les dimensions de la cellule expérimentale. De cette façon, l'utilisation de cette fraction du sol fin permet le développement de l'érosion de contact tout en respectant le VER pour le sol grossier.

La courbe granulométrique du till écrêté au tamis 5,0 mm est présentée à la figure 3-1 (courbe noire continue). Le matériau contient 30% de particules fines (i.e. passant le tamis 80  $\mu\text{m}$ ). Ce till n'est toutefois pas un matériau cohérent et ses fines sont très peu plastiques.

La figure 3-2 présente la courbe Proctor normal du till de Romaine 3 écrêté à 5,0 mm. Celle-ci a été obtenue conformément à la norme CAN/BNQ 2501-250-M86.

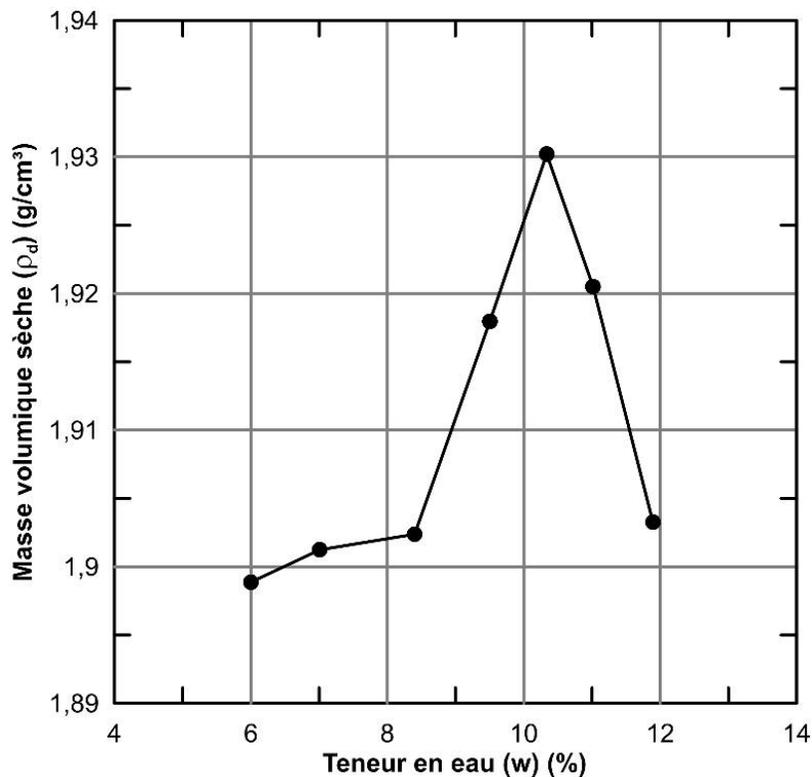


Figure 3-2 : Courbe Proctor normal du till de Romaine 3.

Le till de Romaine 3 est un matériau à granulométrie étalée. Comme souligné au chapitre précédent, ce type de sol a été très peu étudié dans le cadre des recherches portant sur l'érosion de contact jusqu'à présent. Seuls Guidoux et al. (2010) et Béguin (2011) ont étudié le comportement de sols étalés soumis à l'érosion de contact. Cependant, leur recherche portait sur des sols plus fins et dont le mode de transport dominant des particules sous écoulement était la suspension. Cette étude est donc l'une des premières, sinon la première, à utiliser un sol étalé comme celui du till de Romaine 3 comportant à la fois des particules grossières et des particules fines, donc ayant possiblement deux modes de transport des particules (charriage et suspension) sous écoulement.

### 3.1.2 Sables uniformes

Après les premiers essais, les restants dénaturés du till de Romaine 3 ont été tamisés afin de séparer les particules le composant par dimension de tamis normalisé. Les particules ayant un diamètre entre 0,08 et 1,25 mm ont été conservées et lavées plusieurs fois afin d'éliminer les fines pouvant contaminer le sol.

Différentes dimensions de particules ont ensuite été mélangées (0.08 mm à 0.315 mm pour l'un et 0.315 à 1.25mm pour l'autre), selon des fractions précises, de façon à obtenir deux sables uniformes ayant approximativement le même  $d_{50B}$  que le till pour l'un et le même  $d_{85}$  pour l'autre. Les courbes granulométriques de ces deux sols uniformes reconstitués sont représentées par les courbes continues rouge et bleu à la figure 3-1.

Des essais ont été effectués avec ces matériaux afin de comparer le comportement du till avec des sables uniformes.

### 3.1.3 Résumé des matériaux fins

Un résumé des différentes caractéristiques granulométriques importantes des sols de base utilisés est présenté au tableau 3-1. Les sols fins sont tous des matériaux ayant une granulométrie continue.

**Tableau 3-1 : Caractéristiques des matériaux de base utilisés pour le programme expérimental**

Sol	$d_{10B}$ [mm]	$d_{50B}$ [mm]	$d_{85B}$ [mm]	$d_{95B}$ [mm]	$d_{HB}$ [mm]	$C_u$ [-]	$C_c$ [-]
Till Romaine 3	0,025	0,17	0,88	2,0	0,06	9,6	1,0
Sable (S1) 0,08-0,315 mm	0,091	0,15	0,25	0,29	0,15	1,9	0,9
Sable (S2) 0,315-1,25	0,36	0,59	1,0	1,15	0,57	1,9	0,9

### 3.2 Matériaux filtres (grosiers)

Les courbes granulométriques des matériaux utilisés comme filtres sont représentées à la figure 3-1 par les courbes pointillées. Hormis le sable de béton, ces sols consistent en des graviers de granite uniformes provenant d'une carrière située près de Québec (Carrière Québec). Il s'agit ainsi de matériaux angulaires résultant du dynamitage, tout comme les graviers que l'on peut s'attendre à retrouver dans les grands barrages québécois. Avant la réalisation des essais, ces matériaux ont été soigneusement tamisés, puis lavés afin de réduire la contamination en fine.

Il a été choisi de réaliser la majorité des essais avec des sols uniformes comme sol grossier. Ceci est justifié par le fait que l'utilisation de matériaux étalés comme sol grossier n'a jusqu'ici pratiquement pas été abordée par les différentes recherches réalisées et recensées dans la littérature. Comme précisé à la section précédente, l'étude présente est l'une des premières à utiliser un matériau étalé comportant à la fois des particules fines et grossières. Il a ainsi été choisi de limiter les paramètres inconnus et de se concentrer sur l'impact de l'étalement du sol fin. Les sols grossiers étalés ont donc été écartés, hormis pour le sable de béton.

D'autre part, puisque les granulats du filtre sont grossiers et que le perméamètre est à paroi rigide, l'échantillon est susceptible au développement d'un phénomène d'effet de bord. Celui-ci a été décrit à la section 1.6. Pour limiter ce phénomène et afin de respecter le VER, la dimension maximale des grains grossiers a été restreinte à celle suggérée par Chapuis (2004a), soit 1/8 à 1/10 de la largeur de la cellule.

Par ailleurs, les matériaux filtres uniformes représentent aussi les cas les plus critiques qu'il est possible de retrouver en pratique dans les barrages. Ainsi, comme souligné par Béguin (2011), l'établissement de critères de design basés sur des essais avec ces sols grossiers uniformes constitue donc des conditions sécuritaires.

Un résumé des différentes caractéristiques granulométriques importantes des sols grossiers utilisés est présenté au tableau **3-2**. La densité des graviers de granite a été déterminée selon la norme CAN/BNQ 2501-062. Elle varie entre 2,65 et 2,67 selon la dimension des grains.

**Tableau 3-2 : Caractéristiques des matériaux grossiers utilisés pour le programme expérimental**

Sol	D <sub>15F</sub> [mm]	D <sub>50F</sub> [mm]	D <sub>85F</sub> [mm]	C <sub>u</sub> [-]	C <sub>c</sub> [-]
G0	0,265	0,59	1,29	3,3	0,97
G1	2,8	3,6	4,5	1,4	0,94
G2	5,6	7,1	9,1	1,4	0,92
G3	4,5	6,6	8,8	1,9	1,14
G4	14,8	16,7	18,8	1,2	0,96
G5	10,5	11,8	13,3	1,2	0,96
G6	3,6	6,2	8,6	2,1	1,17

### 3.3 Programme expérimental

L'ensemble des essais d'érosion de contact réalisés sont présentés au tableau 3-3. Les différents assemblages sol fin / sol grossier s'y retrouvent avec le ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  correspondant.

De plus, afin de justifier la procédure expérimentale pour l'évaluation de la vitesse d'écoulement dans le matériau grossier (voir chapitre 2), un ratio de la conductivité hydraulique saturée théorique pour les matériaux impliqués ( $k_{sat-F} / k_{sat-b}$ ) est présenté conjointement à une évaluation de la proportion (pourcentage) résultante du débit appliqué circulant dans le filtre. Cette dernière évaluation a pour but de montrer que le débit transitant dans le perméamètre passe presque seulement par le sol grossier. Comme cet exercice sommaire vise à démontrer qu'une différence de plusieurs ordres de grandeurs est généralement retrouvée entre le filtre et le sol de base, un haut degré de précision dans l'évaluation de la conductivité hydraulique expérimentale de chacun des matériaux n'est pas requis ici, ce qui a permis de simplifier les opérations en laboratoire.

La méthode théorique utilisée est celle de Chapuis (2004b) et est retrouvée sous la forme :

$$k_{sat}(cm/s) = 2,4622 \left( \frac{d_{10}^2 e^3}{1 + e} \right)^{0,7825} \quad [3.1]$$

Cette équation permet d'obtenir une bonne estimation de la conductivité hydraulique saturée, soit entre une demie et deux fois la valeur mesurée en laboratoire, pour des sols naturels dont  $d_{10}$  se situe entre 0,003 et 150 mm et dont  $e$  se situe entre 0,3 et 1. Ces conditions sont rencontrées pour l'ensemble des sols. L'indice des vides ( $e$ ) spécifique pour chaque essai et chaque matériau (voir en annexe) est pris en compte dans l'évaluation. Tel qu'indiqué au tableau **3-3**, seul l'essai P1 présente un ratio plus faible pouvant remettre question la méthode d'évaluation de la vitesse utilisée. Toutefois, aucune érosion ne s'est produite lors de cet essai.

Le programme expérimental réalisé est composé de trois parties distinctes :

- La première, qui englobe les quatre premiers essais (Essai-P1 à Essai-3), avait pour but de vérifier l'applicabilité des critères de filtre dans le contexte de l'érosion de contact avec le till de Romaine 3, en plus de déterminer la limite géométrique de l'érosion nulle pour ce matériau. Cette section du programme expérimental visait aussi à valider et à ajuster le dispositif expérimental développé de même que la méthodologie associée. À l'exception de l'Essai-2, les essais ont résulté en une érosion nulle ou négligeable. Les résultats obtenus durant cette partie du programme (sauf l'Essai-2) ont donc également servi de base de comparaison pour les essais avec érosion.
- La seconde partie du programme est aussi constituée de quatre essais (Essai-2, 4, 5 et 9). L'érosion de contact a été initiée pour l'ensemble des essais de cette partie du programme. Cette dernière avait ainsi pour objectif de déterminer, décrire et quantifier les mécanismes contrôlant le processus d'érosion de contact avec le Till de Romaine 3 lorsque les critères de filtre ne sont pas respectés. Les ratios granulométriques  $D_{15F}/d_{85B}$  retrouvés pour ces essais font en sorte que le processus d'érosion de contact qui s'est développé durant ces essais a pu être à la fois influencé par les conditions géométrique et hydraulique. Ceci a été fait afin de respecter le VER

pour le sol grossier, considérant le format du montage expérimental. Ce domaine de ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  a été peu étudié jusqu'à maintenant. Cependant, ces conditions pourraient être retrouvées dans un barrage en remblai dont le matériau entourant le noyau n'est pas filtre de ce dernier.

- La troisième partie du programme expérimental est pour sa part constituée de trois essais avec des matériaux de base uniformes ayant approximativement le même  $d_{50B}$  ou  $d_{85B}$  que le till de Romaine 3. Ces essais ont été réalisés dans le but de comparer le comportement de ces sols uniformes avec celui du till lorsque l'érosion de contact est initiée. Ils visaient ainsi à faciliter la compréhension de l'influence de l'étalement du till de Romaine 3 sur l'apparition, ainsi que sur le développement, de l'érosion de contact. Les ratios  $D_{15F}/d_{85B}$  de ces essais sont semblables à ceux retrouvés pour les essais avec le till, à l'exception de l'Essai-6 (ratio de 41,8) dont le processus d'érosion a seulement été influencé par la condition hydraulique.

**Tableau 3-3 : Résumé des essais d'érosion de contact réalisés dans le cadre du programme expérimental**

Essai	Sol fin	Sol grossier	Ratio $D_{15F}/d_{85B}$	Ratio $k_{sat-F} / k_{sat-B}$	Ratio $Q_F / Q_{tot}$ (%)
Essai-P1	Till Romaine 3	G0	0,3	62	98,20
Essai-1	Till Romaine 3	G1	3,2	$6,5 \times 10^3$	99,98
Essai-2	Till Romaine 3	G2	6,4	$6,4 \times 10^3$	99,98
Essai-3	Till Romaine 3	G3	5,1	$8,2 \times 10^3$	99,99
Essai-4	Till Romaine 3	G4	16,8	$7,1 \times 10^4$	$\approx 100$
Essai-5	Till Romaine 3	G5	11,9	$4,1 \times 10^4$	$\approx 100$
Essai-6	S1	G5	41,8	$1,6 \times 10^3$	99,93
Essai-7	S1	G6	14,3	$2,8 \times 10^2$	99,60
Essai-8	S2	G5	10,5	$2,4 \times 10^2$	99,53
Essai-9	Till Romaine 3	G4	16,8	$7,5 \times 10^4$	$\approx 100$



## **Chapitre 4 - Résultats typiques d'essais en laboratoire**

Tel que décrit au chapitre précédent, un programme expérimental composé de trois (3) phases distinctes a été mis de l'avant afin de caractériser adéquatement les mécanismes de l'érosion de contact et de tirer des conclusions judicieuses sur ce dernier. Des résultats typiques des essais de laboratoire complétés pour chacune de ces phases sont ainsi présentés et commentés dans ce chapitre afin de faciliter la comparaison entre les différents essais et processus en jeu.

Tout d'abord, le cas d'un essai sans érosion (ou avec érosion minimale) est présenté (section 4.1). Il servira notamment de base aux comparaisons avec les essais durant lesquels un processus d'érosion a été initié et qui sont présentés aux sections suivantes.

Par la suite, les résultats d'un essai d'érosion effectué avec un sol de base uniforme et ayant un ratio  $D_{15F}/d_{85b}$  suffisamment élevé pour que le sol grossier n'influence pas le processus d'érosion sont présentés (section 4.2). Ces résultats serviront à leur tour de comparatifs pour les essais présentés dans la troisième et dernière section. Dans celle-ci (section 4.3), des essais d'érosion réalisés avec des sols de bases étalés (till de Romaine 3) et n'ayant pas un ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  suffisamment grand pour que le sol grossier n'influence pas le processus sont présentés.

Il est pertinent de rappeler qu'une description des essais réalisés dans le cadre de ce projet est présentée au chapitre 3. Pour leur part, les résultats détaillés de chacun des essais sont présentés en annexe du présent document.

### **4.1 Résultats typiques d'un essai sans érosion ou avec érosion minimale**

La première partie du programme expérimental avait pour but de confirmer l'applicabilité des critères de filtre conventionnels au phénomène d'érosion de contact, ainsi que de déterminer le ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  maximal pour lequel aucune érosion de contact ne survient. Elle avait également pour but de servir de base de comparaison pour les essais avec érosion. Cette

section présente un essai typique (Essai-3 – Till Romaine 3 et G3) au cours duquel aucune érosion ou une érosion minimale est survenue.

#### 4.1.1 Sollicitation hydraulique de l'échantillon et processus d'érosion

La sollicitation hydraulique, exprimée sous la forme de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le matériau grossier (filtre), de même que l'érosion cumulative en grammes sont présentées à la figure 4-1, toutes deux en fonction du temps. Comme mentionné auparavant, l'essai réalisé en est un à débit contrôlé. La vitesse d'écoulement dans le filtre (ou vitesse de Darcy) est déduite du flux en divisant ce dernier par l'aire transversale du matériau grossier ( $v_{\text{filtre}}=Q/A_{\text{filtre}}$ ). Tel qu'indiqué aux chapitre 2 et 3, ceci est adéquat, car la quasi-totalité du débit appliqué passe par le matériau grossier (plus de 99,5% du flux), de sorte que l'erreur résultante sur l'évaluation de la vitesse moyenne dans le filtre est à toute fin pratique négligeable. La durée des paliers de vitesses est de cinq heures. L'incrément de vitesse entre les paliers est de  $\pm 4$  cm/s sauf pour les premiers et derniers paliers où il est de 5 cm/s. Malgré l'application de vitesses d'écoulement et de gradients élevés, l'érosion cumulative déduite des particules récoltées dans l'effluent durant l'essai est très faible.

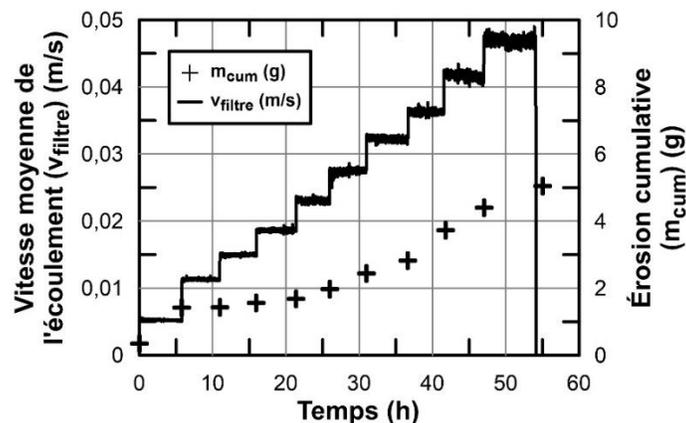


Figure 4-1 : Essai-3 – Paliers de vitesse dans le filtre et érosion cumulative en fonction du temps

La figure 4-2 présente les gradients hydrauliques locaux dans la couche grossière de l'échantillon pouvant être calculés à partir des mesures des piézomètres installés. Le gradient amont fait référence à la perte de charge sur la distance entre la première colonne de capteurs (P-2 et P-3) et la deuxième (P-8 et P-9) (voir la figure 2-3). Le gradient aval est calculé entre

la deuxième colonne de capteurs et la troisième (P-14 et P-15). Le gradient moyen est la perte de charge sur la distance séparant entre la première et la troisième colonne de piézomètres.

Pour cet essai, les gradients hydrauliques sont uniformes dans l'échantillon et varient peu sur la durée d'un palier. Le gradient maximal appliqué est de près de 1,2.

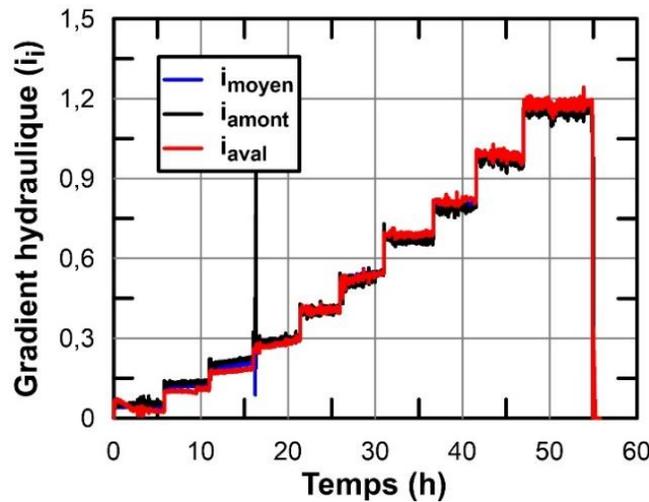


Figure 4-2 : Essai-3 – Gradients hydrauliques dans l'échantillon en fonction du temps

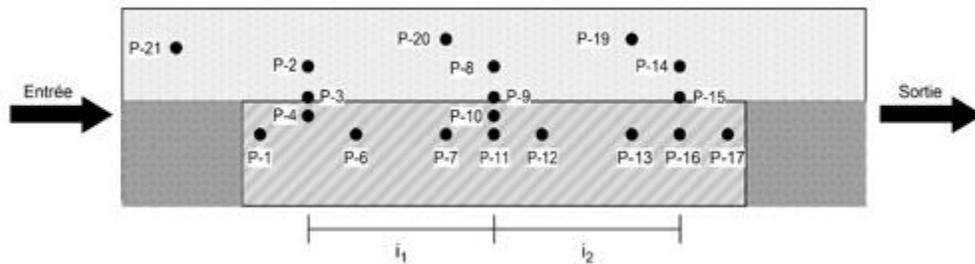


Figure 4-3 : Positionnement des capteurs et calculs des gradients hydrauliques

L'évolution du gradient hydraulique moyen dans l'échantillon ainsi que celle du nombre de Reynolds dans le filtre, toutes deux en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre, sont présentées à la figure 4-4. Le nombre de Reynolds est évalué selon l'équation [1.9] en considérant le  $D_{15F}$  comme dimension de référence.

On note d'abord que les valeurs calculées du nombre de Reynolds sont élevées dès le départ. En effet, la plus faible valeur est de 30 indiquant que la loi de Darcy n'est plus valide pour le domaine étudié. En se basant sur la théorie présentée au chapitre 1 (Hlushkou et Tallarek,

2006), l'écoulement est laminaire non-linéaire et peut être représenté par l'équation de Forchheimer qui est reprise ci-dessous :

$$i = av + bv^2 \quad [1.10]$$

Une régression quadratique permet ainsi d'obtenir la relation entre le gradient hydraulique et la vitesse d'écoulement dans le filtre, tous deux évalués à partir des mesures effectuées, et de définir les paramètres de la loi de Forchheimer. Cette relation quadratique est présentée sur la figure 4-4.

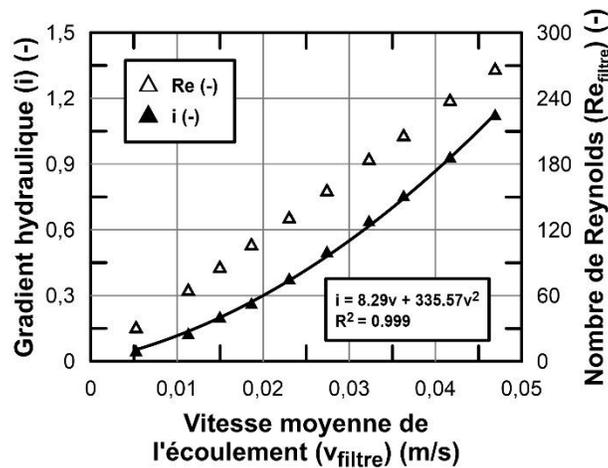


Figure 4-4 : Essai-3 – Gradient hydraulique et nombre de Reynolds dans le filtre en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre

La variation du volume de l'échantillon durant l'essai est présentée à la figure 4-5. L'évolution du volume est déduite de la variation de la masse de la colonne d'eau d'application de la surcharge. Les déformations sont négligeables (moins de 0,1% du volume du matériau de base) pour l'essai. Il est à noter qu'une estimation de la masse érodée peut aussi être déduite de cette mesure en considérant que toutes les déformations sont causées par l'érosion du noyau.

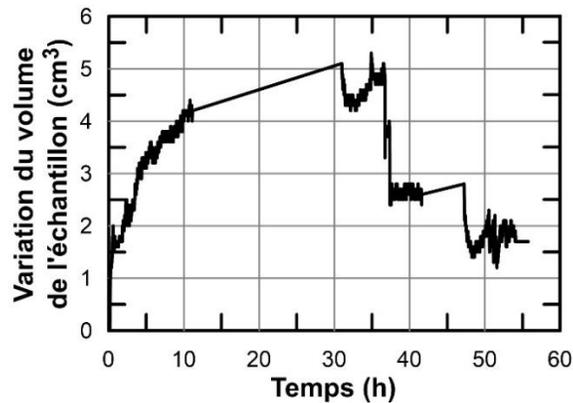


Figure 4-5 : Essai-3 – Variation du volume de l'échantillon en fonction du temps

#### 4.1.2 Résultats qualitatifs et observations

Pour compléter les mesures présentées à la section précédente, de nombreuses observations visuelles ont été réalisées, notamment en regardant au travers des parois de la cellule d'acrylique. À cet effet, la figure 4-6 permet de comparer l'état du contact avant de l'Essai-3 et après ce dernier. Il est possible de voir que le contact est pratiquement le même, ce qui correspond bien à la masse érodée négligeable présentée à la section 4.1.1. Seules quelques très petites zones locales ont été légèrement érodées.

D'autre part, une faible turbidité de courte durée a été observée dans la décharge lors du commencement de l'essai et quelques fois lors de l'augmentation des paliers de vitesses.

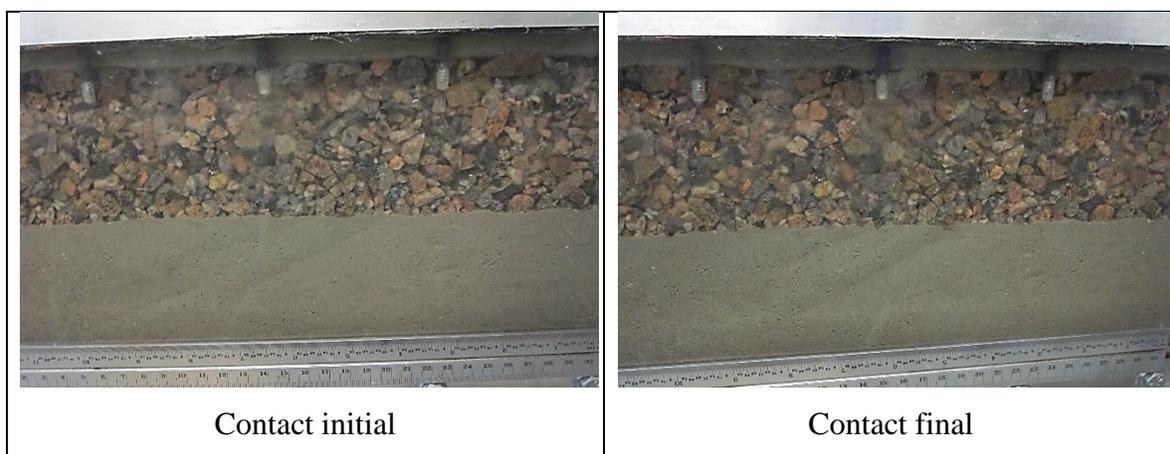


Figure 4-6 : Essai-3 – Évolution de l'interface au cours de l'essai (écoulement de la droite vers la gauche)

## **4.2 Résultats typiques d'essais avec érosion de contact : Sables uniformes**

Dans cette section, l'Essai-6 (S1 et G5) faisant partie de la troisième partie du programme expérimental est présenté. Il s'agit d'un essai avec un sol de base uniforme ayant le même  $d_{50B}$  que le till de Romaine 3. Le ratio  $D_{15F}/d_{85b}$  des essais de cette portion du programme expérimental est suffisamment élevé pour que le sol grossier n'influence pas le processus d'érosion.

### **4.2.1 Sollicitation hydraulique de l'échantillon et processus d'érosion**

La sollicitation hydraulique et la masse érodée cumulative en fonction du temps sont présentées à la figure 4-7 pour cet essai avec érosion. Comme pour l'Essai-3 introduit à la section précédente, les paliers de vitesse ont une durée de 5 heures, à l'exception des deux derniers qui sont de durées plus courtes. En effet, puisque l'érosion était continue et relativement constante (taux d'érosion mesurés variant peu), ces derniers paliers ont été raccourcis afin de pouvoir réaliser des mesures d'érosion avec des vitesses moyennes plus élevées avant que les limites du dispositif expérimentale ne soient atteintes. Il est à noter que ces observations effectuées, à savoir une érosion continue et constante, correspondent aux observations et résultats recensés dans la littérature (voir chapitre 1). Pour la même raison, les derniers incréments de vitesse ont également été augmentés par rapport à l'Essai-3.

À la figure 4-7, on peut observer qu'à partir d'une vitesse d'environ 0.016 m/s, la masse érodée devient non-nulle et augmente de façon continue avec la vitesse. Cette masse augmente également de façon continue avec le temps à vitesse constante.

Il est toutefois important de préciser ici que pour le calcul de la vitesse d'écoulement moyenne, l'aire du filtre transversale à l'écoulement est considérée constante durant l'essai. Or, en raison l'érosion importante, cette aire varie pendant l'essai. Une photo présentée à la section 4.2.2 permettra notamment d'apprécier visuellement l'évolution géométrique de l'échantillon pour ces essais.

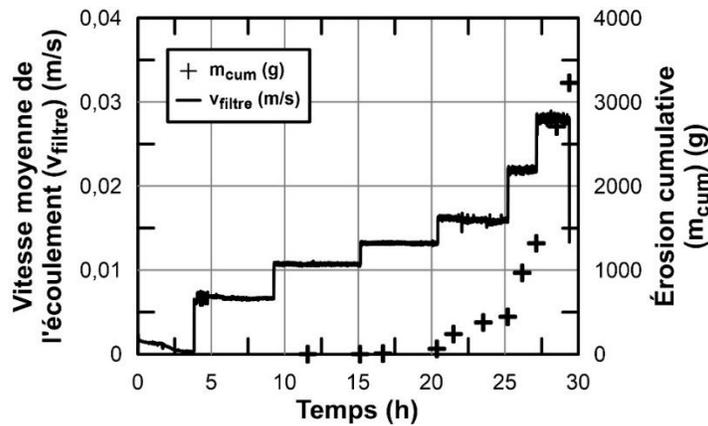


Figure 4-7 : Essai-6 – Paliers de vitesse dans le filtre et érosion cumulative en fonction du temps

Les différents gradients locaux dans l'échantillon tels que définis à la section 4.1.1 précédente sont présentés à la figure 4-8.

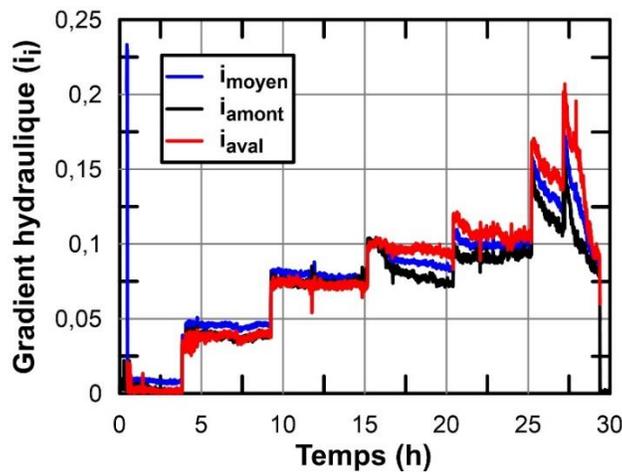


Figure 4-8 : Essai-6 – Gradients hydrauliques dans l'échantillon en fonction du temps

Sur cette figure, on constate que les gradients locaux ainsi que le gradient moyen sont pratiquement égaux jusqu'à l'atteinte d'une valeur de près de 0,1 ( $\pm 15$  h) où une divergence apparaît entre l'amont et l'aval. Le gradient amont devient plus faible. De plus, à partir des deux derniers paliers, le gradient décroît de façon importante durant les paliers en raison de l'érosion (variation des conditions dans l'échantillon, notamment de l'aire transversale d'écoulement), indiquant une baisse de la perte de charge hydraulique, le débit étant constant durant les essais.

Par la suite, la relation entre la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre et le gradient hydraulique moyen est présentée à la figure 4-9. On observe qu'à compter d'un gradient de  $\pm 0.1$ , la relation de Forchheimer déterminée à partir des quatre premiers paliers de sollicitation hydraulique n'est plus valide et que les points subséquents divergent considérablement de cette relation. Cette divergence s'accroît avec l'augmentation de la vitesse. On retrouve ainsi des conditions hydrauliques (perte de charge dans l'échantillon, vitesse d'écoulement, etc.) qui évoluent durant l'essai indiquant une instabilité due à l'érosion qui est initiée.

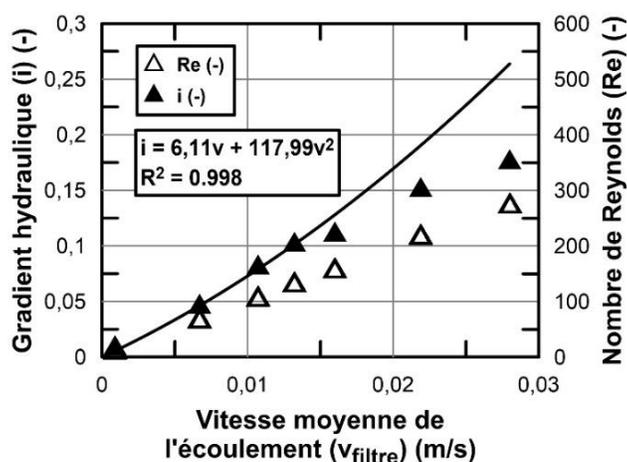


Figure 4-9 : Essai-6 – Gradient hydraulique et nombre de Reynolds dans le filtre en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre

Il est à noter que sur la figure 4-8, les gradients hydrauliques évalués pour les quatre (4) derniers paliers de sollicitation varient grandement. De cette façon, à la figure 4-9, ces paliers sont représentés par les valeurs maximales et initiales mesurées au cours de ces étapes (voir figure 4-8). Ceci permet notamment de constater les limites de l'hypothèse que l'aire d'écoulement est constante durant l'essai lorsque de l'érosion survient. De plus, l'écoulement n'est plus nécessairement horizontal et les piézomètres subissent des déplacements importants en raison des tassements se produisant (voir figure 4-12) de sorte que la position de la prise de mesure peut changer de manière non négligeable.

Comme un processus d'érosion est initié au cours de ces essais, un taux de transport des particules peut être déterminé. Ce dernier est exprimé en kg/m/s, car le principal mode de transport observé des particules érodées est le charriage (transport le long de l'interface des matériaux). Dans ce cas et comme il est souligné par Den Adel et al. (1994) (chapitre 1),

l'intensité de l'érosion est indépendante de la longueur de l'échantillon si celle-ci est supérieure à la longueur de saturation que les auteurs ont déterminé comme étant égale à une dimension de 10 diamètres des particules grossières. Si cette condition est respectée, le taux est alors exprimé par largeur unitaire de sol.

L'évolution du taux de transport en fonction du temps et de la vitesse est présentée respectivement aux figures 4-10 et 4-11. La sollicitation hydraulique (vitesse d'écoulement) en fonction du temps est présentée de nouveau sur le premier graphique.

Ces deux représentations permettent d'observer qu'à partir du quatrième palier de sollicitation hydraulique, le taux de transport devient non-nul et continu. Il augmente également avec la vitesse. Une légère diminution du taux de transport en fonction du temps pour la durée d'un palier est aussi observée à la figure 4-10 pour les trois derniers paliers. Toutefois, concernant cette dernière observation, il est important de souligner que l'initiation de l'érosion cause une évolution constante des conditions géométriques dans l'échantillon (aire transversale à l'écoulement, horizontalité de l'interface, etc.). Dans les essais effectués, l'évolution de ces conditions est défavorable au processus d'érosion (diminution de la vitesse moyenne, action de la gravité, etc.) ce qui peut causer une sous-estimation des taux de transport mesurés.

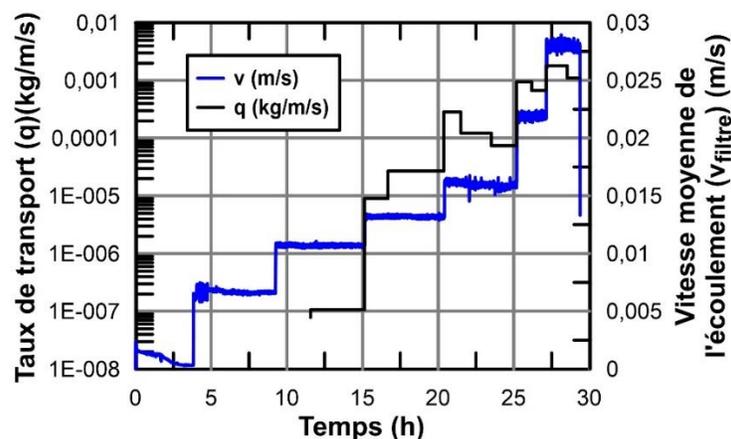


Figure 4-10 : Essai-6 – Taux de transport et vitesse de moyenne dans le filtre en fonction du temps

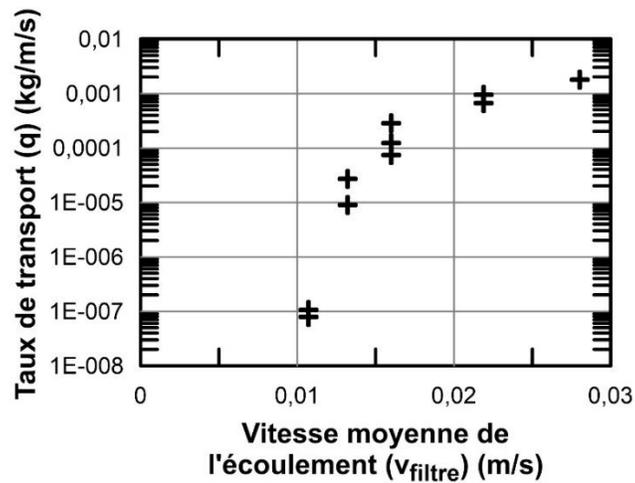


Figure 4-11 : Essai-6 – Taux de transport en fonction de la vitesse moyenne dans le filtre

#### 4.2.2 Résultats qualitatifs et observations

Une érosion de contact importante est survenue durant l'Essai-6. La figure 4-12 permet d'en apprécier l'envergure.

À partir des photos de la figure 4-12, on peut constater les limites du montage, alors que des déformations importantes sont survenues en raison de l'érosion. Ces déformations rendent notamment difficile l'estimation et le suivi de l'aire transversale de l'écoulement et de la densité du sol grossier durant l'essai. On note aussi que ces déformations modifient l'orientation et la longueur des lignes d'écoulement dans l'échantillon.

L'importance de l'application de la surcharge sur l'échantillon afin de suivre les tassements induits par la perte de particules du sol fin engendrée par le processus d'érosion est également appréciable sur la photo b de la figure 4-12.



Figure 4-12 : Comparaison du contact final (a) et du contact initial (b)  
(écoulement de la droite vers la gauche)

Par ailleurs et tel que soulevé auparavant, pour les sols uniformes testés, le principal mode de transport des particules observé durant les essais est le charriage. Une nappe de charriage d'une épaisseur maximale représentant environ la moitié du diamètre d'une particule grossière a notamment été observé. Pour les vitesses faibles, le mouvement des particules demeure généralement près de l'interface alors que pour des vitesses plus élevées, des mouvements individuels de particules ont été observés sur une distance allant jusqu'à deux particules grossières. Une fois initié, le transport de particules est continu. Il n'est cependant pas constant durant l'essai. Ces observations concordent bien avec celles réalisées par Den Adel et al. (1994).

D'autre part, pour les essais avec un matériau de base uniforme, il a été observé que l'érosion se développe en premier, et de façon plus importante, à l'amont (figure 4-13). L'interface n'est alors plus horizontale et comporte une légère pente ascendante vers la sortie du montage.



Figure 4-13 : Évolution de l'interface au cours de l'essai  
(écoulement de la droite vers la gauche)

### **4.3 Résultats typiques d'essais avec érosion de contact : Till de Romaine 3**

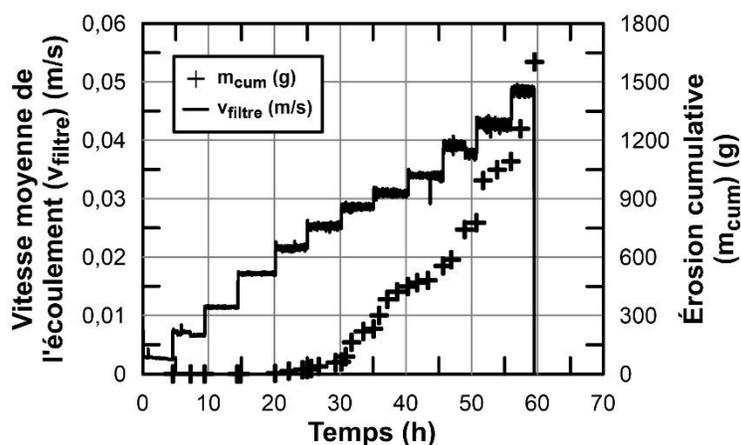
Des résultats de l'Essai-9 (Till Romaine 3 et G4) sont présentés dans la présente section. Ces résultats sont typiques de ceux obtenus pour les essais avec le till de Romaine 3 comme matériau de base qui ont résulté en un processus d'érosion.

#### **4.3.1 Sollicitation hydraulique de l'échantillon et processus d'érosion**

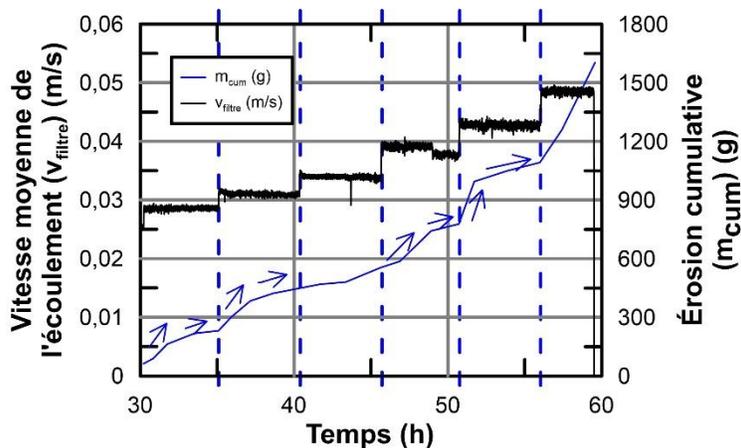
Lors de l'Essai-9, le débit de percolation a été augmenté par paliers d'une durée de 5 heures. Comme pour l'Essai-6 effectué sur un sol de base pulvérulent à granulométrie uniforme, la vitesse moyenne a été déduite du débit en supposant une aire d'écoulement transversale constante durant l'entièreté de l'essai (fig. 4-14). Les incréments de vitesse évalués varient entre 0,003 et 0,005 m/s pour la réalisation de l'Essai-9. Les augmentations les plus faibles ont été réalisées entre 0,02 et 0,03 m/s, un intervalle de vitesse qui avait déjà été identifié comme critique lors des essais précédents.

À compter du cinquième palier de vitesse indiqué à la figure 4-14, la masse cumulative de sol érodé augmente avec le temps et la vitesse. Cependant, contrairement à l'essai réalisé avec un sol de base uniforme, il est possible d'observer une stabilisation (diminution de la pente)

de l'érosion cumulative durant la majorité des paliers de vitesse. Afin de faciliter la compréhension de ceci, un détail de la figure 4-14 (a) a été produit à la figure (b). Les flèches indiquent l'inclinaison de la pente pour l'érosion cumulative. Il est ainsi possible de constater que cette dernière présente de manière générale une tendance à se stabiliser (diminution de la pente) sur la durée d'un palier. De cette façon, l'intensité de l'érosion diminue sur les paliers de 5h. Seul le dernier palier ne présente pas cette tendance.



(a)



(b)

Figure 4-14 : (a) Essai-9 – Paliers de vitesse de Darcy du filtre et érosion cumulative en fonction du temps et (b) détail de la figure (a) pour les paliers avec érosion non négligeable

Les différents gradients pouvant être déterminés dans l'échantillon sont présentés à la figure 4-15. À partir du cinquième palier, les gradients amont et aval divergent et sont plus instables en fonction du temps. Malgré tout, une certaine homogénéité des gradients est maintenue

entre la valeur moyenne est les valeurs à l'aval et à l'amont jusqu'à l'application de la vitesse la plus élevée, où une divergence importante entre le gradient hydraulique à l'amont et celui à l'aval survient. On observe alors une augmentation importante du gradient dans la portion aval et une diminution dans la portion amont. Le gradient moyen demeure le même.

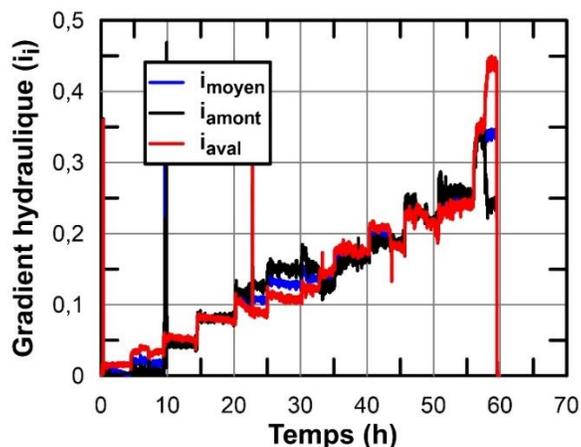


Figure 4-15 : Essai-9 – Gradients hydrauliques dans l'échantillon en fonction du temps

La relation entre la vitesse moyenne de l'écoulement et le gradient hydraulique est présentée à la figure 4-16. À partir du sixième palier de vitesse, la relation ne correspond plus à la loi de Forchheimer déterminée avec les cinq premières étapes.

Une interprétation rapide de la figure 4-16 peut laisser croire à une augmentation de la perméabilité de l'échantillon. Toutefois, un processus d'érosion est initié dans l'échantillon lors de l'essai et les conditions évoluent. De cette façon, la divergence observée des derniers points de mesures par rapport à la relation évaluée à partir des premiers points de mesure met de nouveau en évidence les limites de l'hypothèse que l'aire transversale d'écoulement de l'eau dans le sol grossier est constante tout au long de l'essai. Lorsque l'érosion est initiée, des déformations surviennent et l'aire transversale à l'écoulement n'est plus connue précisément. De plus, cette dernière évolue sur la longueur de l'échantillon.

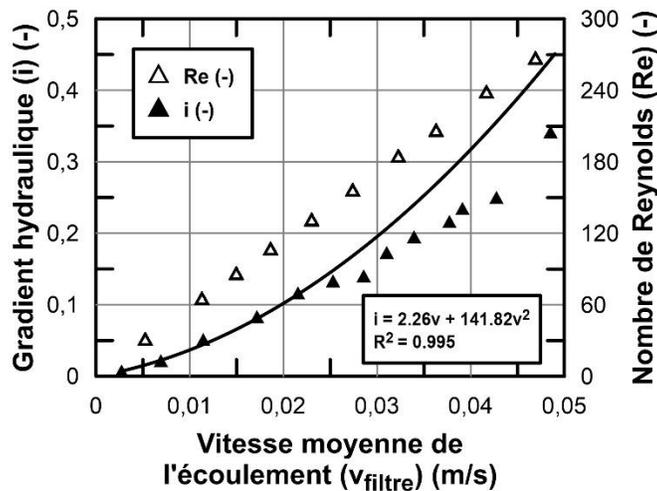


Figure 4-16 : Essai-9 – Gradient hydraulique et nombre de Reynolds en fonction de la vitesse Darcy du filtre

Les figures 4-18 et 4-17 présentent l'évolution de l'intensité du processus d'érosion en fonction, respectivement, du temps et de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre. Pour ce faire, un taux de transport des particules par mètre de largeur de l'échantillon a été évalué (kg/m/s) comme pour les essais avec granulométrie uniforme. L'utilisation de ce taux pour le till de Romaine 3 est discutée au chapitre 6.

Comme en témoigne ces deux figures, le taux de transport augmente globalement avec la sollicitation hydraulique. Cependant, il est également possible d'observer, pour certains paliers, des variations importantes de près d'un ordre de grandeur du taux d'érosion pour une même vitesse. La figure 4-17 permet de constater que cette variation du taux de transport durant un palier se fait en fonction du temps. Pour pratiquement chaque palier de vitesse, le taux d'érosion diminue en fonction du temps après l'atteinte d'une valeur maximale d'érosion en début de palier.

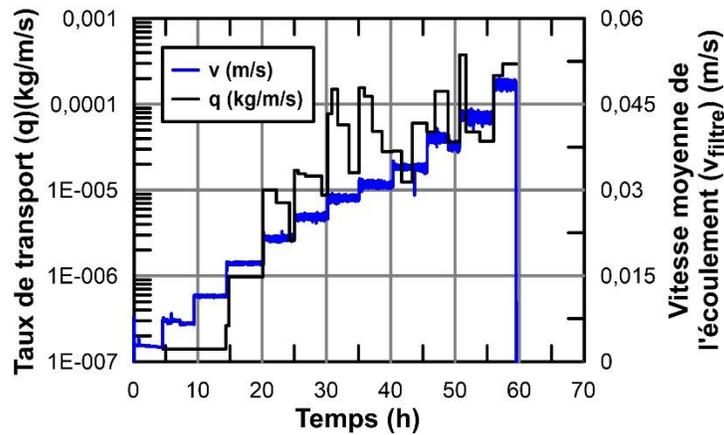


Figure 4-17 : Essai-9 – Taux de transport et vitesse moyenne de l'écoulement en fonction du temps

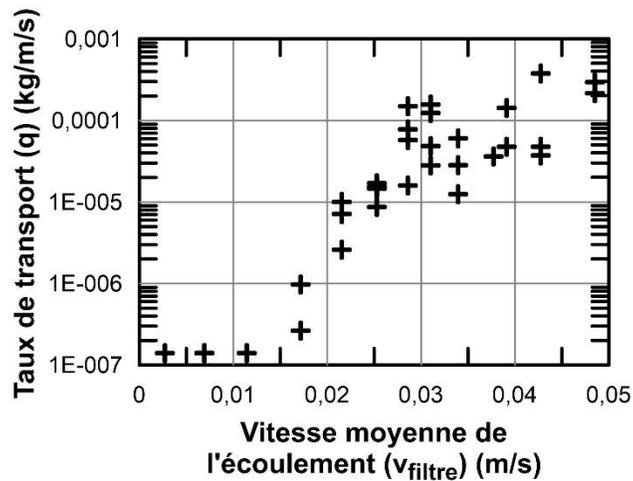


Figure 4-18 : Essai-9 – Taux de transport en fonction de la vitesse moyenne dans le filtre

La variation du volume de l'échantillon durant l'essai est présentée à la figure 4-19. Les déformations sont négligeables jusqu'à l'atteinte d'une vitesse d'environ 0,028 m/s. Il est possible d'observer une concordance dans la forme de l'évolution de la masse érodée présentée à la figure 4-14 et la variation du volume de l'échantillon. Pour cet essai, une variation de volume de 650 cm<sup>3</sup> a été mesurée. Un ordre de grandeur de la quantité de sol érodée peut être estimé de la mesure des déformations en multipliant cette dernière par la masse volumique sèche du sol de base.

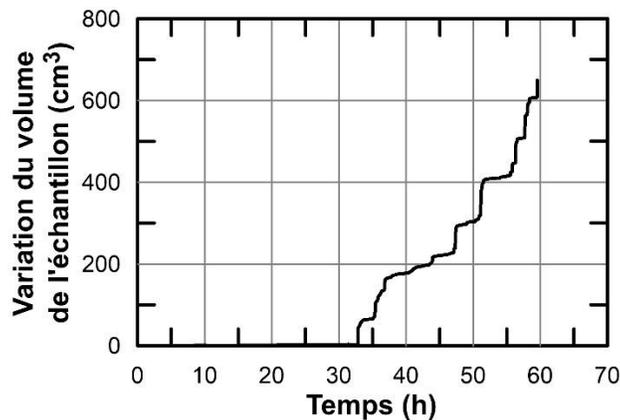


Figure 4-19 : Essai-9 – Variation du volume de l'échantillon durant l'essai

#### 4.3.1.1 Processus de colmatage

Lors de l'Essai-5 (Till Romaine et G5), un processus de colmatage s'est développé à l'intérieur de l'échantillon après déclenchement de l'érosion. Des particules érodées du matériau de base ont ainsi obstrué certains pores du matériau grossier affectant par le fait même l'écoulement de l'eau dans le filtre.

Le phénomène a notamment été observé peu après l'application du palier de sollicitation maximal. En l'espace de huit minutes après cet incrément, la charge hydraulique totale en unité de pression a augmenté de plus de 0,5 kPa pour les capteurs P-21 et P-1 à P-13, soit de l'entrée du système jusqu'à une distance de plus de 40 cm dans l'échantillon à partir du point d'introduction du débit d'eau. Cette « translation » de la perte de charge dans l'échantillon est présentée à la figure 4-20 et y est illustrée par les lignes rouges qui sont parallèles.

Il est à noter que cette observation de l'augmentation de la charge hydraulique, pour un débit constant, est permise par la nature de l'essai qui est par débit imposé.

Comme le débit ne varie pas et que la section d'écoulement est considérée constante, on peut déduire du parallélisme des lignes rouges de la figure 4-20 que la perméabilité à l'entrée de l'échantillon demeure à toute fin pratique stable (gradient plutôt constant ou légèrement plus faible) et ce jusqu'à une distance de l'amont de plus de 40 cm où une perte de charge plus importante survient. Celle-ci est indiquée sur la figure 4-20 par les lignes bleues qui montrent

un gradient, soit la pente des droites, plus important que pour les lignes rouges. Il y a donc diminution de la conductivité hydraulique à cet endroit.

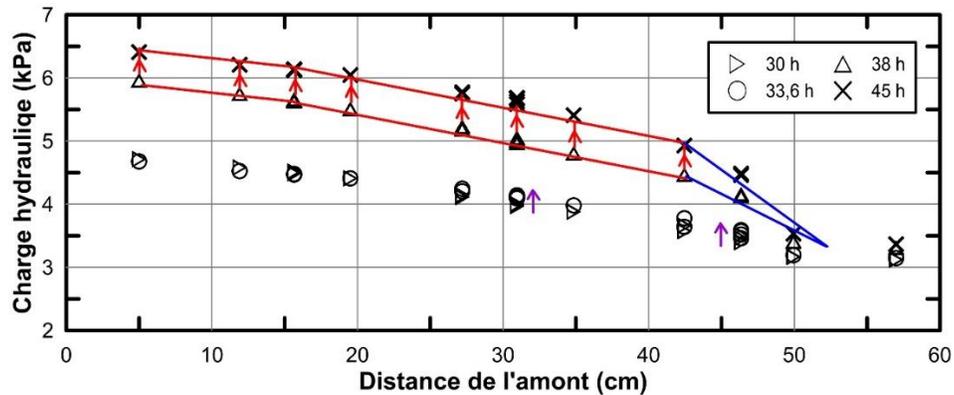


Figure 4-20 : Essai-5 – Processus de colmatage du filtre

Ce phénomène de colmatage peut aussi être observé à l'aide de la figure 4-21 sur laquelle est présentée l'évolution de la charge hydraulique totale à l'endroit des piézomètres P-21, P-8, P-15 et P-22 en fonction du flux d'eau entrant dans le perméamètre. Dans le cas présent, cette évolution se fait selon une relation non-linéaire qui peut être représentée par une équation quadratique. On retrouve alors une équation analogue à loi de Forchheimer.

À la figure 4-21, la charge à l'endroit du piézomètre P-21 suit cette relation quadratique (nuage de points et courbe en noir) jusqu'à l'application du débit maximal. À compter de la 8<sup>ème</sup> minute après l'application de ce dernier palier, la charge augmente malgré un débit constant. Cette augmentation est représentée par les marqueurs bleus, et ce, pour chaque piézomètre.

Lors de ce phénomène, l'augmentation de la charge est sensiblement la même pour les piézomètres situés dans les 42 premiers centimètres de l'échantillon (P-21 et P-8). Elle diminue ensuite pour les autres piézomètres (P-15 et P-22) qui sont situés plus à l'aval (respectivement à 47 et 57 cm de l'entrée).

Les figures 4-20 et 4-21 et permettent ainsi d'identifier l'endroit où le phénomène s'est développé dans l'échantillon, soit à l'endroit des droites bleues de la figure 4-20.

Par ailleurs, les données des piézomètres P-8 et P-15 de la figure 4-21 indiquent qu'un processus semblable à celui décrit auparavant, mais moins important et plus local, est survenu plus tôt dans cet essai (palier de débit de 0,37 L/s). Il est représenté par les nuages de marqueurs verts sur la figure. Ce phénomène n'a toutefois pas affecté la charge hydraulique totale à l'entrée (P-21).

Tel que présenté à la figure 4-20 par les flèches mauves, le résultat de cet événement est une très légère augmentation du gradient dans la portion avale du perméamètre, mais aussi une diminution du gradient dans la section centrale. Cet événement correspond d'ailleurs au moment où les gradients locaux dans l'échantillon ont commencé à diverger.

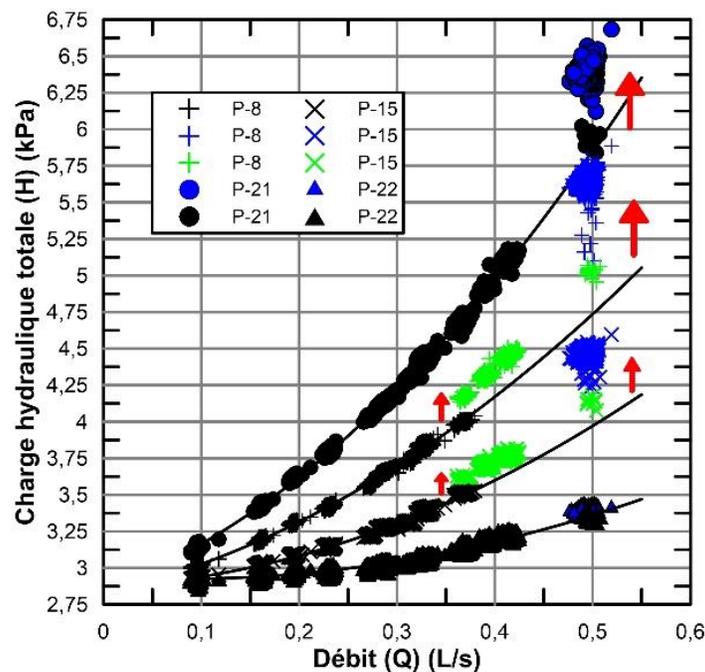


Figure 4-21 : Essai-5 – Évolution de la charge hydraulique totale en fonction du débit.

Le colmatage a finalement été confirmé lors du démontage de l'échantillon après l'essai (figure 4-22a et 4-22b)). Il a ainsi été observé que les particules se sont accumulées dans le filtre avec une quantité augmentant progressivement, à partir de l'aval vers l'amont.

De plus, il a été constaté que la hauteur de contamination du matériau grossier augmente au fur et à mesure que l'on se dirige vers la sortie. D'ailleurs, dans la portion avale, certains

grains du sol grossier situés près de l'interface étaient presque enfouis dans le sol fin alors que les grains à l'aval étaient encore bien exposés (figure 4-22c).

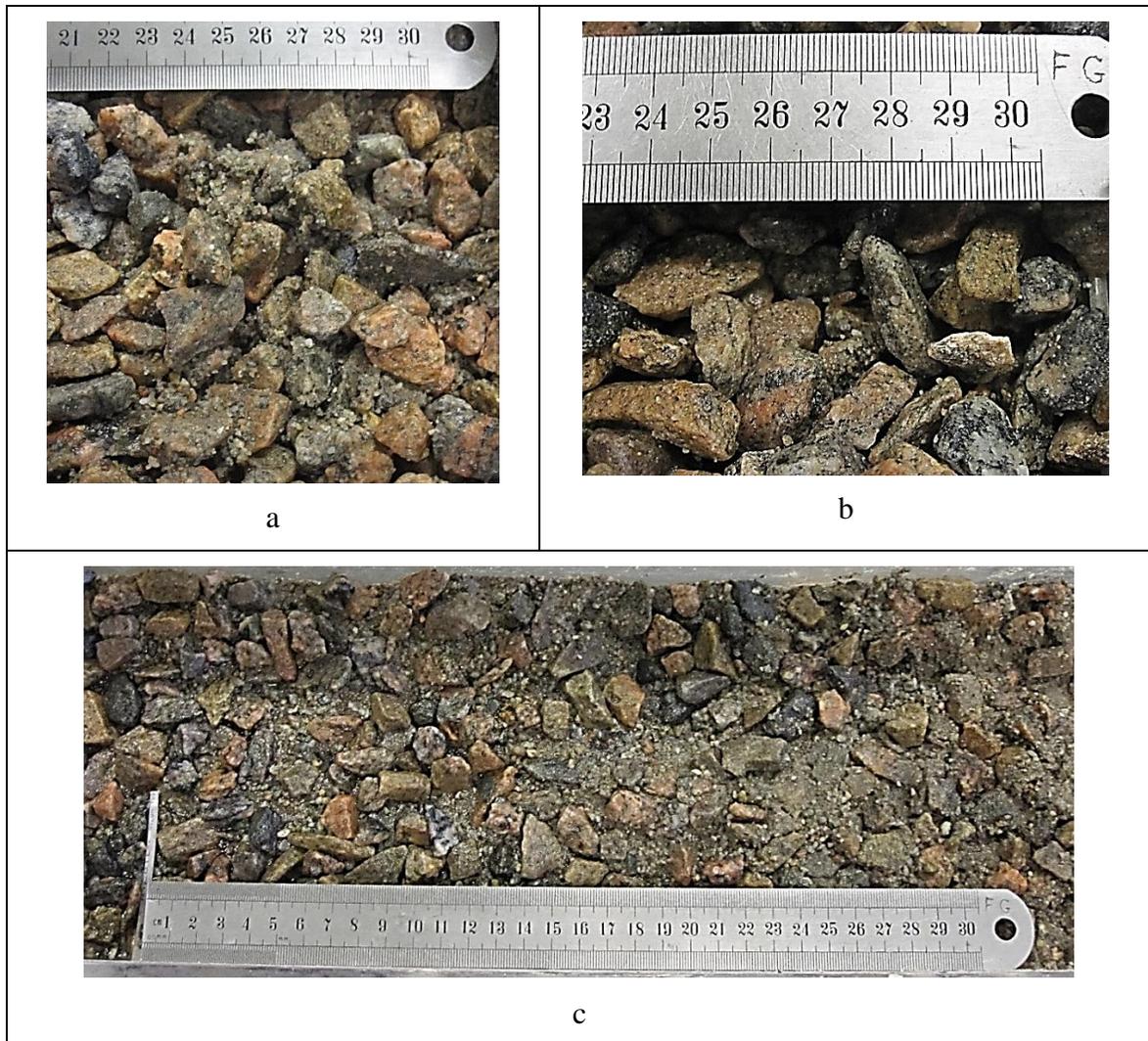


Figure 4-22 : Essai-5 – a) Colmatage du filtre à l'aval du montage. b) Particules du sol fin dans le filtre. c) Progression de la concentration des particules fines dans le matériau filtre de l'amont (gauche) vers l'aval (droite)

D'autre part, la comparaison des figures 4-8 et 4-15 présentées aux sections 4.2.1 et 4.3.1 sur lesquelles on retrouve l'évolution des gradients locaux respectivement pour des essais avec érosion d'un sol fin à granulométrie uniforme et étalée permet de bien différencier le processus d'érosion sans influence géométrique du processus de colmatage. Pour le premier, on n'observe qu'une diminution du gradient sous un débit constant et une décroissance de gradient amont où l'érosion débute initialement. Pour le second, cependant, on observe une

croissance du gradient à la sortie de l'échantillon indiquant une diminution de la perméabilité qui se traduit par un colmatage du filtre.

Il est important de souligner que lors de l'Essai-1, une différence de gradient entre l'amont et l'aval s'est développée durant l'expérimentation, mais pour une raison bien différente. En effet, dans ce cas, la différence observée est due au piégeage de bulles d'air dans l'échantillon dans sa portion aval, ce qui a eu pour effet d'augmenter le gradient à cet endroit. Cet essai a notamment permis de constater que ce phénomène qui a une signature différente du colmatage et il est beaucoup moins rapide et marqué que ce dernier. Il est ainsi facile de les différencier. Suite à cet essai et à cette observation, des mesures ont été prises afin de réduire la présence d'air dans l'échantillon. On retrouve parmi celles-ci, la réalisation d'essais en continu, le développement d'une méthode de mise en eau de l'échantillon, la mise en place de point de succion de l'air dans le perméamètre et l'augmentation de l'étanchéité de ce dernier. Ces mesures ont prouvé leur efficacité avec les essais subséquents.

#### **4.3.2 Évolution granulométrique de l'interface**

Durant les essais réalisés avec le till de Romaine 3 lors desquels il y a eu érosion, un tri granulométrique de l'interface, aussi appelé « pavage de l'interface », entre les deux matériaux en contact a été observé (figure 4-23). En effet, à cet endroit, une évolution progressive de la granulométrie du sol fin caractérisée par une accumulation de particules grossières provenant du sol de base est survenue. Celle-ci est causée par l'érosion préférentielle des particules plus petites et plus facilement déplaçables, laissant en place les particules plus grosses et plus lourdes. Elle a été confirmée visuellement (figure 4-23b) et par la réalisation d'essais granulométriques (figure 4-24) lors du démontage de l'appareillage de ces essais.

La nouvelle couche formée à l'interface est lâche, ce qui peut être expliqué par le déchaussement des grains grossiers du till lors de l'érosion des particules plus fines. Sous cette couche lâche, le sol de base intact et compacté est retrouvé. Ceci facilite par le fait même l'échantillonnage de la couche d'interface pour la réalisation des essais granulométriques.

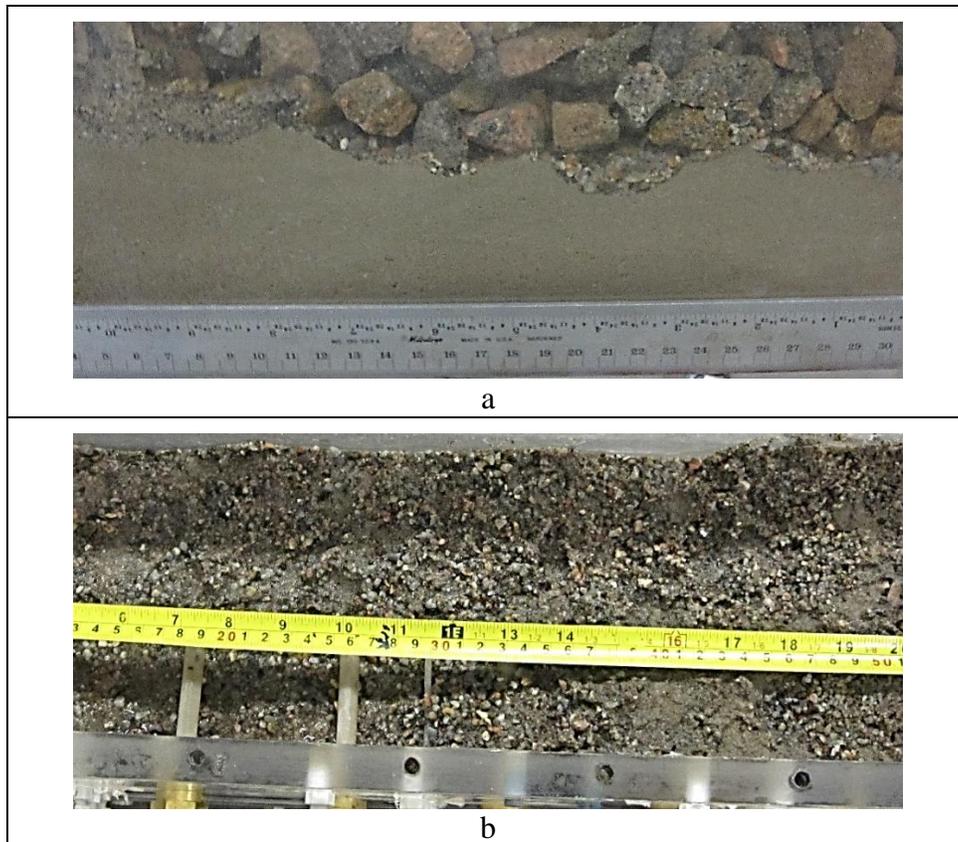


Figure 4-23 : Essai-9 – a) Tri granulométrique de l'interface du sol de base. b) Pavage de l'interface entre le sol grossier et le sol de base

Sur la photo 4-23b prise lors du démontage après le retrait du matériau grossier, il est possible d'observer des endroits en forme de cratère qui sont assez bien définis à la surface du till et où le sol de base est toujours fin; où le tri granulométrique ne s'est pas effectué. Ces endroits correspondent aux contacts des grains du sol grossier sur le till sous-jacent. Des particules grossières provenant du till occupent les espaces entre ces cratères. Les grains qui occupaient ces espaces font donc partie intégrante de la couche de transition entre les deux sols. Toutefois, pour la réalisation des essais granulométriques dont les résultats sont présentés à la figure 4-24, uniquement les particules du sol de base faisant partie de la couche lâche à l'interface ont été recueillies. Seuls les essais 4, 5 et 9 ont fait l'objet d'analyses granulométriques de l'interface. Les interfaces des autres essais n'ont en effet pu être échantillonnées, car le till contient des particules de la taille des grains des filtres employés rendant impossible la séparation du matériau grossier et de l'interface lors du démontage.

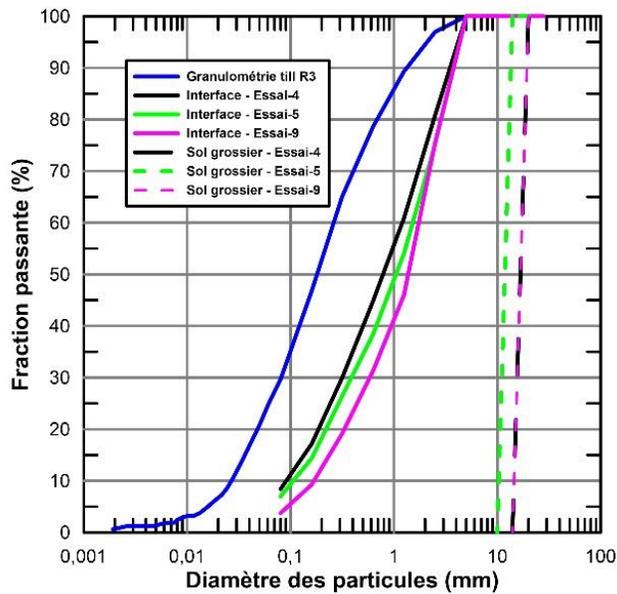


Figure 4-24 : Granulométrie finale du till de Romaine 3 à l'interface par rapport au sol initial et au filtre

Le sol érodé récolté dans l'effluent pour chaque palier de vitesse a aussi fait l'objet d'analyses granulométriques. Les courbes de résultats de ces essais sont présentées à la figure 4-25 conjointement aux courbes granulométriques du sol final dans les portions amont et aval de l'interface. Il est possible d'y voir dans un premier temps que le diamètre maximal des particules érodées augmente en fonction du temps (et ainsi de la vitesse). Le sol érodé devient également progressivement plus grossier.

Dans un second temps, on peut remarquer une légère différence entre les granulométries finales à l'amont et à l'aval du sol à l'interface. Le till dénaturé situé plus près de l'entrée a en effet une granulométrie légèrement plus grossière.

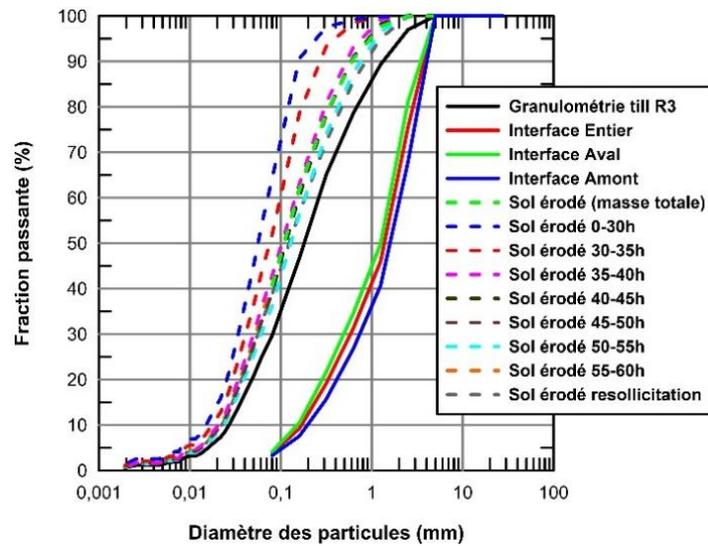


Figure 4-25 : Essai-9 – Granulométrie du sol érodé, et évolution du sol de base à l'interface

Afin de compléter les données présentées à la figure précédente, la masse érodée cumulative par tamis normalisé mesurée lors de l'Essai-9 est portée sur graphique en fonction de la vitesse à la figure 4-26. Ceci permet d'observer l'érosion préférentielle des particules fines du till ainsi que les différentes pentes, selon la dimension des particules, de l'évolution de la masse cumulative en fonction de la vitesse. On peut de nouveau observer que le diamètre maximal du sol érodé augmente avec la vitesse alors que certaines dimensions de particule ne sont pas érodées avant l'atteinte d'une vitesse minimale.

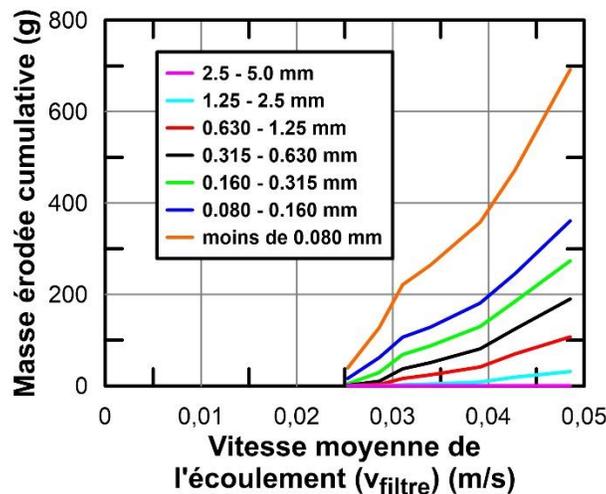


Figure 4-26 : Essai-9 – Évolution de la masse érodée cumulative en fonction de la vitesse d'écoulement dans le filtre

### 4.3.3 Résultats qualitatifs et observations

Pour les essais avec le till comme matériau de base, deux modes de transport des particules ont été observés pendant les expérimentations. Le processus principal et dominant est le charriage. Ceci est en accord avec la composition granulométrique du till. Le transport par suspension a aussi été observé, quoique moins important, le matériau contenant une certaine proportion de particules fines ayant un diamètre inférieur à 80  $\mu\text{m}$ .

Durant les essais, la formation d'un tuyau d'érosion à l'interface a été observée à quelques reprises, grâce aux parois transparentes de la cellule. Les étapes du processus sont présentées à la figure 4-27.

Cette structure se forme lorsque le sol fin est érodé et que le sol grossier sus-jacent ne tasse pas, en raison d'un effet d'arche entre les grains grossiers constituant la paroi supérieure du tuyau, pour compenser la perte de matériau à l'interface.

À partir du moment où une telle structure est formée, l'érosion est accélérée à cet endroit. En effet, le tuyau forme un chemin préférentiel pour l'écoulement de l'eau et le sol grossier n'agit alors plus comme élément filtrant du sol fin. Les dimensions du tuyau permettent géométriquement à toutes les particules, peu importe leur diamètre, de progresser.

De plus, on peut poser l'hypothèse que la création d'un tel tunnel cause l'augmentation de la sollicitation hydraulique localement alors que l'érosion de pratiquement l'ensemble des particules du sol fin survient à cet endroit. De fait, lors du développement d'un tuyau d'érosion, la partie sommitale du till située à l'interface retrouve sa texture originale, sans tri granulométrique (figure 4-27a).

Lorsque le tuyau commence à avoir des dimensions (longueur et/ou diamètre) trop importantes, il cède progressivement (figure 4-27b et 4-27c) alors que l'effet d'arche ne peut plus reprendre la contrainte verticale. À partir de ce moment, le pavage de la surface du sol fin recommence et l'interface se stabilise de nouveau (figure 4-27d).

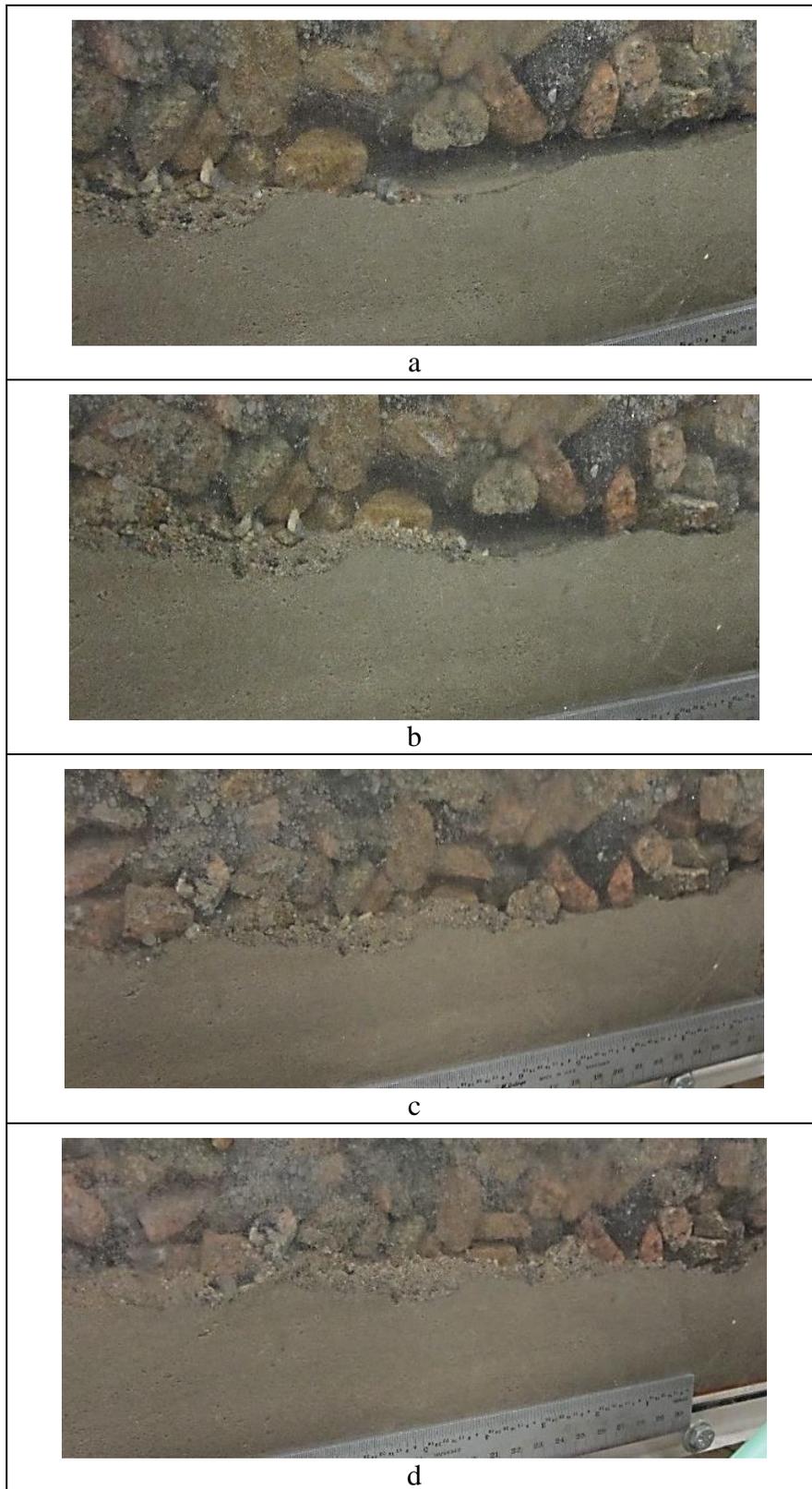


Figure 4-27 : Essai-9 – Développement et fermeture (a à d) d'un tuyau d'érosion à l'amont (écoulement de la droite vers la gauche)

Les photos de la figure 4-27 permettent aussi d'observer le pavage de l'interface qui a été décrit à la section précédente.

D'autre part, lors du démontage des essais réalisés, il a été observé que la profondeur érodée était considérablement plus importante à l'amont qu'à l'aval. L'observation par la paroi transparente, en plus de confirmer le phénomène, a montré que l'érosion débutait aussi à l'amont.

Malgré la mise en place de mesures décrites à la section 2.2, un faible effet de bord a été observé pour certains essais. Ceci s'est manifesté par une profondeur érodée légèrement plus grande près de la paroi d'acrylique Il a été choisi de conserver malgré tout le contact avec cette paroi afin de pouvoir réaliser des observations durant les essais.



## **Chapitre 5 - Analyse des résultats expérimentaux**

L'analyse des résultats présentée dans ce chapitre est divisée en trois volets. Tout d'abord, la première section aborde la limite de filtration du till de Romaine 3 ainsi que l'applicabilité des critères de filtre conventionnels à la situation de l'érosion de contact. Les seconde et troisième sections traitent ensuite de l'initiation et de la progression de l'érosion de contact respectivement pour des sols de base à granulométrie uniforme et pour le till de Romaine 3, un matériau étalé. Ceci permettra de soulever les différences en ce qui a trait au développement du processus d'érosion de contact entre les deux matériaux. Une synthèse de la mécanique de l'érosion de contact est ensuite effectuée et une approche visant à tenir compte de l'étalement des sols de base est proposée.

### **5.1 Critère minimal de filtration (érosion nulle) pour le till de Romaine 3**

La première partie du programme expérimental avait pour but d'identifier le ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  maximal pour lequel aucune érosion ne survient pour le till de Romaine 3. Par le fait même, ceci visait à vérifier l'applicabilité des critères de filtre modernes, développés pour un autre type d'érosion interne (voir Sherard et al. (1984a, 1984b) et (Sherard et Dunnigan, 1989)) et avec des dispositifs expérimentaux différents, à l'érosion de contact avec ce matériau. Le choix de l'utilisation du ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  comme critère est notamment justifié par le fait qu'il s'agit du critère qui a été le plus utilisé pour l'étude de l'érosion de contact dans la littérature. De plus, ce ratio est couramment employé, aujourd'hui, partout dans le monde (Brown et Bridle, 2009) et son utilisation dans les critères de design est suggérée par l'USBR.

#### **5.1.1 Identification du critère minimal de filtration (érosion nulle)**

Le ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  le plus élevé pour lequel l'érosion de contact ne s'est pas développée avec le till est de 5,1 ( $D_{15F} = 4,5$ ). Ce ratio a été utilisé lors de l'Essai-3 au cours duquel un gradient hydraulique maximal de 1,15 a été appliqué. Cet essai a duré 55 heures, dont huit se sont écoulées pendant l'application du palier de vitesse maximale. Des résultats détaillés obtenus au cours de cette expérimentation sont présentés à la section 4.1.

Le plus petit ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  pour lequel une érosion non nulle ou non négligeable s'est produite est de 6,4 (Essai-2). La limite d'érosion nulle pour le matériau testé se situe donc entre 5,1 et 6,4 en fonction des essais réalisés. Un sommaire des essais ayant servi à la détermination de la limite de l'érosion nulle du till de Romaine 3 est présenté au tableau 5-1.

**Tableau 5-1 : Résumé des essais ayant servi à la détermination de la limite de l'érosion nulle du till de Romaine 3**

Essai	$D_{15F}/d_{85B}$	$i_{max}$	$v_{Fmax}$ [m/s]
Essai-P1	0,3	1,2	0,00155
Essai-1	3,2	1,8	0,022
Essai-3	5,1	1,15	0,048
Essai-2 (Début de l'érosion)	6,4	1,05	0,045

#### **Comparaison avec les critères de filtre énoncés dans la littérature**

Une comparaison entre la limite d'érosion nulle déterminée à la section précédente et les critères de filtration proposés dans la littérature est présentée au tableau 5-2.

Tout d'abord, ce tableau permet de comparer le résultat obtenu expérimentalement aux critères d'érosion nulle de Brauns (1985a) et de Den Adel et al. (1994), tous deux énoncés pour le cas particulier de l'érosion de contact. Il est ainsi possible de constater que le ratio déterminé expérimentalement est légèrement inférieur à la limite proposée par ces auteurs. Ces critères semblent donc peu adaptés pour le till testé (et les matériaux semblables) et leur utilisation en pratique pour ces matériaux apparaît comme étant non conservatrice.

Cette différence entre le ratio évalué expérimentalement et ceux estimés peut s'expliquer par le fait que les critères développés spécifiquement pour l'érosion de contact ont été développés avec des sols de base (sables uniformes sans ou avec peu de fines) dont les granulométries diffèrent considérablement de celle du till de Romaine 3. Sherard et Dunnigan (1989) ont effectivement montré que la granulométrie et le contenu en fines d'un matériau de base influencent grandement le processus de filtration. De cette façon, si on se réfère au tableau 1-1 (p. 28), on constate que les matériaux étudiés par Brauns (1985a) et Den Adel et al. (1994) (Groupe 4) ne font pas partie du même groupe de sol de base que le till de Romaine 3 (Groupe 3). Des critères de filtre différents doivent donc être appliqués à ces matériaux de base.

**Tableau 5-2 : Comparaison entre la limite d'érosion nulle évaluée expérimentalement et les critères de la littérature**

	<b>Résultat expérimental</b>	<b>Brauns (1985a)<sup>1</sup></b> [ $n_F D_{15F}/d_{85B} \leq 3$ ]	<b>Den Adel et al. (1994)<sup>1</sup></b> [ $D_{15F}/d_{50B} \leq 9$ ]	<b>USBR (2011)<sup>2</sup></b>
<b><math>D_{15F}/d_{85B}</math></b>	> 5,1 < 6,4	7,5	8	2,1

<sup>1</sup>Critères basé sur des sables uniformes correspondant au Groupe 4 (CF<15%) de l'USBR).

<sup>2</sup>Groupe 3 (15% >CF>40%).

Par la suite, les résultats obtenus permettent de conclure que les critères de filtre modernes proposés par l'USBR (2011), et qui ont été développés dans le cas de l'érosion de conduit, sont applicables au till de Romaine 3 dans le cadre de l'érosion de contact. De plus, leur utilisation semble sécuritaire sans l'être de façon exagérée. En effet, en utilisant le critère de filtre proposé par l'USBR (2011) pour un sol de type 3 au contenu en fines se situant entre 15 et 40% (voir le tableau 1-1), le ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  maximal permis est alors de 2,1. On retrouve ainsi un facteur de sécurité d'environ 2,4 (ou  $D_{15F, MAX-EXP} = 2,4 D_{15F, USBR}$ ) entre le résultat obtenu et le critère de conception.

Il est intéressant de souligner que Foster et Fell (2001) ont obtenus des facteurs de sécurité semblables ( $D_{15F, MAX-EXP} = 1,6$  à  $2,5 D_{15F, USBR}$ ) avec des sols du même groupe que celui du till de Romaine 3 (contenu en fines se situant entre 15 et 40%) dans le cadre d'essais d'érosion de conduit. Par ailleurs, ces chercheurs ont également obtenus, pour les types de sols testés par Den Adel et al. (1994) et Brauns (1985a), des données semblables aux critères proposés par ces derniers auteurs, soit un ratio d'érosion nulle de  $D_{15F}/d_{85B} = 7$ .

En somme, puisque les critères de filtre pour l'érosion nulle sont des critères « géométriques », il est normal que des ratios  $D_{15F}/d_{85B}$  semblables soient obtenus pour des essais portant sur des types d'érosion différents. En effet, le principe de filtration mécanique est le même dans tous les cas. Ainsi, à la vue des résultats obtenus et en considérant les données disponibles dans la littérature de même que les aspects théoriques impliqués dans le processus de filtration, il apparaît que les critères de filtre d'érosion nulle développés par Sherard et al. (1984a, 1984b) ainsi que Sherard et Dunnigan (1989) et repris par l'USBR (2011) sont applicables à l'érosion de contact, à tout le moins pour les groupes 3 et 4 définis

au tableau **1-1**. C'est d'ailleurs ce que suggère Fell et al. (2014) pour la conception d'un filtre devant assurer une érosion nulle ou minimale avec la présence d'un écoulement parallèle à une interface entre deux sols. La présence d'un facteur de sécurité « caché » dans les critères développés rend également leur usage sécuritaire. Cette sécurité permet ainsi de tenir compte d'une certaine hétérogénéité et ségrégation des matériaux.

### **5.1.2 Activation de la filtration**

Lors des essais réalisés avec des sols respectant les critères filtres, quelques particules fines du matériau de base ont tout de même été observées et/récoltées occasionnellement dans le bac de sédimentation positionné à l'aval du perméamètre. De plus, il a été possible d'observer visuellement une faible et courte turbidité dans l'eau de la décharge au début des essais et lors de quelques augmentations de la vitesse d'écoulement. Cependant, la masse érodée représentait une quantité clairement négligeable.

L'activation de la filtration, mentionnée notamment par Schuler et Brauns (1993) et Wörman (1996), est l'élément qui est le plus susceptible d'expliquer ces observations. Lorsqu'un écoulement est présent, il est possible qu'une certaine quantité minimale (négligeable) du sol fin soit érodée ou lavée afin de rendre l'interface entre les matériaux filtrante et stable. Cette légère érosion permettant l'activation de la filtration est très courte et se déroule au début de l'application de la sollicitation hydraulique. Si une sollicitation cyclique est appliquée à un échantillon, cette érosion ne devrait pas se reproduire au second cycle de chargement.

Il est aussi possible que des particules érodées proviennent également de la mise en place de l'échantillon ou même de la couche grossière, bien ce matériau ait été lavé avant l'essai.

## **5.2 Initiation et développement de l'érosion de contact pour un matériau de base à granulométrie uniforme**

Durant la campagne expérimentale, trois essais comportant un sol de base uniforme ont été réalisés. Deux essais (Essai-6 et Essai-7) ont été exécutés avec un sable fin ayant le même  $d_{50B}$  que le till du noyau du barrage Romaine 3 et un essai (Essai-8) a été fait avec un matériau ayant un  $d_{85B}$  semblable à celui du till.

Cette partie du programme expérimental a été réalisée dans le but de mettre en évidence les différents mécanismes impliqués dans l'initiation et l'évolution de l'érosion de contact avec un sol de base uniforme afin de jeter les bases à la compréhension de l'importance de l'étalement de la granulométrie du sol fin. Les éléments abordés à la présente section seront donc ensuite comparés avec ceux de la section suivante qui porte sur les résultats obtenus avec le till de Romaine 3, un sol étalé.

### **5.2.1 Description du processus d'érosion de contact pour un matériau à granulométrie uniforme**

Les essais d'érosion de contact pour un matériau à granulométrie uniforme peuvent être séparés en trois étapes distinctes : l'érosion nulle ou minimale, l'initiation de l'érosion et la progression de l'érosion. Des résultats quantitatifs et qualitatifs typiques présentant le processus d'érosion de contact observé pour les essais avec des sols de base consistant en des sables uniformes ont été présentés à la section 4.2. Sommairement, pour ces essais, lorsque la vitesse moyenne de l'écoulement parallèle à l'interface est inférieure à la vitesse nécessaire à l'initiation du processus, le sol de base est stable et aucune érosion ne se développe (érosion nulle). De légères déformations de l'interface peuvent toutefois être quand même observées. Une fois cette vitesse critique dépassée, une érosion de contact continue est mise en branle (initiation, section 5.2.2) et l'intensité de celle-ci augmente avec la sollicitation hydraulique (progression, section 0). Elle fluctue aussi légèrement en fonction du temps pour un palier de vitesse constant. Cependant, aucun processus ou mécanisme de stabilisation n'a été observé. Une portion importante des fluctuations du taux de transport constatées pour une vitesse donnée est toutefois due à la variation de l'aire transversale de l'écoulement et de l'incertitude non négligeable qu'elle engendre sur l'évaluation de la vitesse d'écoulement moyenne dans le filtre.

D'autre part, pour chacun des essais réalisés avec des sols uniformes, l'érosion a été initiée et s'est développée préférentiellement sur la partie amont du contact entre les deux matériaux. Ceci a été confirmé visuellement (section 4.2.2) et par l'entremise des gradients locaux calculés grâce aux mesures piézométriques réalisées durant les essais (section 4.2.1). En effet, pour l'ensemble des essais, une perte de charge plus importante dans la partie avale que

dans la partie amont survient lorsque l'érosion de contact est initiée. Ceci peut être expliqué par l'érosion préférentielle des particules au début de l'interface entre les matériaux qui cause une modification plus importante des conditions à cet endroit. Lorsque l'érosion est initiée, la perte de sol engendre des vides et provoque des tassements. La géométrie de l'interface évolue, l'aire transversale à l'écoulement augmente et la densité du filtre diminue augmentant la porosité. Ces éléments font en sorte que la vitesse d'écoulement diminue provoquant une baisse du gradient à cet endroit. Cette érosion préférentielle au début du contact est vraisemblablement due à la capacité de transport du fluide et à sa saturation en particules (Den Adel et al., 1994). Lorsque l'eau atteint l'interface, elle ne transporte pas (ou peu) de matière. Elle a, à ce moment, un potentiel maximal de transport. En érodant des particules, son potentiel d'érosion diminue progressivement avec la distance parcourue jusqu'à ce que sa capacité maximale de transport (potentiel d'érosion nul) soit atteinte à la longueur de saturation. Le bilan d'arrachement et de déposition à l'amont de cette distance devient donc pratiquement nul et moins d'érosion s'y produit. Rappelons que selon Den Adel et al. (1994) la longueur de saturation est environ de  $10 D_{MAXF}$ .

### **5.2.2 Initiation de l'érosion de contact**

Comme discuté au chapitre 2, le seuil d'initiation de l'érosion est clairement une notion ambiguë dont l'existence même est remise en cause par certains auteurs. Une partie du flou entourant la notion provient notamment des nombreuses méthodes existant dans la littérature afin de déterminer la vitesse critique. Effectivement, en se basant sur la description des critères de détermination proposés par les différents auteurs, on peut constater que ces critères ne font pas référence à une notion semblable. Par exemple, celui proposé par Brauns (1985b) se base sur la première observation de particules à la sortie. Il fait donc référence à l'initiation du processus et à un transport faible et isolé. Pour leur part, Bezuijen et al. (1987) et Istomina (1957) entre autres considèrent que la vitesse critique consiste en la vitesse de décharge à partir de laquelle l'intégrité de la structure est mise en danger. Leur critère en est alors un d'utilisation et il repose habituellement sur une valeur arbitraire déterminée par l'auteur. On pourrait associer ce critère quantitatif à un critère visuel d'érosion « générale » alors que tous les grains peuvent être érodés et les quantités de matériaux transportées sont importantes.

Pour la suite, on fera une distinction claire entre la notion de vitesse critique et de vitesse d'initiation.

- La vitesse d'initiation ( $v_{F,init.}$ ) correspond à la vitesse à laquelle les premiers grains érodés sont observés à la sortie du système.
- La vitesse critique ( $v_{Fcr.Bez.}$ ) correspond pour sa part à la vitesse à laquelle un taux de transport moyen de 0,2 g/s/m sur la durée d'un palier est obtenu. Ce critère est celui défini par Bezuijen et al. (1987) pour l'évaluation de la vitesse critique.

Ces deux critères de détermination du seuil d'initiation ont été utilisés pour les trois essais avec sol uniforme. L'influence du choix du critère est présentée à la figure 5-1 pour l'Essai-6. La ligne en rouge présente le seuil d'initiation ( $v_{F,init.}$ ) de l'érosion pour cet essai. On note qu'elle se situe entre deux données. Ceci s'explique par le fait que l'augmentation de la vitesse se fait par paliers et que les premières valeurs de taux sont négligeables. Le seuil d'initiation se situe donc entre ces deux valeurs, et son incertitude est la moitié de l'incrément de vitesse. La ligne bleu présente pour sa part le seuil critique tel que défini par Bezuijen et al. (1987) ( $v_{Fcr.Bez.}$ ). Les résultats des trois essais effectués sur un sol de base uniforme sont présentés au tableau 5-3.

Malgré le fait que les méthodes de détermination utilisées fassent référence à des notions clairement différentes, l'écart entre les deux données déterminées est de 0,4 cm/s ou moins pour chacun des essais. Le passage de l'initiation à l'atteinte du taux critique défini par Bezuijen et al. (1987) se fait donc sur un intervalle de vitesse restreint. Ainsi, le choix du critère de détermination a une influence sur la vitesse critique déterminée, mais son impact demeure malgré tout assez faible si on considère la nature stochastique et aléatoire du phénomène d'érosion de contact en plus de l'hétérogénéité et de l'incertitude inhérente à l'étude des milieux poreux. À ces éléments pourraient aussi s'ajouter l'incertitude due à la réalisation de l'essai d'érosion de contact par paliers de vitesse.

Cette constatation permet d'apporter une explication sur pourquoi, malgré l'utilisation de critères différents, une certaine homogénéité existe entre les valeurs recensées dans la littérature (voir la figure 1-13).

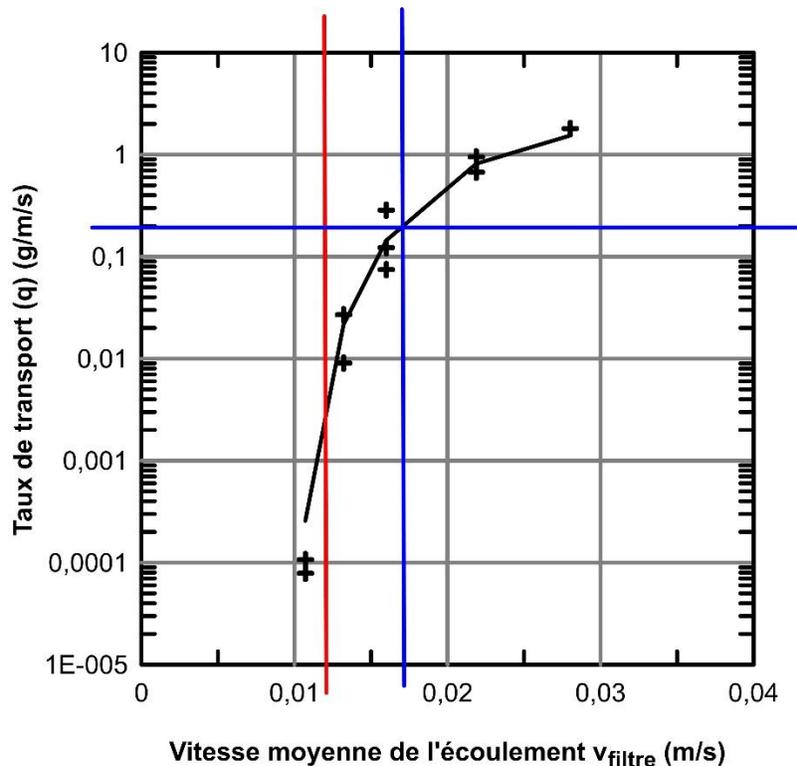


Figure 5-1 : Essai-6 – Méthode de détermination de la vitesse d'initiation et de la vitesse critique définie par Bezuijen et al. (1987)

D'autre part, il est très important de souligner que les valeurs du seuil d'érosion déterminées ( $v_{\text{Finit.}}$  et  $v_{\text{Fcr.Bez.}}$ ) font pour ces trois essais toutes deux références au déclenchement d'une érosion de contact continue. Dès que le processus est a été mis en branle, aucune stabilisation de l'érosion n'a été observé. Ceci s'explique par le fait que le matériau de base étudié est uniforme. De cette façon, l'ensemble des particules le composant ont des propriétés semblables (grosseur, densité, masse, etc.). Ainsi, lorsque la vitesse dans le filtre est suffisante pour arracher une particule et l'emporter en dehors du système, cette sollicitation hydraulique est également suffisante pour éroder l'ensemble des autres particules constituant le matériau fin.

**Tableau 5-3 : Résultats expérimentaux obtenus comparés aux différents modèles d'estimation de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre critique**

Essai	Résultats expérimentaux		Modèle de vitesse critique ( $v_{Fcr}$ ) (m/s)						
	$v_{F.init.}$ (m/s)	$v_{Fcr.Bez.}$ (m/s)	Brauns	de Graauw	Bezuijen	Hoffmans	Shields (Béguin)	Istomina	
								$v_{Fcr}$	$v_{Fperm}$
Essai-6	0,012 ± 0,0015	0,017 ± 0,0015	0,014	0,018	0,017	0,032	0,008	0,014	0,007
Essai-7	0,008 ± 0,002	0,009 ± 0,003	0,014	0,016	0,013	0,026	0,006	0,014	0,007
Essai-8	0,029 ± 0,0015	0,031 ± 0,0015	0,028	0,027	0,034	0,036	0,011	0,027	0,016

### Comparaison avec les différents modèles de la littérature

Les valeurs de vitesse critique obtenues avec les différents modèles de prédiction introduits au second chapitre sont également présentées au tableau 5-3 afin de permettre une comparaison avec les résultats expérimentaux.

Tout d'abord, il est possible d'observer que les trois premiers modèles (Brauns, de Graauw et Bezuijen) donnent un bon estimé de la vitesse critique et semble bien intégrer l'influence du filtre. Le modèle de Bezuijen avec son critère bien défini semble toutefois davantage adapté aux sols uniformes.

La méthode proposée par Béguin et al. (2012) consistant en l'adaptation de l'équation de Shields (1936) à l'érosion de contact donne pour les trois essais une vitesse critique inférieure à celle obtenue. Cette méthode est donc sécuritaire et inclue un facteur de sécurité se situant entre 1,6 et 2,8 lorsque l'on considère la vitesse d'initiation ( $v_{Finit.}$ ). Ce facteur de sécurité augmente lorsque l'on considère vitesse critique déterminée avec le critère de Bezuijen ( $v_{Fcr.Bez.}$ ). Béguin et al. (2012) soulignent d'ailleurs que leur méthode sous-estime d'un facteur d'environ deux les résultats expérimentaux, ce qui semble assez cohérent avec les essais de la présente étude. L'abaque d'Istomina (1957) donne des résultats semblables à la méthode précédente.

Une grande incertitude dans la méthode proposée par Béguin réside toutefois aussi dans le passage du gradient critique à la vitesse critique qui doit se faire à partir de relations empiriques pour établir les paramètres de l'équation de Forchheimer, telles que celles présentées au chapitre 1 (éq. 1.11 et 1.12).

Seul le modèle d'Hoffmans et al. (2008) surestime considérablement la vitesse critique pour au moins deux essais.

Comme tous les modèles constituent une adaptation du critère de Shields, il apparaît également pertinent de comparer la vitesse moyenne critique dans le filtre mesurée avec la vitesse de frottement critique théorique pouvant être évaluée avec le critère de Shields moyen. Cette comparaison pour l'ensemble des données recensées dans la littérature est présentée à la figure 5-3. Pour ce faire, la vitesse moyenne critique dans le filtre est normalisée en la divisant par la vitesse de frottement critique ( $v_{Fcr}/V_{cr}^*$ ). Pour évaluer la vitesse de frottement critique, l'équation [1.18] rappelée ci-dessous est utilisée.

$$V_{cr}^* = \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{\rho_w}} = \sqrt{\frac{\psi_{cr}(\rho_s - \rho_w)gd}{\rho_w}} \quad [1.18]$$

Le paramètre de Shields ( $\psi_{cr}$ ) est évalué graphiquement et par itération avec la relation de Shields (1936) indiquée à la figure 5-2. Le nombre de Reynolds des grains est évalué avec le  $d_{50B}$ . Tel que mentionnée précédemment au chapitre 1, la relation des Shields est en fait plutôt une enveloppe. De cette façon et à titre informatif, l'enveloppe proposée par Paphitis (2001) et évaluée en intégrant de nouvelles données expérimentales est également présentée à la figure 5-2 afin de pouvoir comparer l'évolution de la relation avec le temps. Ceci étant dit, la relation de Shields (1936) est celle utilisée par les autres auteurs dans le cadre de l'érosion de contact. De cette façon, et afin de pouvoir comparer les données entre elles, c'est cette relation qui est considérée ici pour l'évaluation du paramètre de Shields critique et pour l'évaluation de la vitesse de frottement critique.

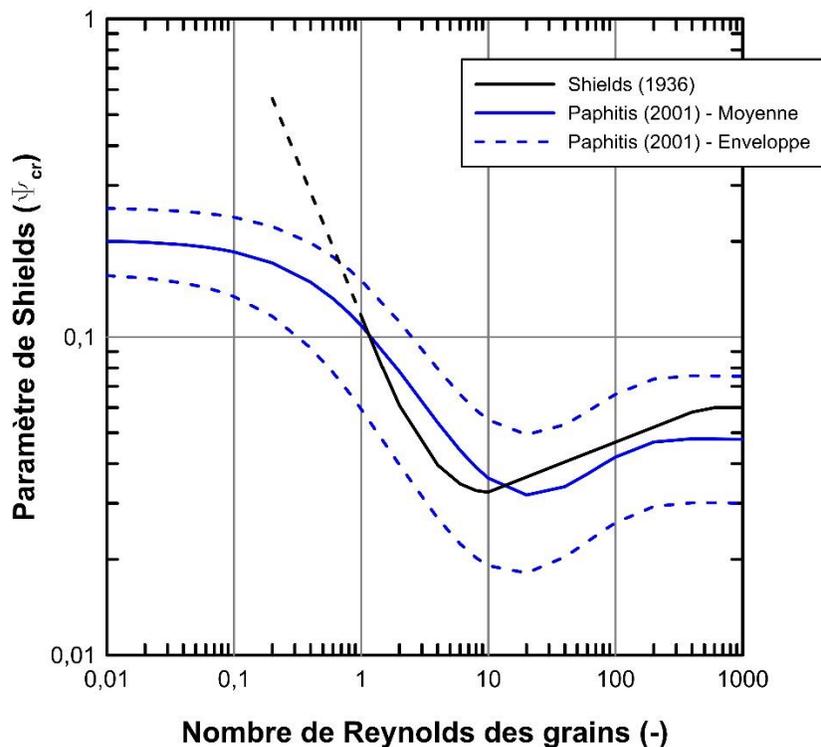


Figure 5-2 : Diagramme de Shields : Paramètre de Shields en fonction du nombre de Reynolds des grains (Shields, 1936) et enveloppe proposée par Paphitis (2001)

Le ratio  $v_{Fcr}/V^*_{cr}$  est présenté à la figure 5-3 en fonction du diamètre moyen ou effectif du sol de base. Le critère de Shields moyen a été utilisé pour évaluer la vitesse de frottement critique. Seules les relations de Brauns et Guidoux sont tracées à la figure 5-3 puisque celles-ci sont seulement dépendantes du diamètre des particules fines et de la porosité du sol grossier qui varie relativement peu. Les autres relations étant davantage fonction du sol grossier, il apparaît peu pertinent de les présenter pour un sol grossier donné. Comme la majorité des vitesses critiques recensées dans la littérature ont été évaluées à l'aide d'un critère de taux de transport ou d'érosion, seule la notion de vitesse moyenne critique dans le filtre sera utilisée ci-après.

À l'exception de quelques résultats, la vitesse moyenne critique dans le filtre est supérieure à la vitesse de frottement critique. Pour les sols de base ayant  $0,02 \text{ mm} < d_{50B}$  ou  $d_{HB} < 10 \text{ mm}$ , le ratio  $v_{Fcr}/V^*_{cr}$  varie généralement entre 1 et 2 et le ratio moyen  $v_{Fcr}/V^*_{cr}$  est de l'ordre de 1,5. De plus, si on considère que la vitesse moyenne critique dans le filtre est directement égale à la vitesse de frottement critique évaluée avec le critère de Shields moyen ( $v_{Fcr}/V^*_{cr} =$

1), on englobe la très grande majorité des résultats expérimentaux pour  $0,02 \text{ mm} < d_{50B}$  ou  $d_{HB} < 100 \text{ mm}$ . Pour des particules ayant un  $d_{50B} > 10 \text{ mm}$  la vitesse de frottement évaluée avec le critère de Shields moyen semble constituer une bonne approximation de la vitesse moyenne critique dans le filtre.

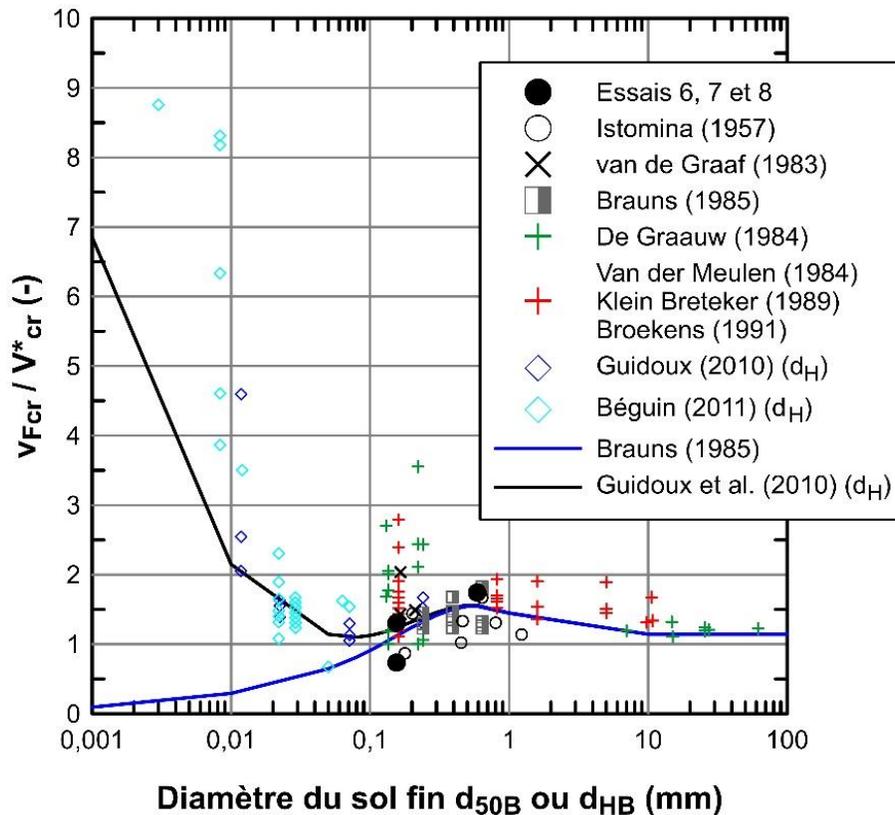


Figure 5-3 : Évolution du ratio  $v_{Fcr} / V_{*cr}^*$  en fonction du diamètre moyen du sol fin

La figure 5-3 permet ainsi de constater que l'utilisation du critère de Shields et son adaptation à l'érosion de contact semble justifiée. Cette approche sera donc préservée pour la suite de l'étude.

Les observations et ratios présentés ci-dessus peuvent être utilisés afin de servir de première approximation de la vitesse moyenne critique dans le filtre alors que seule la granulométrie du sol de base est requise. Ceci peut être particulièrement utile d'un aspect pratique si on ne dispose que des propriétés du sol fin. La figure 5-3 et les ratios précédents doivent toutefois

être considérés avec précaution, car ils ne tiennent compte que du sol fin. L'influence du sol grossier dans l'évaluation de la vitesse critique peut être montrée par l'intervalle des ratios  $v_{Fcr}/V^*_{cr}$  qui est généralement compris entre 1 et 2, mais qui peut aller jusqu'à près de 3. Le ratio  $v_{Fcrmax}/v_{Fcrmin}$  varie de la même façon. Pour l'érosion en rivière, les vitesses de frottement sont habituellement contenues dans un intervalle de  $V^*_{crmax}/V^*_{crmin}$  variant plutôt entre  $\pm 1,50$  et  $\pm 1,69$  (Paphitis, 2001). L'étalement des résultats expérimentaux pour l'érosion de contact est donc approximativement 1,18 à 2 fois celui pour l'érosion en rivière. Cet étalement est vraisemblablement dû à l'influence de l'écoulement dans le sol grossier. De cette façon, la marge de sécurité réelle si on considère seulement  $v_{Fcr} = V^*_{cr}$  est inconnue et peut être très variable, car elle apparaît ne pas être uniquement fonction du sol fin.

#### **Dépendance du seuil d'érosion au sol grossier**

Deux essais ont été réalisés avec le même sol fin uniforme. Pour ces essais, on retrouve une vitesse critique inférieure pour l'expérimentation avec le sol grossier ayant les grains les plus petits (Essai-7). Ces résultats s'inscrivent dans la continuité de l'observation d'une relation entre la vitesse critique et la granulométrie du sol grossier en se basant sur les essais de la littérature. Cette relation est reproduite à la figure 5-4 pour des diamètres moyens se situant entre 0,15 et 0,82 mm alors que les résultats des essais de la présente étude sont ajoutés et semblent suivre la même tendance que ceux retrouvés dans la littérature, et plus particulièrement les essais avec un diamètre moyen semblable ( $d_{50B}=0,16$  mm) et pour lesquels le même critère d'évaluation de la vitesse critique a été utilisé.

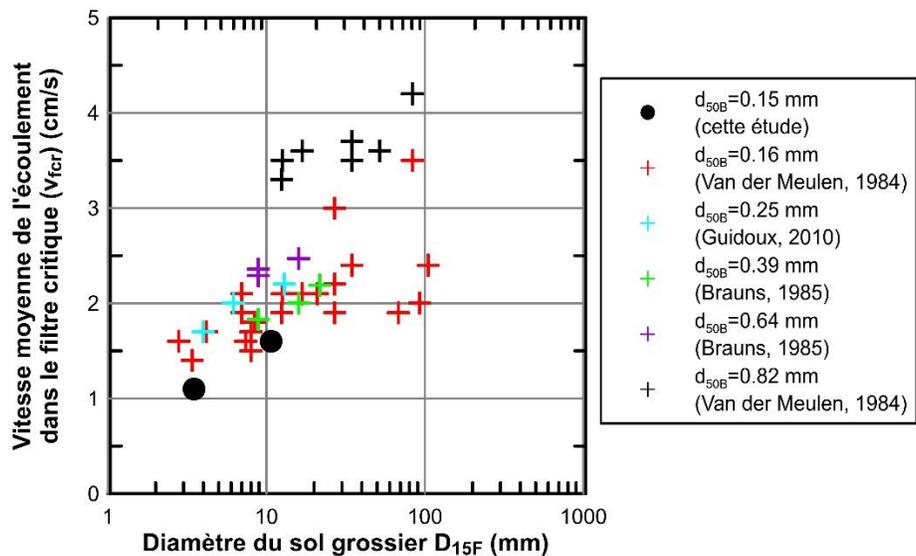


Figure 5-4 : Relation entre la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre critique et le diamètre des grains grossiers correspondant à 15% de passant en masse pour des sols de base ayant un diamètre moyen ( $d_{50B}$ ) entre 0,15 et 0,82 mm

Il faut toutefois comprendre que c'est plutôt les dimensions des pores et des constriction qui influencent le processus d'érosion de contact plutôt que le diamètre des grains, puisque c'est par les pores que l'écoulement du fluide et l'érosion se font. Pour un filtre plus grossier on retrouvera des pores et constriction plus grands que pour un filtre plus fin. Ceci a un impact sur l'hydrodynamique de l'écoulement dans le filtre et cette dernière varie selon le régime d'écoulement dans lequel on se retrouve.

Il faut ici rappeler que l'érosion de contact survient habituellement dans un régime d'écoulement transitoire vers la turbulence, ou encore turbulent, et que la vitesse critique dans le filtre varie peu pour un sol de base donné en fonction du sol grossier. De cette façon, pour un sol de base, lorsque les grains du filtre grossissent, le régime d'écoulement se dirige davantage vers la turbulence et l'importance des forces inertielles est accrue, au détriment des forces visqueuses. Il apparaît donc logique d'utiliser le nombre de Reynolds du filtre ( $Re_F = v_{\text{Filtre}} * D_{15F} / \nu$ ) qui tient compte de la sollicitation hydraulique et des propriétés du fluide et du milieu poreux pour quantifier l'effet du régime d'écoulement, et du sol grossier, sur le seuil d'érosion. Afin de tenir compte à la fois du sol de base et du filtre, la vitesse moyenne critique dans le filtre doit être normalisée en la divisant par la vitesse de frottement critique tel que présenté précédemment. En procédant ainsi, on retrouve cependant le terme de vitesse

dans le filtre à la fois en ordonnée et en abscisse. Cette approche s'apparente ainsi en quelque sorte à celle de Shields. Bezuijen et al. (1987) apportent également un ajustement de ce type à la vitesse de Shields dans leur modèle.

La relation entre le nombre de Reynolds du filtre et la vitesse moyenne critique dans le filtre normalisée est présentée à la figure 5-5.

La normalisation de la vitesse utilisée à la figure 5-5 simplifie énormément la compréhension de l'influence du régime d'écoulement sur la vitesse moyenne critique dans le filtre. Ainsi :

- Pour les sols ayant un  $d_{50B}$  entre 0,13 et 1,6 mm,  $v_{Fcr}/V^*_{cr}$  augmente avec  $Re_F$  alors que l'écoulement se dirige vers la turbulence et devient turbulent pour plusieurs essais.  $v_{Fcr}/V^*_{cr}$  augmente avec la croissance des forces d'écoulement inertielles et la diminution des forces visqueuses.
- Pour les sols ayant un  $d_{50B}$  entre 0,13 et 0,82 mm, l'étalement des valeurs expérimentales de  $v_{Fcr}/V^*_{cr}$  devient plus important à compter d'un  $Re_F$  de 300 à 600 correspondants selon certains auteurs au début de la turbulence. L'étalement semble également devenir plus important avec l'augmentation de  $Re_F$ .
- Pour les sols ayant un  $d_{50B}$  supérieur à 5 mm,  $v_{Fcr}/V^*_{cr}$  diminue avec l'augmentation de  $Re_F$ . L'influence du filtre se fait moins sentir et on semble se rapprocher des conditions existant en rivière. Si on considère les matériaux filtrants utilisés pour ces essais qui sont de grande taille ( $D_{15F}$  de 50 à 350 mm), on peut en effet penser que l'écoulement dans le filtre s'approche progressivement vers les conditions d'un écoulement libre. Un nombre limité de ratios granulométrique  $D_{15F}/d_{85B}$  a toutefois été testé et la vitesse moyenne critique dans le filtre pour ces essais a été estimée à partir du gradient hydraulique critique. Ces deux éléments peuvent également justifier le faible étalement des données.

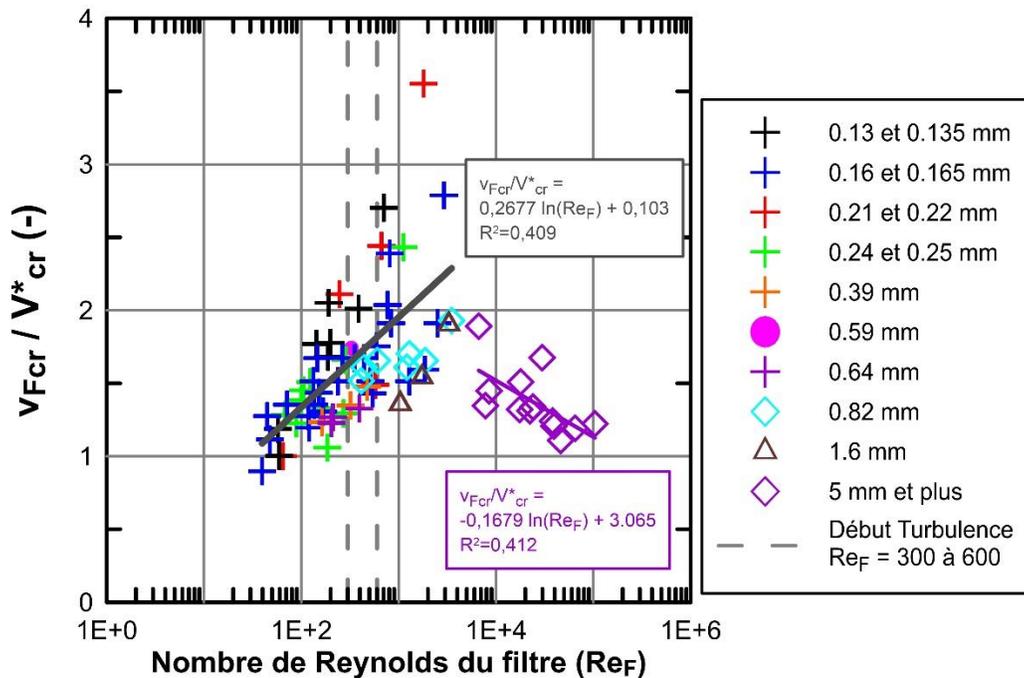


Figure 5-5 : Évolution de la vitesse moyenne critique dans le filtre normalisée ( $v_{Fcr}/V^*_{cr}$ ) en fonction du nombre de Reynolds du filtre ( $Re_F$ )

### Proposition d'approche pour l'évaluation du seuil critique des sols de bases uniformes et pulvérulents

L'approche proposée pour l'évaluation du seuil d'érosion des sols de base uniformes (et/ou très peu étalés) et pulvérulents consiste à mettre en relation la vitesse moyenne critique dans le filtre normalisée avec le nombre de Reynolds du filtre tel qu'indiqué à la figure 5-5. Sur cette figure, deux courbes de tendance sont indiquées pour deux groupes de sol distincts :

$$\frac{v_{Fcr}}{V^*_{cr}} = 0,2677 \ln(Re_F) + 0,103 \quad \text{si } 0,1 < d_{50B}(mm) < 1,0 \quad [5.1]$$

$$\frac{v_{Fcr}}{V^*_{cr}} = -0,1679 \ln(Re_F) + 3,065 \quad \text{si } d_{50B}(mm) > 5$$

où  $Re_F = D_{15F} * v_{filtre} / \nu$ . L'approche proposée consiste donc à résoudre les relations empiriques évaluées. Pour ce faire, on doit d'abord calculer la vitesse de frottement critique ( $V^*_{cr}$ ) avec le critère de Shields moyen. Ensuite, comme la vitesse moyenne critique dans le filtre ( $v_{Fcr}$ ) se retrouve à la fois en abscisse et en ordonnée, on doit procéder par itérations afin d'obtenir  $v_{Fcr}$ . Pour les sols ayant un  $d_{50B}$  se situant entre 1,6 et 5,0 mm, en l'absence de donnée, une

approche pourrait consister à évaluer la vitesse moyenne critique dans le filtre selon les deux méthodes et de considérer la valeur la plus faible.

La capacité du modèle proposé à évaluer la vitesse moyenne critique dans le filtre ( $v_{Fcr}$ ) est présentée à la figure 5-6(a). Les modèles de Bezuijen et al. (1987) et den Adel et al. (1994), de Brauns (1985), de de Graauw et al. (1994) et de Shields adapté à l'érosion de contact tel que suggéré par Béguin et al. (2012) (Shields-Béguin) sont également présentés aux figures 5-6(b) à 5-6(e), respectivement. Le modèle proposé par Hoffmans et al. (2008) n'a pas été repris, car il surestime considérablement la vitesse moyenne critique dans le filtre.

Le modèle proposé permet d'augmenter légèrement la précision de l'estimation de la vitesse moyenne critique dans le filtre et de réduire l'étalement, par rapport au modèle de Bezuijen et al. (1987) et den Adel et al. (1994). Ce dernier modèle est, conformément aux constatations effectuées précédemment, celui existant dans la littérature qui représente le mieux les résultats expérimentaux. Le modèle proposé (éq. 5.1) constitue ainsi une légère amélioration lorsque comparé au modèle de Bezuijen et al. (1987) et den Adel (1994) et aux autres modèles discutés ci-après.

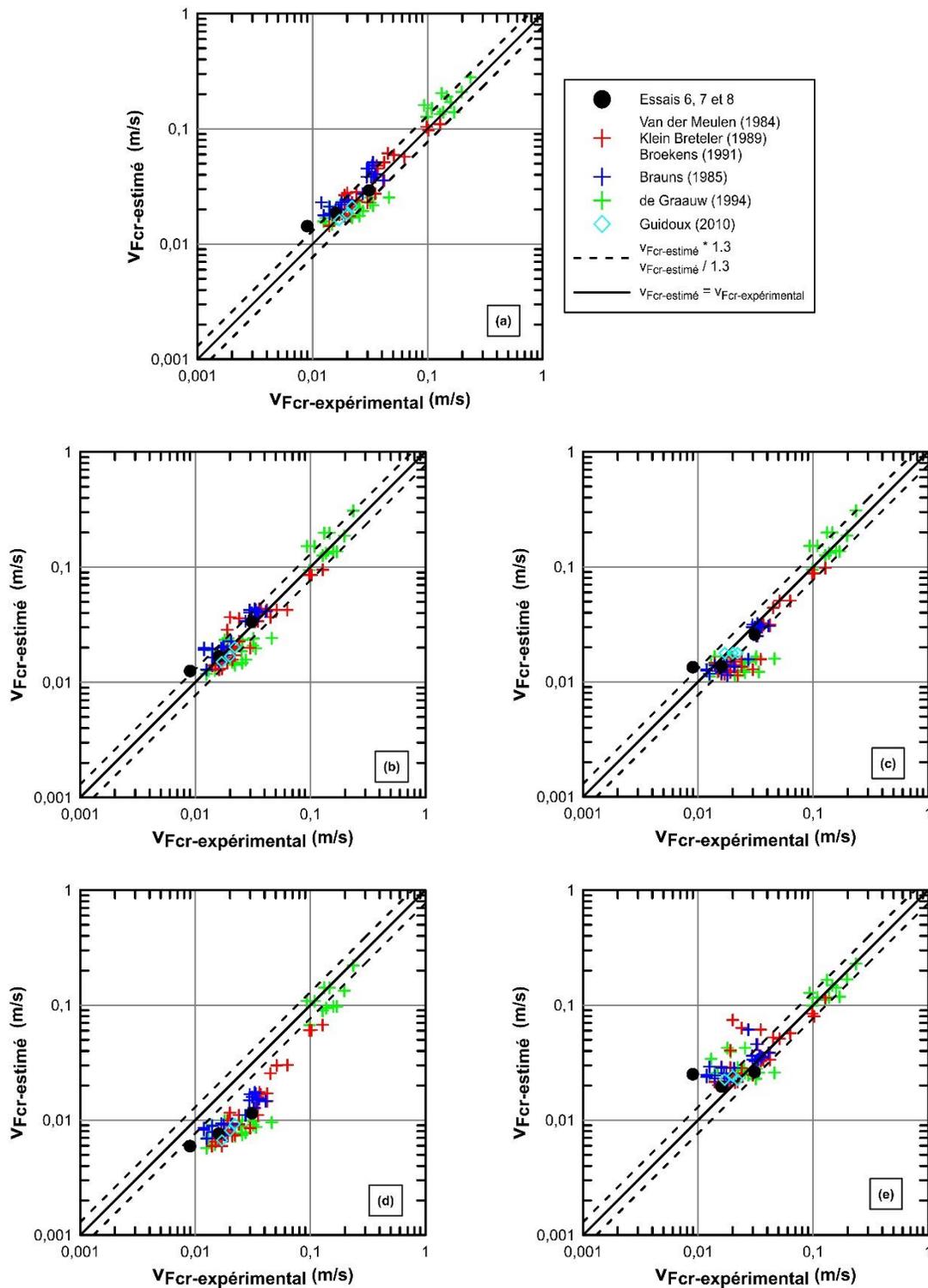


Figure 5-6 : Comparaison des modèles de prédiction de la vitesse moyenne critique dans le filtre. (a) Modèle proposé (éq. 5.1). Modèle de : (b) Bezuijen et den Adel (1987 et 1994), (c) Brauns (1985), (d) Shields-Béguin (2012) et (e) de Graauw (1994)

Le modèle Shields-Béguin sous-estime considérablement  $v_{Fcr}$  tel que mentionné précédemment. Toutefois, on remarque que cette sous-estimation n'est pas constante et on doit demeurer vigilant pour les sols de base plus grossiers.

Pour sa part, le modèle de Brauns (1985) semble adapté pour ses essais, mais comme il ne prend en considération que la porosité du filtre, il ne permet pas de bien rendre compte de l'influence du matériau grossier dans le processus, ce qui explique l'étalement important des données. Le modèle a tendance à sous-estimer  $v_{Fcr}$  sauf pour les  $d_{50B}$  plus importants.

Finalement, le modèle de de Graauw et al. (1994) tend quant à lui à surestimer la vitesse moyenne critique dans le filtre. Pour ce modèle, on doit passer du gradient critique à la vitesse par l'équation de Forchheimer avec des paramètres évalués empiriquement, ce qui réduit la précision de ce modèle.

Pour les essais réalisés, le modèle proposé permet d'estimer les vitesses critiques suivantes :

- Essai-6 : 1,92 cm/s, soit  $\pm 1,1 v_{Fcr.Bez.}$  (1,7 cm/s)
- Essai-7 : 1,47 cm/s, soit  $\pm 1,6 v_{Fcr.Bez.}$  (0,9 cm/s)
- Essai-8 : 3,0 cm/s, soit  $\pm 0,97 v_{Fcr.Bez.}$  (3,1 cm/s).

### 5.2.3 Évolution de l'érosion de contact avec la sollicitation hydraulique

Pour les essais avec un sol de base à granulométrie uniforme, un processus continu d'arrachement et de transport des particules peu dépendant du temps est mis en branle une fois que le seuil d'initiation de l'érosion de contact est franchi. L'intensité du phénomène évolue ensuite principalement en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement de l'eau dans le filtre ( $v_{filtre}$ ). Pour les l'Essai-6 et l'Essai-7 réalisés avec des sols uniformes, cette relation est présentée à la figure 5-7 (b), où l'intensité de l'érosion est représentée par le taux de transport ( $q$ ), exprimé en masse par unité de temps et par unité de largeur de la cellule. Il peut être observé sur cette figure que le taux de transport du sable fin S1 augmente un peu plus rapidement selon la vitesse durant l'Essai-7 alors qu'il est combiné au filtre le plus fin

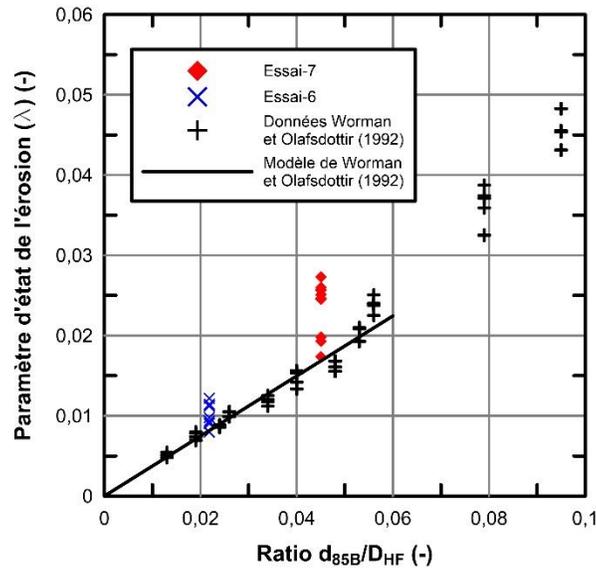
que durant l'Essai-6 où le filtre est plus grossier. Comme pour le seuil d'initiation, le sol grossier semble donc jouer un certain rôle dans l'évolution de l'érosion.

Par ailleurs, les données présentées à la figure 5-7 (b) comportent une incertitude non-négligeable sur la vitesse de l'écoulement. Celle-ci est due à l'initiation du processus d'érosion et aux déformations de l'échantillon qui en résultent. Ainsi, le filtre devient légèrement plus lâche et l'aire transversale de l'écoulement augmente. Ces éléments ont des répercussions directes sur la perméabilité du sol grossier et sur la vitesse d'écoulement. De plus, à mesure que l'érosion progresse, l'interface s'incline avec une pente ascendante vers l'aval et il n'est plus certain que les lignes d'écoulement soient parallèles au contact. L'inclinaison de l'interface peut également influencer le processus d'érosion, étant donné que plus d'énergie sera nécessaire pour éroder une particule et lui permettre de vaincre le dénivelé en raison de l'action de la gravité.

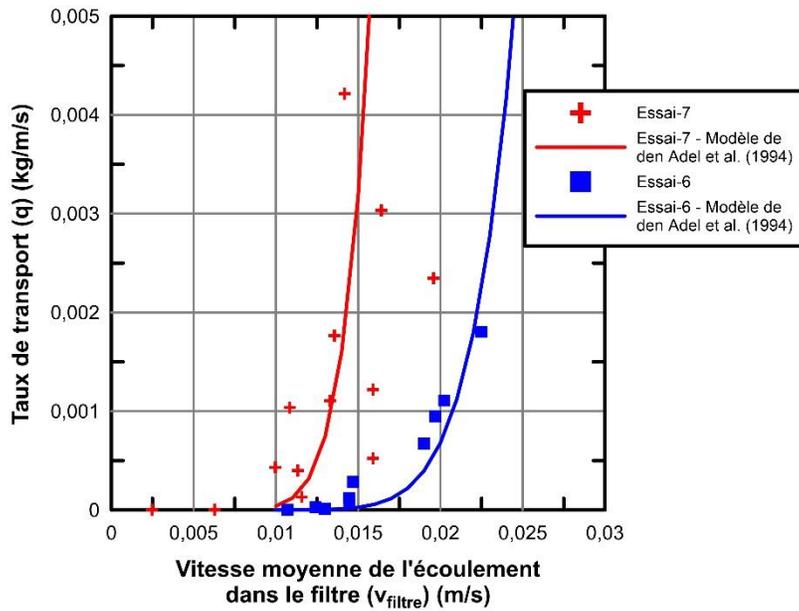
Les résultats d'érosion obtenus avec l'Essai-8 ne sont pas discutés dans cette section, car des difficultés techniques ont été expérimentées une fois le processus d'érosion initié, ce qui a empêché une mesure adéquate du taux de transport.

### **Comparaison avec les différents modèles de la littérature**

Quelques auteurs se sont attaqués à la difficile tâche de développer des modèles dans le but de prédire le taux d'érosion en fonction de la sollicitation hydraulique pour des sols uniformes. Deux de ces modèles, ceux de Wörman et Olafsdottir (1992) et de Den Adel et al. (1994), ont notamment fait l'objet d'une description plus approfondie à la section 1.3.3. Ceux-ci ont été comparés aux données obtenues expérimentalement (figure 5-7) afin de vérifier leur applicabilité.



(a)



(b)

Figure 5-7 : Comparaison entre les données expérimentales et : (a) le modèle de transport développé par Wörman et Olafsdottir (1992), (b) le modèle de transport développé par Den Adel et al. (1994).

Pour le modèle de Wörman et Olafsdottir (1992), l'ordonnée est le paramètre d'état de l'érosion (identifié  $\lambda$  ici) que les auteurs définissent comme :

$$\lambda = i \left( \frac{\frac{e_F}{8} \frac{1}{G_s - 1}}{Re(d)^{-0.14} (G^*/n_F)^{0.084}} \right) \quad [5.2]$$

Ce paramètre d'état de l'érosion est en fait simplement un réarrangement de l'équation [1.31] reproduite ci-dessous en isolant  $d_{85}/D_H$  et en intégrant les valeurs évaluées par les auteurs pour  $b=0,084$  et  $c = 0,14$ . De cette façon, le relation de la figure 5-7a correspond à la seconde ligne de l'équation [1.31] ci-dessous et la pente correspond à la variable  $a$  qui est évaluée à 0,374. Dans ce modèle, plus la valeur du paramètre d'état de l'érosion augmente, moins l'intensité de l'érosion est importante. Plus le ratio  $d_{85}/D_H$  augmente, plus on se dirige vers une influence de la filtration qui a un impact à la baisse sur l'intensité de l'érosion (qui correspond à une hausse de  $\lambda$ ).

$$a(G^*/n_F)^b = a \left( \frac{\frac{G}{v_p d_{85}}}{n_F} \right)^b = Re(d)^c \left( \frac{e_F}{8} \frac{1}{(G_s - 1)} i \frac{D_H}{d_{85}} \right) \quad [1.31]$$

$$i \left( \frac{\frac{e_F}{8} \frac{1}{G_s - 1}}{Re(d)^{-0.14} (G^*/n_F)^{0.084}} \right) = \lambda = 0,374 \frac{d_{85}}{D_H}$$

Le modèle de Wörman et Olafsdottir (1992) semble assez bien adapté aux sols uniformes lorsque les conditions de sollicitation hydraulique et d'érosion respectent les limites de son domaine d'application (figure 5-7a). L'utilisation de ce modèle étant relativement restreinte par plusieurs éléments, ceci le rend peu pratique. Notamment, il n'est applicable que pour un gradient contenu entre 0,03 et 0,3 et pour un taux de transport adimensionnel ( $G^* = G / (d_{85B} v_{\text{filtre}}/n_f)$  où  $G$  est le taux de transport volumique par unité de largeur de l'interface) se situant entre  $9 \cdot 10^{-7}$  et  $1 \cdot 10^{-3}$ . Lorsque ces limites ne sont pas respectées, le modèle surestime considérablement l'érosion par rapport aux données mesurées. Ceci se manifeste par un paramètre d'état de l'érosion du modèle plus faible que celui évalué avec les données des essais. Sur la figure 5-7a, les marques supérieures de l'Essai-7 et les deux points les plus élevés de l'Essai-6 correspondent tous à des conditions sortant du domaine d'application. En outre, le modèle est également très sensible aux différents paramètres qui le composent, notamment la porosité (ou l'indice des vides) et le diamètre des grains. La dépendance à la porosité complique la comparaison pour les paliers où beaucoup d'érosion survient et où des

déformations (tassements) modifient les paramètres originaux du sol grossier. Une légère imprécision dans l'évaluation de la taille des particules du filtre peut également avoir un impact important sur le débit solide calculé.

Pour sa part, le modèle de Den Adel et al. (1994) (figure 5-7b) permet de représenter relativement bien les résultats obtenus en laboratoire et ce, peu importe les conditions d'érosion présentes ou les sollicitations hydrauliques imposées. Toutefois, les relations présentées à la figure 5-7b ont été ajustés en fonction des intervalles de valeurs proposées par les auteurs pour différents paramètres impliqués dans le modèle mathématique (non explicité au présent document). En tenant compte des intervalles proposés pour ces paramètres, on constate qu'il est possible de surestimer ou sous-estimer de manière considérable les taux de transport. Le modèle est donc plutôt sensible aux variations des paramètres ce qui le rend difficilement applicable en pratique comme outil d'estimation du taux d'érosion.

D'autre part, le modèle de Den Adel et al. (1994) confirme ce qui a été observé ci-haut, soit une susceptibilité à l'érosion plus élevée pour l'essai avec le filtre ayant le plus petit  $D_{15F}$ . Celle-ci se manifeste par une vitesse critique plus faible et une augmentation plus rapide du taux de transport en fonction de la vitesse.

En somme, le modèle proposé par Den Adel et al. (1994) semble le mieux adapté à la quantification du transport en particules pour des sols de base uniformes alors que son utilisation n'est pas restreinte à un domaine d'application contrairement à celui de Wörman et Olafsdottir (1992). Cependant, lorsque les conditions d'application du modèle de Wörman et Olafsdottir (1992) sont respectées, les deux modèles sont utilisables et donnent de bonnes approximations et un ordre de grandeur du taux de transport adéquat.

Finalement, les résultats obtenus et les comparaisons effectuées permettent également de conclure que le montage et la méthodologie développés sont adéquats alors que des résultats semblables à ceux mesurés avec d'autres montages sont obtenus.

## **5.3 Initiation et développement de l'érosion de contact pour le till de Romaine 3, matériau à granulométrie étalée**

Durant la campagne expérimentale, quatre (4) essais ont été réalisés avec le till de Romaine 3, un sol étalé ( $C_u=9,1$ ), comme matériau fin. En comparant les résultats de cette section avec ceux de la section précédente portant sur les matériaux de base uniformes, l'influence de l'étalement de la granulométrie du sol fin pourra être décrite. Une approche adaptée sera ensuite suggérée afin de tenir compte des processus observés.

### **5.3.1 Description du processus**

Le processus d'érosion de contact pour les sols à granulométrie étalée est assez différent de celui rencontré pour les sols à granulométrie uniforme. Il ne peut donc être séparé simplement en deux stades distincts (érosion nulle ou minimale et érosion continue) comme pour les sols uniformes. En effet, l'érosion d'un sol fin étalé n'est pas nécessairement continue dès que le processus est initié (premières particules transportées). Si la vitesse de l'écoulement n'est pas suffisante pour emporter la très grande majorité ou la totalité des particules du sol fin, le taux de transport ou d'érosion des particules diminue dans le temps et peut même retourner à une valeur nulle. Il existe donc une gamme de vitesses pour laquelle l'érosion est initiée, mais ne constitue pas un processus continu. Les sols de base étalés sont donc davantage sujets à développer un ou des mécanismes stabilisateurs agissant contre l'érosion, une fois que celle-ci est initiée.

Le premier mécanisme stabilisateur observé lors de la réalisation du programme expérimental est le développement d'un tri granulométrique à l'interface également appelé pavage de l'interface (Béguin, 2011; Degoutte, 2012). Ce dernier survient lorsque la vitesse de l'écoulement dans le filtre est suffisante pour provoquer l'érosion d'une portion du sol de base, mais pas de l'entièreté des particules composant ce dernier. Les particules ayant un diamètre égal ou inférieur au diamètre maximum pouvant être érodé pour cette vitesse de l'écoulement sont emportées et les plus grossières demeurent en place, puisqu'elles sont trop lourdes. Avec le temps, si la vitesse demeure constante, la portion plus grossière du sol de base ne pouvant être érodée peut progressivement recouvrir l'interface, et par le fait même ralentir le processus d'érosion et même provoquer son arrêt. Après cet interruption de

l'érosion, si la vitesse de l'écoulement dans le filtre est augmentée, le diamètre maximal pouvant être érodé augmente également et l'érosion recommence, jusqu'à la création d'un nouveau tri granulométrique. Il en va ainsi de suite jusqu'à ce que, si le filtre est ouvert (ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  suffisamment large), la vitesse de l'écoulement soit suffisante pour provoquer un processus d'érosion continu (vitesse de l'écoulement engendre l'érosion de l'ensemble des particules). Ce phénomène de tri granulométrique est uniquement fonction des propriétés du sol de base. Il sera décrit plus en détails à la section 5.3.3. Des résultats témoignant de ce processus ont été présentés à la section 4.3.2.

Le second mécanisme stabilisateur pouvant davantage se développer avec les sols étalés est un phénomène de colmatage ou d'obturation du filtre. Il se produit alors que certaines particules du sol de base (les plus fines) sont érodées et transportées sans problème au travers du filtre en dehors du système, tandis que les particules plus grossières sont également érodées, mais sont par la suite bloquées par les pores et constrictions du filtre, étant trop grosses pour y passer. Elles sont alors retenues dans le filtre et un colmatage est initié, ce qui réduit l'aire efficace du filtre pour l'écoulement de l'eau et le transport des particules du sol fin. Ceci engendre une diminution de l'intensité de l'érosion de contact et peut même causer son arrêt. Contrairement au processus de pavage, le colmatage provoque habituellement un arrêt permanent de l'érosion. De cette façon, même si la vitesse de l'écoulement dans le filtre augmente, le processus d'érosion ne recommencera pas. De plus, le colmatage est fonction à la fois des propriétés du filtre et du sol de base. Bien que ce le colmatage ne soit pas spécifique aux sols de base étalés, ces derniers sont davantage susceptibles à ce qu'il se développe. Les conditions d'apparition de ce mécanisme de filtration seront abordées de façon plus précise à la section 5.3.3. Des résultats témoignant de ce processus ont été présentés à la section 4.3.1.1.

Ces deux éléments stabilisateurs de l'érosion de contact sont liés à l'étalement de la courbe granulométrique du sol base ou sont plus susceptibles de se produire en raison de son étalement. C'est donc principalement dans le développement de l'érosion et donc dans son évolution en fonction de la sollicitation hydraulique et du temps que les matériaux étalés et uniformes vont se différencier.

### 5.3.2 Initiation de l'érosion de contact

Des critères d'évaluation de l'initiation de l'érosion de contact ont été définis à la section 5.2.2 pour des sols de base à granulométrie uniforme. Pour ces matériaux, que l'on utilise un critère visuel ( $v_{F \text{ init.}}$ ) (premières particules érodées) ou un critère reposant sur un taux de transport ou d'érosion minimale ( $v_{F \text{ crit.bez.}}$ ), les deux méthodes sont utilisées pour caractériser l'initiation d'une érosion continue du sol de base. Il a aussi été constaté que les deux critères utilisés sur les essais complétés permettent d'évaluer des vitesses relativement similaires. Pour un sol de base étalé, ces deux critères d'identification ne font toutefois pas exactement référence aux mêmes notions et les deux constats mentionnés ci-dessus ne s'appliquent pas. Un ajustement ou une clarification des critères d'identification du seuil doit donc être effectuées avant de les appliquer aux sols de base étalés.

On note tout d'abord que l'utilisation d'un critère visuel (premières particules érodées) pour les sols étalés ne désigne pas un processus d'érosion continue, contrairement aux sols uniformes. En effet, en présence d'un filtre ouvert (large ratio  $D_{15F}/d_{85B}$ ), pour une vitesse d'écoulement constante, le taux de transport du sol de base étalé diminue ou redevient nul après un certain temps. Ceci est vrai tant et aussi longtemps que la vitesse de l'écoulement est insuffisante pour causer l'érosion de la majorité ou de toutes les particules du sol fin. Un processus d'érosion continue ne survient qu'en présence d'un filtre ouvert (large ratio  $D_{15F}/d_{85B}$ ) et lorsque cette vitesse d'écoulement est suffisamment importante pour emporter la très grande majorité des particules du sol de base est appliquée. Cette vitesse d'écoulement causant l'érosion continue pour un sol de base étalé peut ainsi être considérablement plus élevée que la vitesse d'écoulement provoquant l'érosion de ces premières particules. Ceci est également différent des sols uniformes.

De plus, il a été constaté dans le cadre du présent projet que les critères existants dans la littérature se basant sur un taux d'érosion ou de transport minimal (Béguin, 2011; Bezuijen et al., 1987) sont peu adaptés au till testé et aux sols fins étalés en général, et ce, principalement pour deux raisons :

- D'une part, le taux de transport ou d'érosion diminue avec le temps à chaque palier de vitesse si une érosion continue n'est pas possible. Pour un palier de vitesse, on

peut même retrouver un arrêt de l'érosion de contact. Ainsi, selon la durée de l'application de la sollicitation hydraulique (palier d'essai), une vitesse peut être considérée « critique » pour une durée donnée initiale, puis passer sous le critère de taux de transport ou d'érosion moyen minimal pour un intervalle de temps plus long.

- D'autre part, le taux d'érosion ou de transport mesuré à chaque palier ne représente pas exactement le taux d'érosion du sol de base, mais plutôt celui du sol altéré, résultat de l'action des paliers de sollicitation hydraulique précédents. En effet, lors d'un palier durant lequel il y a eu de l'érosion, la granulométrie de la couche de surface du sol de base étalé évolue si bien qu'à la fin du palier, elle ne représente plus les conditions initiales du système. L'historique des sollicitations hydrauliques (durée et amplitude) joue donc un rôle considérable sur le taux mesuré durant un palier donné, ce qui n'était pas le cas avec des sols à granulométrie uniforme.

Pour résumer les deux éléments précédents, tant et aussi longtemps qu'un processus d'érosion continue n'est pas atteint, l'évaluation de la vitesse moyenne critique dans le filtre en se basant sur un taux de transport ou d'érosion n'est pas adaptée, car les résultats sont fonctions de la méthodologie expérimentale utilisée.

De cette façon, pour définir une vitesse d'écoulement critique dans le filtre pour les sols fins étalés en se basant sur un critère de comportement, la notion de masse ou de volume de sol érodé par unité de surface qui peut également être exprimée en hauteur de sol de base érodée apparaît plus adaptée. Pour être indépendante de la méthodologie expérimentale, on doit toutefois s'assurer de retrouver une érosion nulle ou négligeable à la fin de chaque palier de vitesse appliquée, et ce, jusqu'à ce l'atteinte d'une érosion continue. Ceci requiert l'utilisation de paliers de sollicitations hydraulique de longue durée. Des critères visuels tel que ceux utilisés en érosion de rivière (Kramer (1935) selon Buffington (1999)), faisant référence à une érosion « nulle », « faible », « moyenne » ou « générale » pourrait également être utilisée. Les critères visuels sont toutefois fonction de l'interprétation de l'opérateur, ce qui les rend moins attrayant.

### Définition et évaluation de l'initiation de l'érosion de contact

En fonction des éléments discutés précédemment, il apparaît que la notion du seuil d'initiation de l'érosion pour les sols fin étalés est plus complexe que pour les sols uniformes. Le critère d'identification du seuil de l'érosion employé revêt en effet une importance beaucoup plus grande pour les sols étalés.

Pour la suite de l'analyse du till de Romaine 3, on fera donc une distinction claire entre la notion de vitesse d'initiation, de vitesse critique et de vitesse d'érosion continue.

- La vitesse d'initiation ( $v_{F\text{.init.}}$ ) correspond à la vitesse à laquelle les premiers grains érodés en quantité non négligeable sont observés à la sortie du système. À partir de cette vitesse, une augmentation de la vitesse de l'écoulement dans le filtre va engendrer une augmentation non négligeable de la masse de sol érodée cumulative. Ce critère représente donc un seuil de l'érosion minimale. Sous cette vitesse, on a une érosion nulle ou négligeable.
  - Dans le cadre de la présente étude et pour le dispositif utilisé, une masse cumulative de sol érodée inférieure à 20 g est considérée négligeable.
- La vitesse critique ( $v_{F\text{.cr.}}$ ) correspond pour sa part à la vitesse à laquelle une masse érodée ou une hauteur de sol de base érodée jugées critiques ont été atteintes.
  - Cette notion sera abordée à la section 5.3.3
- La vitesse d'érosion continue ( $v_{F\text{.cont.}}$ ) est la vitesse de l'écoulement dans le filtre à laquelle un processus d'érosion continu est initié. Cette vitesse n'a pas été atteinte pour les essais avec le till de Romaine 3.

Pour les essais sur le till de Romaine 3, seule la vitesse seuil d'initiation ( $v_{F\text{.init.}}$ ) est ici discutée. La méthode utilisée pour l'identifier est présentée à la figure 5-8 et est semblable à celle détaillée à la section 5.2.2 pour un sol uniforme. Tel qu'indiqué à la figure 5-8b, la masse érodée correspondant au seuil d'initiation est très faible comparativement à la masse érodée durant l'entièreté de l'essai. La figure 5-8a permet de constater que le taux de transport varie

considérablement (un ordre de grandeur et même) pour des paliers de vitesse de cinq heures rendant l'utilisation de cette notion peu pratique pour l'identification du seuil d'initiation.

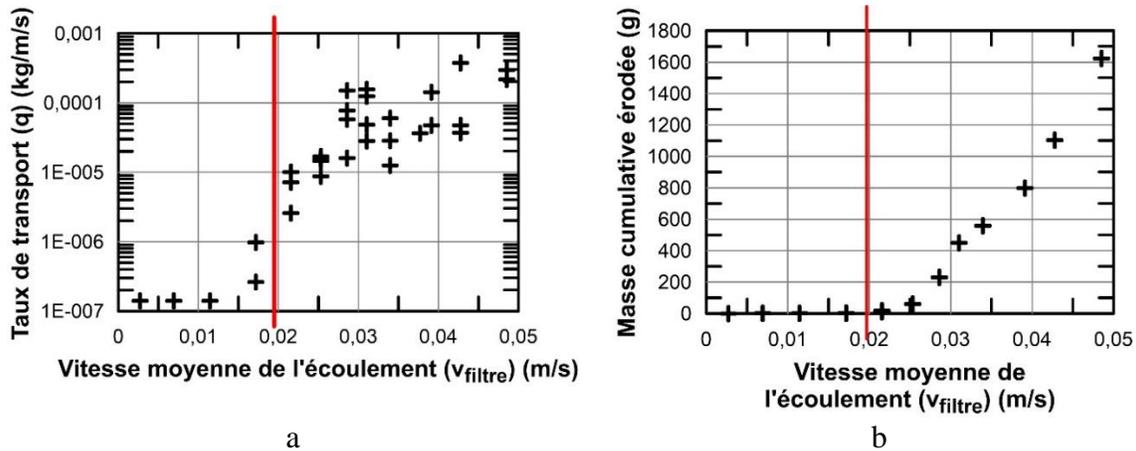


Figure 5-8 : Essai-9 – Méthode de détermination de la vitesse d'initiation ( $v_{F, \text{init}}$ )

L'ensemble des vitesses d'initiation de l'érosion de contact déterminées pour les essais avec le till de Romaine 3 sont présentées au tableau 5-4. On note que la vitesse d'initiation déterminée expérimentalement augmente avec la baisse du ratio  $D_{15F}/d_{85B}$ , notamment pour l'Essai-2 où le ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  est de 6,4, soit légèrement au-dessus du critère de filtration déterminé auparavant. Les résultats de l'Essai-2 ont effectivement été affectés par un processus de filtration du sol grossier. Il est probable que ceux des trois autres essais et plus particulièrement l'Essai-5 l'aient également été. Pour les ratios  $D_{15F}/d_{85B}$  de ces essais, on se retrouve en effet dans l'intervalle de ratios  $D_{15F}/d_{85B}$  où l'initiation de l'érosion serait fonction à la fois des critères géométriques et hydrauliques tel que discuté et défini précédemment. Dans cet intervalle, la vitesse d'initiation est habituellement un plus importante, conformément aux résultats obtenus avec ces essais.

**Tableau 5-4 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et les différents modèles d'estimation de la vitesse moyenne d'initiation ou critique dans le filtre**

Essai	$D_{15F}/d_{85B}$	Résultats expérimentaux	Modèle de vitesse critique ( $v_{Fcr.}$ ) (m/s)					Éq. 5.1
	(-)	$v_{Finit.}$ (m/s)	Brauns	de Graauw	Bezuijen	Hoffmans	Shields (Béguin)	
Essai-2	6,4	$0,030 \pm 0,002$	0,012	0,019	0,012	0,023	0,005	0,016
Essai-4	16,8	$0,025 \pm 0,002$	0,013	0,019	0,017	0,031	0,008	0,020
Essai-9	16,8	$0,020 \pm 0,002$	0,015	0,021	0,020	0,034	0,009	0,019
Essai-5	11,9	$0,026 \pm 0,002$	0,015	0,021	0,019	0,033	0,008	0,019

Notes : Essai-2 :  $v_{Finit.}$  influencée par un processus de filtration.  
 Essai-5 :  $v_{Finit.}$  possiblement influencée par un processus de filtration.

Pour l'Essai-2, des pics d'érosion soudains ont été observés durant certains paliers de vitesse, et ce, après un certain temps (parfois quelques heures) d'application d'une vitesse constante. Ces observations témoignent de l'influence du ratio  $D_{15F}/d_{85B}$ , mais également de la durée de la sollicitation hydraulique et de l'existence de vitesses de pore locales plus importantes pour une vitesse moyenne de l'écoulement plus importante. L'initiation de l'érosion de contact pour des ratios  $D_{15F}/d_{85B}$  faibles semble ainsi davantage aléatoire et plus difficilement prévisible que pour des ratios  $D_{15F}/d_{85B}$  plus importants. Il semble ainsi possible que pour des paliers de sollicitation plus longs, une érosion puisse être observée pour une vitesse moyenne dans le filtre plus faible que celle évaluée.

On peut constater au tableau 5-4 une certaine variation (0,005 m/s) de la vitesse d'initiation entre l'Essai-4 et l'Essai-9 qui ont pourtant été réalisés avec le même filtre et le même sol de base. La porosité est relativement semblable dans les deux essais (39,5% et 38,9%). Un élément important différencie toutefois ces essais : la température de l'eau. L'Essai-4 a été réalisé en juillet-août avec une eau à une température moyenne de  $\pm 20,5^\circ\text{C}$  alors que l'Essai-9 a été effectué au début de novembre avec une eau en moyenne à  $\pm 10^\circ\text{C}$ . Cette différence sera discutée plus en détails à la section 0.

Il est intéressant de souligner que, malgré l'utilisation d'une méthodologie différente, Béguin (2011) a également obtenu des variations de vitesse critique de l'ordre de 0,005 m/s pour plusieurs essais avec un silt à granulométrie étalée et un même matériau grossier.

### **Comparaison avec les résultats obtenus pour des sables uniformes**

Le programme expérimental a été établi de manière à pouvoir comparer le comportement de sols uniformes ayant un  $d_{50B}$  ( $\pm 0,15$  mm) similaire au till de Romaine 3 ( $\pm 0,177$  mm) dans le but d'étudier la capacité du diamètre médian d'un matériau étalé à représenter la susceptibilité à l'érosion de contact d'un sol à granulométrie étalée. L'Essai-6 et l'Essai-5 ont été réalisés avec le même matériau filtrant.

Pour la même combinaison  $d_{50B}$  et matériau filtrant, la vitesse d'initiation de l'érosion de contact obtenue avec le sable uniforme (1,2 cm/s) ainsi que la vitesse critique (1,6 cm/s) sont toutes deux plus faibles que la vitesse d'initiation évaluée pour le till de Romaine 3 (2,6 cm/s). D'ailleurs, les vitesses critiques d'initiation obtenues avec le till de Romaine 3 sont toutes plus élevées que celles évaluées pour le sable uniforme ayant un  $d_{50B}$  similaire. Il semble donc que l'étalement granulométrique provoque une hausse du seuil d'initiation de l'érosion pour un même  $d_{50B}$ . Ceci permet de remettre en doute la capacité du  $d_{50B}$  à bien représenter les matériaux fins étalés. On doit toutefois tenir compte du fait que le seuil d'érosion a vraisemblablement été affecté par la condition géométrique pour plusieurs essais.

### **Comparaison avec les différents modèles de la littérature**

Tout d'abord, pour le till de Romaine 3, l'utilisation du paramètre  $d_{50B}$  ou  $d_{HB}$  n'a pas vraiment d'influence dans les modèles de prédiction. L'évaluation de la vitesse critique avec ces dimensions donnent des vitesses semblables.

Les valeurs de vitesse critique évaluées avec les différents modèles de prédiction introduits au chapitre 1 sont également présentées au tableau 5-4 afin de permettre une comparaison avec les vitesses critiques obtenues expérimentalement. Cependant, il est important de rappeler que l'ensemble de ces modèles ont été développés en considérant des sols de base uniformes et que seulement Brauns (1985b) et Shields (1936) utilisent un critère de détermination du seuil d'érosion de contact semblable à celui utilisé avec le till de Romaine

3. De plus, ces approches ont été développées pour des conditions de sollicitations hydrauliques pures. Or, certains essais avec le till de Romaine 3 ont été réalisés dans le domaine d'influence géométrique et hydraulique. Le modèle proposé précédemment est également présenté.

En se basant sur ces derniers éléments et sur la comparaison des résultats avec les sols uniformes, il n'est donc pas surprenant de constater que la majorité des modèles présentent une sous-estimation de la vitesse critique.

Ceci étant dit, le modèle proposé précédemment (équation 5.1, voir figure 5-9 ci-après), de même que les modèles de Bezuijen et al. (1987) et de de Graauw et al. (1984), permettent de bien représenter les vitesses d'initiation obtenues expérimentalement avec le till de Romaine 3, et ce, en demeurant légèrement sous les valeurs obtenues.

Afin d'évaluer davantage le modèle proposé à l'équation 5.1 avec des sols étalés non cohésifs, les essais de Guidoux et al. (2010) complétés avec le Sablon de l'Isère ont été également introduits à la figure 5-9. Ce matériau est plus fin que le till de Romaine 3. Pour ces essais, un critère d'évaluation du seuil de l'érosion de contact a été utilisé (premier palier de vitesse avec une turbidité non nulle après 30 minutes). On constate que le modèle proposée en quand même en mesure de bien évaluer la vitesse critique évaluée avec ce critère, mais la sous-estime légèrement, comme pour les essais avec le till de Romaine 3. De cette façon, l'équation [5.5] semble assez bien adaptée pour ces sols tout en demeurant globalement conservateur. Seuls les essais pour lesquels le seuil d'initiation est vraisemblablement affecté par un phénomène de filtration (critère géométrique) (Essai-2 et deux essais avec  $D_{15F}/d_{85B}=13.5$ ) ne sont pas bien représentés par le modèle proposé.

Finalement, à l'exception de l'Essai-2 dont le seuil d'initiation est affecté par un phénomène de filtration (critère géométrique), le ratio  $v_{Finit}/V^*_{cr}$  varie entre  $\pm 1,55$  (Essai-9) et 2,01 (Essai-5) pour les essais réalisés. À titre comparatif, on retrouve un ratio  $v_{Fcr}/V^*_{cr}$  variant entre 1,39 et 1,88 pour les essais de Béguin (2011) complétés sur un silt à granulométrie étalée. On demeure ainsi dans un intervalle légèrement plus élevé que celui défini précédemment pour les sols uniformes (généralement 1 à 2).

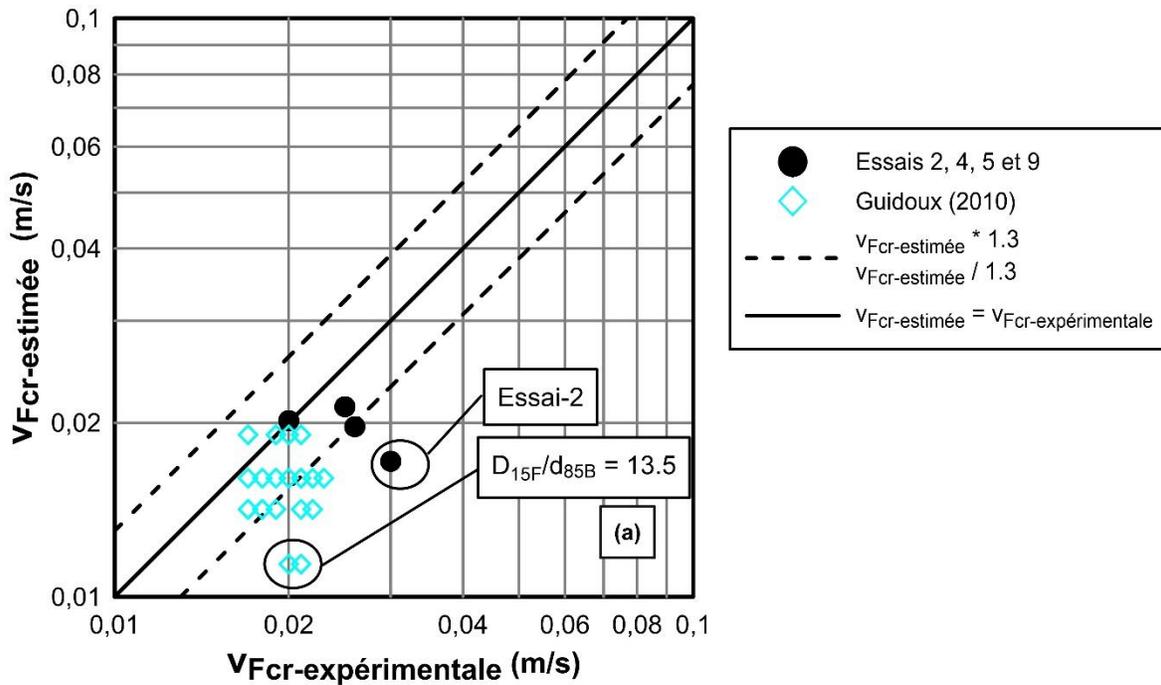


Figure 5-9 : Comparaison de la vitesse d’initiation ou critique de l’érosion de contact évaluée expérimentalement et avec le modèle de prédiction de la vitesse moyenne critique dans le filtre proposé à l’équation 5.1.

### 5.3.3 Évolution de l’érosion de contact avec le temps et la sollicitation hydraulique

L’évolution de l’érosion de contact une fois la vitesse d’initiation dépassée pour le till de Romaine 3 est très différente de celle présentée à la section 5.2 pour un sable uniforme et considérablement plus complexe. En effet, un mécanisme de pavage influence tout d’abord le processus d’érosion de contact alors qu’un tri granulométrique s’effectue au contact entre les deux matériaux, modifiant les propriétés du matériau de base et augmentant progressivement sa résistance à l’érosion.

Ensuite, pour des ratios granulométriques le permettant, un colmatage du filtre peut survenir. Des particules du sol fin sont alors détachées du sol de base, mais elles sont interceptées et retenues par le sol grossier, réduisant sa porosité et en limitant (ou empêchant) la progression des autres particules érodées en amont.

Considérant les éléments précédents, une approche différente est vraisemblablement requise pour les sols de base étalés. Wörman (1996) et Beguin et al. (2013b) ont ainsi chacun développés des modèles afin de tenir compte du processus de colmatage pour le premier et du pavage de l'interface pour les seconds. Ces modèles semblent donner de bons résultats pour leurs essais, mais leur concept ainsi que leur application sont relativement complexes.

Afin de présenter l'influence des processus de stabilisation sur la quantification de la progression de l'érosion avec la sollicitation hydraulique et le temps, l'évolution du taux de transport en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre est présentée à la figure 5-10 pour tous les essais réalisés. Une distinction claire peut être effectuée entre les sols uniformes et le till de Romaine 3, ce dernier étant clairement moins susceptible à l'érosion de contact en raison de la progression plus lente du taux de transport en fonction de la vitesse et de l'atteinte de taux de transport beaucoup moins importants. De plus les variations importantes à la baisse du taux de transport pour le till à vitesse constante s'effectuent dans le temps et on retrouve un taux de transport qui retourne habituellement à de faibles valeurs ou à une érosion négligeable. Les variations du taux de transport pour les sols uniformes sont plutôt dues à la déformation de l'échantillon et de l'interface.

Ceci étant dit, la figure 5-10 permet aussi d'apprécier l'effet de la durée des paliers de sollicitation hydraulique sur la susceptibilité à l'érosion du till. En effet, les paliers de vitesse après l'atteinte du seuil d'érosion ont été d'une durée de deux heures pour l'Essai-4, alors que pour l'Essai-9, réalisé avec le même sol grossier, la durée des paliers était de cinq heures. Pour l'expérimentation avec les paliers de vitesse plus courts (Essai-4), les taux de transports évalués varient peu comparativement à l'Essai-9. Le pavage est à l'origine de cette différence alors qu'il a plus de temps pour se développer lors des paliers plus longs.

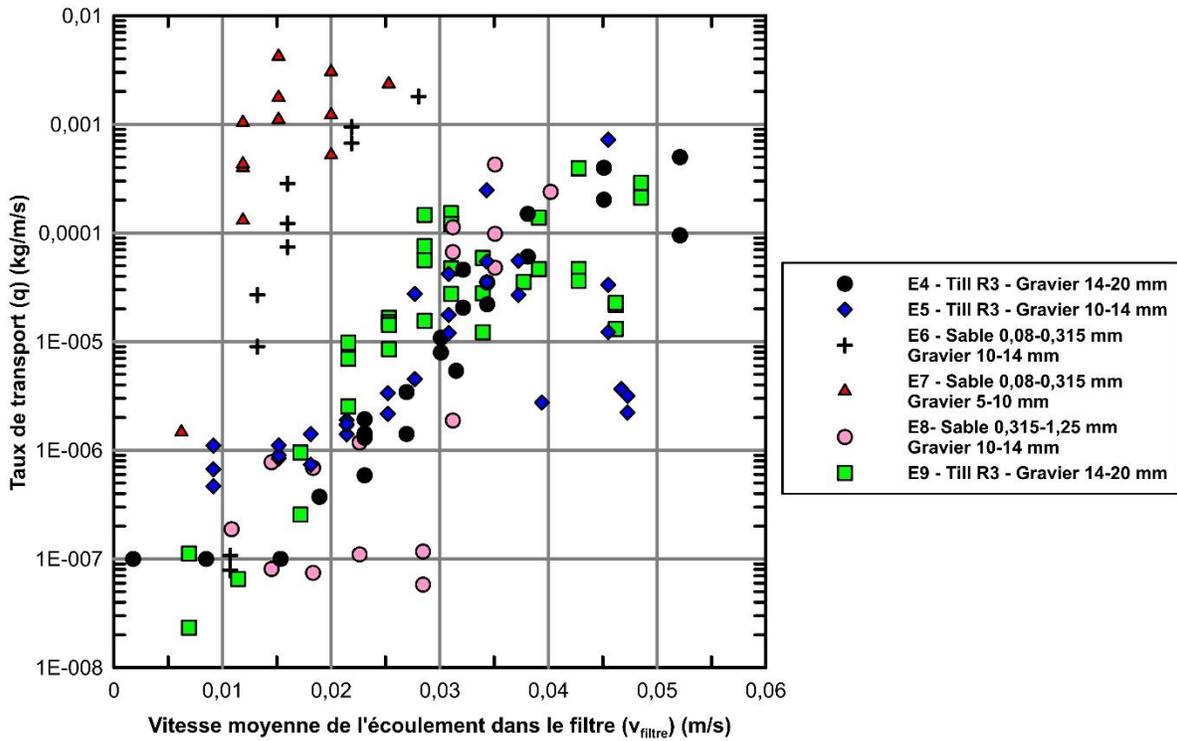


Figure 5-10 : Comparaison de l'évolution du taux de transport moyen en fonction de la vitesse pour le till de Romaine 3 et des sables uniformes

### Processus de pavage

En se basant sur la granulométrie finale du till à l'interface ainsi que sur l'évolution de la granulométrie du sol érodé récolté dans la décharge (voir figures 4-23, 4-24 et 4-25), il est possible de conceptualiser le développement du processus de pavage tel que présenté à la figure 5-11.

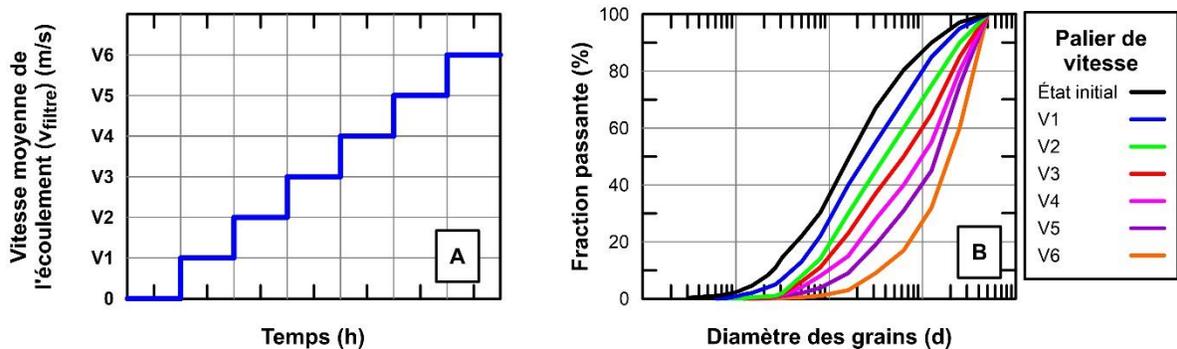


Figure 5-11 : Conceptualisation de l'évolution de la granulométrie du sol fin à l'interface au cours d'un essai d'érosion de contact.

Sommairement, la granulométrie du matériau à l'interface, soit celui qui est soumis à la contrainte de cisaillement induite par l'écoulement de l'eau dans le matériau grossier, va évoluer progressivement en devenant de plus en plus grossier et uniforme durant l'essai, et ce, au fur et à mesure que la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre augmente. Les particules les plus fines du sol de base exposées à l'écoulement vont être érodées de manière préférentielle laissant en place les plus grossières. Le processus de pavage ou de tri granulométrique conceptualisé ci-haut, fait en sorte que l'on retrouve une couche de matériau plus grossier à l'interface qui va venir jouer le rôle d'une armure ou d'une couche protectrice pour le sol fin en agissant comme une couche filtrante sur la matrice du sol de base. Ceci augmente donc de façon importante la résistance du sol fin à l'érosion de contact. De plus, la couche grossière du filtre participe également au pavage de l'interface. Lors de la progression de l'érosion, des grains du filtre se mélangent au nouveau matériau de l'interface et contribuent également à la protection du sol sous-jacent.

En se basant sur les résultats obtenus, on peut conclure que le tri granulométrique est fonction à la fois de la sollicitation hydraulique et du temps. Tout d'abord, une vitesse d'écoulement dans le filtre plus élevée va engendrer une augmentation du diamètre maximal des particules érodables. Ceci a été confirmé par les analyses granulométriques du sol érodé récolté dans l'effluent pour chaque palier de vitesse lors de l'Essai-9. Avec cette procédure, il a été possible d'évaluer pour chaque dimension de tamis (0,080 mm, 0,160 mm, 0,315 mm, 0,630 mm et 1,25 mm) la vitesse à laquelle les premières particules pouvant être retenues par ces derniers ont été érodées. La vitesse d'initiation a été évaluée selon un critère semblable à celui défini en 5.3.2. Les résultats de ces analyses sont présentés à la figure 5-12, conjointement au modèle de prédiction de la vitesse critique proposé précédemment (équation 5.1) et au modèle Brauns (1985b). Une très faible quantité de particules de 2,5 mm ou plus de diamètre a été recueillie à la sortie du système. Toutefois, un processus de colmatage a été constaté lors du dernier palier de vitesse (augmentation du gradient et de la charge à vitesse constante). Lors du démontage de l'essai une faible quantité de particules de 2,5 mm ou plus a été recueillie dans le filtre. Il apparaît donc que la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre requise pour initier l'érosion de ces particules n'ait pas été atteinte à la fin de l'essai.

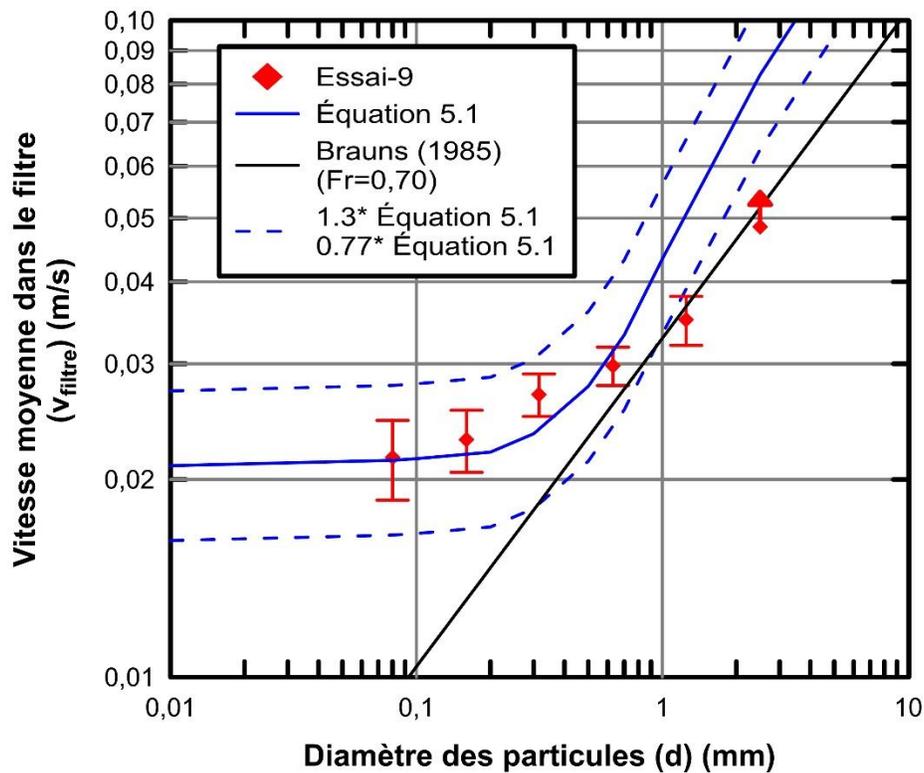


Figure 5-12 : Essai-9 – Vitesse d’initiation de l’érosion par dimension des particules composant le till. La flèche indique qu’aucune particule de cette dimension n’a été érodée lors de l’essai.

Il est possible de constater à partir de la figure 5-12 qu’il existe une bonne concordance entre les modèles et les valeurs évaluées expérimentalement. Plus spécifiquement, le modèle de l’équation 5.1 semble bien adapté pour les particules ayant un diamètre de 0,080 à 0,630 mm alors que le modèle de Brauns (1985a) est mieux adapté pour les diamètres se situant entre 0,630 mm et 2,5 mm. Ceci peut être expliqué par le fait que l’équation 5.1 a été principalement développée avec des sols de base ayant un  $d_{50B}$  se situant entre 0,1 et 0,8 mm ainsi que des matériaux ayant un  $d_{50B}$  supérieur à 5 mm. L’évolution de la vitesse critique pour l’intervalle de diamètres de particules entre 0,8 et 5 mm est possiblement moins bien représentée par le modèle développé précédemment. À l’inverse, le modèle de Brauns (1985a) semble particulièrement adapté aux diamètres de 0,8 mm et plus ainsi qu’aux vitesses correspondantes (0,03 m/s et plus), et ce, tel qu’indiqué à la figure 5-6. La combinaison de l’équation 5.1, pour des diamètres de particules se situant entre 0,1 et 0,8 mm, et du modèle de Brauns (1985a) pour les particules ayant un diamètre supérieur à 0,8 mm pourrait s’avérer utile.

La possibilité de décomposer la courbe granulométrique d'un sol de base étalé tel qu'indiqué ci-dessus constitue un élément très intéressant pour l'évaluation de la susceptibilité d'un ouvrage à l'érosion de contact. À titre d'exemple, un diamètre maximal pouvant être érodé pourrait être établi pour un projet en fonction de la courbe granulométrique et d'un critère de comportement. Puisque la décomposition de la courbe granulométrique semble possible pour évaluer le seuil d'érosion des différentes particules composant un sol, une vitesse critique correspondant à la vitesse d'initiation de l'érosion de contact pour cette dimension de particules critique pourrait alors être simplement estimée avec les modèles pour sols fins uniformes retrouvés dans la littérature. Cette approche pourrait ainsi considérablement simplifier l'étude des sols étalés. Ceci étant dit, bien que ce résultat soit logique, davantage d'essais seraient requis afin de confirmer la précédente observation.

Par la suite, le temps influence le processus de pavage alors qu'un certain délai est nécessaire afin d'atteindre un état relativement stable de l'interface. L'expression « relativement stable » est ici employée, car il n'a pas été prouvé que le processus d'érosion de contact arrête complètement pour une vitesse donnée en raison du pavage, à l'exception de vitesses d'écoulement très près de la vitesse d'initiation. Toutefois, il a été constaté qu'à défaut de s'arrêter l'érosion de contact se stabilise ou que son intensité décroît avec le temps pour une vitesse inférieure à la vitesse d'érosion continue. Un arrêt complet de l'érosion dû au processus de pavage n'a pas été observé vraisemblablement en raison de la durée trop courte des paliers d'essai, ou en raison de l'existence de vitesses ponctuelles causant une érosion localisée. Par contre, on peut souligner que Béguin (2011) a observé cet arrêt de l'érosion pour ses essais, ce qui laisse croire qu'un état stable peut être atteint, mais après une durée considérable.

L'influence du temps a aussi été observée à l'Essai-4, alors que la durée de palier de deux heures était insuffisante afin que la couche de sol à l'interface atteigne un état stable ou du moins semblable à celui des autres essais. Ceci est présenté à la figure 4-24 (p. 105) sur laquelle sont présentées les courbes granulométriques de l'interface à la fin de chacune des expérimentations. La granulométrie de l'interface de l'expérimentation la plus courte est plus fine, ce qui indique que le tri granulométrique n'a pu être complété, ou était beaucoup moins

avancé que pour l'Essai-9 qui est le même essai, mais avec des paliers de sollicitation plus longs.

D'autre part, pour que le tri granulométrique se développe et s'active, c'est-à-dire qu'il devienne une protection de filtration efficace pour la matrice du sol de base, une certaine quantité minimale de ce dernier matériau doit être érodée. Plus la vitesse est élevée, plus la masse érodée totale sera importante pour que le pavage se développe, la quantité de particules pouvant résister à l'écoulement diminuant à chaque fois. À partir d'une certaine vitesse, la quantité de particules pouvant résister à l'écoulement deviendra trop faible et un processus d'érosion excessive ou continue pourra se développer. Ces notions sont discutées ci-après.

Finalement, on peut noter que l'influence du pavage se manifeste aussi par la modification du ratio granulométrique entre le filtre et le sol de base. De façon notable, lors de l'Essai-5, le ratio  $D_{15F}/d_{85b}$  entre la couche de pavage final et le sol grossier était de 3,2, soit en dessous de la limite de filtration de 5,1 déterminée auparavant, alors qu'au début de l'essai, le ratio entre till et le gravier était de 12,2. Durant cet essai, un mécanisme de colmatage s'est aussi développé. Il est présenté en détails à la section suivante.

### **Processus de colmatage du filtre**

Un processus de colmatage s'est développé pour les essais réalisés avec le till de Romaine 3. Comme présenté à la section 4.3.1.1, le colmatage s'est principalement manifesté par l'observation d'une augmentation de la perte de charge, donc d'une baisse de la conductivité hydraulique à l'endroit de l'accumulation des particules dans le filtre. Ceci a été confirmé visuellement et par l'entremise d'analyses granulométriques du filtre complétées après les essais.

La vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre à laquelle le colmatage a été constaté à l'aide des piézomètres pour chacune des essais avec le till de Romaine 3 est présentée au tableau 5-5. On peut y remarquer que pour le till de Romaine 3, plus le ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  est élevé, plus la vitesse nécessaire pour initier le colmatage est importante. En effet, en augmentant ce ratio, le diamètre minimal des particules pouvant être retenu par le filtre augmente également. Tel que présenté à la figure 5-12 pour l'Essai-9, la vitesse nécessaire à

l'arrachement de cette particule augmente alors elle aussi. De cette façon, l'érosion totale sera également plus importante au moment de la mise en branle du processus de colmatage. Ceci a été confirmé alors que l'érosion survenue lors de l'Essai-9 ( $D_{15F}/d_{85B} = 16,8$ ) est plus élevée que celle survenue lors de l'essai-5 ( $D_{15F}/d_{85B} = 11,9$ ) qui est elle-même plus élevée que celle survenue lors de l'Essai-2 ( $D_{15F}/d_{85B} = 6,4$ ).

**Tableau 5-5 : Vitesse d'initiation du colmatage et ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  (till de Romaine-3)**

	Essai-2	Essai-4	Essai-5	Essai-9
$D_{15F}/d_{85B}$ [-]	6,4	16,8	11,9	16,8
$V_{init.colmatage}$ [m/s]	$0,032 \pm 0,003$	$0,042 \pm 0,003$	$0,034 \pm 0,002$ (initiation) $0,0435 \pm 0,003$ (généralisation)	$0,043 \pm 0,003$

Le phénomène de colmatage et de filtration a été observé pour chacun des essais réalisés avec le till de Romaine 3 pour lesquels l'érosion de contact a été initiée et le ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  maximal pour lequel le processus s'est développé est de 16,8. Le colmatage peut donc survenir pour une vaste gamme de matériaux filtrants. Ceci est dû à l'étalement du sol de base et principalement à la fraction grossière du sol de base. Wörman (1996) a d'ailleurs observé cette dépendance avec ses essais d'érosion de contact. En combinant cette observation avec les travaux de Sherard et al. (1984a) qui mentionnent que les filtres uniformes retiennent les particules ayant des dimensions supérieures à  $0,11 D_{15F}$  ( $D_{15F}/9$ ), Foster et Fell (2001) ont développé un critère géométrique pour l'érosion continue. Celle-ci ne peut survenir si :

$$D_{15F} \leq 9d_{95B} \quad [5.2]$$

Le till de Romaine 3 présente un  $d_{95B}$  de 2,0 mm. De cette façon, selon la relation précédente, l'érosion continue ne peut survenir si  $D_{15F} \leq 18,0$  mm. La dimension maximale de  $D_{15F}$  utilisée pour les essais est de 14,8 mm, indiquant qu'une érosion continue ne pourrait se développer pour les essais effectués. Bien que l'arrêt de l'érosion n'ait pas été observé, le développement du processus de colmatage permet d'estimer que l'érosion se serait

vraisemblablement arrêtée avec le temps et/ou pour des vitesses moyenne d'écoulement plus importantes.

Il est possible de vérifier l'applicabilité de cette relation à l'érosion de contact en comparant l'observation de Sherard et al. (1984a) précédente pour la dimension des ouvertures d'un filtre uniforme à la masse recueillie sur le tamis normalisé dont l'ouverture est la plus près de  $0,11 D_{15F}$  ( $D_{15F}/9$ ) (tableau 5-6). On y constate que la dimension d'ouverture  $0,11 D_{15F}$  ( $D_{15F}/9$ ) semble très bien décrire le diamètre maximal du sol de base érodé lors des essais. Encore une fois, ce résultat n'est pas surprenant car les mécanismes de filtration sont semblables, peu importe le type d'érosion présent. La différence de masse mesurée à l'Essai-4 et à l'Essai-9 est liée à la durée de l'essai.

**Tableau 5-6 : Comparaison entre la dimension des ouvertures définie par Sherard et al. (1984a) et le diamètre maximal érodé pour chaque essai avec érosion**

	Essai-2	Essai-4	Essai-5	Essai-9
$D_{15F}/9$ [mm]	0,62	1,64	1,16	1,64
Tamis normalisé le plus près de $D_{15F}/9$ [mm]	0,63	1,25	1,25	1,25
Masse de sol érodée retenue au tamis [g] (% de la masse totale érodée)	2,4 g (Moins de 1%)	8,7 g (Moins de 1%)	1,1 g (Moins de 0,2%)	49,1 g (Moins de 2,7%)

La portion grossière du sol de base a donc un double rôle de stabilisation de l'érosion de contact, alors qu'elle est responsable du pavage de l'interface et du colmatage du filtre.

L'influence de la portion grossière du matériau de base et la relation précédente de Foster et Fell (2001) ( $D_{15F} \leq 9d_{B95}$ ) permettent d'expliquer pourquoi une érosion de contact continue s'est développée pour l'Essai-7 (sable uniforme) qui présente un ratio  $D_{15F}/d_{85B}$  de 14,3, alors qu'un processus de colmatage a empêché cet avènement pour l'Essai-9 dont le ratio était pourtant supérieur ( $D_{15F}/d_{85B}$  de 16,8). En se basant sur ce critère d'érosion continue, un ratio maximal  $D_{15F}/d_{85B}$  10,4 serait permis pour le sable uniforme (non respecté à l'Essai-7) alors

qu'il serait de 18 pour le till de Romaine 3. Ceci fait du till de Romaine 3 un matériau beaucoup plus susceptible au colmatage, car ce dernier peut se développer pour une gamme de granulométries du filtre plus large.

### Critères d'érosion excessive

Tel que constaté lors des essais, l'érosion du sol de base nécessaire à l'atteinte du colmatage ou encore d'un pavage stable à l'interface peut être très importante, tout dépendant de la combinaison sol de base/filtre utilisée et de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre. De cette façon, des dommages considérables peuvent être causés à un ouvrage sujet à l'érosion de contact avant que les mécanismes de stabilisation ne se développent. Dans le cas de l'érosion de contact selon la configuration étudiée, les conséquences peuvent être, par exemple, des tassements en crête de barrage, l'apparition d'affaissements locaux en crête, des instabilités de pentes, etc.

Considérant cette réalité pour un autre type d'érosion, Foster et al. (2000) ont ainsi proposé des limites géométriques d'érosion excessive avant l'activation d'un processus de filtration ou de colmatage. Ces critères sont fonction de la fraction grossière du sol de base et sont présentés au tableau 5-7. Comme il s'agit de critères géométriques, ils ne concernent pas l'aspect hydraulique du processus d'érosion.

**Tableau 5-7 : Critères géométriques limites pour que l'érosion excessive se développe (Traduit de USBR (2011) (original de FEMA (2011)))**

Catégorie de Sol de Base	Critère pour développement d'Érosion Excessive
$d_{95B} \leq 0,3 \text{ mm}$	$D_{15F} > 9 d_{95B}$
$0,3 < d_{95B} \leq 2 \text{ mm}$	$D_{15F} > 9 d_{90B}$
$d_{95B} > 2 \text{ mm}$ et $CF \leq 15\%$	$D_{15F} > 9 d_{85B}$
$d_{95B} > 2 \text{ mm}$ et $15\% < CF \leq 35\%$	$D_{15F} > 2,5 \left( (4(d_{85B}) - 0,7) \left( \frac{35 - CF}{20} \right) + 0,7 \right)$
$d_{95B} > 2 \text{ mm}$ et $CF > 35\%$	$D_{15F} > (D_{15F} \text{ déterminé expérimentalement})$
Note : Les diamètres sont ceux de la courbe granulométrique de la fraction du sol de base passant le tamis 5,0 mm.	

Les critères pour le développement de l'érosion continue présentés au tableau précédent ont été déterminées en comparant les résultats obtenus à l'essai *continuing-erosion filter* (CEF) avec des cas réels de barrage ne respectant pas les critères de filtre modernes. Le CEF est un essai qui simule la présence d'une fissure dans le noyau (sol de base) d'un barrage (voir Foster et Fell (2001)). Le montage utilisé pour ces essais a été présenté au chapitre 2 à la figure 1-8. En réalisant cette comparaison, les auteurs ont pu déterminer des critères de quantité excessive de sol érodé avant que le filtre ne se scelle ou ne se colmate. Pour des sols de base pulvérulents, ces critères sont une érosion supérieure à 100 g ou à 0,25g/cm<sup>2</sup> à l'essai CEF. Le dernier critère correspond à une masse érodée par aire unitaire de la face du filtre scellée.

Tel qu'indiqué ci-haut, les critères d'érosion excessive définis précédemment au tableau **5-7** ne concernent que l'aspect géométrique du processus. Cependant, dans le cas de l'érosion de contact, l'érosion excessive concerne non seulement l'érosion nécessaire pour atteindre le colmatage (critère granulométrique de filtration), mais également la quantité de sol érodée pour atteindre la stabilisation de l'érosion par pavage de l'interface (phénomène hydraulique et granulométrique du sol). Malgré cette distinction, le dernier critère de 0,25 g de sol érodé par cm<sup>2</sup> de surface de filtre semble particulièrement intéressant dans le cadre des présents travaux. En effet, cette quantité de matériau fin érodé a coïncidé, dans les essais effectués avec le till, à une accélération de l'érosion. Celle-ci s'est notamment manifestée par l'apparition des premiers « tuyaux d'érosion » tels que présentés à la figure 4-27. Ce critère a donc été utilisé pour déterminer la vitesse d'érosion excessive du till. Cette vitesse correspond à la définition de vitesse critique ( $v_{Fcr.}$ ) tel que définie à la section 5.3.2. La méthode d'identification de la vitesse est présentée à la figure 5-13 et les résultats sont synthétisés au tableau **5-8**.

Une certaine homogénéité des résultats a été obtenue à l'exception de l'Essai-2 lors des expérimentations. De plus, la vitesse évaluée pour l'Essai-4 est vraisemblablement également légèrement surévaluée en raison de la durée des paliers de sollicitations. La représentation progressive de la masse érodée par unité de surface avec plusieurs points par vitesse moyenne de l'écoulement (figure 5-13) permet d'avoir une idée de la progression dans le temps de

l'érosion de contact. Il est ainsi possible d'estimer si le processus est en voie de se stabiliser pour un palier de vitesse donné afin d'évaluer la vitesse d'érosion excessive.

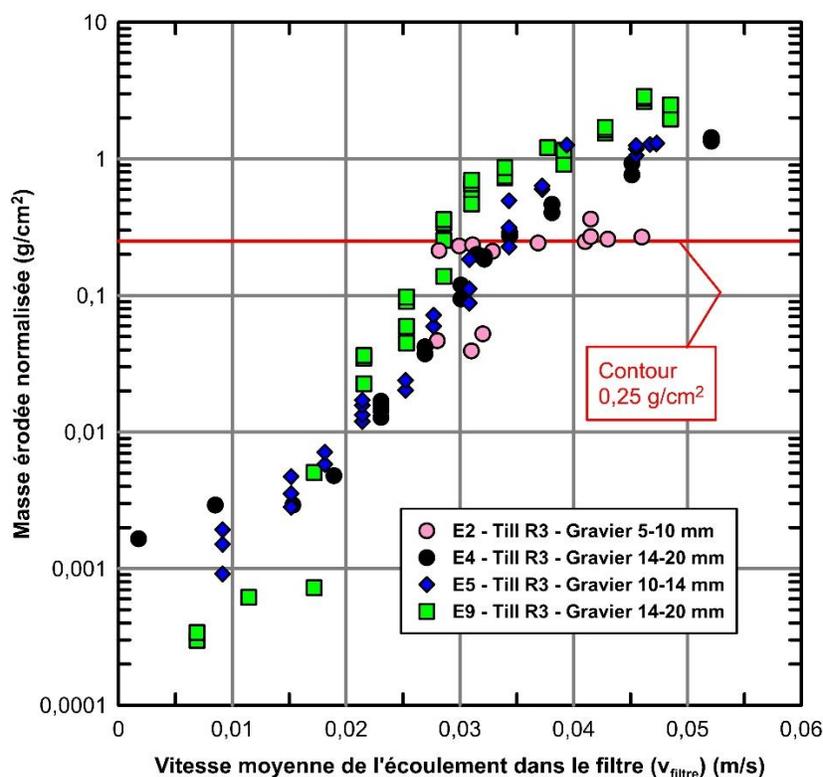


Figure 5-13 Évolution de la masse érodée par unité de surface en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre et évaluation de la vitesse d'initiation de l'érosion excessive.

D'autre part, la vitesse d'érosion excessive évaluée à l'Essai-9 correspond à l'initiation de l'érosion pour les particules de 315  $\mu\text{m}$  de diamètre à la figure 5-12. Ce diamètre correspond environ au  $d_{70B}$  du till de Romaine 3. Si on compare les vitesses d'érosion excessive avec le modèle proposée, les vitesses d'érosion excessive pour les essais 4, 5 et 9 correspondraient à l'initiation de l'érosion des particules ayant un diamètre se situant entre  $\pm 0,45$  et  $0,7$  mm. Ce dernier diamètre correspond environ au  $d_{80B}$  du till de Romaine 3. Ceci permet de questionner de nouveau la capacité du  $d_{50B}$  à bien représenter la vitesse critique pour les sols étalés. Un diamètre de particule se situant davantage vers la portion grossière du sol de base pourrait être mieux adapté. Ceci apparaît justifié considérant que le pavage est causé par la portion grossière du sol fin.

**Tableau 5-8 : Comparaison des vitesses d'érosion excessive pour une masse érodée normalisée correspondant à 0,25 g/cm<sup>2</sup>**

	Essai-2	Essai-4	Essai-5	Essai-9
Vitesse d'érosion excessive [m/s]	0,038 ± 0,003	0,033 ± 0,002	0,032 ± 0,002	0,027 ± 0,002

En ce qui a trait à la limite géométrique de l'érosion excessive, en se basant sur le tableau 5-7, comme le  $d_{95B}$  du till est d'environ 2,0 mm, on se retrouve à la limite entre deux catégories, soit la deuxième et la quatrième de ce tableau. De cette façon, selon le critère de la seconde catégorie le  $D_{15F}$  limite de l'érosion excessive est de 11,25 mm alors qu'il est 3,5 mm pour la quatrième. Or, tel que présenté au tableau précédent, l'érosion excessive a été atteinte dans chacun des essais indiquant du même coup que le till serait davantage un sol de la catégorie 4. Il est cependant à noter que l'Essai-3 ( $D_{15F} = 4,5\text{mm}$ ) ne respecte pas le critère d'érosion excessive, mais aucune érosion n'a été observée durant l'essai. L'estimation est cependant tout de même assez juste. On retrouve ainsi un facteur de sécurité minimal de 1,3 sur l'évaluation du critère géométrique d'érosion excessive pour la présente investigation. L'existence de ce dernier ne doit toutefois pas être généralisée.

### **5.3.4 Proposition d'approche expérimentale et d'analyse pour l'étude des sols à granulométrie étalée**

Les éléments présentés jusqu'à maintenant ont permis d'établir les limites de la quantification de la progression de l'érosion basée sur le taux de transport pour les sols étalés, puisque le temps et l'historique des sollicitations jouent un rôle important dans le processus. L'intégration des processus de stabilisation de l'érosion dans l'établissement de modèles basés sur le taux de transport ou d'érosion pour l'étude de l'évolution de l'érosion de contact est ainsi complexe. Considérant ceci et en se basant sur les résultats et les observations de la présente étude, une approche expérimentale permettant de simplifier l'étude des sols à granulométrie étalée est ici proposée. Celle-ci repose sur l'hypothèse qu'une fois initiée, l'érosion de contact, sous l'application d'une vitesse d'écoulement constante, se stabilise et s'arrête ou redevient négligeable avec le temps. Cette hypothèse est applicable pour toute

vitesse inférieure à la vitesse d'érosion continue pour les cas où l'érosion continue est possible, ainsi que pour toute vitesse si un processus d'érosion continue n'est géométriquement pas possible.

Cette hypothèse est fondée sur les résultats et observations suivantes :

- Une fois l'érosion de contact initiée, le diamètre érodé maximal du sol de base augmente avec la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre.
  - Ceci est vrai tant et aussi longtemps que les plus grosses particules érodées peuvent progresser dans le filtre, sans être bloquées (colmatage).
- Une fois l'érosion de contact initiée, pour une vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre constante, le taux de transport diminue avec le temps et se stabilise en raison du processus de pavage. Dans plusieurs cas, il retourne à un niveau négligeable pour la durée de l'essai.
  - Ceci est vrai tant et aussi longtemps qu'un processus d'érosion continue ne peut se développer. Béguin (2011) a même observé un retour à une valeur d'érosion nulle en raison d'un processus de pavage.
- Une fois l'érosion de contact initiée, et conjointement au processus de pavage, un phénomène de colmatage du filtre peut se développer, engendrant également une diminution du taux de transport avec le temps. Un retour à une érosion négligeable ou nulle a été observé.
  - Ceci est vrai si une érosion continue n'est géométriquement pas possible (critère d'érosion continue) et si la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre est suffisante pour éroder les particules pouvant causer le colmatage. Une fois le filtre colmaté, le processus d'érosion de contact s'arrête, et ce, peu importe l'intensité de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre.

La stabilisation du taux de transport avec le temps à vitesse constante est présentée à la figure 5-14a et b. On peut clairement remarquer une importante tendance à la baisse du taux de transport en fonction du temps pour pratiquement l'ensemble des paliers de vitesse.

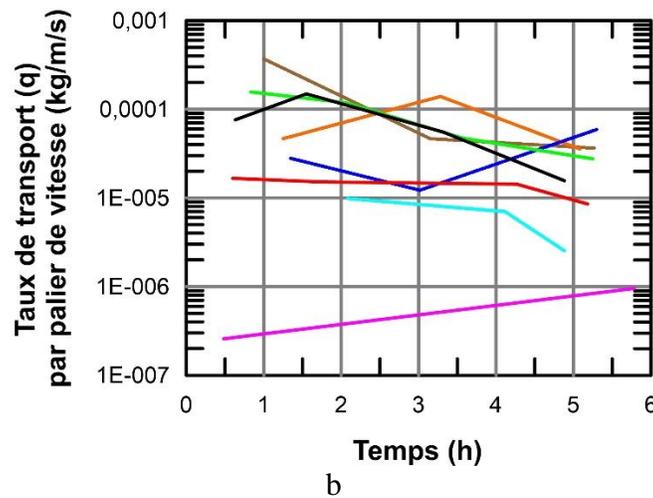
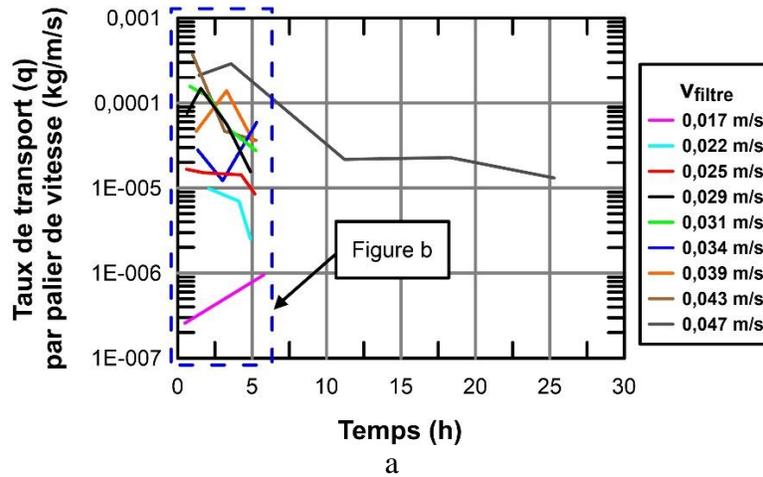


Figure 5-14 : (a) et (b) Effet du pavage de l'interface et du colmatage du filtre pour les vitesses élevées sur l'évolution du taux de transport en fonction du temps pour chaque palier de vitesse de l'Essai-9.

Cette tendance à la baisse du taux de transport pour une vitesse constante, ainsi que la première observation portant sur le diamètre maximale érodable, permettent d'introduire un paramètre d'analyse de l'évolution de l'érosion alternatif au taux de transport ou d'érosion. Il s'agit de la notion d'« hauteur de sol de base érodable moyenne » exprimée en unité de longueur et obtenue en divisant la masse érodée par la surface de l'interface filtre/sol de base. Cette notion est équivalente à la « masse du sol de base érodable » exprimée en unité de

masse, sauf que la première a l'avantage d'être indépendante de la dimension de l'interface. Ces notions sont très intéressantes, puisque comme l'érosion se stabilise avec le temps et redevient vraisemblablement nulle après une certaine durée. À ce moment, le processus d'érosion devient indépendant du temps et on retrouve la quantité maximale de sol pouvant être érodée pour un palier de vitesse. En atteignant l'arrêt de l'érosion de contact à chaque palier de vitesse, la masse du sol érodable devient également indépendante de l'historique de sollicitation alors que la masse du sol érodable pour un palier de vitesse est égale à la masse de sol de base érodée pour ce palier ainsi que lors des paliers précédents.

La notion de masse du sol de base érodable est présentée à la figure 5-15 alors que l'évolution de la masse érodée cumulative par palier de vitesse est tracée en fonction du temps pour l'Essai-9. Le retour à un état d'érosion nulle ou légère est conceptualisé à la figure 5-15c où la masse érodée cumulative lors du palier cesse d'augmenter avec le temps. On note que la durée de sollicitation hydraulique pouvant mener à cette stabilisation peut cependant être assez longue (quelques fois la durée des paliers de vitesse effectués expérimentalement, fig. 5-15c) en raison de la nature stochastique de l'érosion de contact, de la présence de vitesses de pore pouvant tendre vers des valeurs extrêmes localement et de la diminution progressive, à l'interface, de la proportion des particules pouvant être emportées. En fonction des résultats, il est de plus fort probable que le temps requis pour atteindre l'équilibre à l'interface augmente avec la vitesse.

De cette façon, l'approche expérimentale proposée pour l'étude des sols à granulométrie étalée consiste à réaliser les essais d'érosion de contact en utilisant des paliers de sollicitations hydrauliques de longue durée afin de retrouver une érosion négligeable ou nulle avant d'incrémenter la vitesse de l'écoulement. Cette procédure s'apparente ainsi grandement à celle suivie en mécanique des sols pour les essais de consolidation réalisés avec une cellule œdométrique. Dans ces essais servant à évaluer la compressibilité unidimensionnelle d'un sol cohérent, on évalue la déformation axiale de l'échantillon en fonction de la charge. Cette dernière est habituellement appliquée sur l'échantillon de manière progressive (par incréments) de durée constante. La charge est augmentée lorsque la déformation axiale de l'échantillon s'est stabilisée.

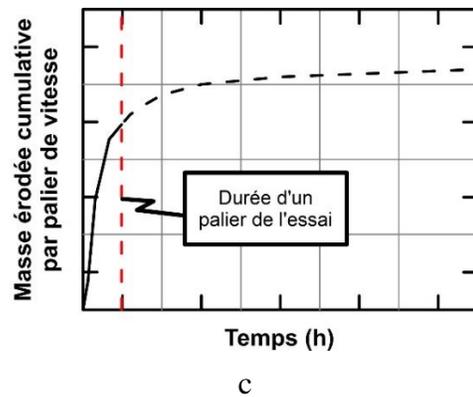
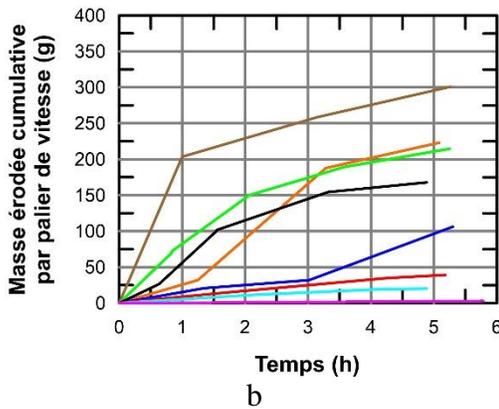
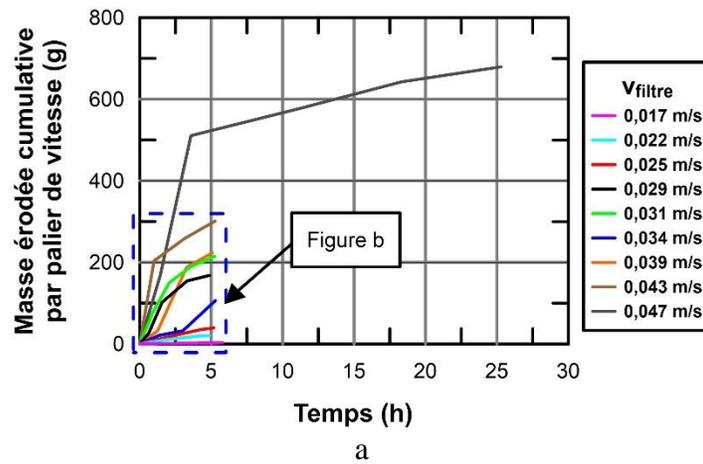


Figure 5-15 : (a) et (b) Effet du pavage de l'interface et du colmatage pour les vitesses élevées sur l'évolution de la masse érodée cumulative en fonction du temps pour l'Essai-9. (c) Conceptualisation de l'effet à long terme.

La conceptualisation d'un palier d'essai de longue durée pour une vitesse donnée est présentée à la figure 5-15c. Pour chaque vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre, un couple de données (masse érodable en fonction de la vitesse) est obtenu. Avec plusieurs paliers de sollicitation, on peut alors tracer une courbe telle que celle conceptualisée à la figure 5-16. Deux types de courbes sont alors possibles selon qu'une érosion continue peut se développer ou non.

On peut ici poursuivre la comparaison avec l'essai de consolidation, alors que la courbe ainsi tracée à la figure 5-16 s'apparente à la courbe de compressibilité œdométrique présentant l'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective de chargement axiale.

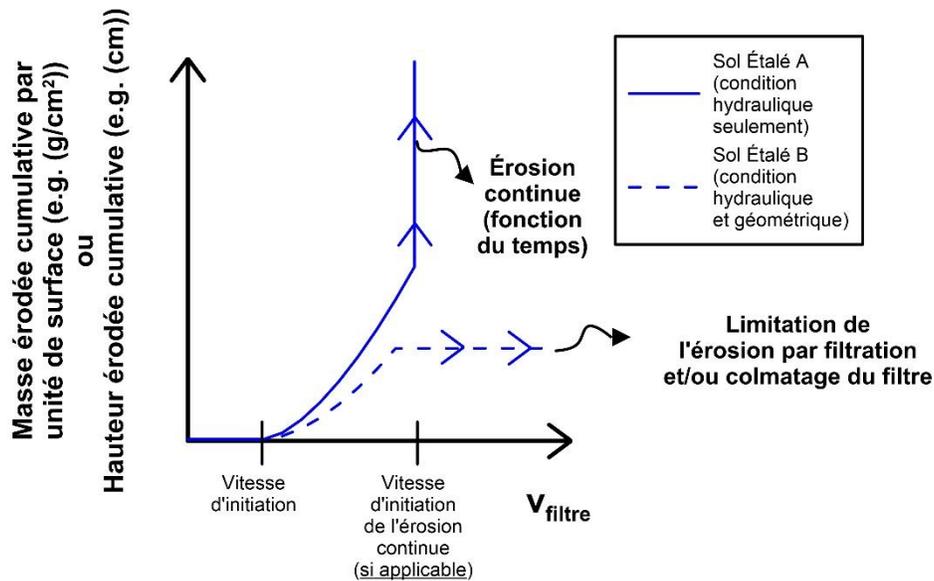


Figure 5-16 : Conceptualisation de l'approche proposée pour un sol à granulométrie étalée

## 5.4 Synthèse de la mécanique de l'érosion de contact et proposition d'un modèle conceptuel

En considérant les éléments présentés aux sections précédentes, il est maintenant possible de synthétiser par le biais d'une conceptualisation la susceptibilité d'un sol de base à l'érosion de contact, qu'il soit uniforme ou étalé. Cette conceptualisation de l'érosion de contact consiste en une extension de celle proposée par Foster et Fell (2001) (figures 5-17a 5-18a). Tel qu'indiqué précédemment, ces auteurs se sont attardés à définir les conditions (critères) géométriques de l'érosion nulle, de l'érosion excessive et de l'érosion continue. Pour un matériau de base donné, le modèle de ces auteurs spécifie ainsi la dimension des particules du sol filtrant qui vont mener aux différentes catégories d'érosion définies dans leur approche. Ces catégories font référence à la hauteur ou à la masse de sol fin érodée avant que le filtre ne s'active et se scelle. Comme ce modèle ne porte que sur les conditions géométriques requises au développement de l'érosion, la modification proposée dans le cadre des présents travaux consiste à ajouter à ce modèle conceptuel l'influence de la condition hydraulique également requise au développement de l'érosion de contact.

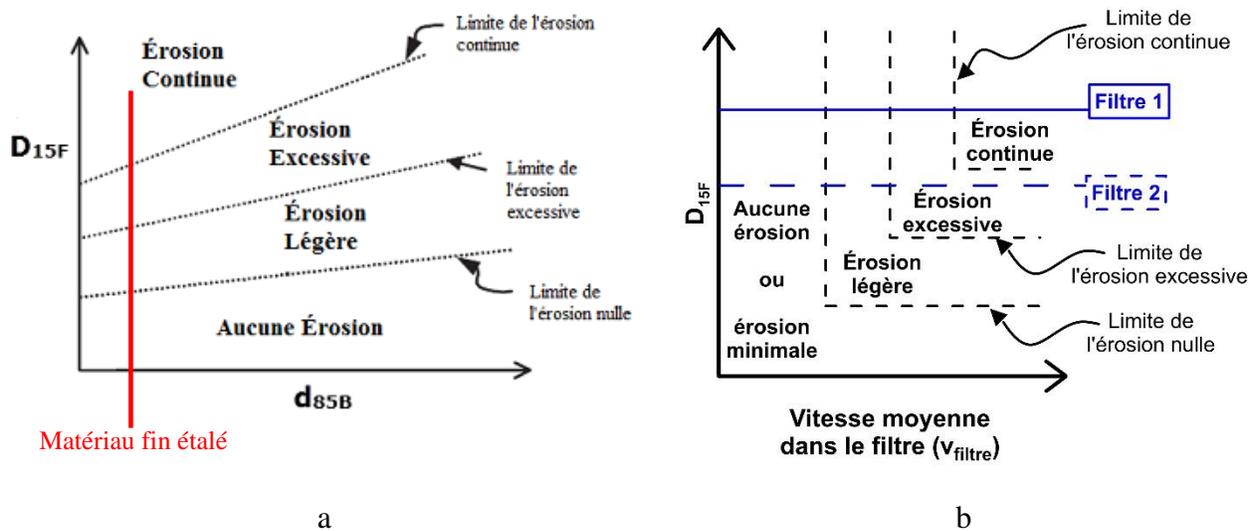


Figure 5-17 : Conceptualisation des limites d'érosion pour un sol fin étalé adaptée à l'érosion de contact (Figure a traduite et adaptée de Foster et Fell (2001))

Pour ce faire, un troisième axe représentant la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre est ajouté au modèle. Cet axe perpendiculaire au modèle de Foster et Fell (2001) est présenté à la figure 5-17b. La conceptualisation résultante (figure 5-17a de Foster et Fell (2001) et figure 5-17b développée dans le cadre des présents travaux) permet alors de tenir compte des deux conditions nécessaires au développement de l'érosion de contact, soit les conditions géométriques et hydrauliques, ainsi que la combinaison des deux. La figure 5-17b développée présente ce troisième axe en fonction du diamètre du filtre pour un matériau fin donné (représenté par la ligne rouge sur la figure 5-17a). Sur ce nouveau graphique, les critères géométriques sont représentés par les lignes pointillées horizontales et les critères hydrauliques par les lignes pointillées verticales. Par exemple, pour qu'aucune érosion ne survienne, la dimension du filtre  $D_{15F}$  doit être inférieure à la limite géométrique d'érosion nulle et/ou la vitesse d'écoulement doit être en deçà de la limite d'érosion nulle hydraulique. Ces deux limites ont d'ailleurs été déterminées pour le till de Romaine 3.

Afin de faciliter la compréhension du modèle conceptuel, une analyse peut être réalisée avec deux matériaux grossiers identifiés filtres 1 et 2. Ceux-ci sont indiqués à la figure 5-17b. L'évolution de l'érosion de contact pouvant être attendue avec le filtre 1 (ligne continue) correspond à celle représentée également par une ligne continue à la figure 5-16. L'évolution

pour le filtre 2 correspond à celle représentée par une ligne pointillée sur cette même figure 5-16.

Tel que soulevé ci-haut, ce nouveau modèle conceptuel est applicable à la fois aux sols uniformes (ou peu étalés) et aux sols à granulométrie étalée. La principale différence entre les deux types de matériau est que l'écart entre les différentes limites d'érosion (nulle, excessive et continue) est plus mince que ce soit en ce qui a trait à la condition hydraulique (vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre) ou à la condition géométrique (dimension des grains du filtre). Il a en effet été constaté que l'on passe pratiquement directement d'une érosion nulle ou négligeable à une érosion continue pour une faible augmentation de la vitesse de l'écoulement dans le filtre. Ceci est mis en évidence aux figures 5-18a et 5-18b.

D'autre part, la définition des différentes catégories d'érosion proposées par Foster et Fell (2001) doit être légèrement modifiée pour l'adaptation du modèle. Au lieu de définir la masse totale érodée avant l'obturation du filtre, les catégories représentent maintenant la quantité totale de sol érodé avant qu'une stabilisation de l'interface par pavage ne survienne, ou avant qu'un phénomène de colmatage ne se développe.

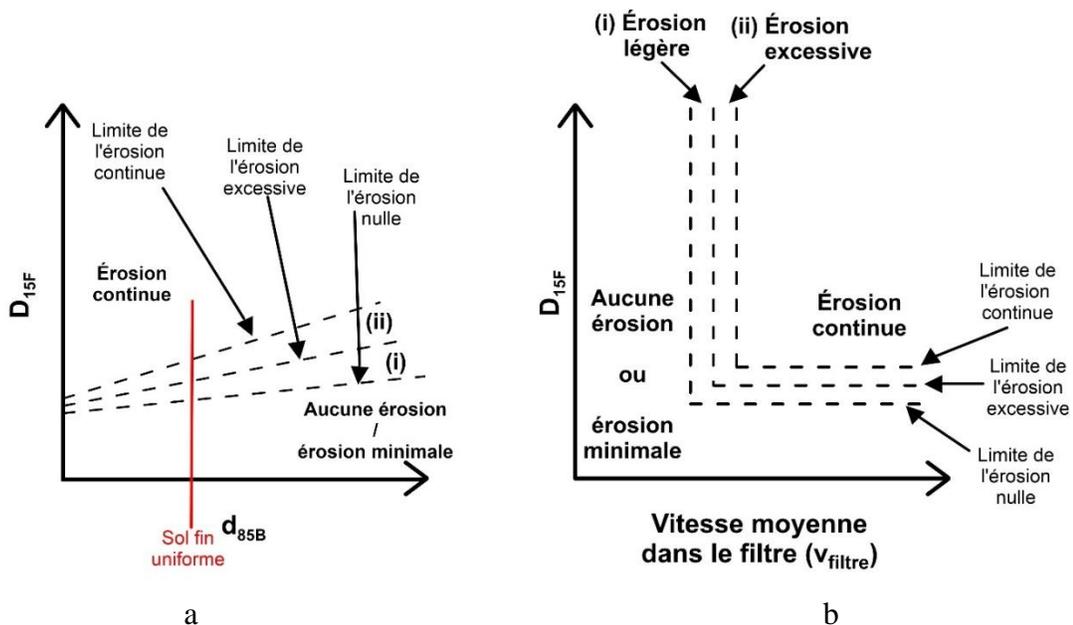


Figure 5-18 : Conceptualisation des limites d'érosion pour un sol fin uniforme adaptée à l'érosion de contact (Figure a traduite et adaptée de Foster et Fell (2001))

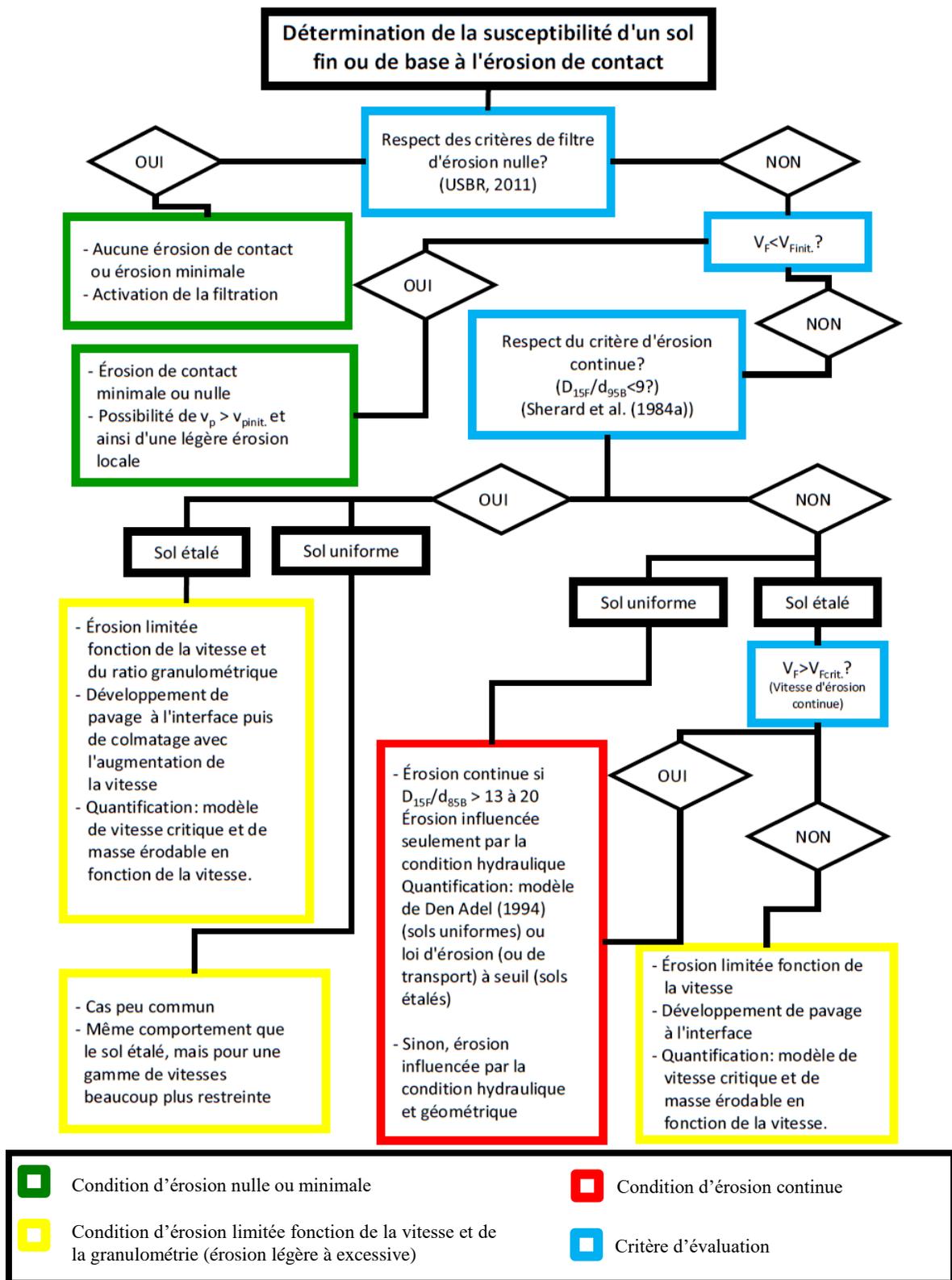


Figure 5-19 : Arbre de détermination de la susceptibilité d'un matériau fin à l'érosion de contact.

Pour compléter cette synthèse de l'érosion de contact, un arbre de détermination de la susceptibilité d'un sol fin à l'érosion de contact est présenté à la figure 5-19.

## **5.5 Influence du degré de saturation du filtre**

Tel que mentionné en 5.3.2, des vitesses présentant un écart de 0,5 cm/s ont été obtenues pour l'Essai-4 et l'Essai 9 pour la même combinaison till/gravier. Phénomène intéressant, le même gradient hydraulique critique a été obtenu. Si on revient à la définition théorique de la contrainte de cisaillement résultant d'un écoulement d'un fluide dans les sols (éq. [1.27]) (Bear, 1988; Wörman et Olafsdottir, 1992), on retrouve ainsi la même contrainte de cisaillement critique.

Les deux essais ont été réalisés à une température différente. De cette façon l'eau de l'Essai-9 présentait une viscosité cinématique approximativement 1,30 fois plus élevée que pour l'Essai-4. Toutefois, cet élément seul ne permet pas justifier l'écart de conductivité hydraulique constaté. Comme la température de l'eau à l'Essai-9 était plus basse, un degré de saturation du filtre plus faible devait également exister, la solubilité de l'air dans l'eau étant également plus importante. Ces deux aspects ont ainsi affecté considérablement à la baisse la conductivité hydraulique du filtre à l'Essai-9. En suivant le précédent cheminement et en considérant la définition de l'équation [1.27], il apparaît possible que la baisse du degré de saturation du filtre abaisse légèrement la vitesse d'initiation de l'érosion.

Ceci étant dit, on doit remettre dans son contexte la différence entre les deux résultats obtenus, alors le phénomène d'érosion de contact est clairement stochastique. De plus, on doit également garder en tête que le critère de Shields est en fait une bande de vitesse et que les valeurs obtenues se situent largement à l'intérieur de cette bande.

De plus, on doit rappeler que l'utilisation de la notion de vitesse est préférée à la notion de gradient hydraulique dans la littérature alors que la première varie peu pour un sol de base donné. De cette façon l'influence du sol grossier et de la conductivité hydraulique (et donc la non saturation) est limitée sur le seuil. Il serait toutefois intéressant de se pencher sur l'influence de la non saturation sur la progression de l'érosion.

## **Chapitre 6 - Susceptibilité du till de Romaine 3 à l'érosion de contact : exemple d'application pratique du modèle conceptuel proposé**

Les essais réalisés lors de cette étude ont permis de caractériser dans les sections précédentes la susceptibilité à l'érosion de contact du till de Romaine 3 écrêté au tamis 5,0 mm. Tel que mentionné auparavant et bien que le noyau d'un barrage peut habituellement contenir des particules ayant une dimension supérieure à 5 mm et pouvant aller jusqu'à 300 mm de diamètre ou même plus, le design d'un filtre se fait en écrétant mathématiquement le matériau de base au tamis no 4 (4,75 mm) ou 5 mm. La caractérisation expérimentale a donc été effectuée en concordance avec les directives stipulées par Sherard et Dunnigan (1989) et reprises dans l'USBR (2011) de même que par d'autres auteurs.

Suite à cette caractérisation, un modèle conceptuel pour l'étude de l'érosion de contact a été proposé au précédent chapitre. Il apparaît donc plus que pertinent de revenir sur les résultats de la recherche et de les intégrer au modèle proposé. Ce modèle récapitulatif pour le till de Romaine 3 est ainsi présenté à la figure 6-1. Les critères géométriques théoriques de limite d'érosion proposés dans la littérature ont également été intégrés. Il est à noter que sur la représentation de la condition hydraulique (figure de droite), le critère hydraulique d'érosion nulle tracé correspond à celui proposé à l'équation 5.1. La vitesse d'initiation de l'érosion continue a été estimée égale à la vitesse requise pour causer l'érosion d'une particule de 2 mm ( $d_{95B}$  du till de Romaine 3). Cette vitesse a été évaluée avec le modèle de Brauns (1985b). Cette vitesse se situe d'ailleurs près des derniers paliers de sollicitations hydrauliques de de l'Essai-4 et de l'Essai-9 alors que les conditions hydrauliques pour une érosion continue générale semblaient approcher.

On peut tout de suite observer qu'une telle représentation des résultats des essais et des limites d'érosion permet de caractériser rapidement la susceptibilité à l'érosion d'un matériau fin, et ce, à la fois en fonction du filtre utilisé et des sollicitations hydrauliques probables. Ce sont là les deux conditions pouvant contrôler l'érosion de contact sur un site. On n'a donc

qu'à se situer par rapport aux limites géométriques dans un premier temps, puis par rapport aux vitesses pouvant survenir dans un second temps.

Cette méthode de présenter les résultats permet également de bien visualiser la marge de sécurité des critères de conception d'érosion nulle par rapport aux résultats des essais. De plus, et tel que discuté précédemment, on peut bien constater que l'équation 5.1 proposée sous-estime la vitesse d'initiation de l'érosion en présence d'une influence géométrique ( $D_{15F}/d_{85B}$  de l'ordre de 14 et moins).

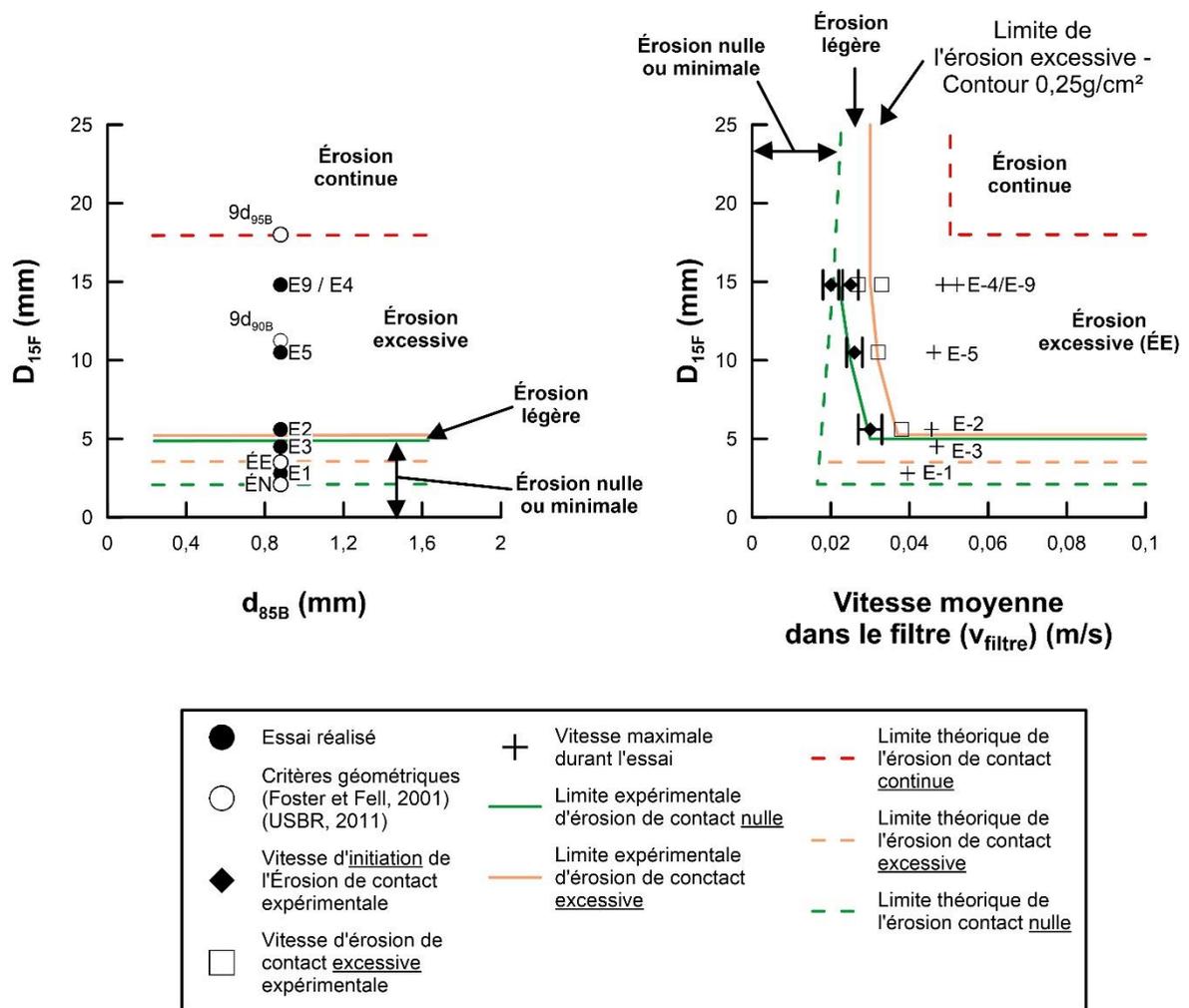


Figure 6-1 : Caractérisation du Till de Romaine 3 à l'érosion de contact selon le modèle développé

En résumé, lorsque soumis aux conditions nécessaires au développement de l'érosion de contact, le till de Romaine 3 écrêté à 5,0 mm est un matériau ayant un comportement évolutif

et partiellement auto-stable. En effet, sous un certain le seuil d'érosion continue, sa granulométrie lui permet de limiter sa susceptibilité à l'érosion. De cette façon, sa granulométrie étalée fait en sorte que différents mécanismes (colmatage, pavage, etc.) ont davantage de chance de se développer une fois l'érosion de contact initiée, permettant de diminuer l'importance du processus mis en branle. Ce dernier peut même s'arrêter dans certains cas. Ce matériau est donc beaucoup moins susceptible à l'érosion de contact que des matériaux uniforme ayant le même diamètre moyen et même légèrement plus gros.

Il est également pertinent de souligner que la condition d'érosion légère expérimentale est relativement étroite, notamment pour la condition géométrique (axes horizontale de la figure 6-1). Il serait intéressant de valider si cette zone est également étroite pour d'autres matériaux de base. Ceci permettrait de se questionner sur la pertinence de la zone d'érosion légère d'un point de vue pratique. Comme cette zone est plutôt étroite, celle-ci a été négligée sur l'arbre de détermination de la susceptibilité d'une matériau fin à l'érosion de contact de la figure 5-19.

# Conclusion

## Retour sur les travaux effectués

Dans le cadre du présent projet de recherche, un nouveau montage expérimental adapté à l'étude de l'érosion de contact de matériaux de base à granulométrie étalée a tout d'abord été développé. Le montage développé est inspiré de ceux déjà employés et présentés dans la littérature. Comme le processus d'érosion de contact est un phénomène qui serait contrôlé par la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre, le montage permet la réalisation d'essais d'érosion de contact à débit (ou à vitesse) imposé. L'appareillage développé se distingue toutefois des montages retrouvés dans la littérature par l'ajout de piézomètres dans l'échantillon, permettant de suivre la charge hydraulique de manière continue dans l'échantillon. Cet ajout a favorisé l'étude du colmatage du filtre. D'autre part, la procédure expérimentale se distingue également de celle retrouvée dans la littérature alors que des paliers de sollicitation hydraulique plus longs et variables ont été utilisés. Ceci a permis d'évaluer l'influence du temps sur l'érosion de contact. Les résultats obtenus avec le nouvel appareillage pour l'initiation et l'évolution de l'érosion de sols de base uniformes sont semblables à ceux présentés dans la littérature. Ceci a permis de valider le montage et la méthodologie d'essai développés.

Ensuite, un programme expérimental consistant principalement en des essais d'érosion de contact avec le till de Romaine 3 a été complété. Trois essais ont également été effectués avec des sols de base uniformes afin de comparer les résultats obtenus pour le till de Romaine 3 et afin de valider le montage expérimental. Les essais d'érosion de contact ont été effectués avec une gamme relativement large de ratios  $D_{15F}/d_{85B}$  afin de d'établir l'influence de la dimension des grains du filtre sur l'initiation et le développement de l'érosion pour un même matériau de base. L'intervalle de ratios  $D_{15F}/d_{85B}$  investigué pour le till de Romaine 3 se situe principalement entre la limite de filtration (érosion nulle) et la limite de la condition hydraulique pure de l'érosion de contact. De cette façon, il a également été possible d'étudier l'érosion de contact lorsque celle-ci est à la fois fonction du matériau grossier (condition géométrique) et de la sollicitation hydraulique, ce qui a été très peu effectué dans la littérature.

## Érosion de contact pour des sols de base uniformes

À partir des résultats expérimentaux obtenus avec les sols de base uniformes, il a été constaté que lorsque l'érosion de contact est initiée, le processus mis en branle est continu et ne se stabilise ou ne s'arrête pas. La définition de l'initiation de l'érosion, très variable dans la littérature, a été discutée. Il a ainsi été constaté pour les sols uniformes que :

- la vitesse d'initiation ( $v_{\text{Finit}}$ ) définie comme la vitesse à laquelle les premières particules érodées sont observées hors du système,
- la vitesse critique ( $v_{\text{FcritBez}}$ ) définie comme la vitesse à laquelle le taux de transport par unité de largeur de l'interface atteint 0,2 g/m/s et
- la vitesse d'érosion continue ( $v_{\text{Fcont}}$ ) définie comme la vitesse à laquelle le taux de l'érosion de contact est continue,

sont toutes semblables, permettant d'apporter un élément de réponse à l'uniformité des résultats recensés dans la littérature. Les résultats du seuil de l'érosion obtenus de la présente étude sont également semblables à ceux retrouvés dans la littérature, malgré l'utilisation de paliers de sollicitation hydraulique plus longs. Il a également été constaté que l'approche générale recensée dans la littérature consistant à adopter le critère de Shields pour l'érosion en rivière à l'érosion de contact est adéquate et devrait être continuée.

Par la suite, à partir des résultats expérimentaux et de ceux disponibles dans la littérature, une dépendance entre la vitesse moyenne critique de l'écoulement dans le filtre et la dimension du matériau filtrant a été constatée. Une relation empirique mettant en relation  $v_{\text{Fcrit}}$  et le nombre de Reynolds du sol grossier ( $Re_F$ ) a ainsi été proposée. Cette dernière semble globalement mieux représenter les résultats que les modèles existants dans la littérature. Toutefois, pour les sols présentant un  $d_{50B}$  supérieur à  $\pm 1$  mm, le modèle de Brauns (1985) semble particulièrement bien adapté.

L'évolution de l'érosion de contact des sols de base uniformes avec la sollicitation hydraulique et le temps a également été étudiée. Il a été constaté que le modèle de transport de Den Adel et al. (1994) permet de bien représenter les essais effectués, malgré l'utilisation

d'un montage et d'une méthodologie différente. Le modèle de Wörman et Olafsdottir (1992) semble pour sa part moins bien adapté alors qu'il est particulièrement sensible à plusieurs paramètres et que son utilisation est restreinte par plusieurs conditions.

### **Érosion de contact pour des sols de base étalés**

À partir des résultats expérimentaux obtenus avec le till de Romaine 3, il a été constaté que lorsque l'érosion de contact est initiée, le processus mis en branle n'est pas continu et ce dernier se stabilise ou encore s'arrête avec le temps ou l'augmentation de la sollicitation hydraulique. Deux mécanismes stabilisateurs plus susceptibles de se développer avec les sols fins étalés sont à l'origine de cette stabilisation. Le premier est le pavage de l'interface qui consiste en le développement un tri granulométrique de sol de base à l'interface. Ce mécanisme stabilisateur peut se développer tant et aussi longtemps que la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre est inférieure à celle requise pour engendrer une érosion de contact continue. Cette dernière vitesse correspond à la vitesse nécessaire pour provoquer l'érosion de la très grande majorité des particules du sol de base. Le deuxième mécanisme stabilisateur observé est le colmatage du filtre. Ce dernier survient lorsque les particules érodées du sol de base colmate le filtre, bloquant par le fait même le flux de particules érodées. Si un processus de colmatage se développe et que le filtre se scelle, l'érosion de contact s'arrête pour toute vitesse d'écoulement.

Considérant que l'érosion de contact pour le till de Romaine 3 n'est pas continue, la définition du seuil de l'érosion est beaucoup plus importante que pour les sols de base uniforme. Les trois notions indiquées précédemment ont été reprises intégralement à l'exception de la vitesse critique (ou vitesse d'érosion excessive) qui a été redéfinie comme la vitesse à laquelle la masse érodée par unité surface atteint  $0,25 \text{ g/cm}^2$ .

Les vitesses d'initiation ( $v_{\text{Finit}}$ ) de l'érosion évaluées expérimentalement pour les essais avec le till de Romaine 3 sont supérieures à celles évaluées avec un sol uniforme présentant le même  $d_{50B}$ . Les  $v_{\text{Finit}}$  expérimentalement sont également généralement supérieures à celles pouvant être prédites avec les différents modèles. Il a également été remarqué que la  $v_{\text{Finit}}$  augmente lorsque la condition hydraulique pure de l'érosion de contact n'est pas respectée. La vitesse d'initiation semble augmenter avec la diminution du ratio  $D_{15F}/d_{85B}$ .

Les vitesses critiques évaluées pour les essais sont légèrement plus élevées que les  $v_{\text{Finit}}$ , indiquant qu'une fois l'érosion de contact initiée, il semble encore exister une certaine marge de manœuvre pour une augmentation de la vitesse avant que l'érosion du till ne devienne trop importante.

L'évolution de l'érosion de contact du till de Romaine 3 avec la sollicitation hydraulique et le temps a également été étudiée. Il a été constaté que cette dernière est relativement complexe et qu'elle est dépendante du temps de sollicitation ainsi que de l'historique des sollicitations précédentes. De cette façon, l'utilisation de la notion de taux de transport ou de taux d'érosion est peu adaptée pour caractériser l'évolution de l'érosion. Considérant que l'érosion de contact semble retourner vers une valeur négligeable ou nulle à long terme lorsque la vitesse est inférieure à la vitesse d'érosion continue, une approche basée sur la notion de masse érodable pour une vitesse donnée a été proposée afin de simplifier l'étude et de se détacher de l'influence du temps et de l'historique des sollicitations.

### **Synthèse de la mécanique de l'érosion de contact**

Avec les données recueillies, un modèle conceptuel de l'érosion de contact ainsi qu'un arbre de détermination de la susceptibilité d'un matériau fin à l'érosion de contact ont été développés afin de bien établir le cadre de l'étude de l'érosion de contact. Le modèle conceptuel et l'arbre de détermination sont applicables pour les sols de base pulvérulents uniformes et étalés.

### **Caractérisation de la susceptibilité à l'érosion de contact du till de Romaine 3**

À l'aide du modèle conceptuel développé et des essais réalisés, la susceptibilité du till de Romaine 3 à l'érosion de contact a été évaluée. Les différents critères géométriques et hydrauliques définis pour l'érosion nulle, l'érosion excessive, etc. ont été évalués et comparés aux résultats expérimentaux. Des enveloppes définissant les conditions d'érosion nulle ou négligeable, d'érosion légère, d'érosion excessive et d'érosion continue ont ainsi été développées. Il peut être conclu que lorsque soumis aux conditions nécessaires au développement de l'érosion de contact, le till de Romaine 3 écrêté à 5,0 mm est un matériau

ayant un comportement évolutif et partiellement auto-stable en raison de sa granulométrie étalée. Celle-ci fait en sorte que différents mécanismes stabilisateurs (colmatage, pavage, etc.) ont davantage de chance de se développer une fois l'érosion de contact initiée que pour un sol de base uniforme.

## **Recommandations pour travaux subséquents**

Pour améliorer la compréhension de l'érosion de contact et valider ou étendre le modèle conceptuel développé, l'étude des éléments suivants s'avèreraient très pertinente :

- Étudier plus en profondeur l'influence du temps sur l'érosion de contact pour les sols pulvérulents à granulométrie étalée en réalisant des essais avec des paliers de durée plus longue (24h, 48h et même plus). Ceci permettrait de valider l'approche expérimentale proposée et basée sur la notion de masse érodable. De plus, pour les ratios  $D_{15F}/d_{85B}$  se rapprochant de la limite de filtration, il a été constaté que l'initiation de l'érosion pouvait se faire à retardement et subitement. Il serait ainsi intéressant d'utiliser des paliers de sollicitations de plus longue durée afin de confirmer que la  $v_{Finit}$  augmente vraiment dans cette situation.
- Réaliser des essais avec le till de Romaine 3 ou un autre matériau de base étalé sans qu'un processus de colmatage ne puisse se développer afin d'atteindre la vitesse d'érosion continue et ainsi compléter le modèle proposé.
- Étudier différents matériaux étalés présentant un contenu en fine différents (supérieur ou inférieur) afin de confirmer que le modèle proposé s'applique et que leur comportement est similaire.
- Étudier l'influence du degré de saturation du filtre ainsi que de la température de l'eau sur l'initiation et la progression de l'érosion de contact.

## Bibliographie

- ASTM. (2006). *ASTM D2434-68(2006), Standard Test Method for Permeability of Granular Soils (Constant Head) (Withdrawn 2015)*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- Bakker, K. J., Breteler, M. K., & Adel, D. H. d. (1990). *New Criteria for Granular Filters and Geotextile Filters under Revetments*. Communication présentée à 22nd International Conference on Coastal Engineering, Delft, The Netherlands.
- Bakker, K. J., Verheij, H. J., & de Groot, M. B. (1994). Design relationship for filters in bed protection. *Journal of Hydraulic Engineering*, 120(9), 1082-1088.
- Bear, J. (1988). *Dynamics of fluids in porous media*. New York: Dover.
- Bear, J. (2006). *2<sup>nd</sup> Boussinesq Lecture on Darcy's Law - 150 years old*. Communication présentée lors de la Boussinesq Lecture 2006. Royal Netherlands Academy of Arts and Sciences, Amsterdam, Pays-Bas.
- Béguin, R. (2009). *Érosion de contact entre un filtre granulaire et divers sols fins, en présence d'un écoulement d'eau parallèle à l'interface*. Communication présentée à 19<sup>ème</sup> Congrès Français de Mécanique, Marseille.
- Béguin, R. (2011). *Étude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre*. (Thèse de doctorat, Université de Grenoble).
- Béguin, R., Faure, Y., Guidoux, C., & Philippe, P. (2012). Contact erosion. Dans S. Bonelli (Édit.), *Erosion of geomaterials*. London: ISTE.
- Béguin, R., Fry, J. J., Picault, C., Courivaud, J. R., Faure, Y. H., & Philippe, P. (2013a). *Modélisation physique à grande échelle de la rupture d'une digue par érosion de contact: influence de la recharge granulaire*. Communication présentée à Dignes maritimes et fluviales de protection contre les submersions-2e colloque national-Dignes 2013 (p. 451).
- Béguin, R., Philippe, P., & Faure, Y. (2013b). Pore-Scale Flow Measurements at the Interface between a Sandy Layer and a Model Porous Medium: Application to Statistical Modeling of Contact Erosion. *Journal of Hydraulic Engineering*, 139(1), 1-11.

- Bezuijen, A., Klein Breteler, M., & Bakker, K. (1987). Design criteria for placed block revetments and granular filters. *2de copedec, Beijing, China*.
- Brauns, J. (1985a). Erosionsverhalten geschichteten Bodens bei horizontaler Durchströmung [in German]. *Wasserwirtschaft*(75), 448-453.
- Brauns, J. (1985b). *Stability of layered granular soil under horizontal groundwater flow*. Communication présentée à 15th International Congress on Large Dams : transactions, Lausanne, Suisse.
- Broekens, R. D. (1991). *Transport of base material in granular filter, influence of side slopes on filter material [in Dutch]*. Report H869. Communication présentée à Deltares. Delft
- Brown, A., & Bridle, R. (2009). Report on the European working group on internal erosion, St. Petersburg. *Dams and Reservoirs*, 19, 133-136.
- Buffington, J. M. (1999). The Legend of A. F. Shields. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(4), 376-387.
- Chapuis, R., Baass, K., & Davenne, L. (1989). Granular soils in rigid-wall permeameters: method for determining the degree of saturation. *Canadian Geotechnical Journal*, 26(1), 71-79.
- Chapuis, R. P. (2004a). Permeability tests in rigid-wall permeameters: Determining the degree of saturation, its evolution, and its influence on test results. *Geotechnical Testing Journal*, 27(3), 304-313.
- Chapuis, R. P. (2004b). Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(5), 787-795.
- Chapuis, R. P. (2012). Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils: a review. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(3), 401-434.
- Cheng, P., Chowdhury, A., & Hsu, C. T. (1991). Forced Convection in Packed Tubes and Channels with Variable Porosity and Thermal Dispersion Effects. Dans S. Kakaç, B. Kilkış, F. Kulacki & F. Arinç (Édit.), *Convective Heat and Mass Transfer in Porous Media* (vol. 196, p. 625-653): Springer Netherlands.
- Côté, J., Konrad, J.-M., & Fillion, M.-H. (2012). Reply to the discussion by Chapuis, Weber, and Duhaime on “Intrinsic permeability of materials ranging from sand to

- rock-fill using natural air convection tests” 1Appears in the *Canadian Geotechnical Journal*, 49(11): 1319–1322 [doi:10.1139/t2012-073]. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(11), 1323-1324.
- Darcy, H. (1856). *Les fontaines publiques de la ville de Dijon*. Paris.
- de Graauw, A., van der Meulen, T., & van der Does de Bye, M. R. (1984). Granular filters: design criteria. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 110(1), 80-96.
- Degoutte, G. (2012). *Diagnostic, aménagement et gestion des rivières : hydraulique et morphologie fluviales appliquées* ([2e éd.]<sup>e</sup> éd.). [Paris]: Éd. Tec & doc.
- Den Adel, H., Koenders, M. A., & Bakker, K. J. (1994). The analysis of relaxed criteria for erosion-control filters. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(6), 829-840.
- Dey, S., & Papanicolaou, A. (2008). Sediment threshold under stream flow: A state-of-the-art review. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 12(1), 45-60.
- Ergun, S., & Orning, A. A. (1949). Fluid Flow through Randomly Packed Columns and Fluidized Beds. *Industrial & Engineering Chemistry*, 41(6), 1179-1184.
- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., & Bell, G. (2014). Design, specification and construction of filters. Dans *Geotechnical Engineering of Dams, 2nd Edition* (p. 493-565): CRC Press.
- FEMA. (2011). *Filters for Embankment Dams: Best Practices for Design and Construction*: Federal Emergency Management Agency (FEMA). Washington, D.C.
- Fillion, M.-H., Côté, J., & Konrad, J.-M. (2011). Thermal radiation and conduction properties of materials ranging from sand to rock-fill. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(4), 532-542.
- Forchheimer, P. (1901). Wasserbewegung durch Boden. *Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieuer*, 45 1736-1741 et 1781-1788.
- Foster, M., & Fell, R. (2001). Assessing Embankment Dam Filters That Do Not Satisfy Design Criteria. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(5), 398-407.
- Foster, M., Fell, R., & Spannagle, M. (2000). The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5), 1000-1024.

- Guidoux, C., Faure, Y. H., Béguin, R., & Ho, C. C. (2010). Contact Erosion at the Interface between Granular Coarse Soil and Various Base Soils under Tangential Flow Condition. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(5), 741-750.
- Hlushkou, D., & Tallarek, U. (2006). Transition from creeping via viscous-inertial to turbulent flow in fixed beds. *Journal of Chromatography A*, 1126(1–2), 70-85.
- Ho, C. C. (2007). *The erosion behaviour of revetment using geotextile*. (Thèse de doctorat, Université Joseph-Fourier, Grenoble).
- Hoffmans, G. (2010). *The influence of turbulence on soil erosion*. Delft.
- Hoffmans, G., den Adel, H., & Verheij, H. (2008). *Horizontal Granular Filters*. Communication présentée à ICSE-4 Tokyo 2008; Fourth International Conference on Scour and Erosion, Tokyo.
- Honjo, Y., & Veneziano, D. (1989). Improved Filter Criterion for Cohesionless Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(1), 75-94.
- Hydro-Québec, (2015). Ouvrages de retenue. Tiré de <http://www.hydroquebec.com/comprendre/hydroelectricite/ouvrages-retenu.html>
- ICOLD, I. C. O. L. D. (2013). *Internal Erosion of Existing Dams, Levees, and Dikes, and their Foundations*.
- Istomina, V. S. (1957). *Soil Stability to Seepage [en Russe]*. Moscou.
- Johns, M. L., Sederman, A. J., Bramley, A. S., Gladden, L. F., & Alexander, P. (2000). Local transitions in flow phenomena through packed beds identified by MRI. *AIChE Journal*, 46(11), 2151-2161.
- Joseph, D. D., Nield, D. A., & Papanicolaou, G. (1982). Nonlinear equation governing flow in a saturated porous medium. *Water Resources Research*, 18(4), 1049-1052.
- Kasenow, M. (2010). *Determination of hydraulic conductivity from grain size analysis*. Highlands Ranch, Colo: Water Resouces Publications.
- Klein Breteler, M. (1989). *Sand transport in granular filters, horizontal and steady flow [in Dutch]*. Report H869. Communication présentée à Deltares. Delft
- Lafleur, J., Mlynarek, J., & Rollin, A. (1989). Filtration of Broadly Graded Cohesionless Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(12), 1747-1768.

- Leroueil, S., Le Bihan, J.-P., Sebaihi, S., & Alicescu, V. (2002). Hydraulic conductivity of compacted tills from northern Quebec. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5), 1039-1049.
- MERNQ, (Ministère de l'Énergie et des Ressources Naturelles du Québec ). (2013). Statistiques Énergétiques - Production d'électricité. Tiré de <http://www.mern.gouv.qc.ca/energie/statistiques/statistiques-production-electricite.jsp>
- Montillet, A. (2004). Flow Through a Finite Packed Bed of Spheres: A Note on the Limit of Applicability of the Forchheimer-Type Equation. *Journal of Fluids Engineering*, 126(1), 139-143.
- Nield, D. A., & Bejan, A. (2006). *Convection in porous media* (Third Edition<sup>e</sup> éd.). New York, NY: Springer.
- Paphitis, D. (2001). Sediment movement under unidirectional flows: an assessment of empirical threshold curves. *Coastal Engineering*, 43(3), 227 - 245.
- Philippe, P., Béguin, R., & Faure, Y. H. (2013). *Construction d'un modèle stochastique pour l'érosion de contact à partir de mesures hydrodynamiques locales*. Communication présentée à Dignes maritimes et fluviales de protection contre les submersions-2e colloque national-Dignes 2013 (p. 406).
- Pravedny, G. K. (1976). *Guideline on calculation of seepage strenght of dams made of soil materials*. Leningrad: Publishing House "Energiya".
- Pravedny, G. K. (1991). *Recommendations on designing of reverse filters for hydroengineering structures*. Communication présentée VNIIG. St.-Petersburg
- Radchenko, V., Belkova, I., & Rummyantsev, O. (2012). *The Russian Practice of Assessment of Earth Dam Seepage Strength*. Communication présentée à International Conference on Scour and Erosion, ISCE6, Paris.
- Reddi, L. N., Lee, I.-M., & Bonala, M. V. S. (2000). Comparison of Internal and Surface Erosion Using Flow Pump Tests on a Sand-Kaolinite Mixture. *Geotechnical Testing Journal*, 23(1), 116-122.
- Scheidegger, A. E. (1960). *The physics of flow through porous media*. [Toronto]: University of Toronto Press.

- Schuler, U., & Brauns, J. (1993). *Behaviour of coarse and well-graded filters*.  
Communication présentée à Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering;  
The First International Conference "Geo-Filters", Karlsruhe, Germany.
- Sherard, J., & Dunnigan, L. (1989). Critical Filters for Impervious Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(7), 927-947.
- Sherard, J., Dunnigan, L., & Talbot, J. (1984a). Basic Properties of Sand and Gravel Filters. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(6), 684-700.
- Sherard, J., Dunnigan, L., & Talbot, J. (1984b). Filters for Silts and Clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(6), 701-718.
- Shields, A. (1936). *Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung [Application of similarity mechanics and turbulence research on shear flow] (traduit de l'allemand)*. (Thèse de doctorat, Berlin, Allemagne).
- Skoglund, M., & Solvik, O. (1995). External and internal erosion in rockfill dams. *The international journal on hydropwer dams*, 2(3), 44-47.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*: Wiley.
- USBR. (2011). *Protective Filters* (Publication n° DS-13(5)-9): United States Department of the Interior, United States Bureau of Reclamation (USBR). Washington, D.C.
- Van der Meulen, T. (1984). *Granular Filters. Flow parallel to the interface [in Dutch]*. *Report M898-IV*. Communication présentée à Deltares. Delft
- Vuković, M., & Pušić, M. (1992). *Soil stability and deformation due to seepage*. Littleton, CO.: Water Ressources Publications.
- Wan, C., & Fell, R. (2004). Investigation of Rate of Erosion of Soils in Embankment Dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(4), 373-380.
- Watabe, Y., Leroueil, S., & Le Bihan, J.-P. (2000). Influence of compaction conditions on pore-size distribution and saturated hydraulic conductivity of a glacial till. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(6), 1184-1194.
- Wörman, A. (1989). Riprap Protection without Filter Layers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(12), 1615-1630.

- Wörman, A. (1996). *Constitutive equation for filtration of well graded base soil with flow parallel to base/filter interface*. Communication présentée à Geofilters'96, Montréal, Québec.
- Wörman, A., & Olafsdottir, R. (1992). Erosion in a granular medium interface. *Journal of Hydraulic Research*, 30(5), 639-655.
- Wörman, A., & Skoglund, M. (1992). *Overtopping of the core in rockfill dams - Internal erosion*. Communication présentée à HydroPower92, Rotterdam.

## **Annexe - Présentation des résultats**

## **1 - Résultats de l'Essai P1**

### Essai P1 (13-06-17)

#### - Filtre

Sable de béton

$\rho_d : 1,77 \text{ g/cm}^3$ ,  $n_F \approx 33,0\%$

$D_{10} : 0,22 \text{ mm}$ ,  $D_{15} : 0,27 \text{ mm}$ ,  $D_{60} : 0,72 \text{ mm}$ ,  $C_u : 3,27$

#### - Novau

Till de la Romaine 3

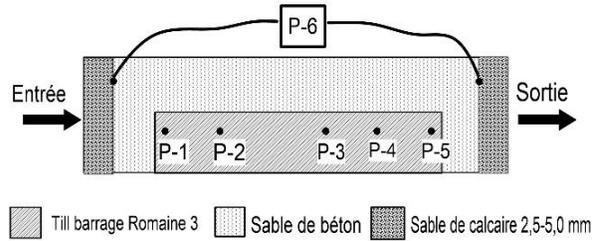
$\rho_d : 1,96 \text{ g/cm}^3$

$w_0 : 10,5 \%$

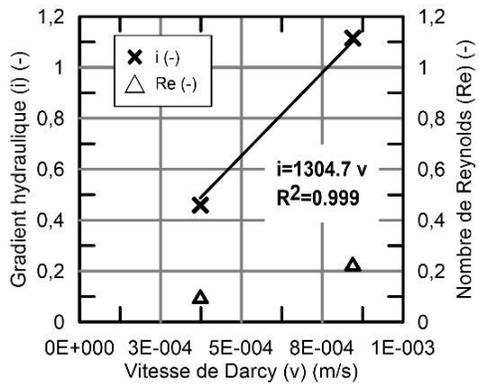
$d_{10} : 0,025 \text{ mm}$ ,  $d_{60} : 0,24 \text{ mm}$ ,  $d_{85} : 0,88 \text{ mm}$ ,  $C_u : 9,6$

#### - Critère de filtre

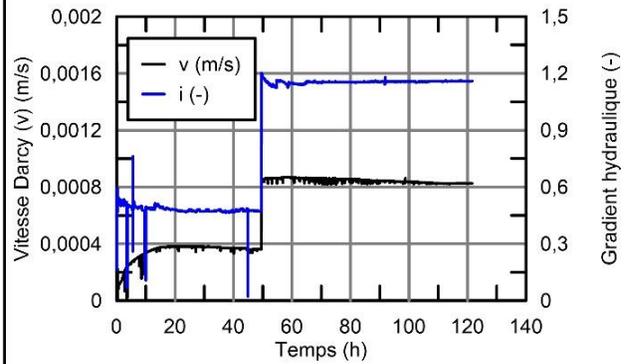
$D_{15F}/d_{85B} = 0,3$



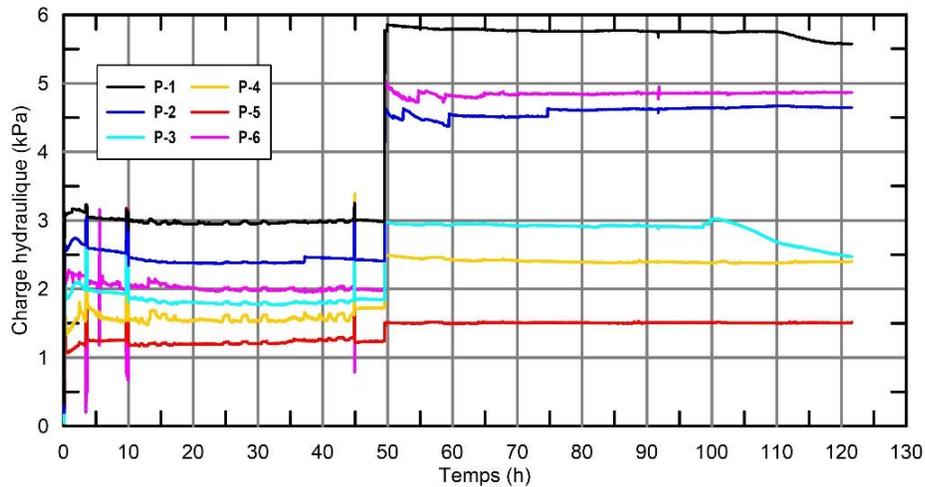
A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-P1



B) - Gradient hydraulique global (i) et nombre de Reynolds (Re) en fonction de la vitesse de Darcy (v)



C) - Vitesse de Darcy (v) et gradient hydraulique (i) en fonction du temps



D) - Charges hydrauliques totales mesurées en fonction du temps

Figure P1-1 – Description et résultats de l'Essai-P1

## **2 - Résultats de l'Essai-1**

## Essai-1 / 2014-05-01

### Essai-1 (14-05-01)

#### - Filtre

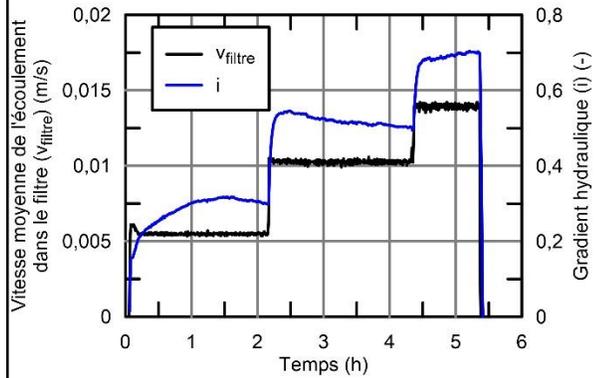
Gravier de granite passant le tamis 5,0 mm et retenu au tamis 2,5 mm  
 $\rho_d$  : 1,52 g/cm<sup>3</sup>,  $n_p$  = 42,5 %  
 $D_{10F}$  : 2,6 mm,  $D_{15F}$  : 2,8 mm,  $D_{60F}$  : 3,8 mm,  $C_u$  : 1,46

#### - Sol de base

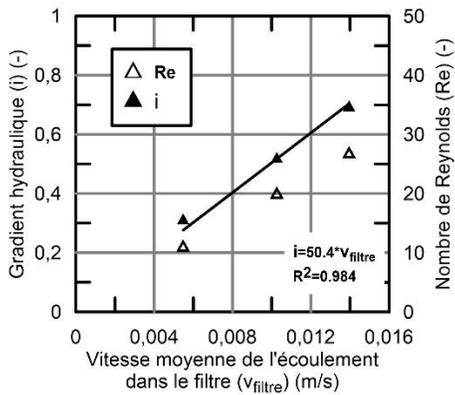
Till de Romaine-3  
 $\rho_{d\text{ till}}$  : 1,95 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0\text{ till}}$  : 11,1 %  
 $d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_u$  : 9,6

#### - Critère de filtre

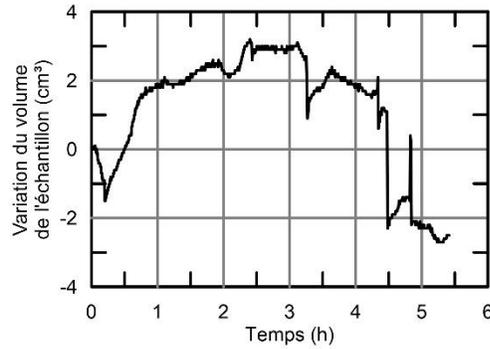
$D_{15F}/d_{85B} = 3,2$



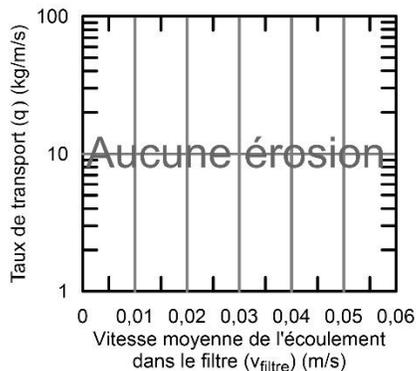
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et gradient hydraulique ( $i$ ) en fonction du temps



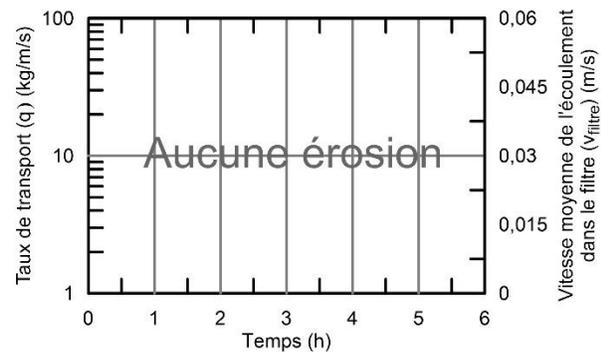
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

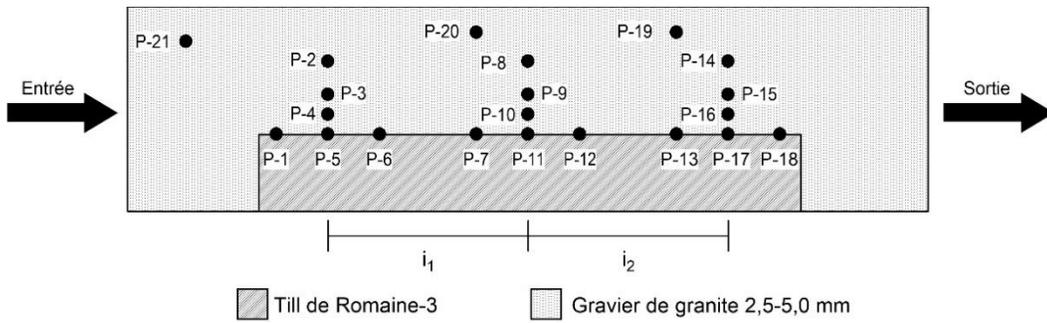


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

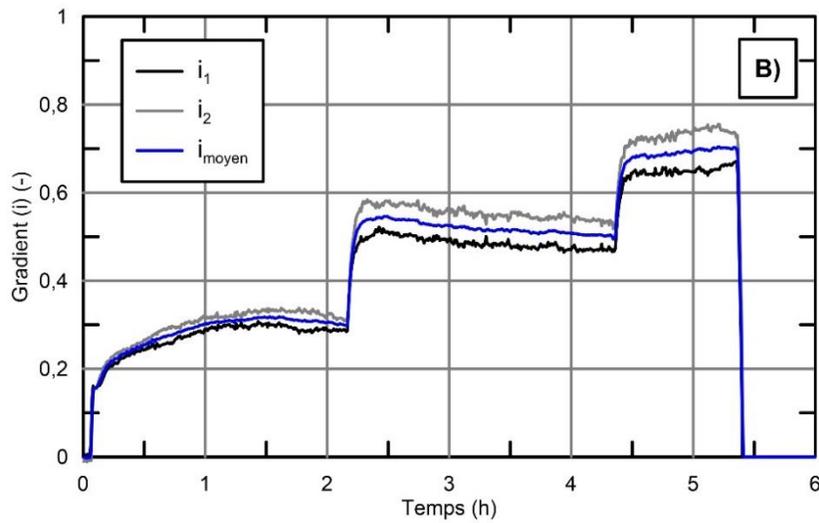


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

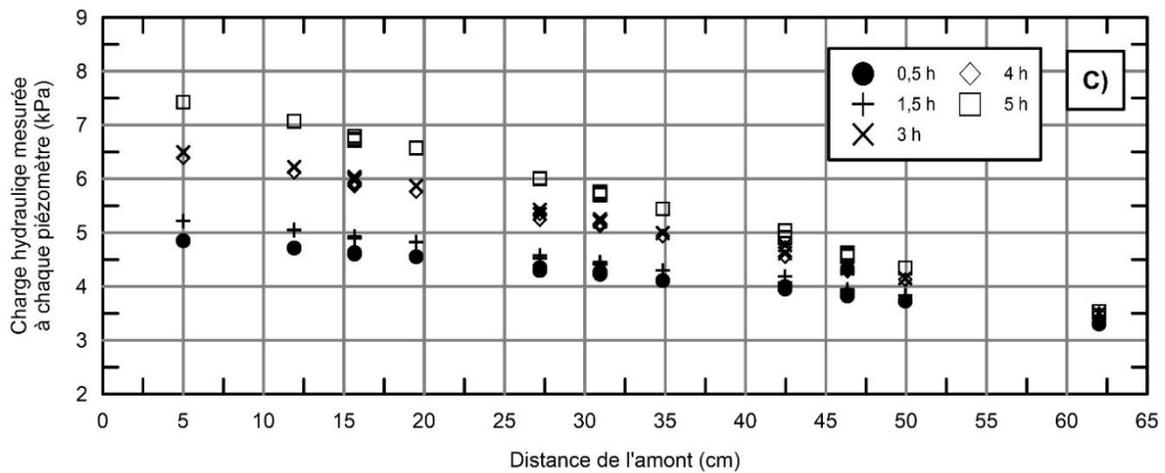
Figure E-1-(0501) - 1 – Description et résultats de l'Essai-1 (14-05-01)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-1



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_j$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-1-(0501) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-1 (14-05-01)

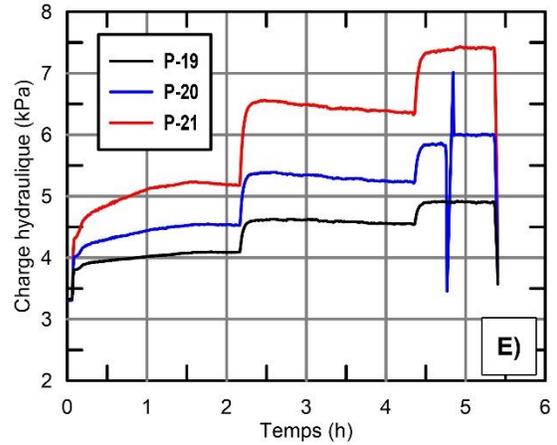
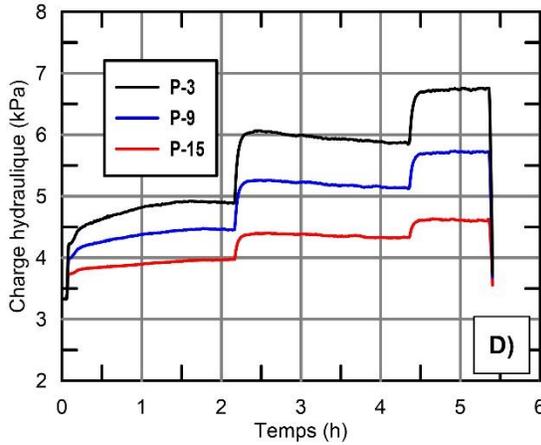
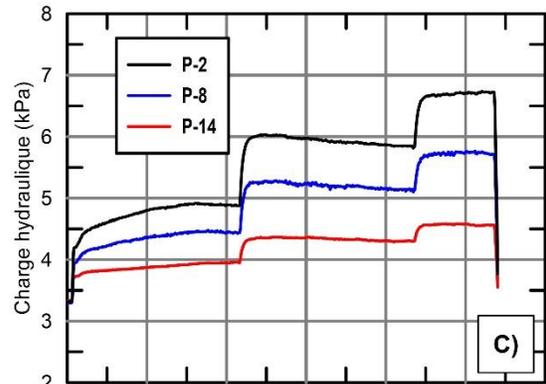
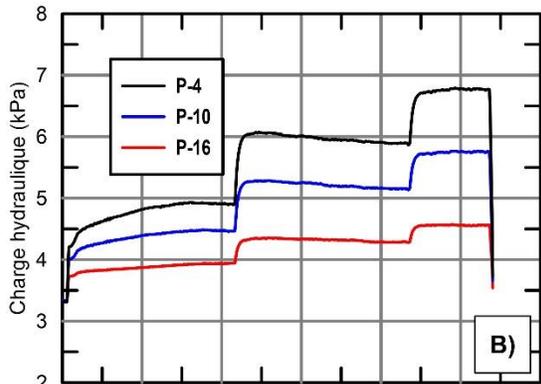
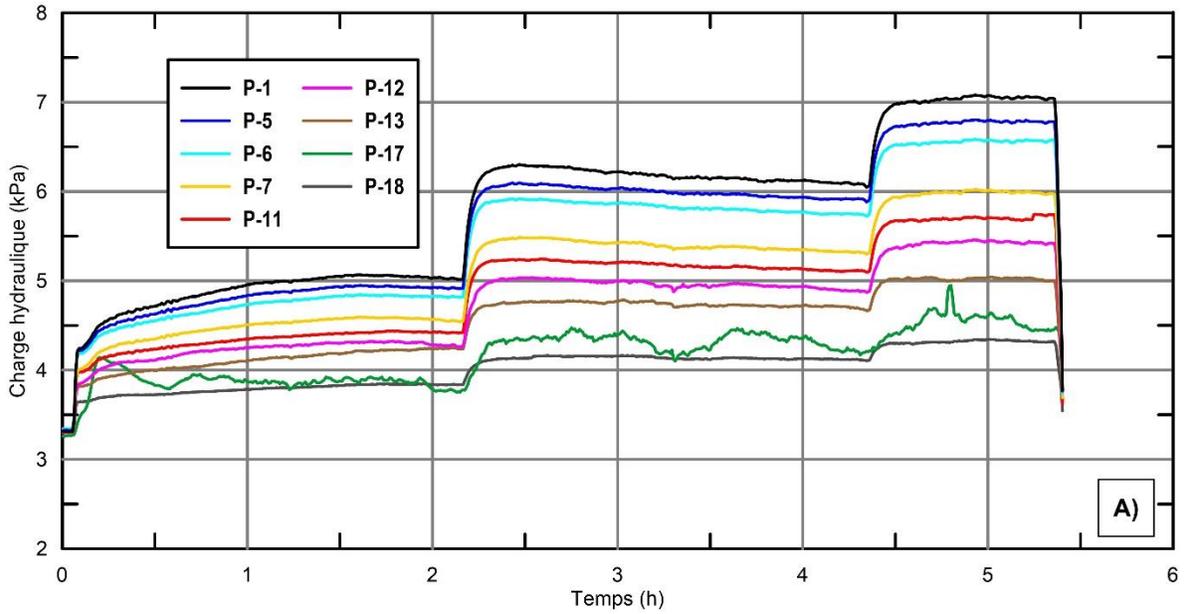


Figure E-1-(0501) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-1 (14-05-01)

## Essai-1 / 2014-05-05

### Essai-1 (14-05-05)

#### - Filtre

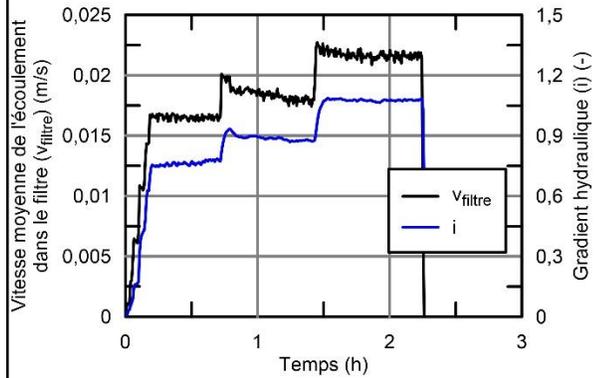
Gravier de granite passant le tamis 5,0 mm et retenu au tamis 2,5 mm  
 $\rho_d$  : 1,52 g/cm<sup>3</sup>,  $n_p$  = 42,5 %  
 $D_{10F}$  : 2,6 mm,  $D_{15F}$  : 2,8 mm,  $D_{60F}$  : 3,8 mm,  $C_u$  : 1,46

#### - Sol de base

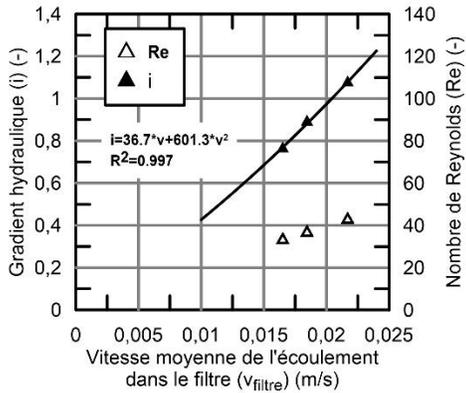
Till de Romaine-3  
 $\rho_{d\text{ till}}$  : 1,95 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0\text{ till}}$  : 11,1 %  
 $d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_u$  : 9,6

#### - Critère de filtre

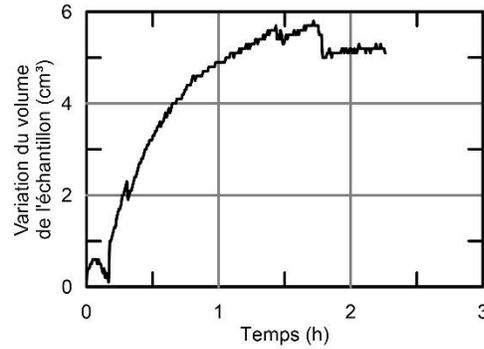
$D_{15F}/d_{85B} = 3,2$



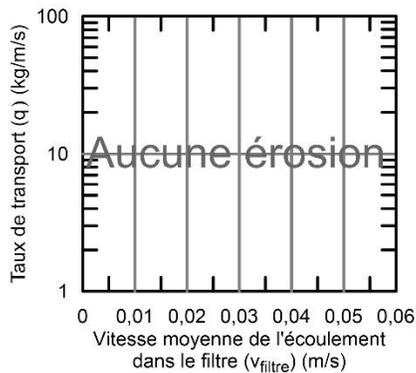
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et gradient hydraulique ( $i$ ) en fonction du temps



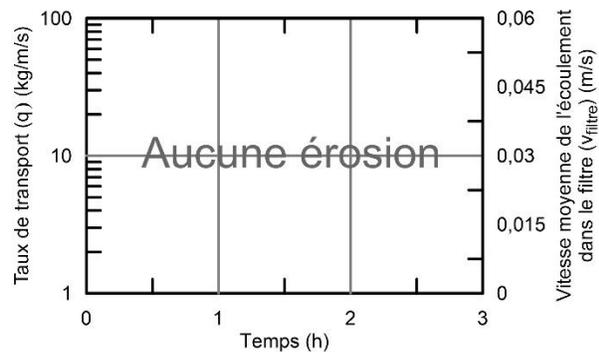
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

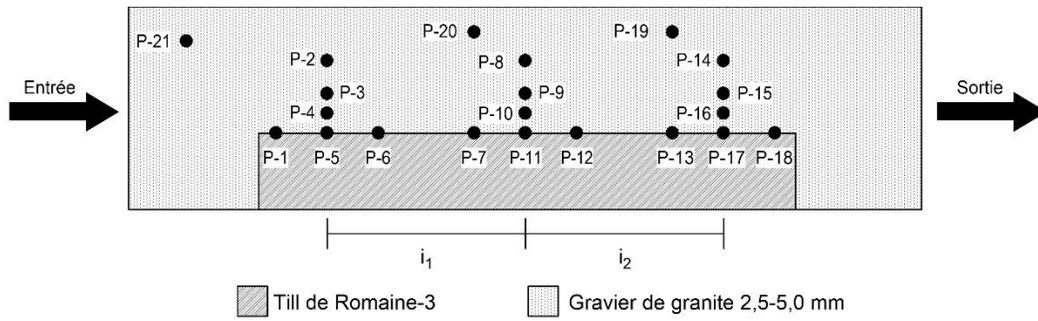


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

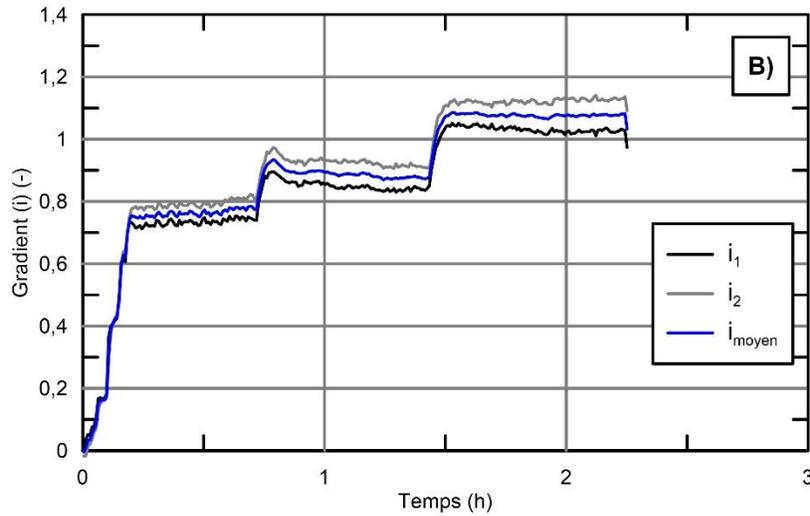


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

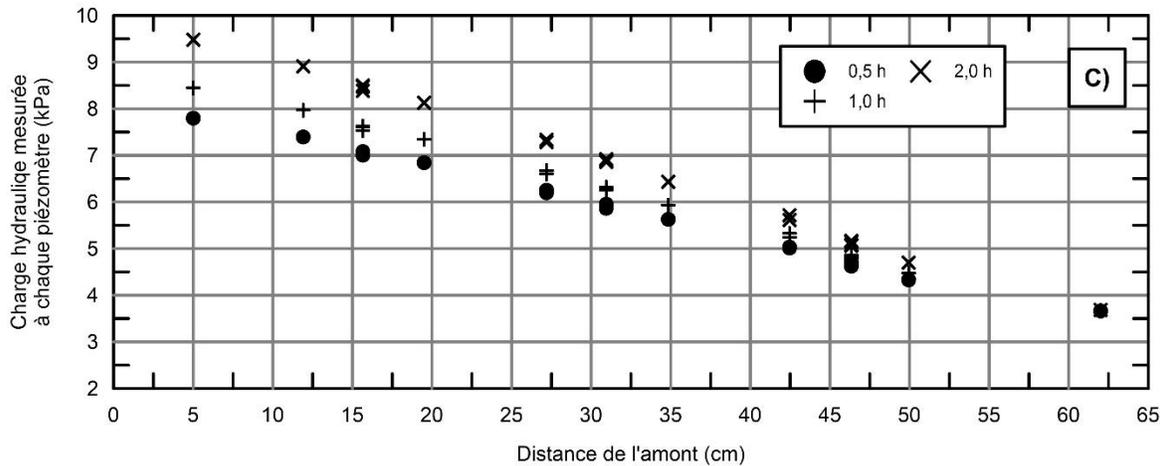
Figure E-1-(0505) - 1 – Description et résultats de l'Essai-1 (14-05-05)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-1



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_i$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-1-(0505) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-1 (14-05-05)

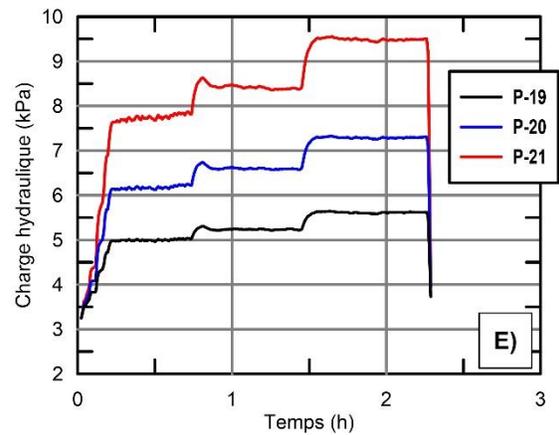
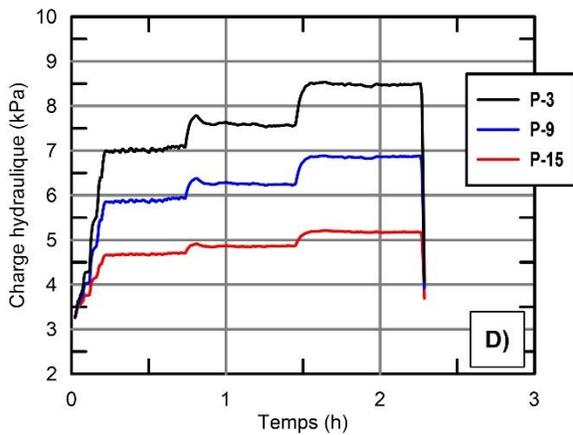
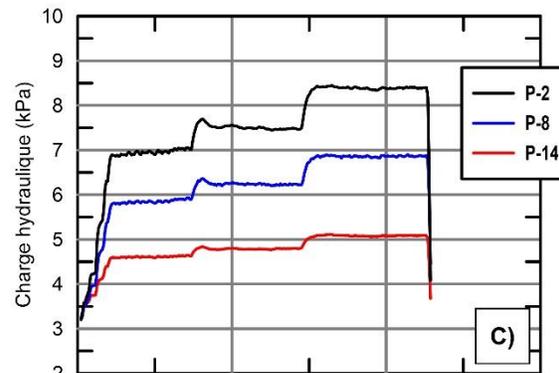
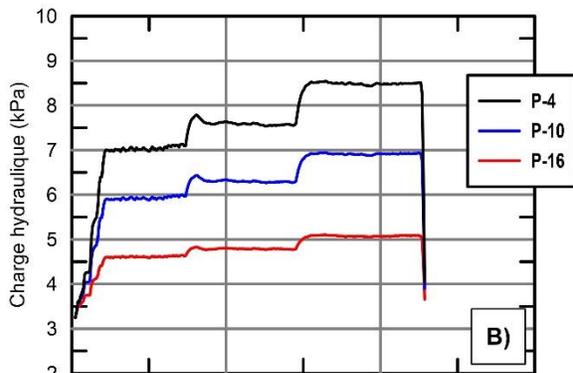
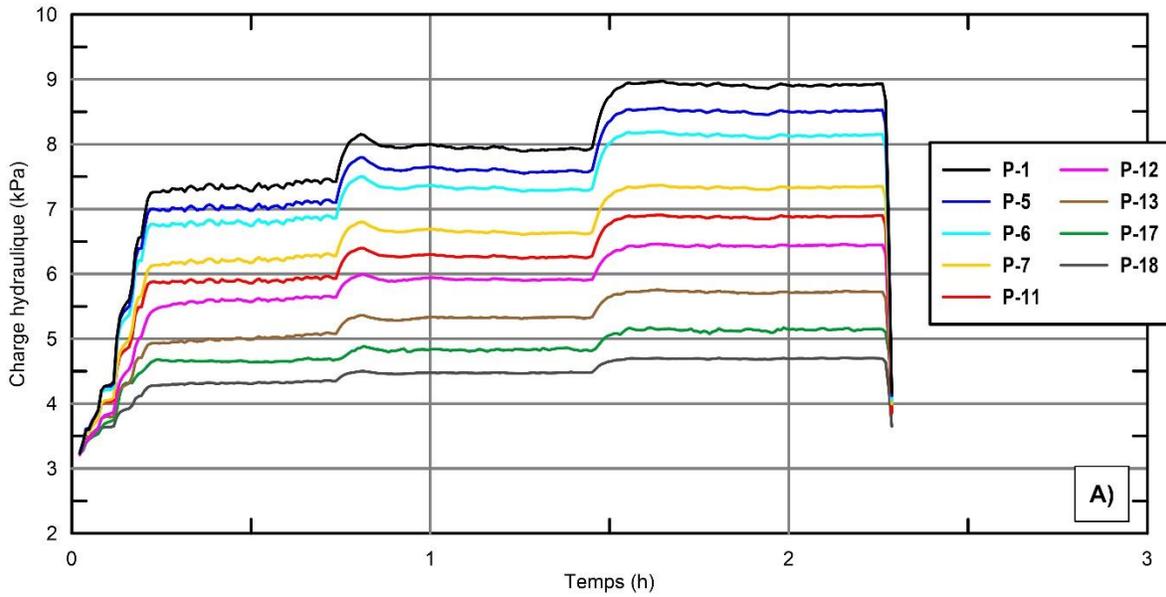


Figure E-1-(0505) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-1 (14-05-05)

## Essai-1 / 2014-05-08

### Essai-1 (14-05-08)

#### - Filtre

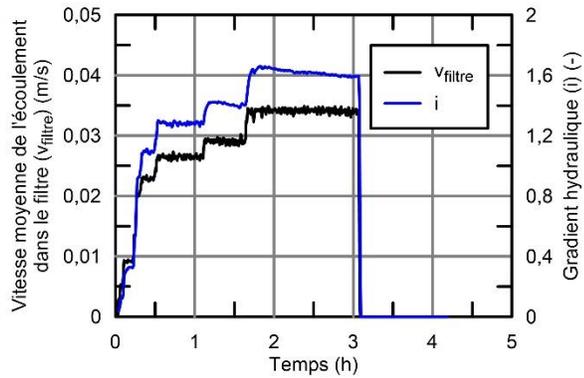
Gravier de granite passant le tamis 5,0 mm et retenu au tamis 2,5 mm  
 $\rho_d$  : 1,52 g/cm<sup>3</sup>,  $n_f$  = 42,5 %  
 $D_{10F}$  : 2,6 mm,  $D_{15F}$  : 2,8 mm,  $D_{60F}$  : 3,8 mm,  $C_u$  : 1,46

#### - Sol de base

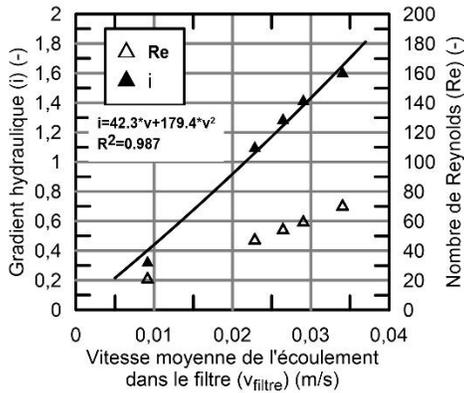
Till de Romaine-3  
 $\rho_{d\text{ till}}$  : 1,95 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0\text{ till}}$  : 11,1 %  
 $d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_u$  : 9,6

#### - Critère de filtre

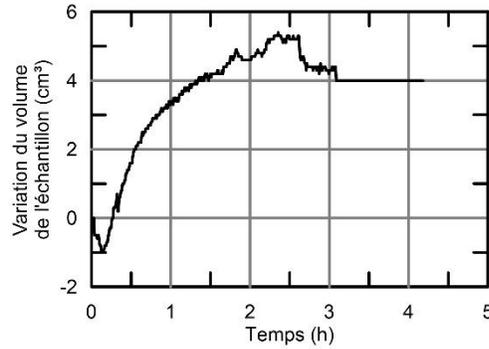
$D_{15F}/d_{85B} = 3,2$



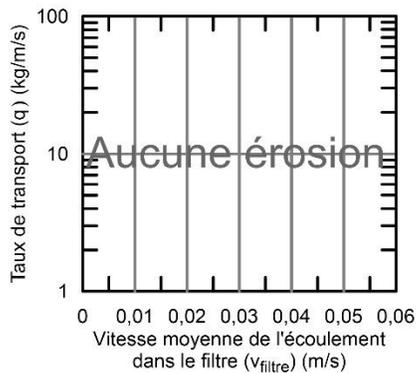
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et gradient hydraulique ( $i$ ) en fonction du temps



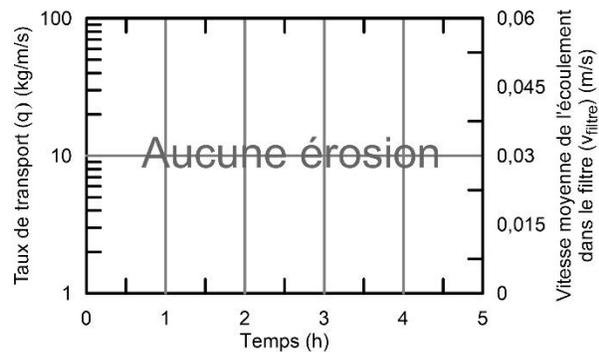
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

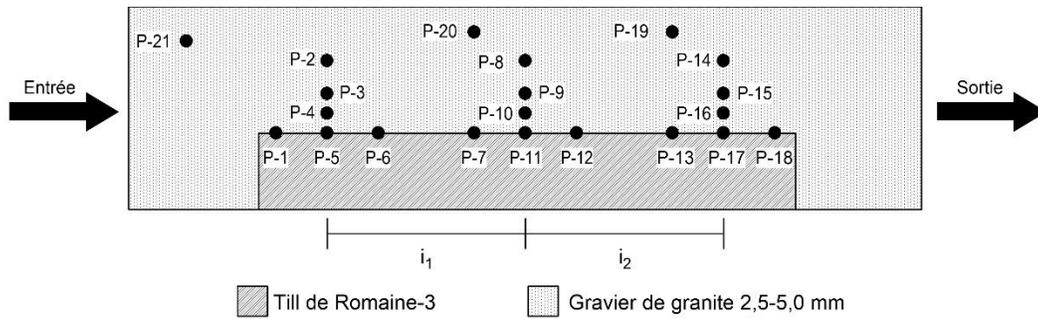


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

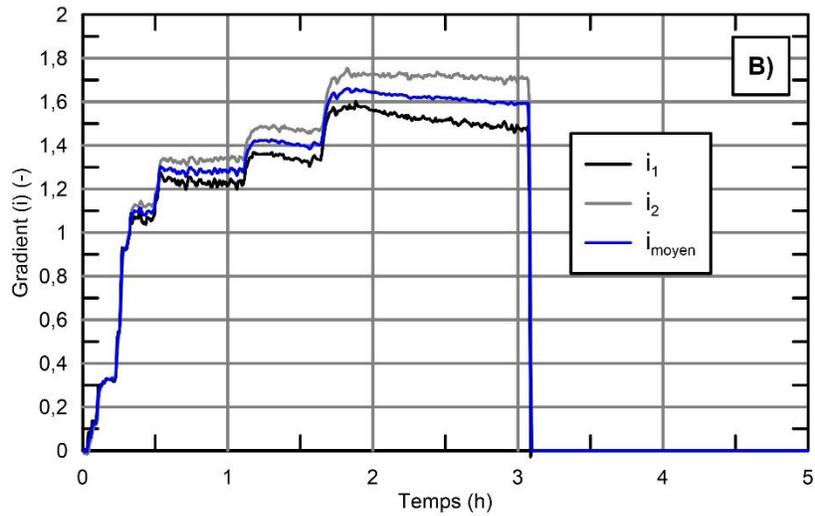


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

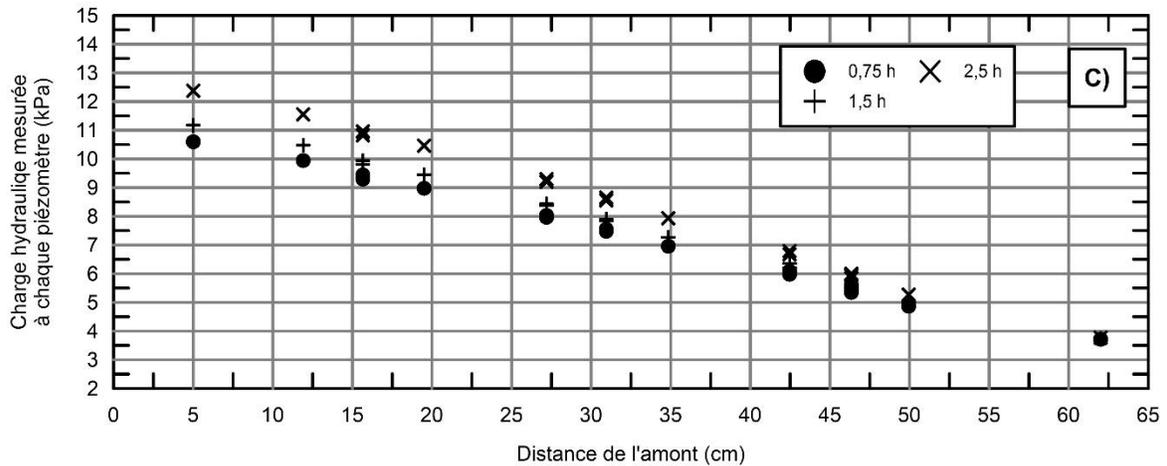
Figure E-1-(0508) - 1 – Description et résultats de l'Essai-1 (14-05-08)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-1



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_i$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-1-(0508) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-1 (14-05-08)

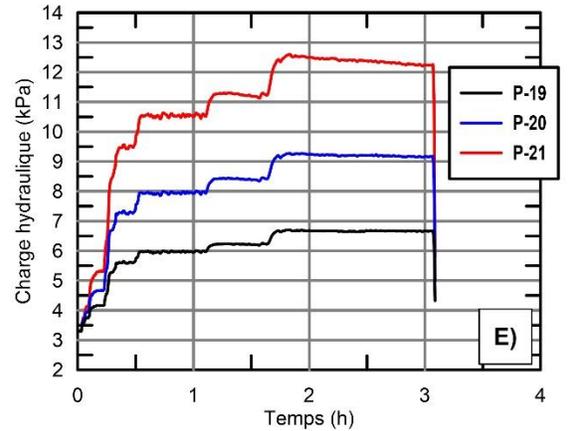
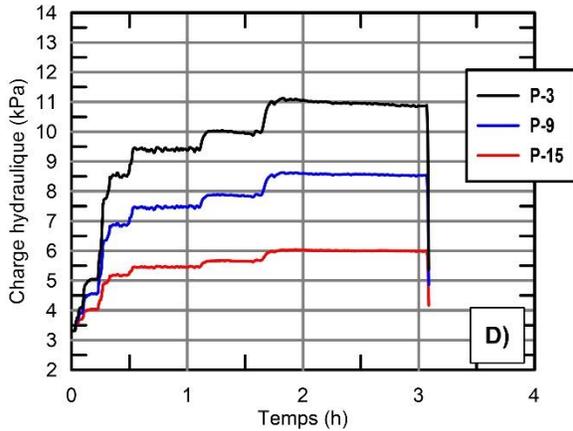
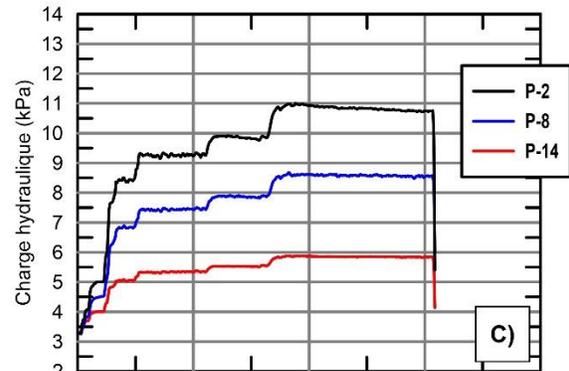
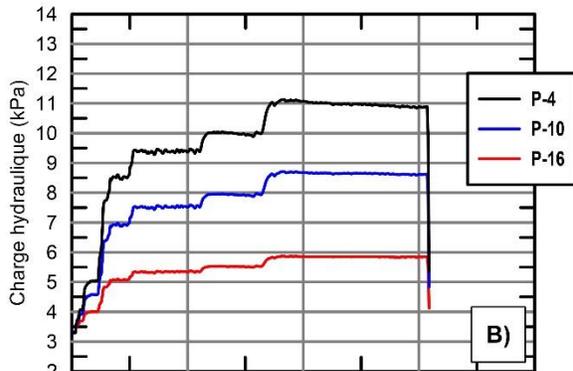
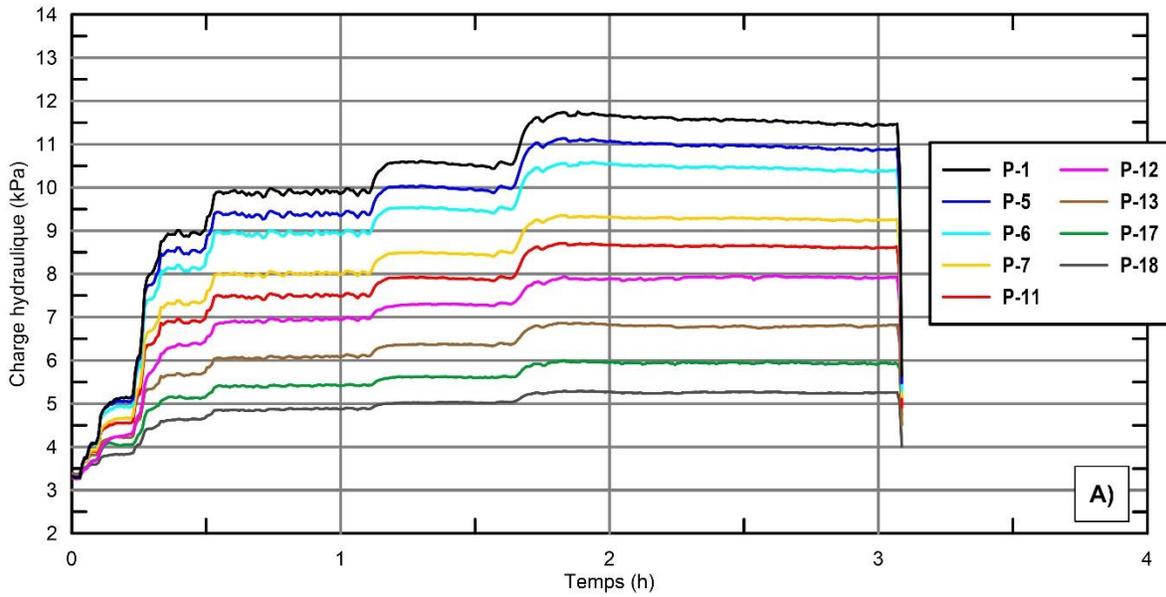


Figure E-1-(0508) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-1 (14-05-08)

## Essai-1 / 2014-05-13

### Essai-1 (14-05-13)

#### - Filtre

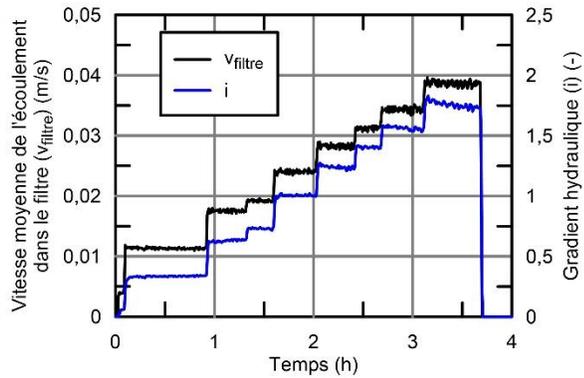
Gravier de granite passant le tamis 5,0 mm et retenu au tamis 2,5 mm  
 $\rho_d$  : 1,52 g/cm<sup>3</sup>,  $n_p$  = 42,5 %  
 $D_{10F}$  : 2,6 mm,  $D_{15F}$  : 2,8 mm,  $D_{60F}$  : 3,8 mm,  $C_u$  : 1,46

#### - Sol de base

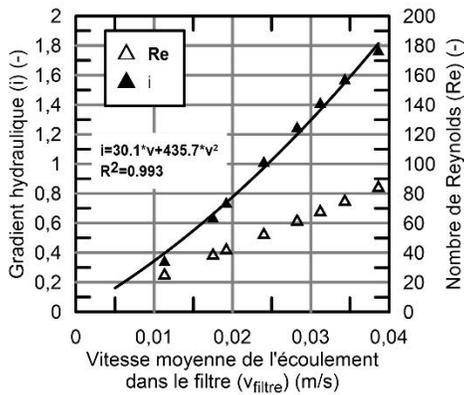
Till de Romaine-3  
 $\rho_{d\text{ till}}$  : 1,95 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0\text{ till}}$  : 11,1 %  
 $d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_u$  : 9,6

#### - Critère de filtre

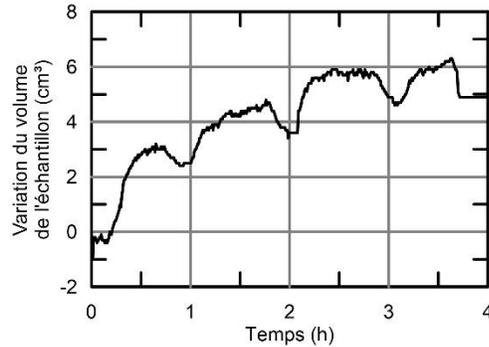
$D_{15F}/d_{85B} = 3,2$



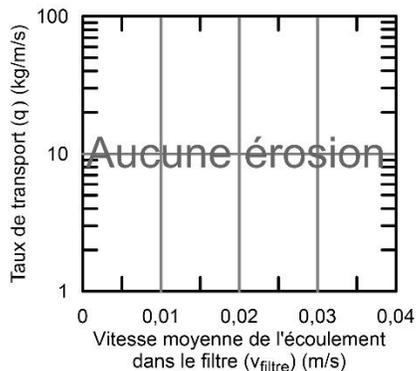
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et gradient hydraulique ( $i$ ) en fonction du temps



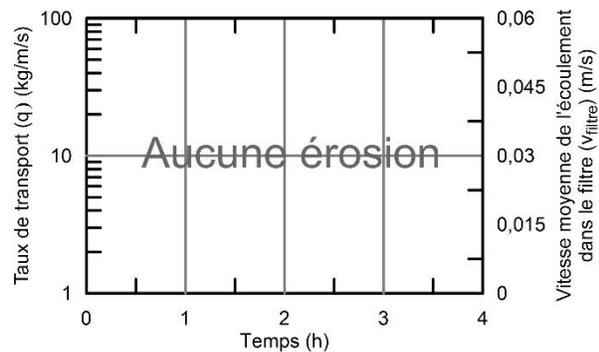
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

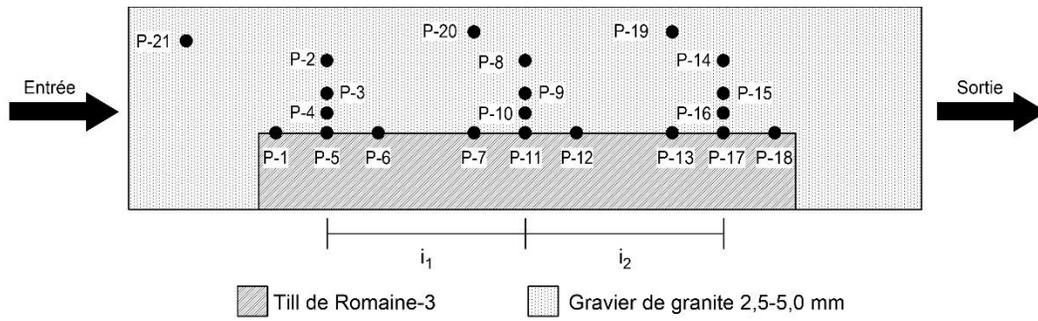


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

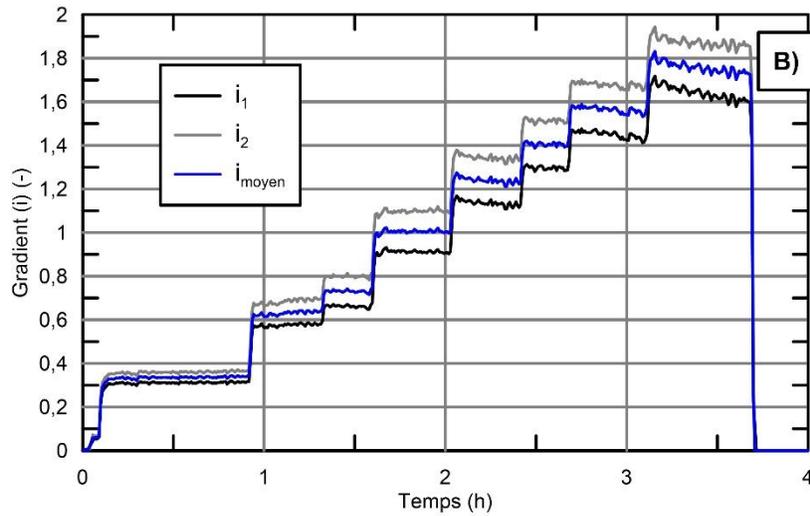


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

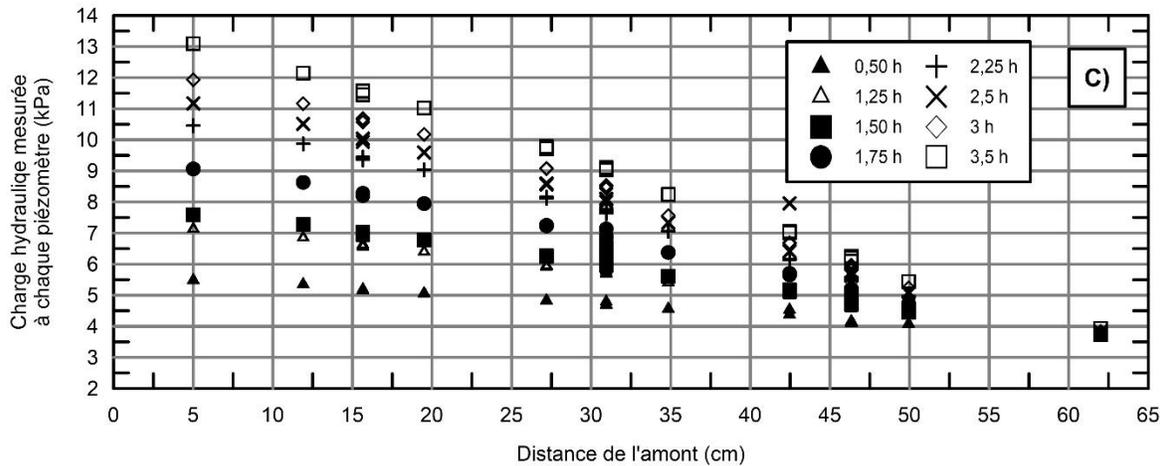
Figure E-1-(0513) - 1 – Description et résultats de l'Essai-1 (14-05-13)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-1



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_i$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-1-(0513) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-1 (14-05-13)

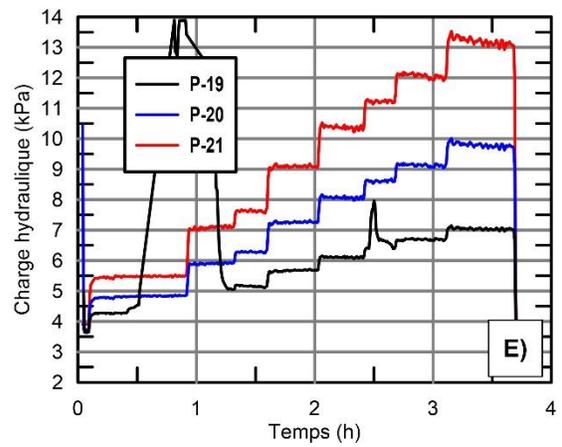
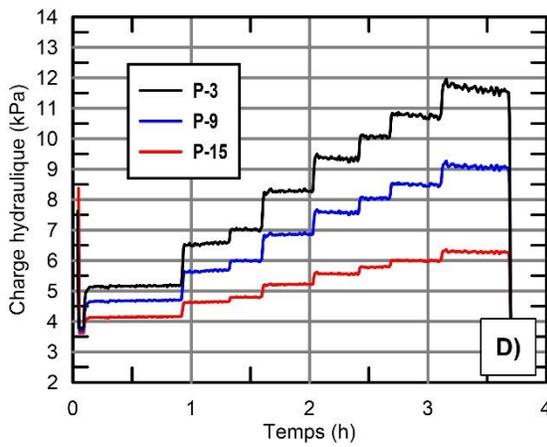
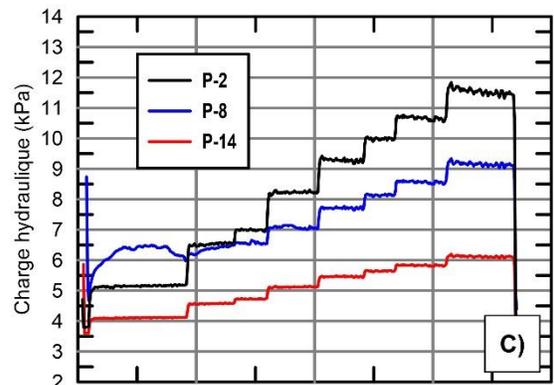
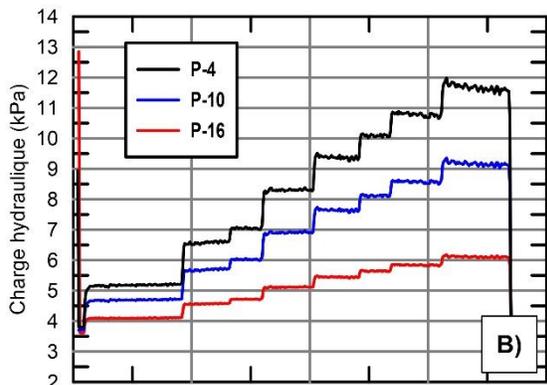
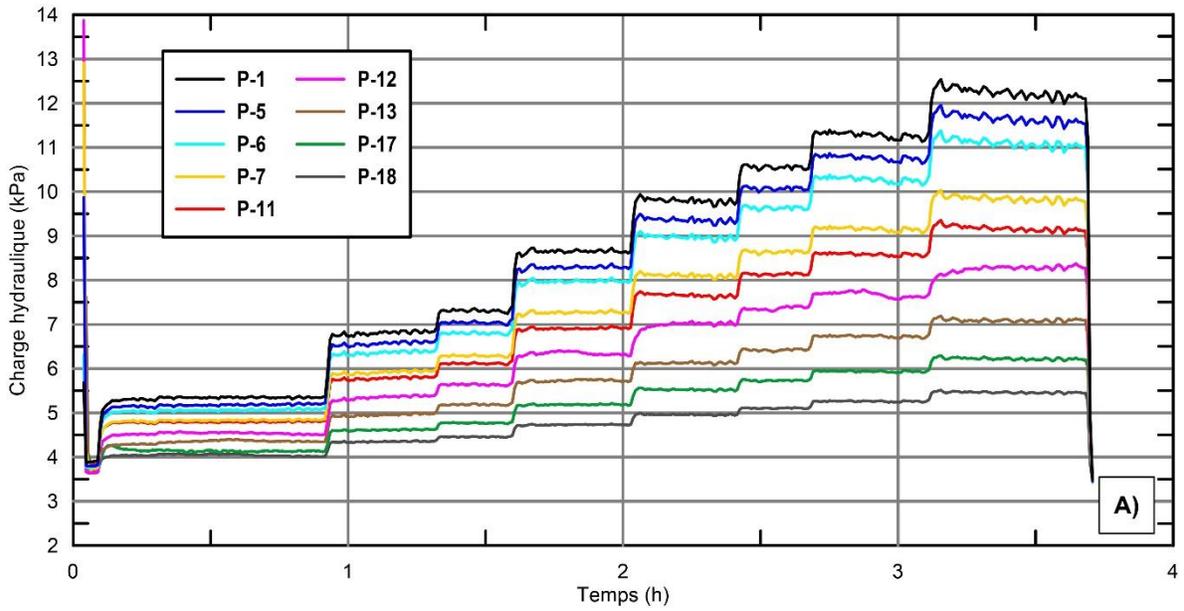


Figure E-1-(0513) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-1 (14-05-13)

## Essai-1 / 2014-05-21

### Essai-1 (14-05-21)

#### - Filtre

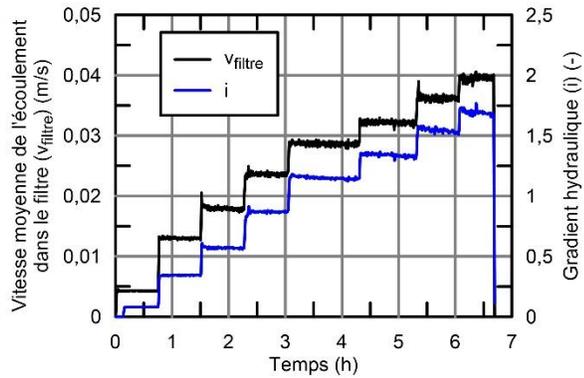
Gravier de granite passant le tamis 5,0 mm et retenu au tamis 2,5 mm  
 $\rho_d$  : 1,52 g/cm<sup>3</sup>,  $n_f$  = 42,5 %  
 $D_{10F}$  : 2,6 mm,  $D_{15F}$  : 2,8 mm,  $D_{60F}$  : 3,8 mm,  $C_u$  : 1,46

#### - Sol de base

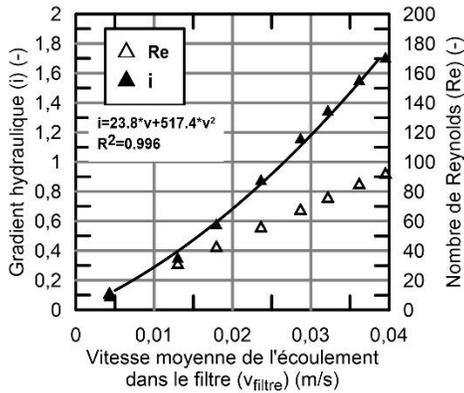
Till de Romaine-3  
 $\rho_{d\text{ till}}$  : 1,95 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0\text{ till}}$  : 11,1 %  
 $d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_u$  : 9,6

#### - Critère de filtre

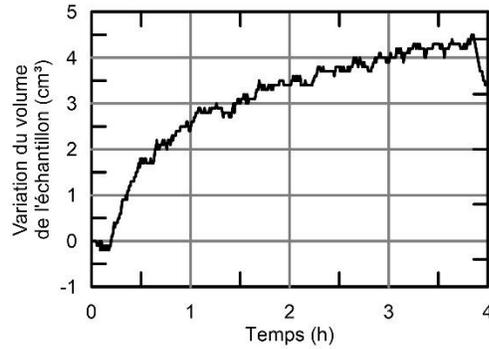
$D_{15F}/d_{85B} = 3,2$



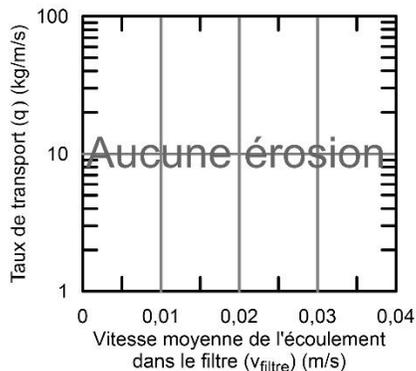
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et égradiant hydraulique ( $i$ ) en fonction du temps



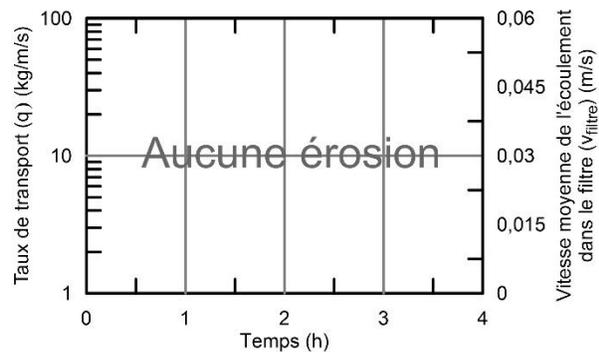
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

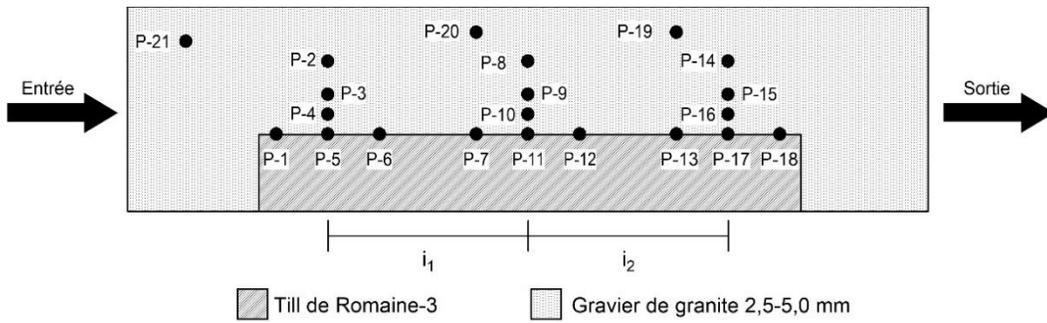


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

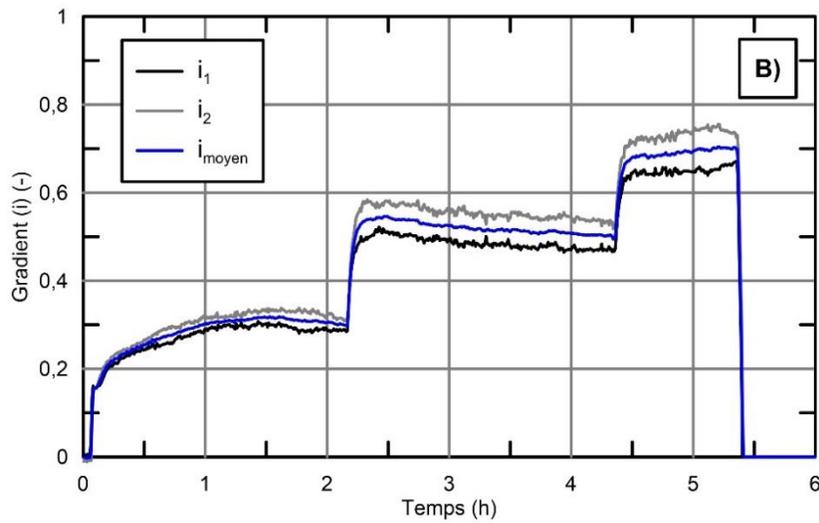


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

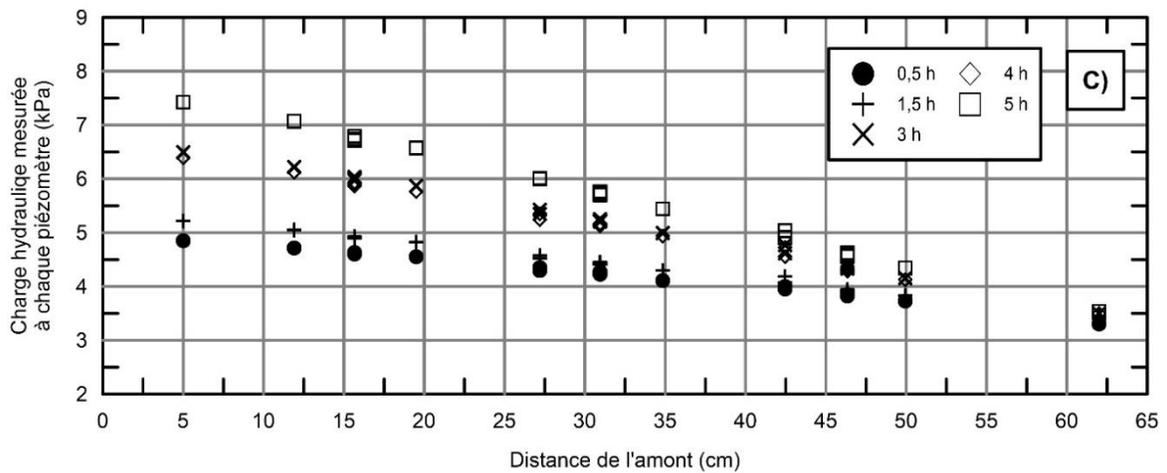
Figure E-1-(0521) - 1 – Description et résultats de l'Essai-1 (14-05-21)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-1



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_j$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-1-(0521) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-1 (14-05-21)

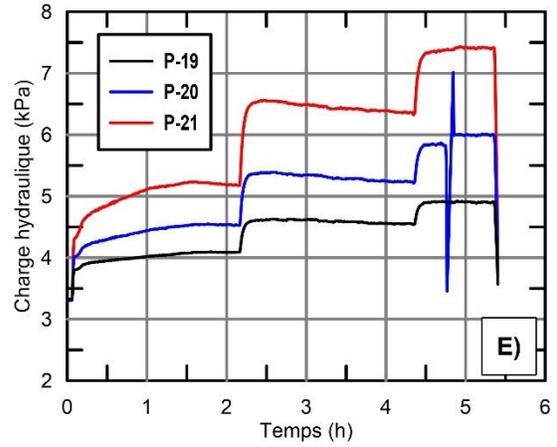
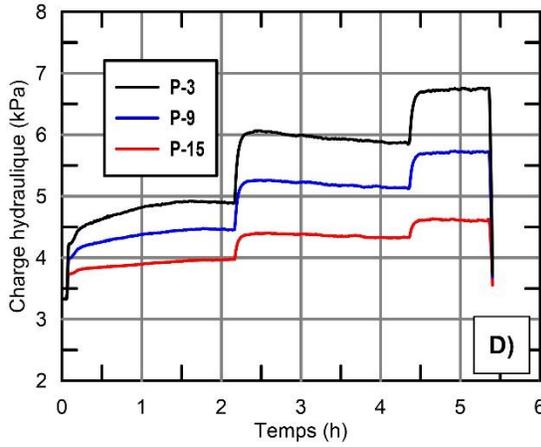
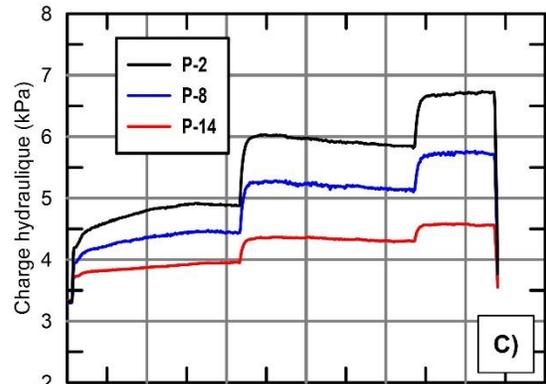
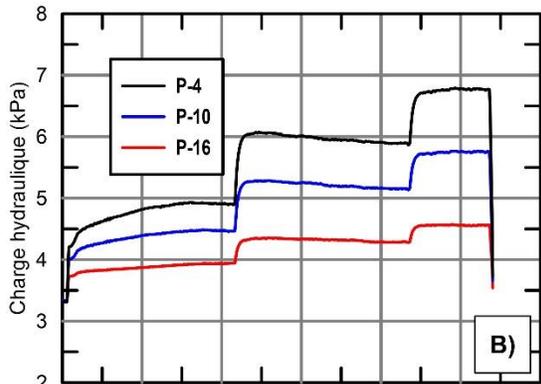
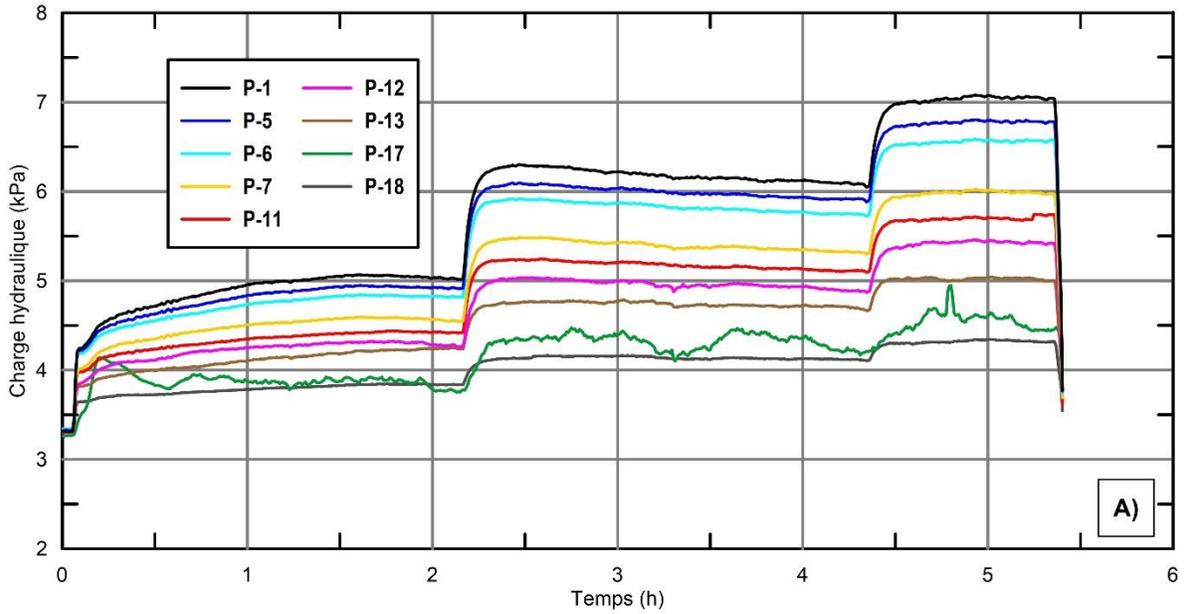


Figure E-1-(0521) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-1 (14-05-21)

### **3 - Résultats de l'Essai-2**

## Essai-2 / 2014-06-12

### Essai-2 (14-06-12)

#### - Filtre

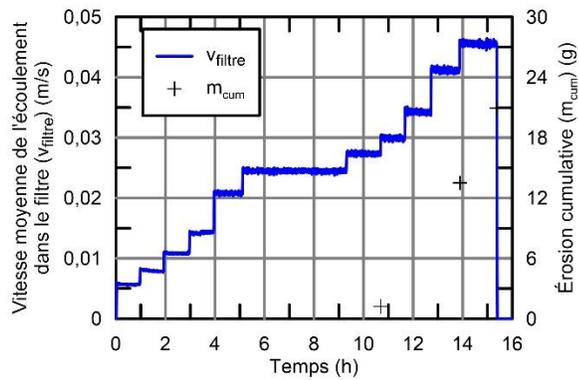
Gravier de granite passant le tamis 10,0 mm et retenu au tamis 5,0 mm  
 $\rho_d$  : 1,82 g/cm<sup>3</sup>,  $n_F=31,1\%$   
 $D_{10F}$  : 5,3 mm,  $D_{15F}$  : 5,6 mm,  $D_{60F}$  : 7,6 mm,  $C_u$  : 1,43

#### - Sol de base

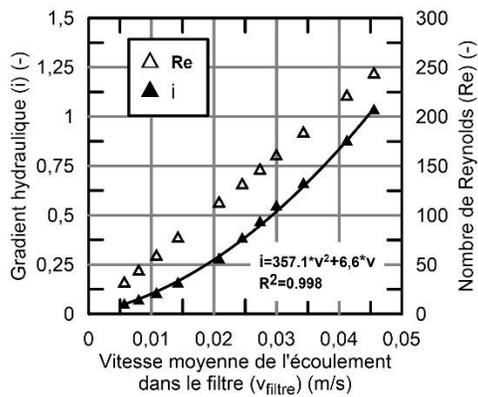
Till de Romaine-3  
 $\rho_{d\text{ till}}$  : 1,92 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0\text{ till}}$  : 11,2 %  
 $d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_u$  : 9,6

#### - Critère de filtre

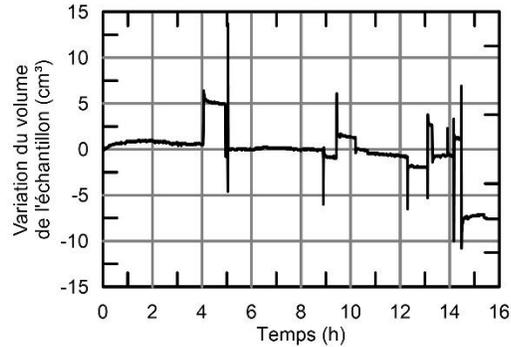
$$D_{15F}/d_{85B} = 6,4$$



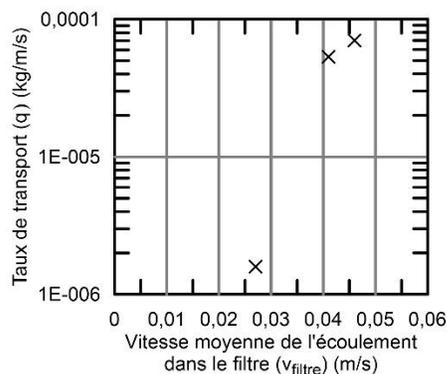
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et érosion cumulative en fonction du temps



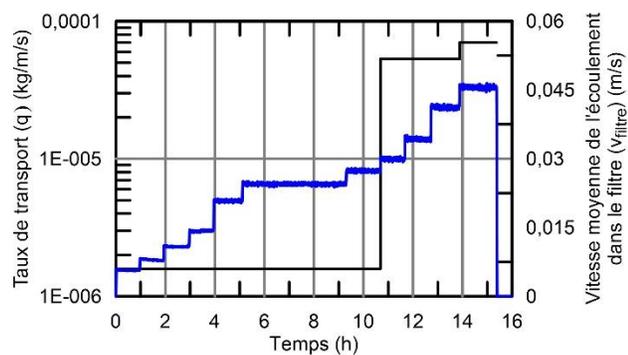
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

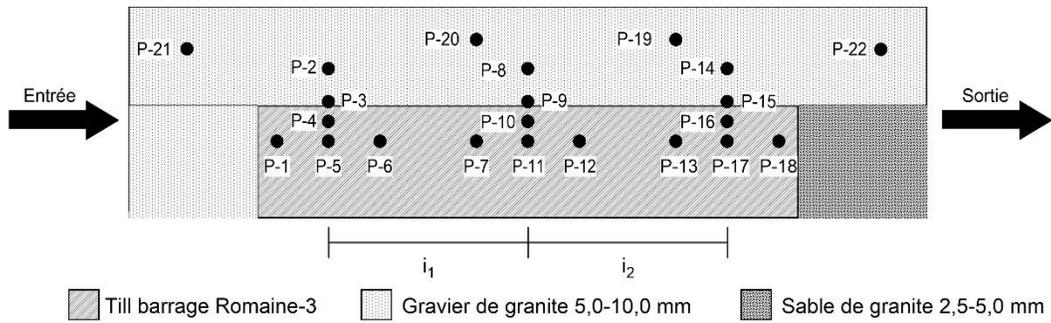


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

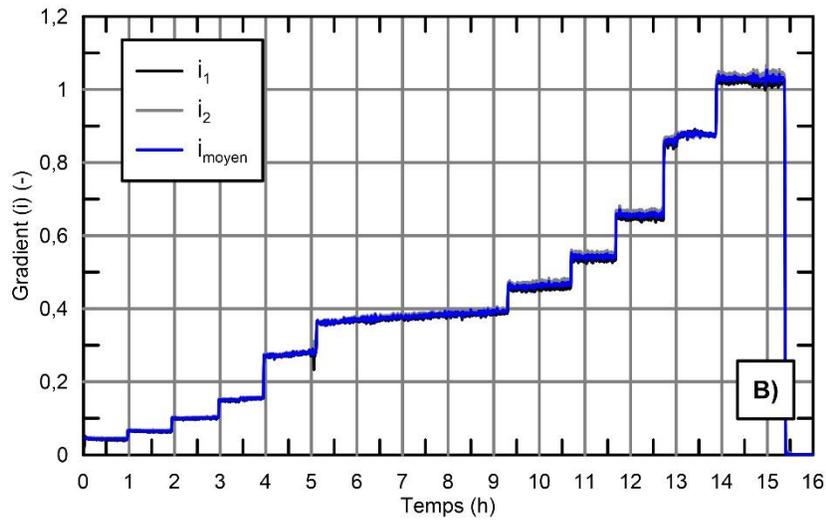


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

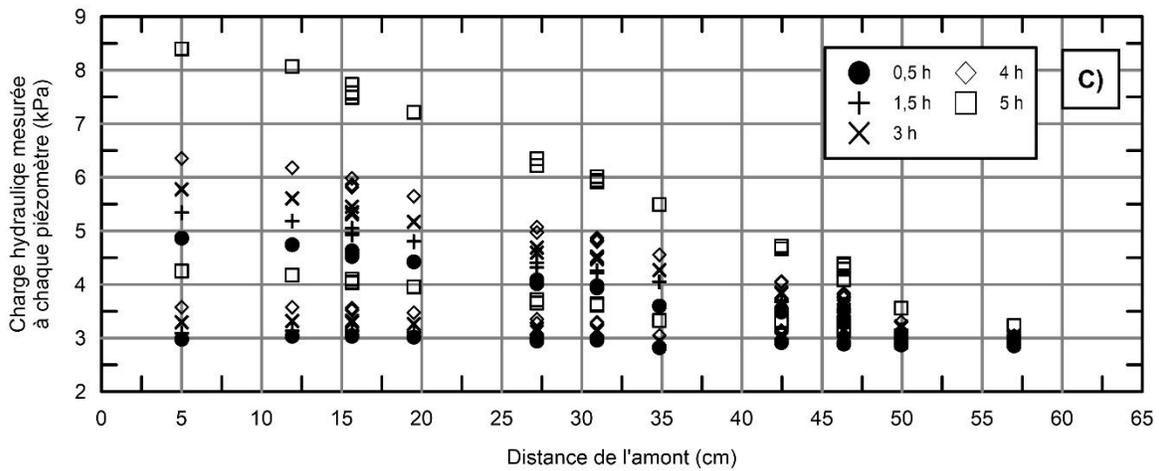
Figure E-2-(0612) - 1 – Description et résultats de l'Essai-2 (14-06-12)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-2



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_i$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-2-(0612) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-2 (14-06-12)

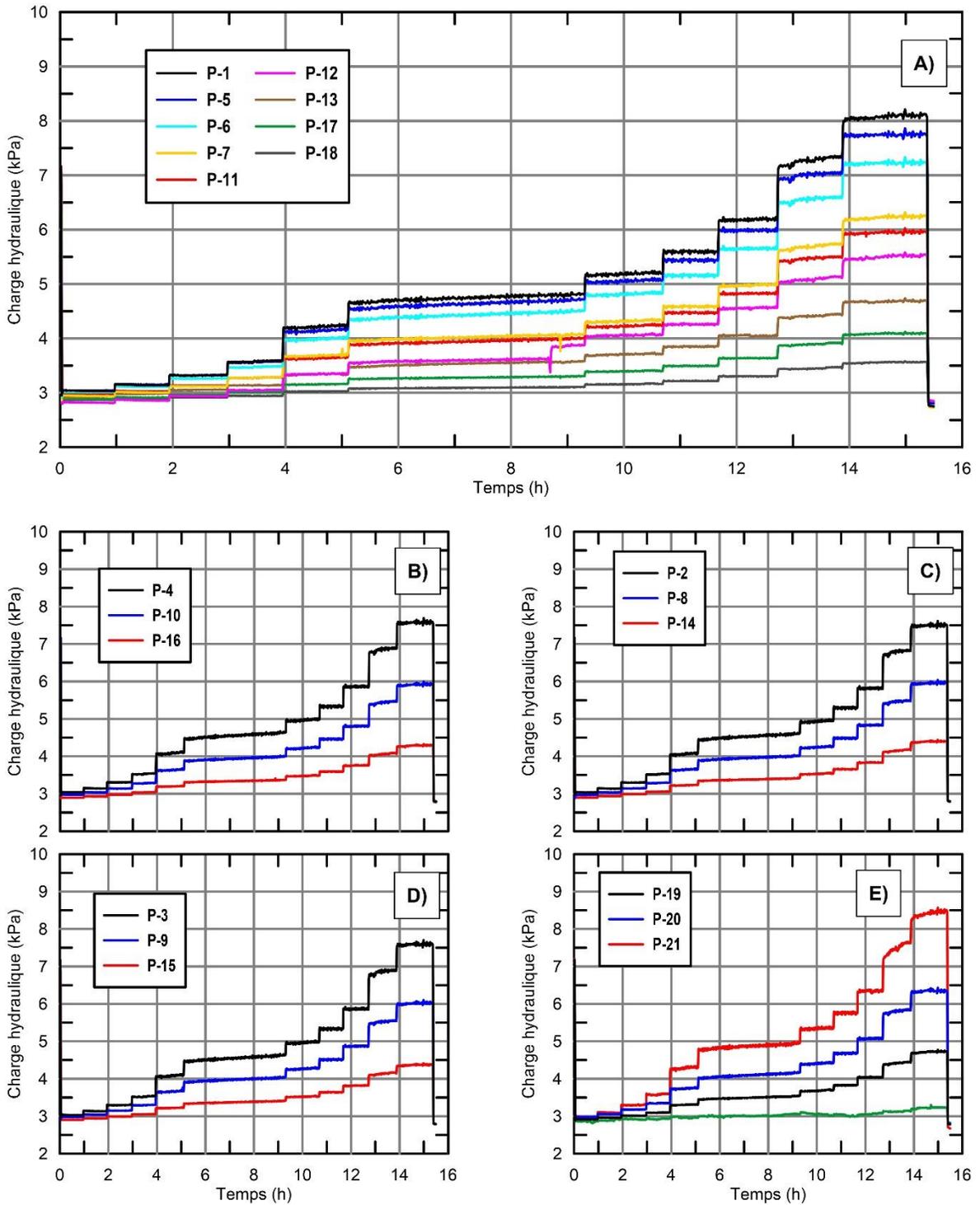


Figure E-2-(0612) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-2 (14-06-12)

## Essai-2 / 2014-06-13

### Essai-2 (14-06-13)

#### - Filtre

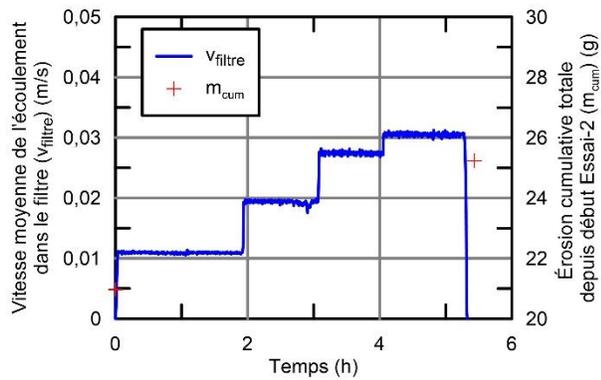
Gravier de granite passant le tamis 10,0 mm et retenu au tamis 5,0 mm  
 $\rho_d$  : 1,57 g/cm<sup>3</sup>,  $n_F$ =40,8 %  
 $D_{10F}$  : 5,3 mm,  $D_{15F}$  : 5,6 mm,  $D_{60F}$  : 7,6 mm,  $C_{uF}$  : 1,43

#### - Sol de base

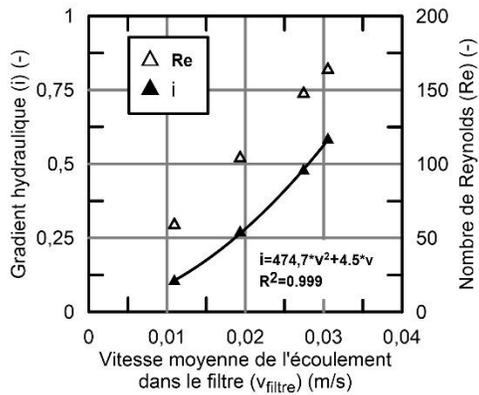
Till de Romaine-3  
 $\rho_{d\text{till}}$  : 1,92 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0\text{till}}$  : 11,2 %  
 $d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_{uB}$  : 9,6

#### - Critère de filtre

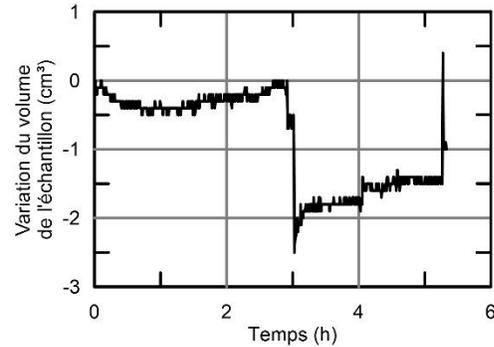
$D_{15F}/d_{85B} = 6,4$



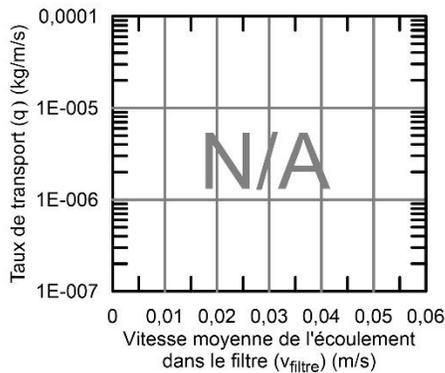
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et érosion cumulative en fonction du temps



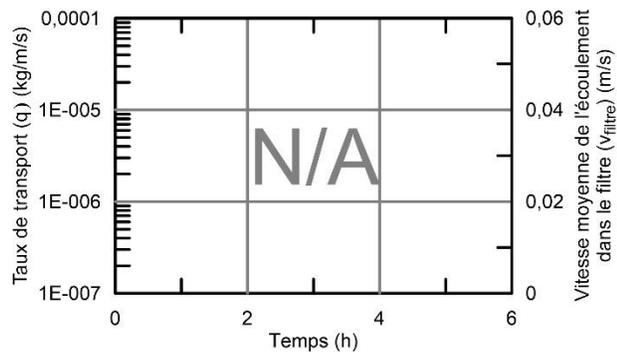
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

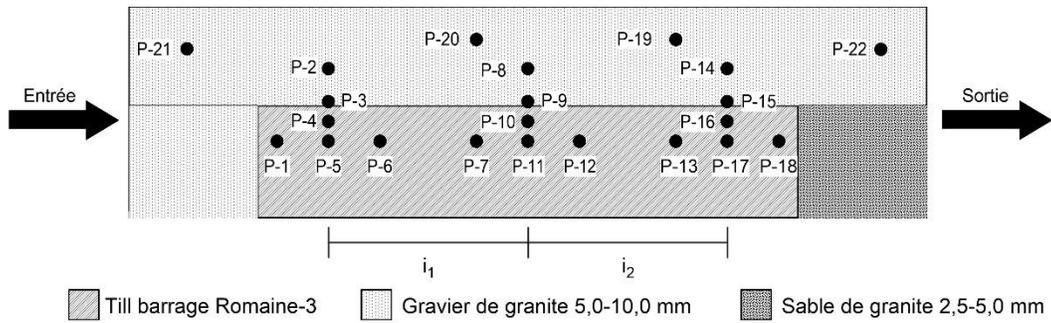


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

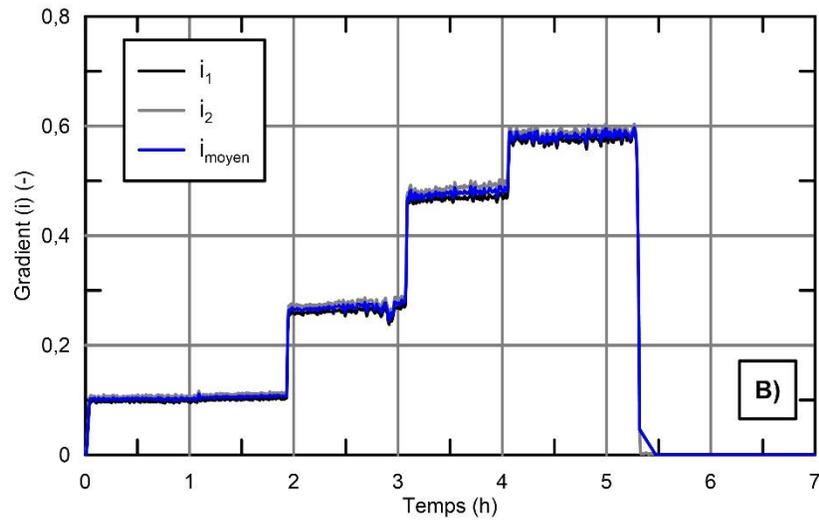


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

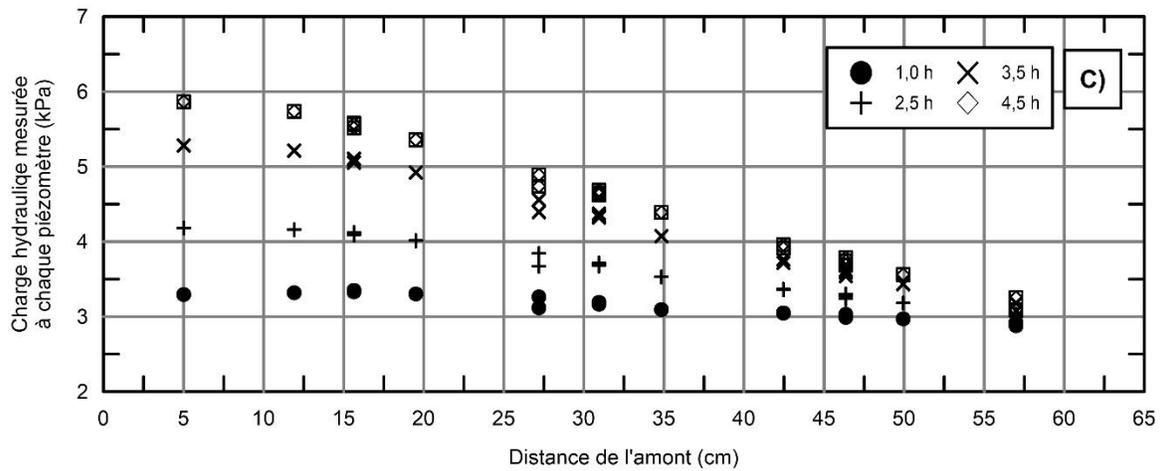
Figure E-2-(0613) - 1 – Description et résultats de l'Essai-2 (14-06-13)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-2



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_i$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-2-(0613) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-2 (14-06-13)

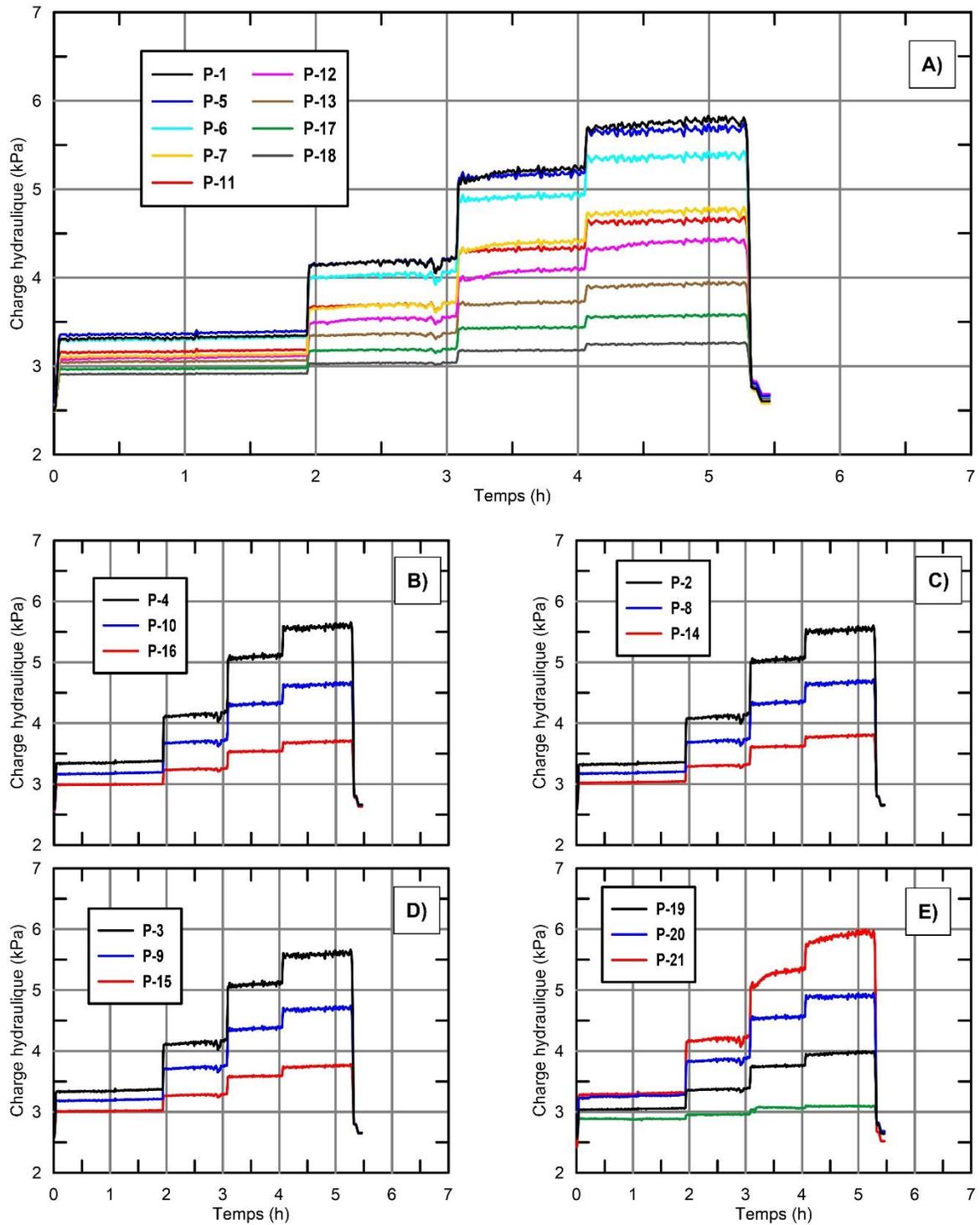


Figure E-2-(0613) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-2 (14-06-13)

## Essai-2 / 2014-06-16

### Essai-2 (14-06-16)

#### - Filtre

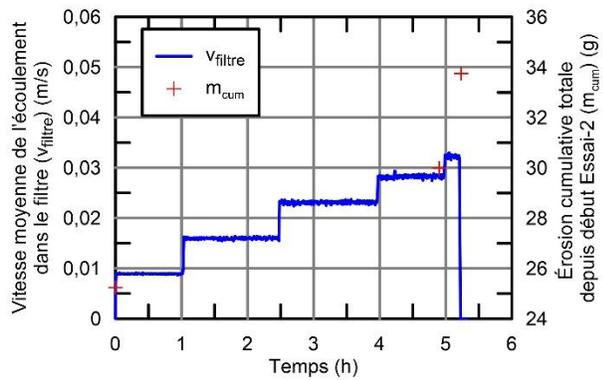
Gravier de granite passant le tamis 10,0 mm et retenu au tamis 5,0 mm  
 $\rho_d$  : 1,57 g/cm<sup>3</sup>,  $n_F$  = 40,8 %  
 $D_{10F}$  : 5,3 mm,  $D_{15F}$  : 5,6 mm,  $D_{60F}$  : 7,6 mm,  $C_{uF}$  : 1,43

#### - Sol de base

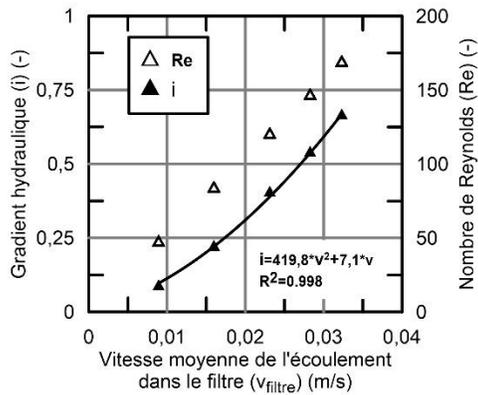
Till de Romaine-3  
 $\rho_{d\text{till}}$  : 1,92 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0\text{till}}$  : 11,2 %  
 $d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_{uB}$  : 9,6

#### - Critère de filtre

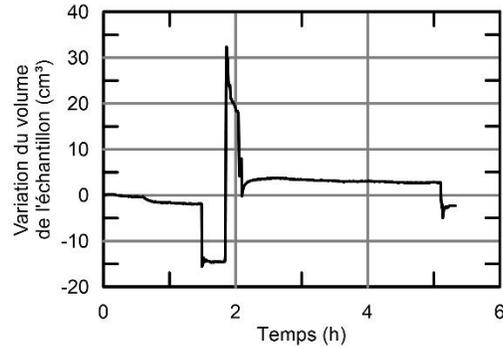
$D_{15F}/d_{85B} = 6,4$



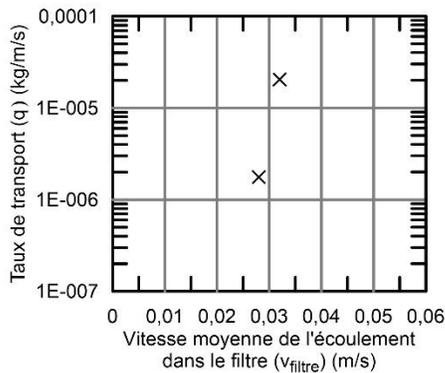
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et érosion cumulative en fonction du temps



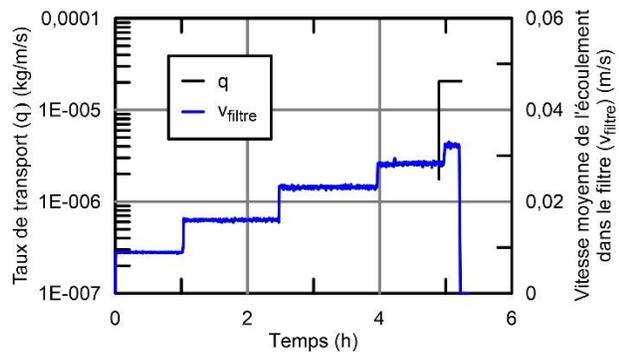
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

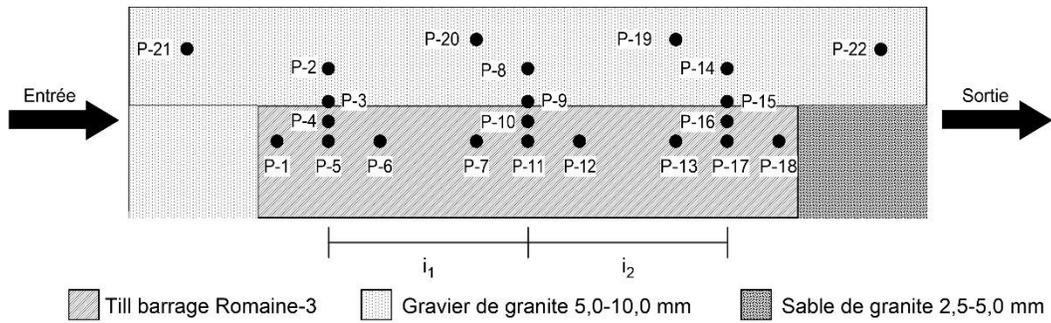


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

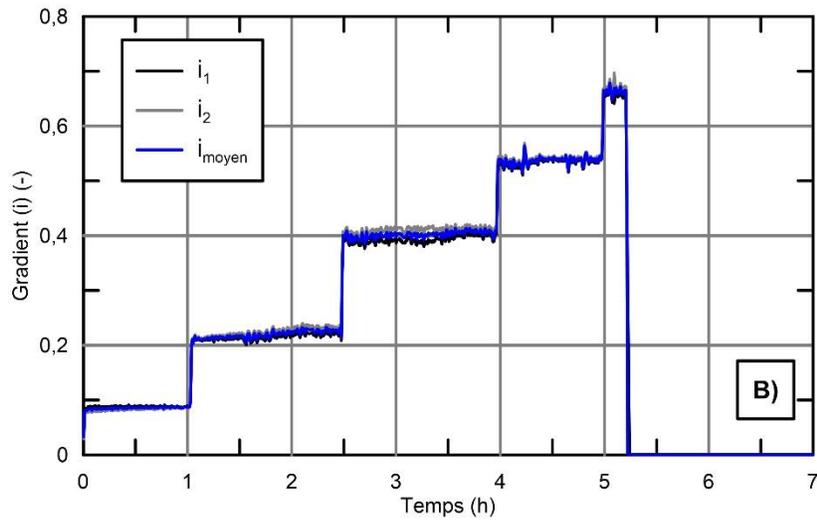


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

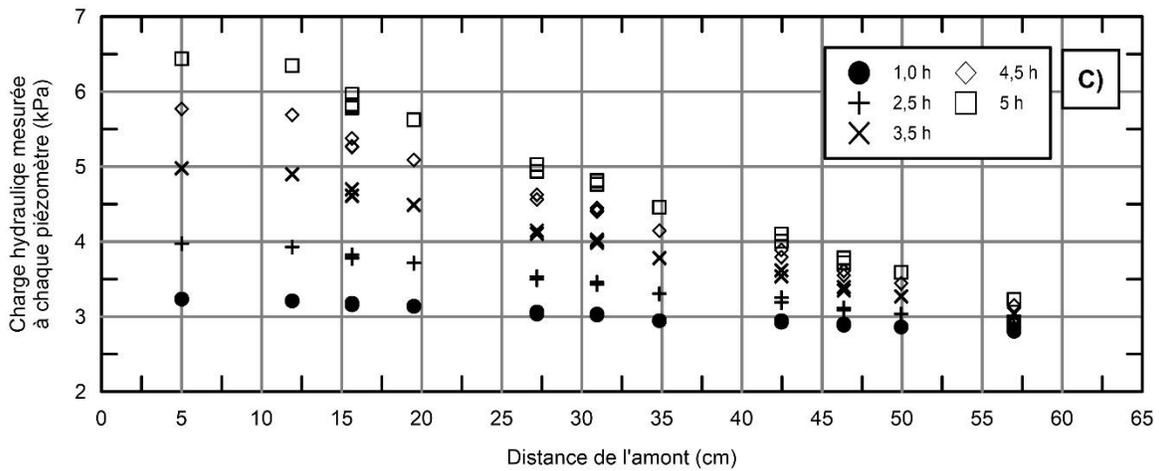
Figure E-2-(0616) - 1 – Description et résultats de l'Essai-2 (14-06-16)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-2



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_i$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-2-(0616) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-2 (14-06-16)

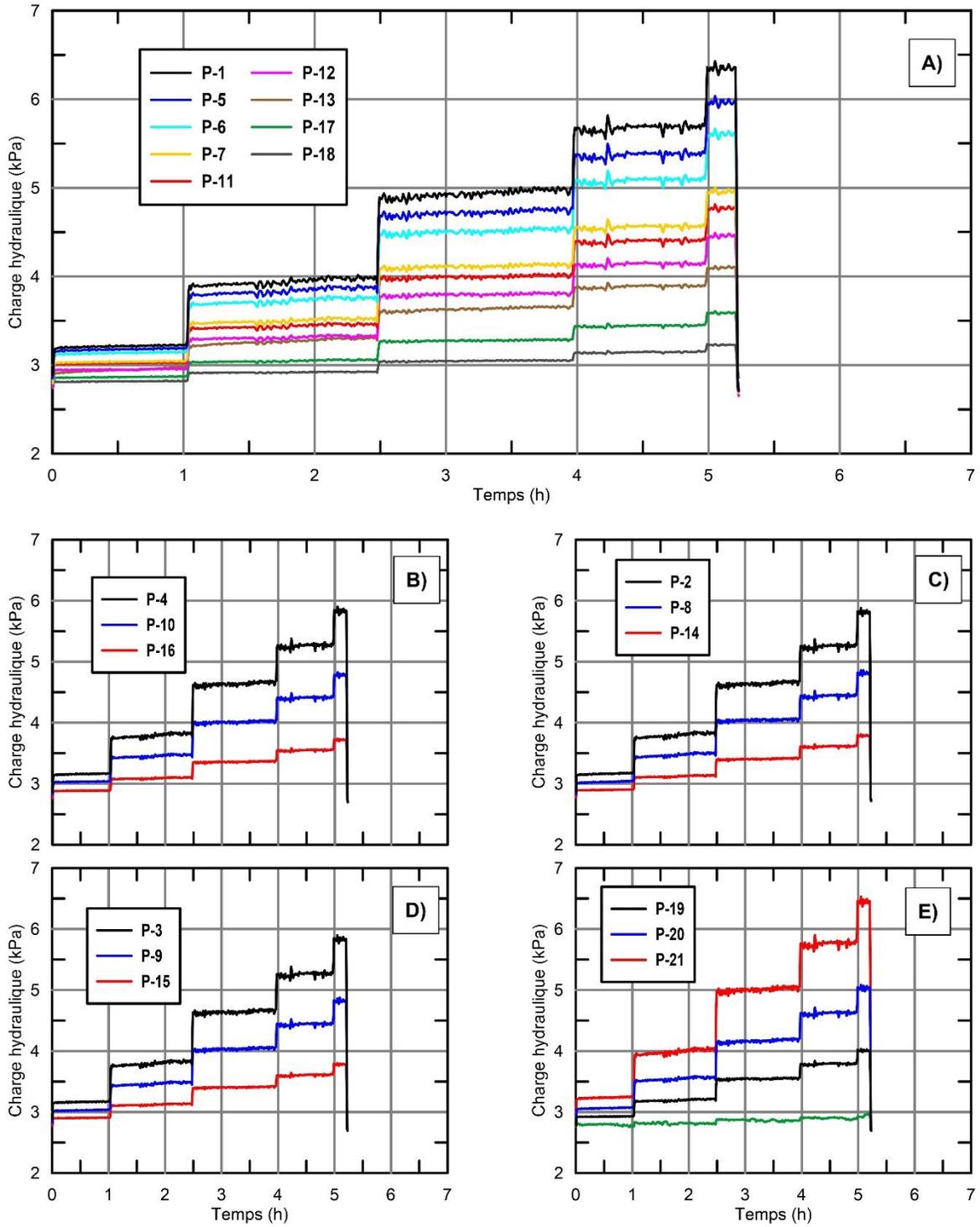


Figure E-2-(0616) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-2 (14-06-16)

## Essai-2 / 2014-06-18

### Essai-2 (14-06-18)

#### - Filtre

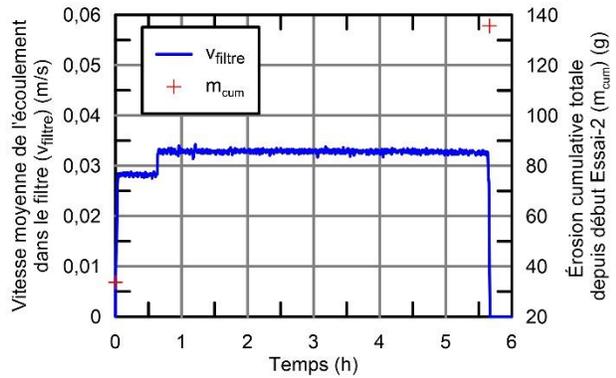
Gravier de granite passant le tamis 10,0 mm et retenu au tamis 5,0 mm  
 $\rho_d$  : 1,57 g/cm<sup>3</sup>,  $n_F$  = 40,8 %  
 $D_{10F}$  : 5,3 mm,  $D_{15F}$  : 5,6 mm,  $D_{60F}$  : 7,6 mm,  $C_{uF}$  : 1,43

#### - Sol de base

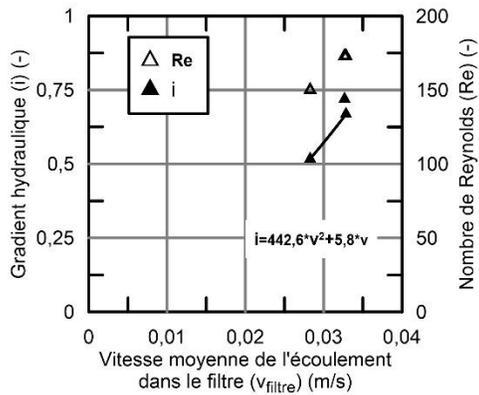
Till de Romaine-3  
 $\rho_{d\text{till}}$  : 1,92 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0\text{till}}$  : 11,2 %  
 $d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_{uB}$  : 9,6

#### - Critère de filtre

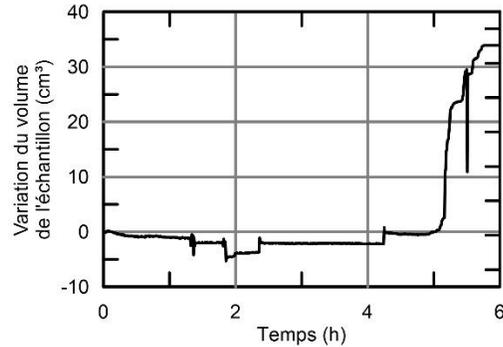
$D_{15F}/d_{85B} = 6,4$



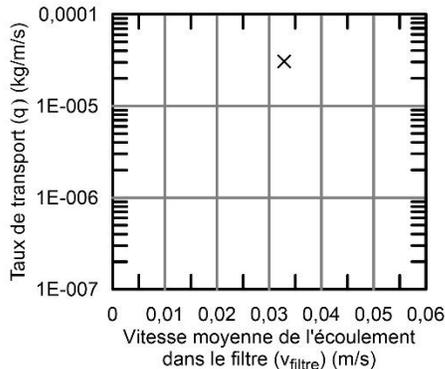
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et érosion cumulative en fonction du temps



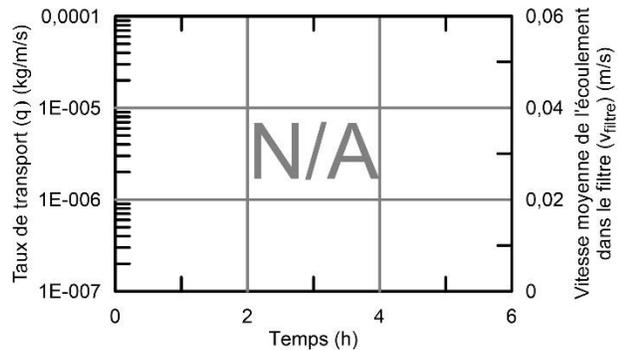
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

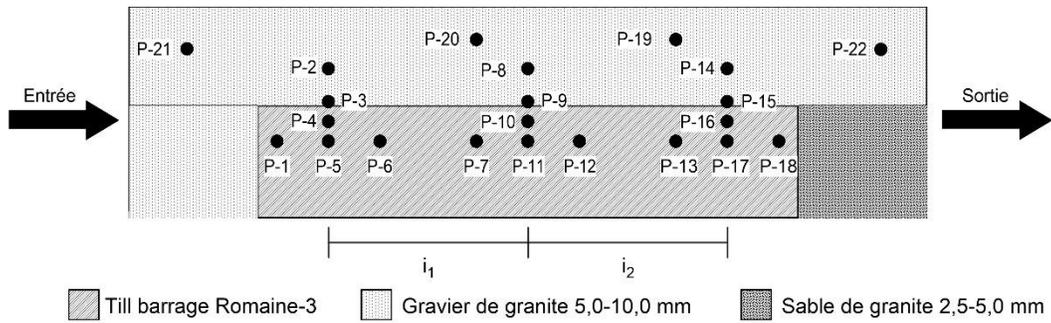


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

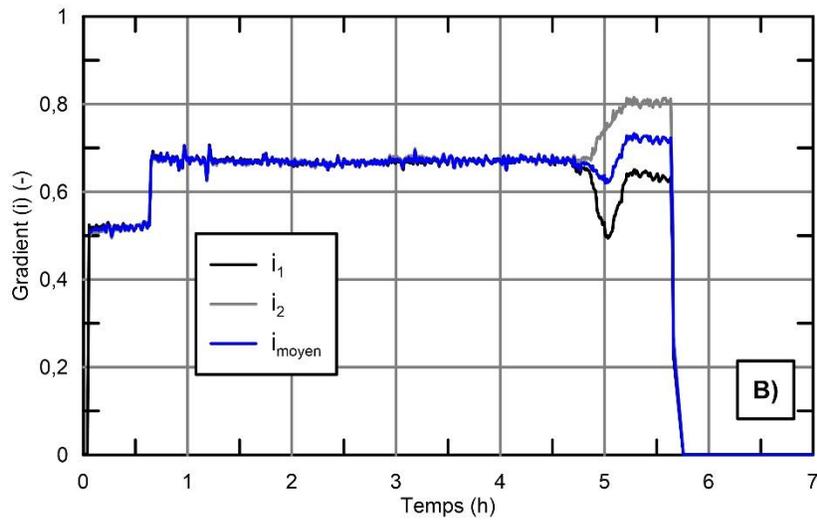


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

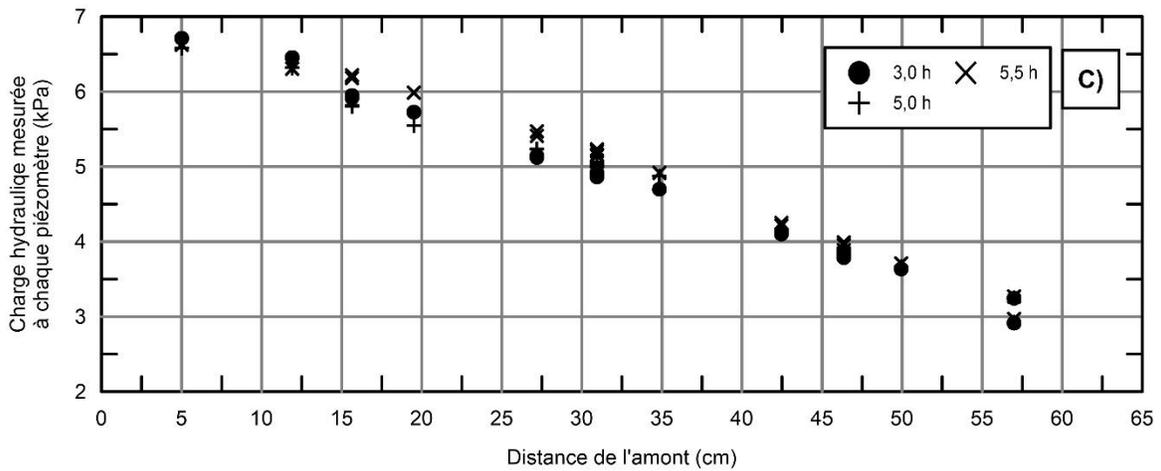
Figure E-2-(0618) - 1 – Description et résultats de l'Essai-2 (14-06-18)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-2



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_i$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-2-(0618) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-2 (14-06-18)

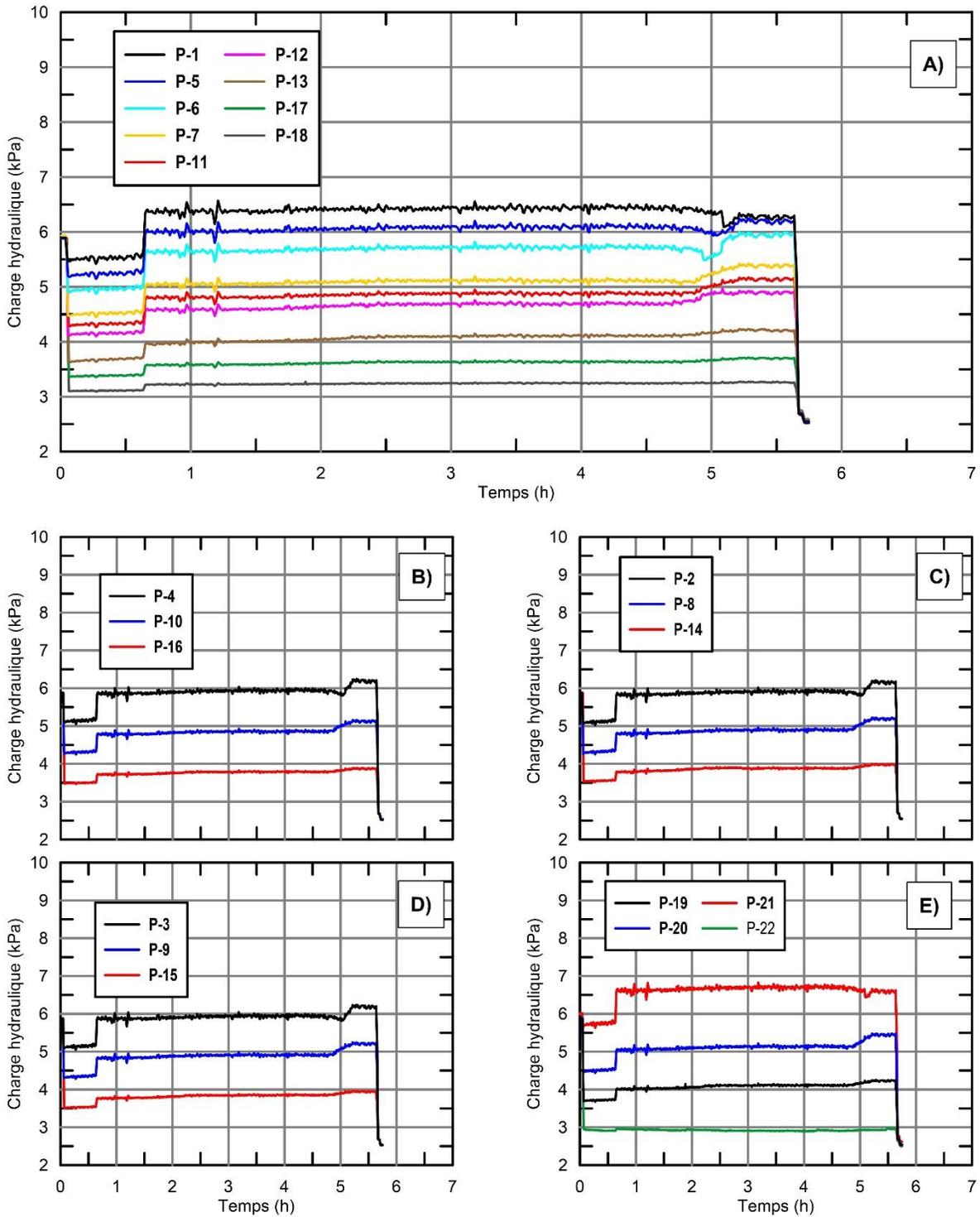


Figure E-2-(0618) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-2 (14-06-18)

## Essai-2 / 2014-06-20

### Essai-2 (14-06-20)

#### - Filtre

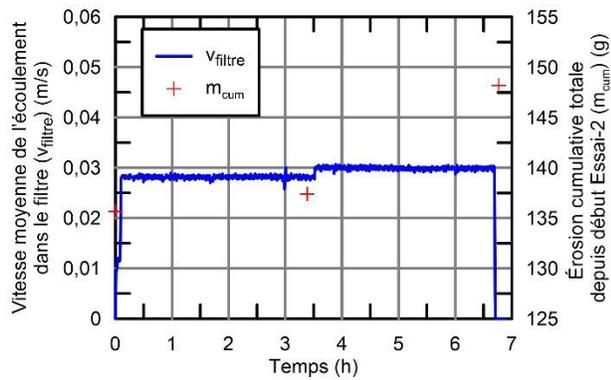
Gravier de granite passant le tamis 10,0 mm  
et retenu au tamis 5,0 mm  
 $\rho_d$  : 1,57 g/cm<sup>3</sup>,  $n_F$ =40,8 %  
 $D_{10F}$  : 5,3 mm,  $D_{15F}$  : 5,6 mm,  $D_{60F}$  : 7,6 mm,  $C_{uF}$  : 1,43

#### - Sol de base

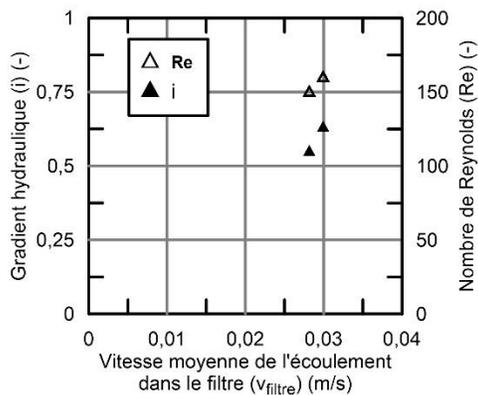
Till de Romaine-3  
 $\rho_{d\text{till}}$  : 1,92 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0\text{till}}$  : 11,2 %  
 $d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_{uB}$  : 9,6

#### - Critère de filtre

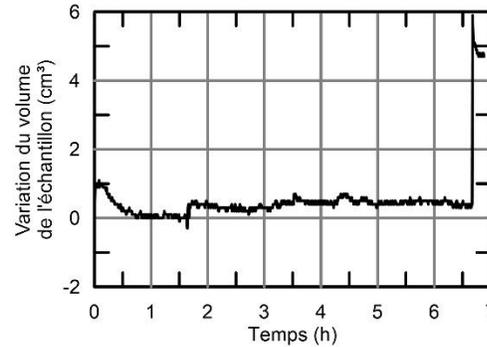
$D_{15F}/d_{85B} = 6,4$



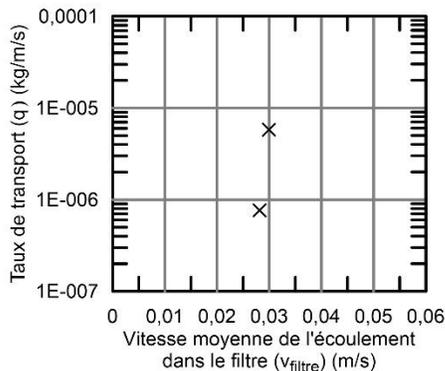
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et érosion cumulative en fonction du temps



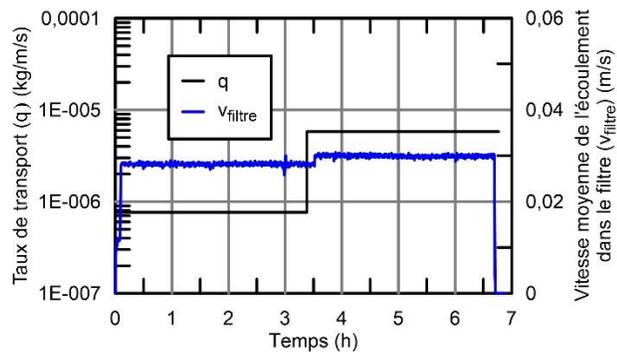
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

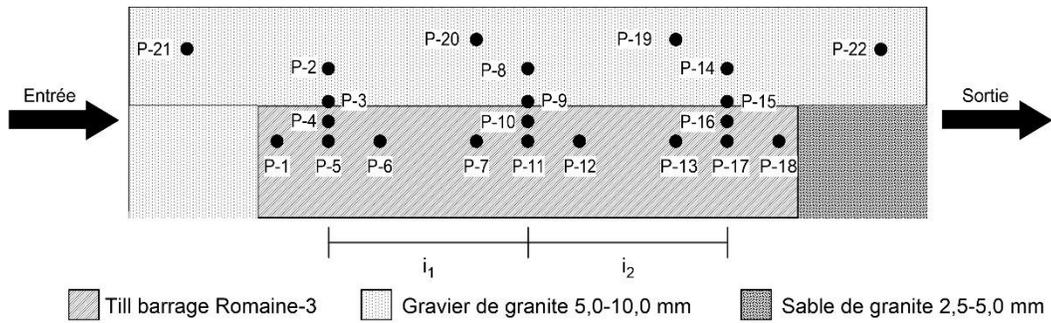


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

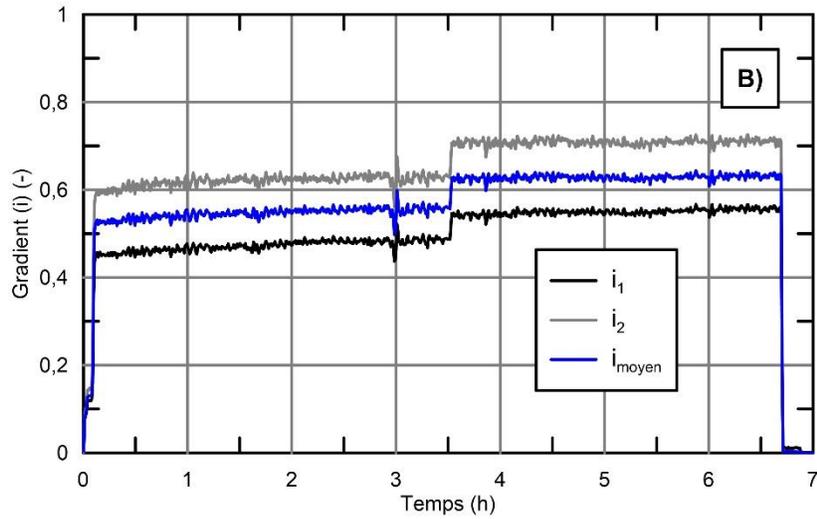


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

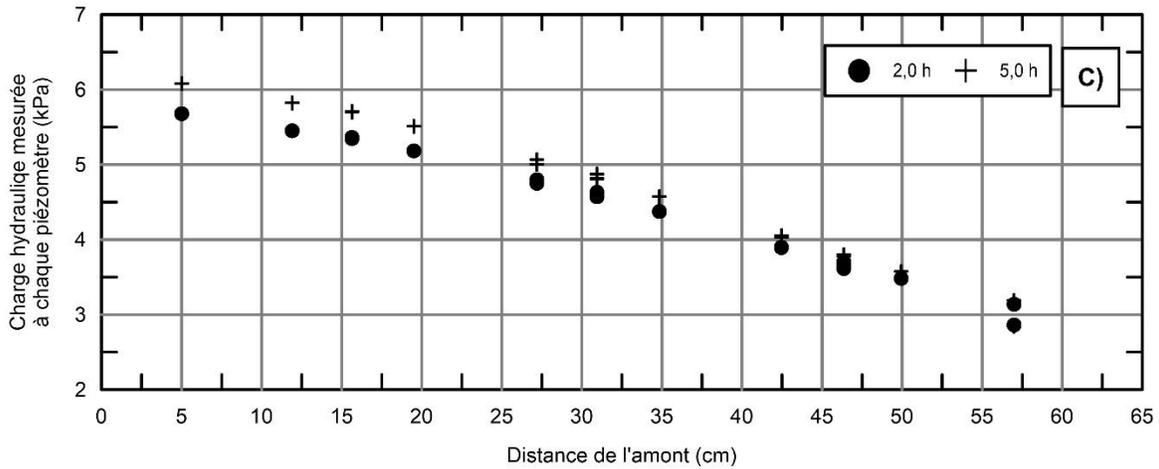
Figure E-2-(0620) - 1 – Description et résultats de l'Essai-2 (14-06-20)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-2



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_i$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-2-(0620) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-2 (14-06-20)

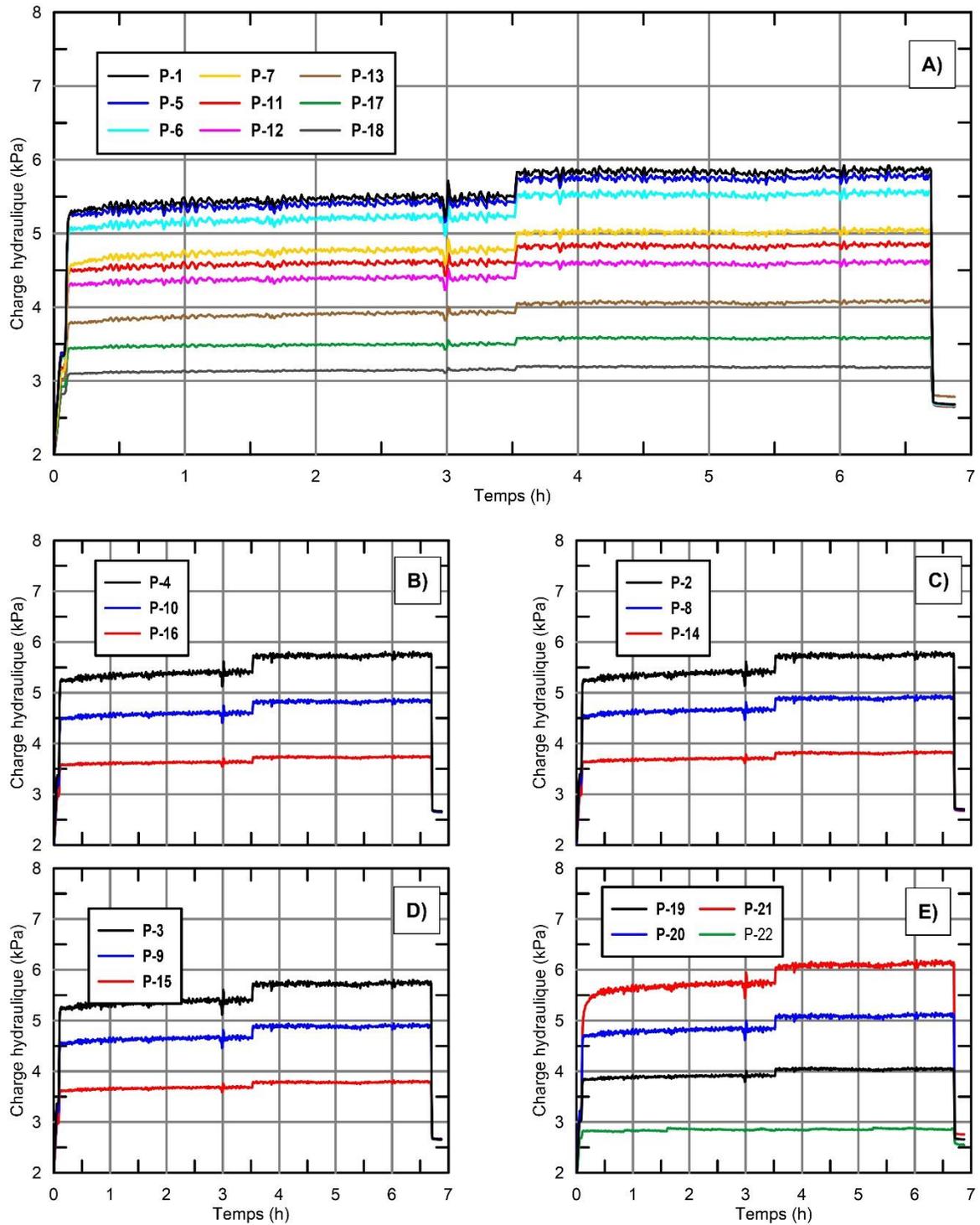


Figure E-2-(0620) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-2 (14-06-20)

## Essai-2 / 2014-06-25

### Essai-2 (14-06-25)

#### - Filtre

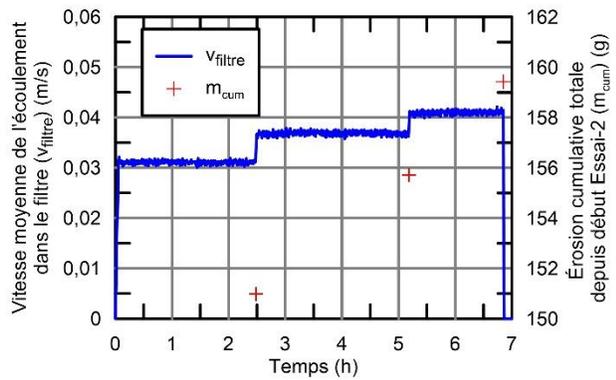
Gravier de granite passant le tamis 10,0 mm et retenu au tamis 5,0 mm  
 $\rho_d$  : 1,57 g/cm<sup>3</sup>,  $n_F$  = 40,8 %  
 $D_{10F}$  : 5,3 mm,  $D_{15F}$  : 5,6 mm,  $D_{60F}$  : 7,6 mm,  $C_{uF}$  : 1,43

#### - Sol de base

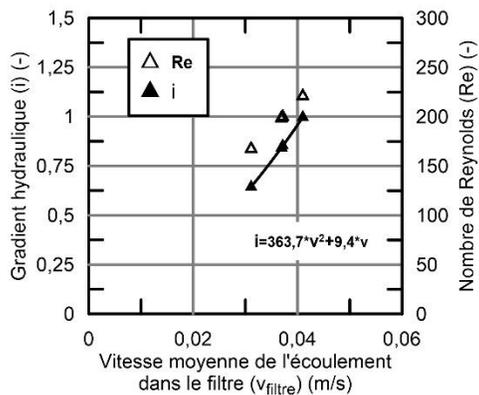
Till de Romaine-3  
 $\rho_{d\text{till}}$  : 1,92 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0\text{till}}$  : 11,2 %  
 $d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_{uB}$  : 9,6

#### - Critère de filtre

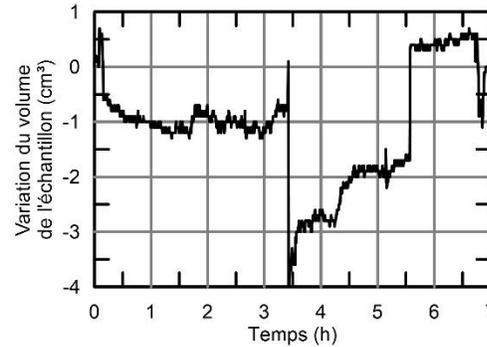
$D_{15F}/d_{85B} = 6,4$



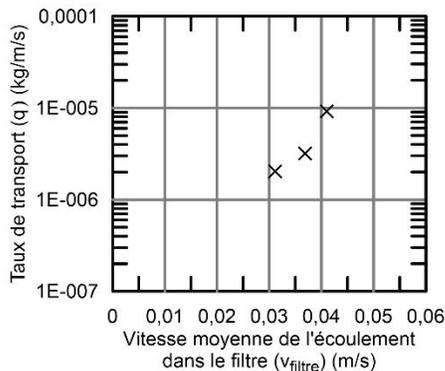
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et érosion cumulative en fonction du temps



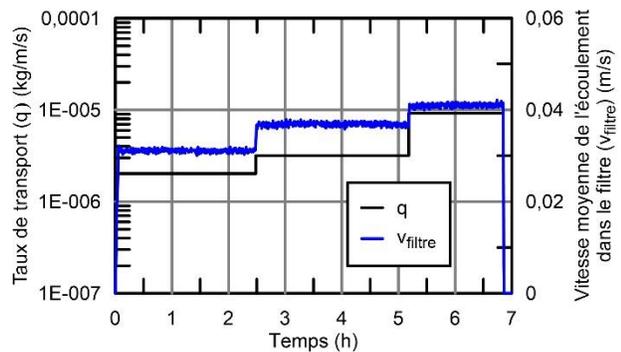
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

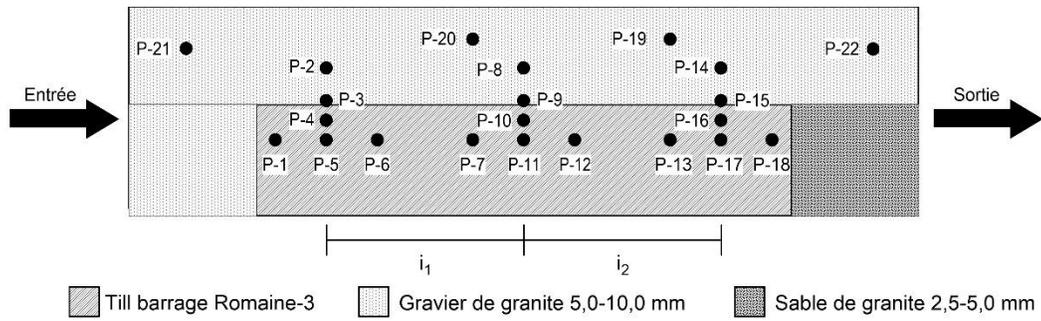


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

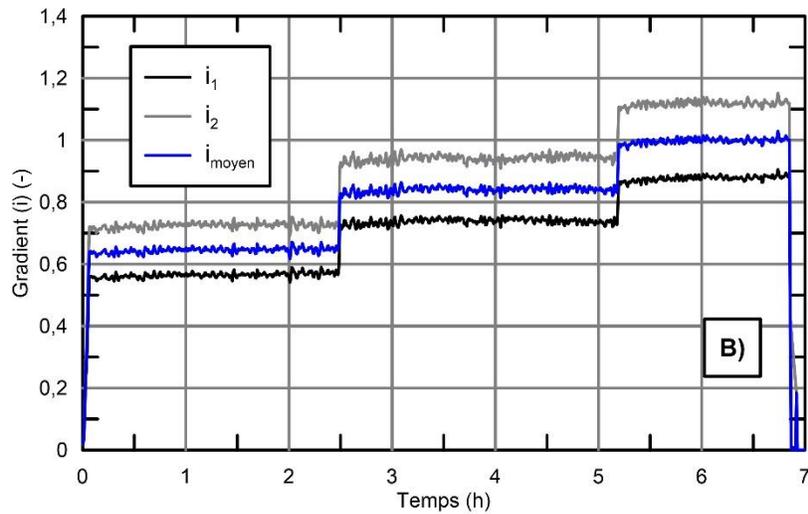


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

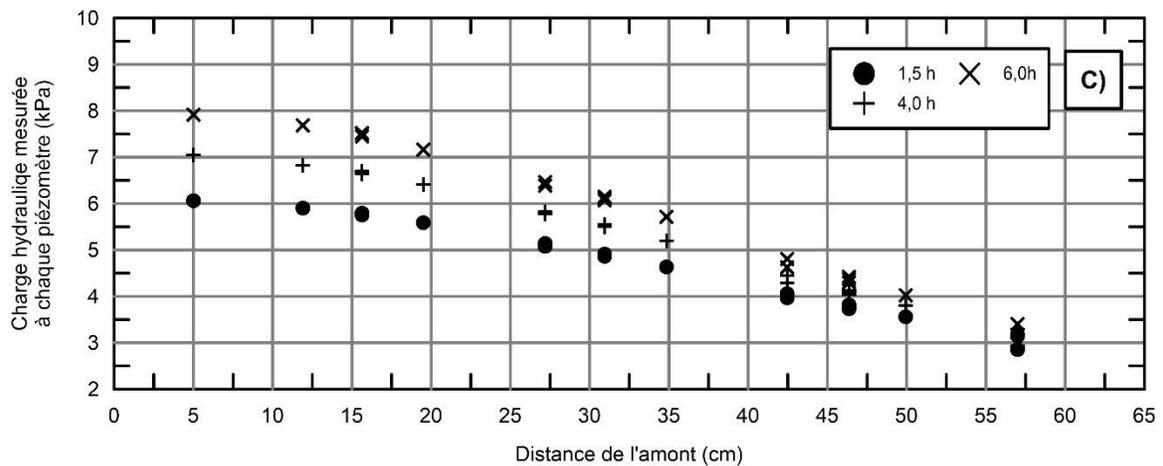
Figure E-2-(0625) - 1 – Description et résultats de l'Essai-2 (14-06-25)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-2



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_i$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-2-(0625) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-2 (14-06-25)

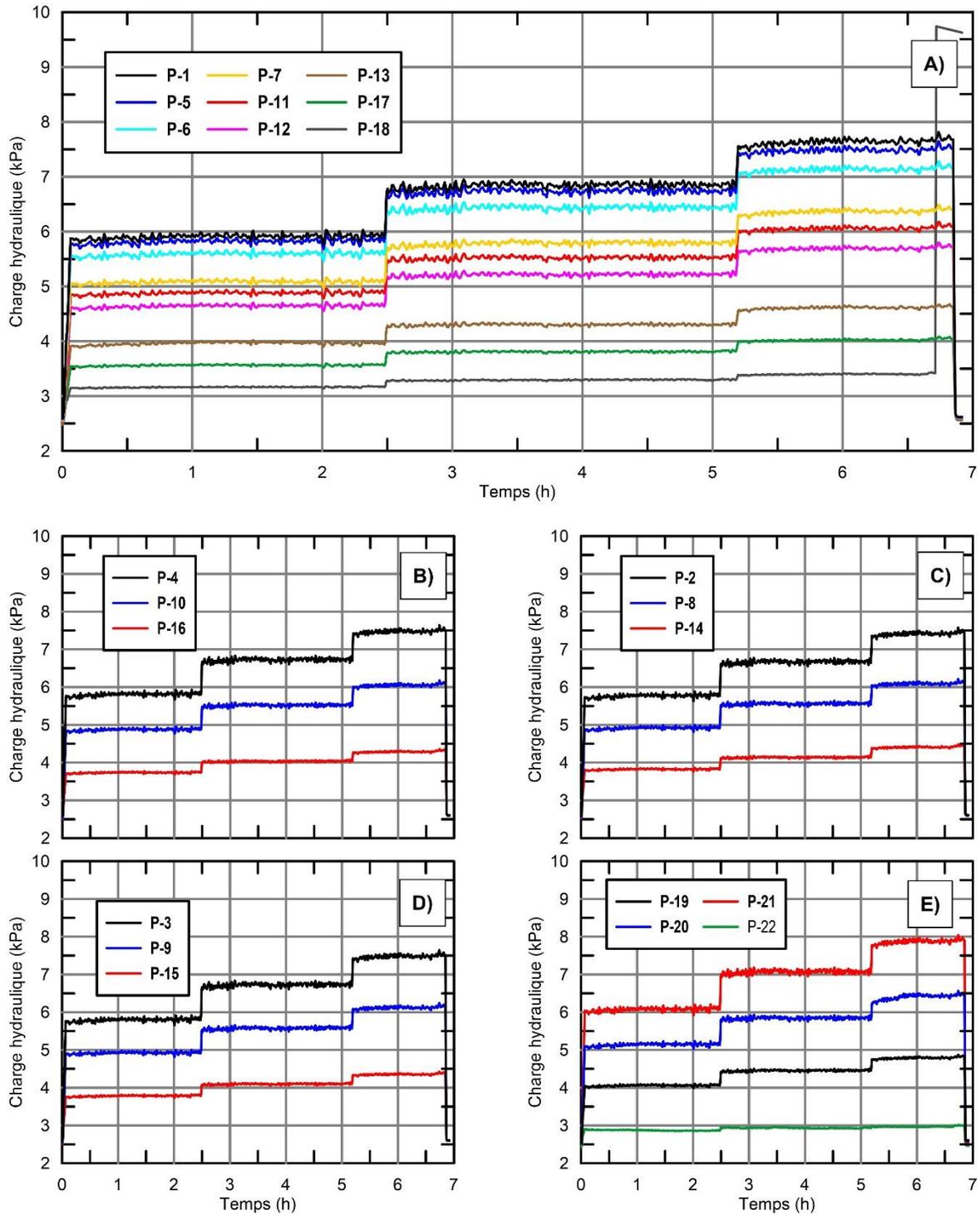


Figure E-2-(0625) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l’Essai-2 (14-06-25)

## Essai-2 / 2014-06-26

### Essai-2 (14-06-26)

#### - Filtre

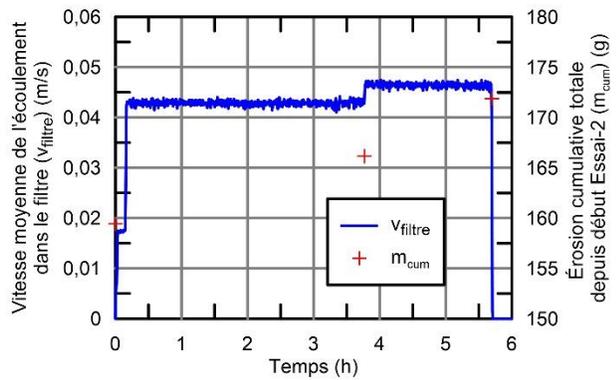
Gravier de granite passant le tamis 10,0 mm et retenu au tamis 5,0 mm  
 $\rho_d$  : 1,57 g/cm<sup>3</sup>,  $n_F$  = 40,8 %  
 $D_{10F}$  : 5,3 mm,  $D_{15F}$  : 5,6 mm,  $D_{60F}$  : 7,6 mm,  $C_{uF}$  : 1,43

#### - Sol de base

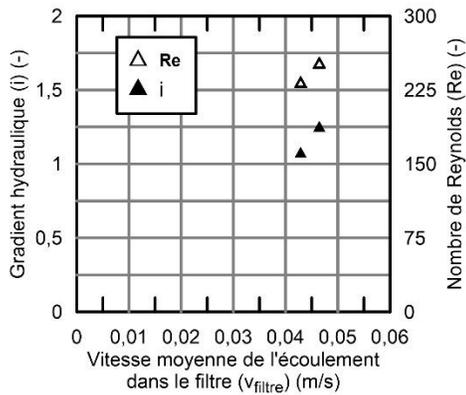
Till de Romaine-3  
 $\rho_{d\text{till}}$  : 1,92 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0\text{till}}$  : 11,2 %  
 $d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_{uB}$  : 9,6

#### - Critère de filtre

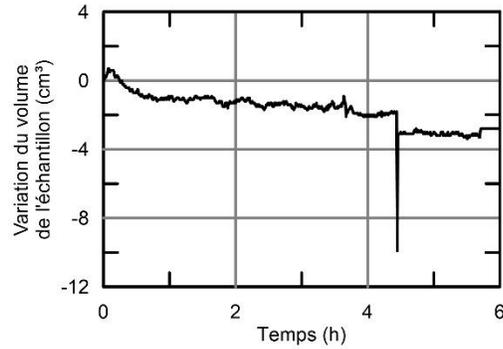
$$D_{15F}/d_{85B} = 6,4$$



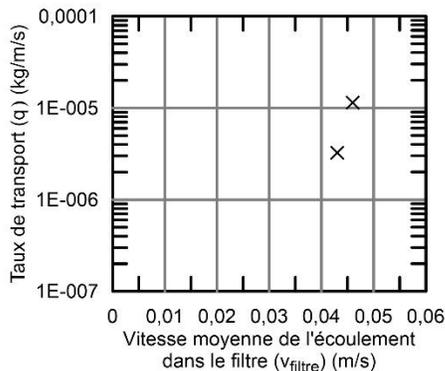
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et érosion cumulative en fonction du temps



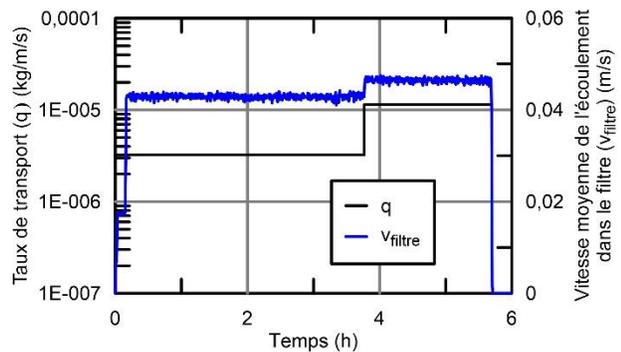
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

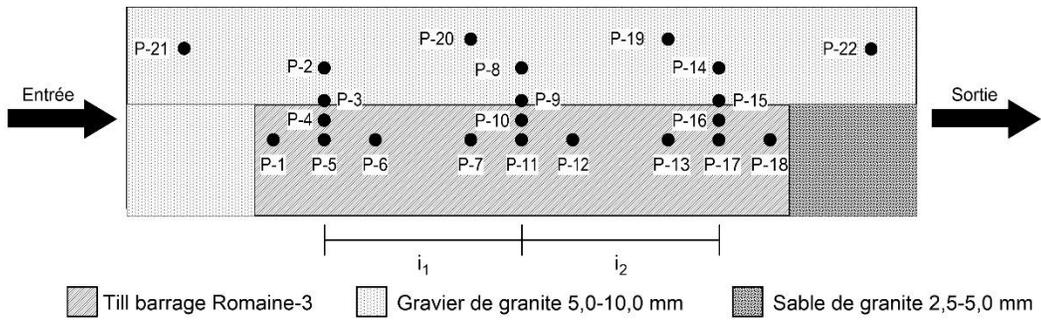


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

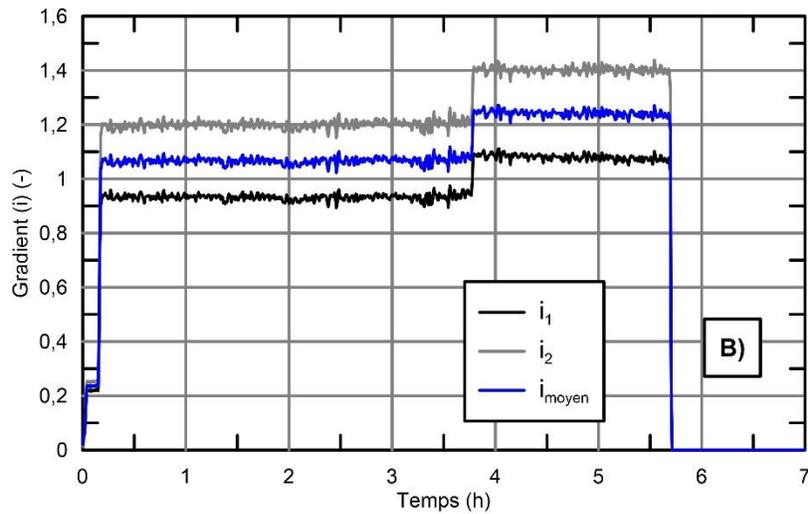


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

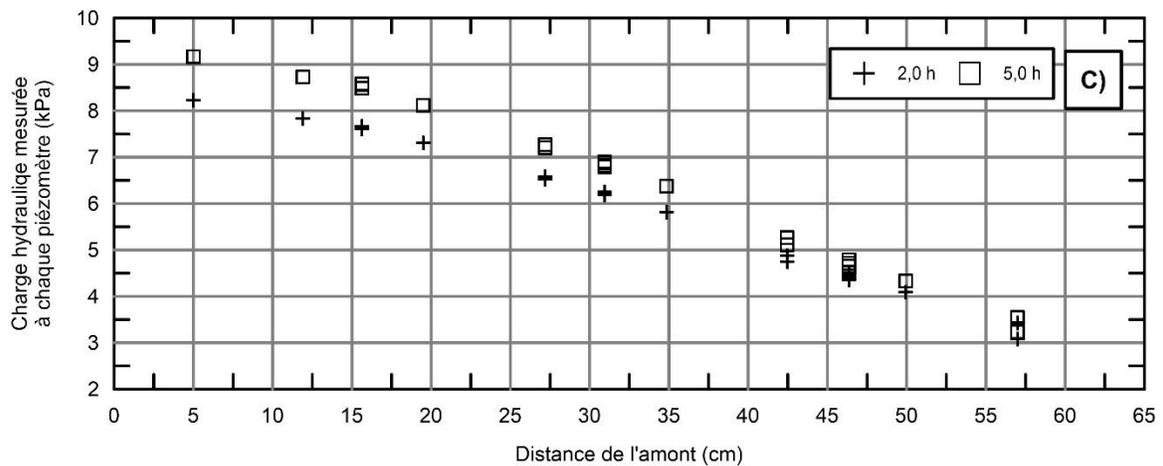
Figure E-2-(0626) - 1 – Description et résultats de l'Essai-2 (14-06-26)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-2



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_i$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-2-(0626) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-2 (14-06-26)

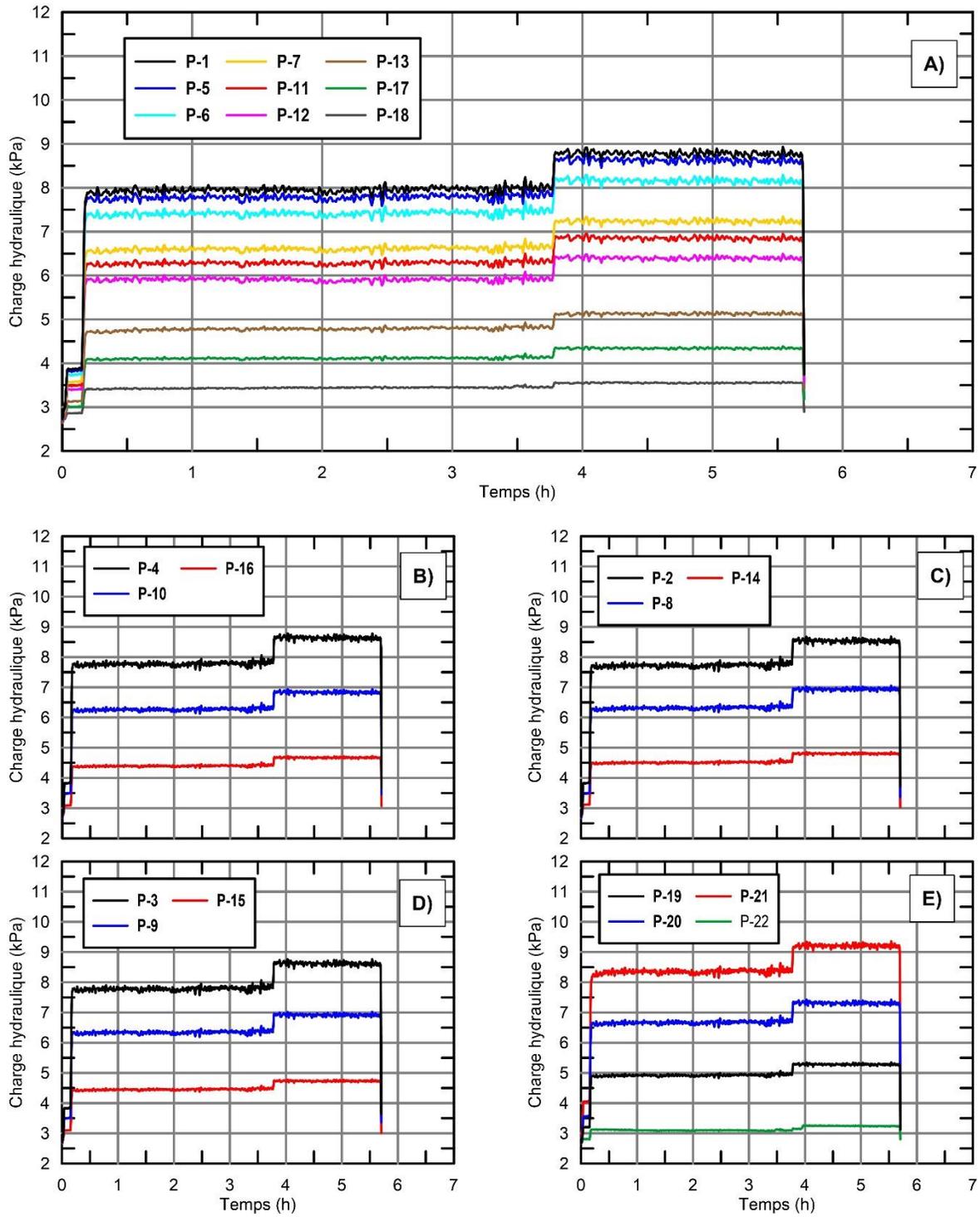


Figure E-2-(0626) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-2 (14-06-26)

## Essai-2 / 2014-06-27

### Essai-2 (14-06-27)

#### - Filtre

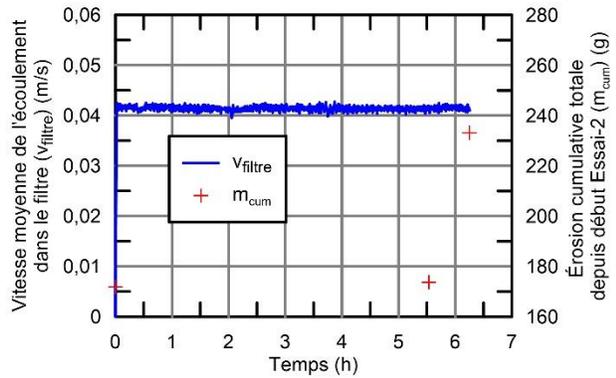
Gravier de granite passant le tamis 10,0 mm et retenu au tamis 5,0 mm  
 $\rho_d$  : 1,57 g/cm<sup>3</sup>,  $n_F$  = 40,8 %  
 $D_{10F}$  : 5,3 mm,  $D_{15F}$  : 5,6 mm,  $D_{60F}$  : 7,6 mm,  $C_{uF}$  : 1,43

#### - Sol de base

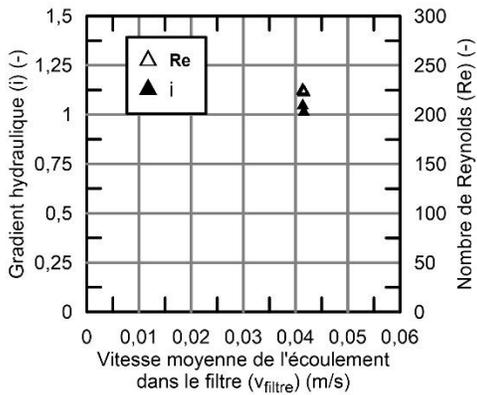
Till de Romaine-3  
 $\rho_{d\text{till}}$  : 1,92 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0\text{till}}$  : 11,2 %  
 $d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_{uB}$  : 9,6

#### - Critère de filtre

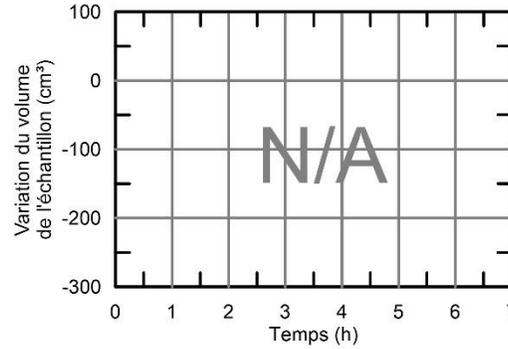
$D_{15F}/d_{85B} = 6,4$



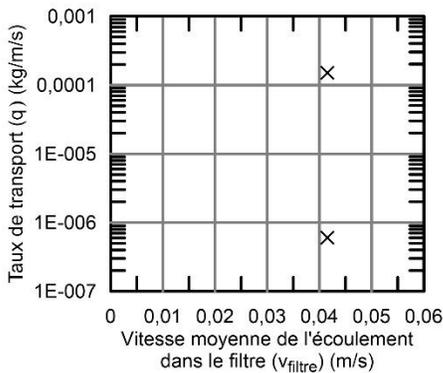
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et érosion cumulative en fonction du temps



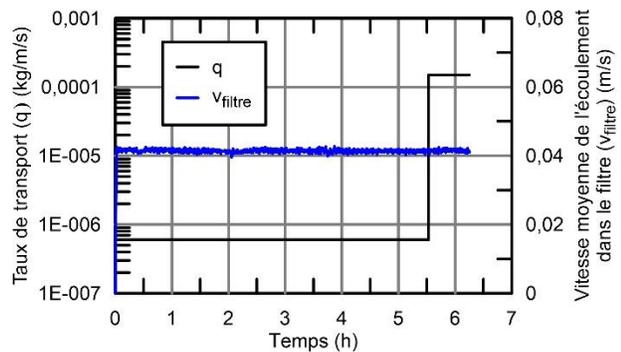
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

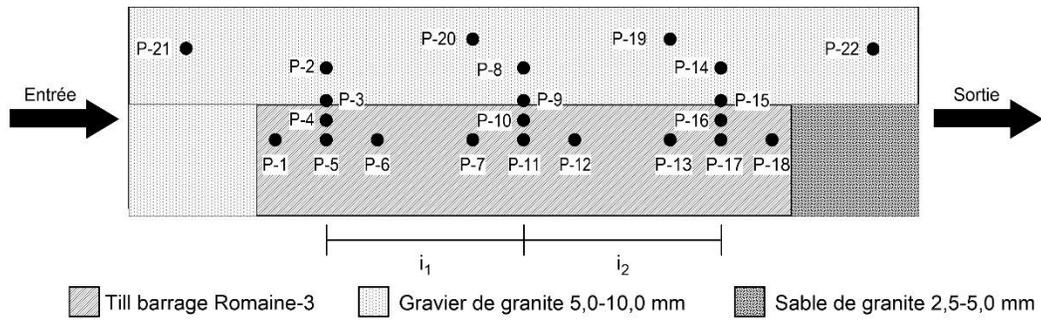


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

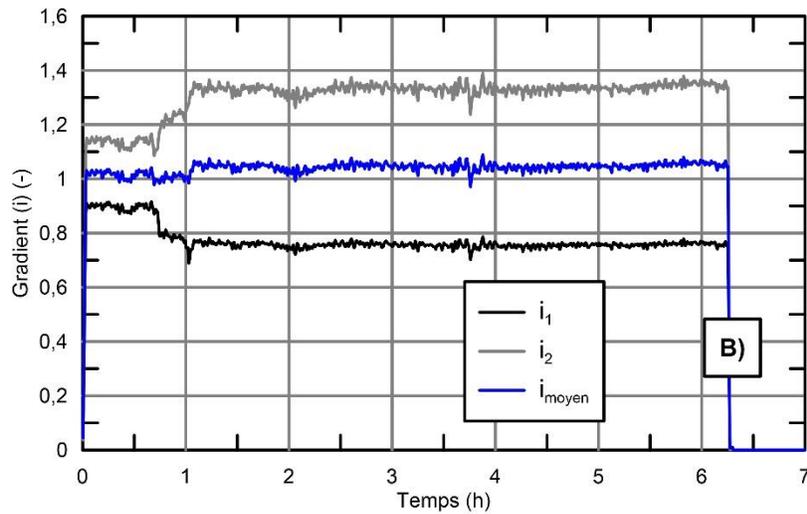


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

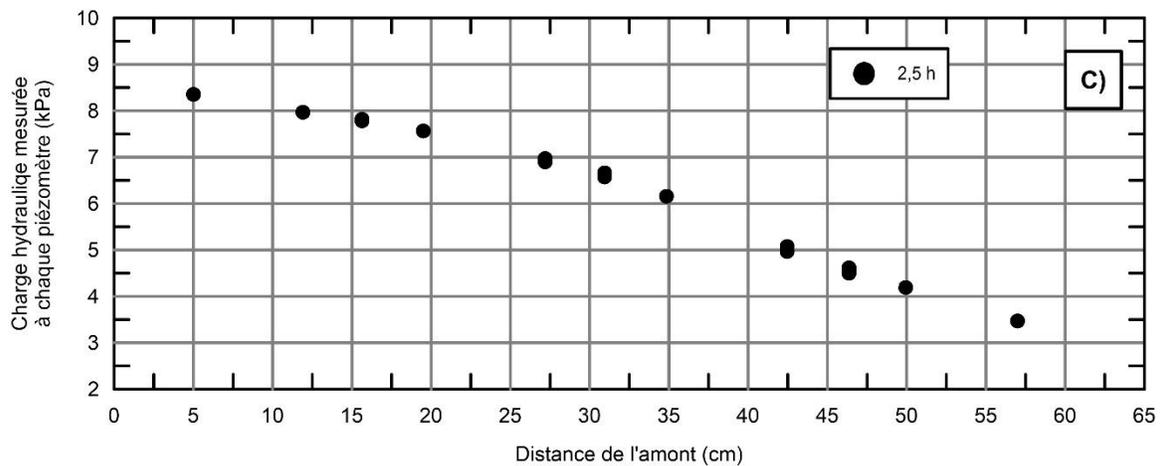
Figure E-2-(0627) - 1 – Description et résultats de l'Essai-2 (14-06-27)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-2



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_i$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-2-(0627) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-2 (14-06-27)

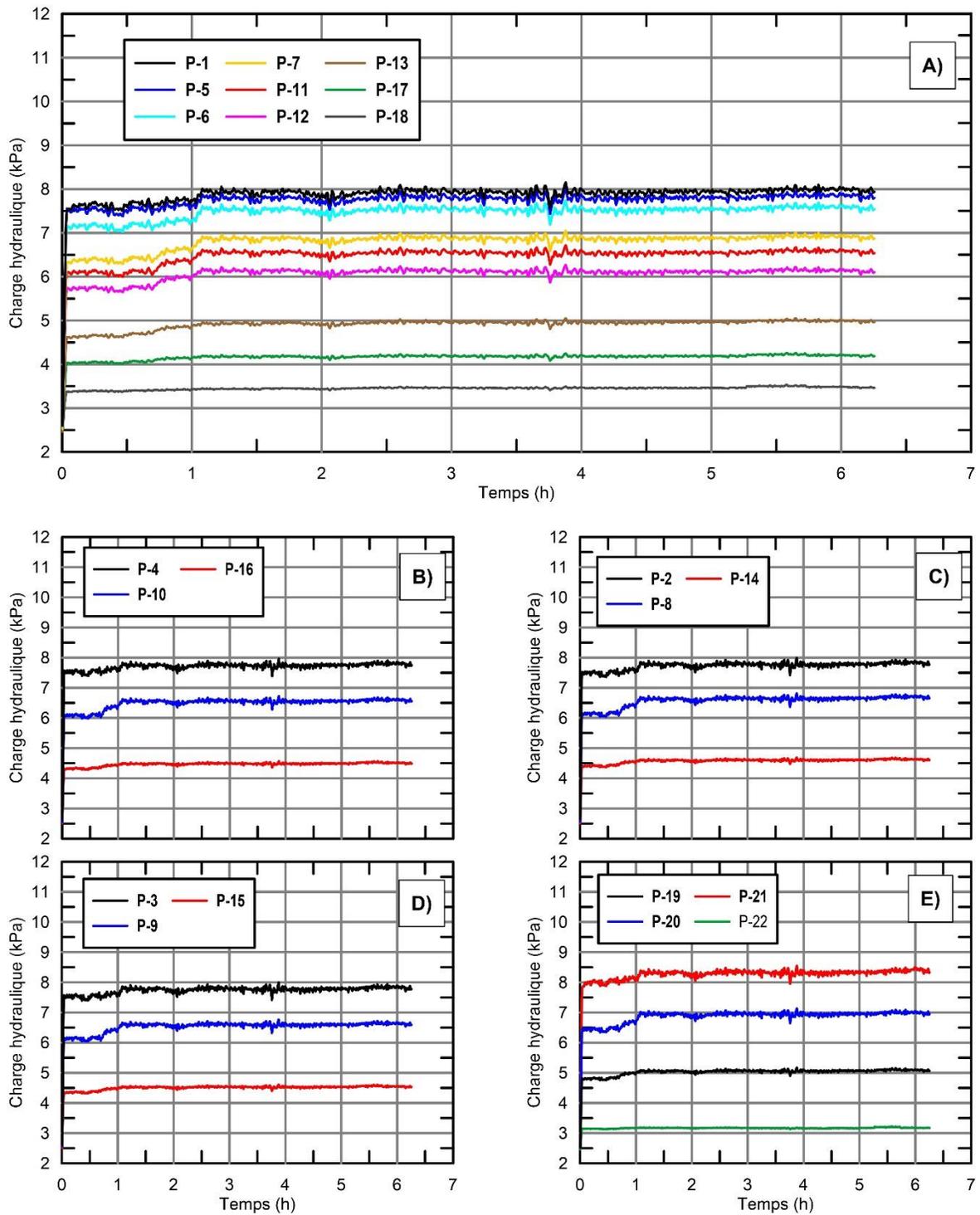


Figure E-2-(0627) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l’Essai-2 (14-06-27)

## **4 - Résultats de l'Essai-3**

## Essai-3 / 2014-07-23

### Essai 3 (14-07-23)

#### - Filtre

Gravier de granite passant tamis 10,0 mm et retenu tamis 2,5 mm

$\rho_d$  : 1,61 g/cm<sup>3</sup>,  $n_p$  = 39%

$D_{10F}$  : 3,7 mm,  $D_{15F}$  : 4,5 mm,  $D_{60F}$  : 7,2 mm,  $C_{UF}$  : 1,95

#### - Sol de base

Till du de Romaine-3

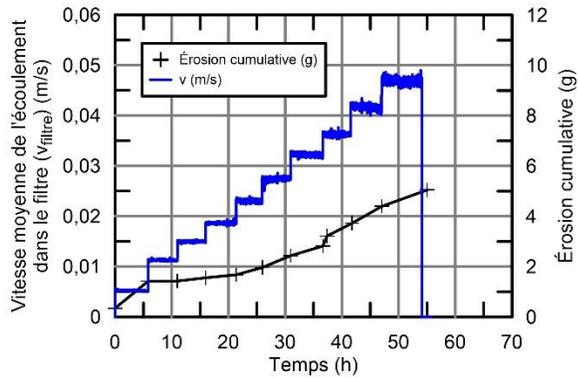
$\rho_{d\text{till}}$  : 1,94 g/cm<sup>3</sup>

$w_{0\text{till}}$  : 10,8 %, (côté humide de la courbe Proctor)

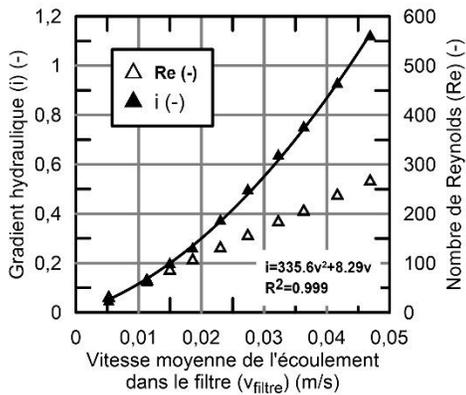
$d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_{UB}$  : 9,6

#### - Critère de filtre

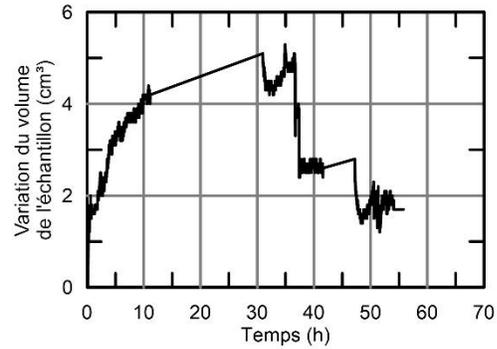
$D_{15}/d_{85} = 5,11$



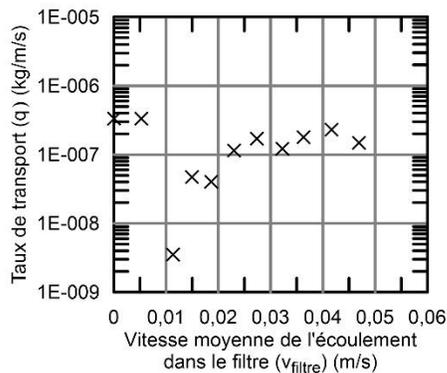
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et érosion cumulative en fonction du temps



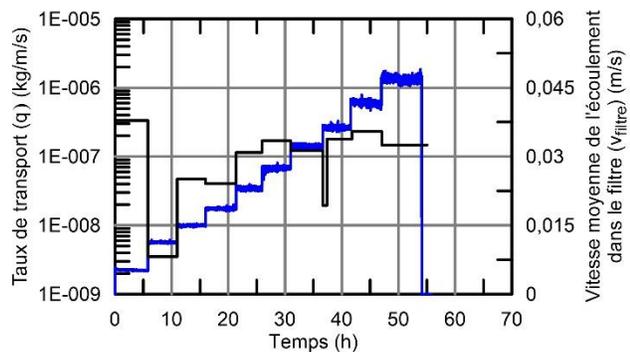
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

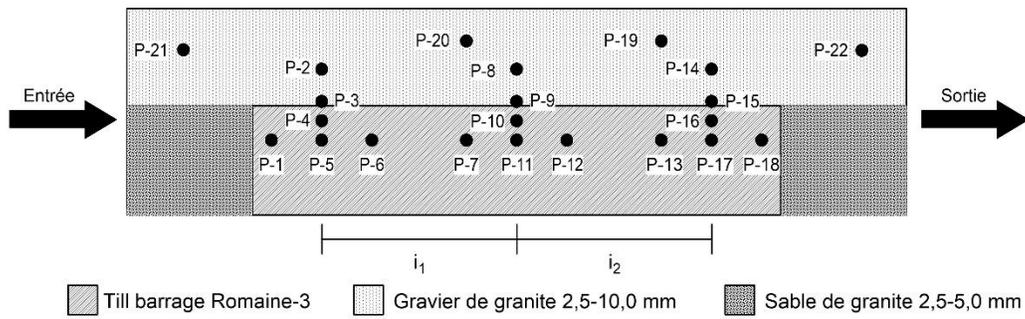


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

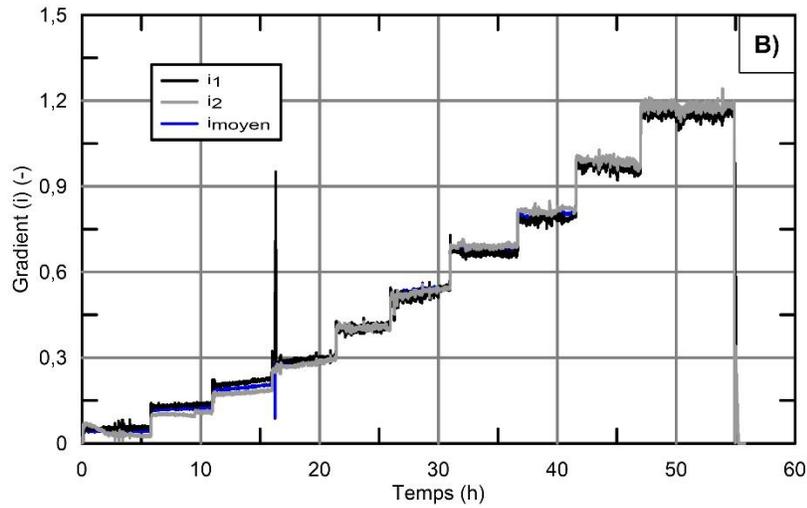


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

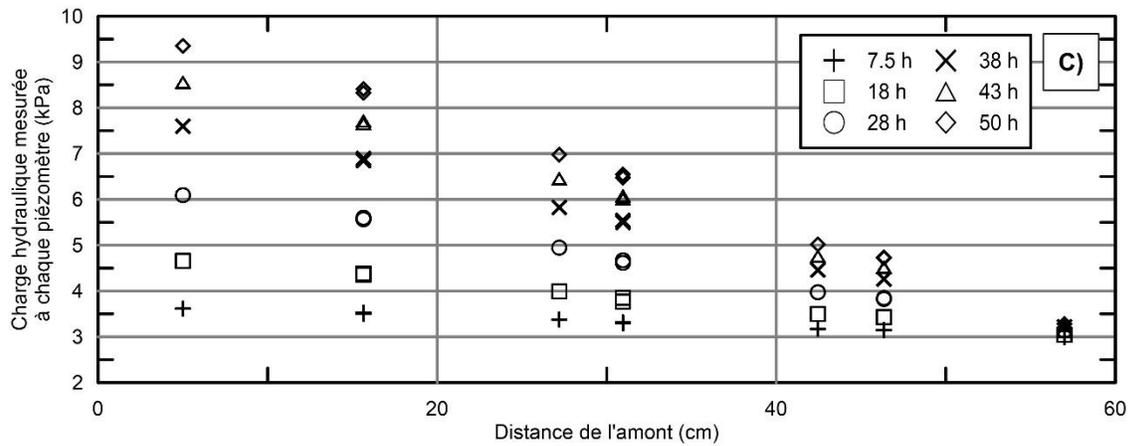
Figure E-3-(0723) - 1 – Description et résultats de l'Essai-3 (14-07-23)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-3



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_i$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-3-(0723) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-3 (14-07-23)

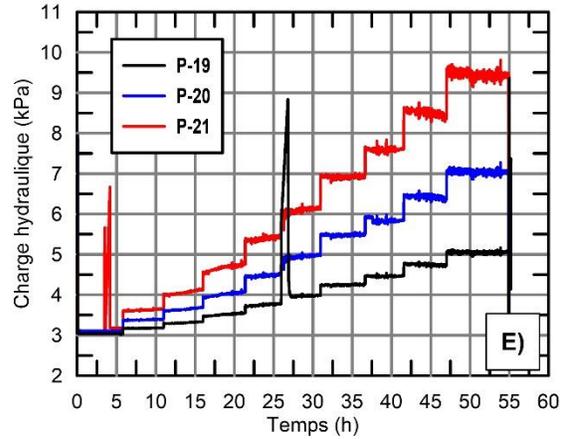
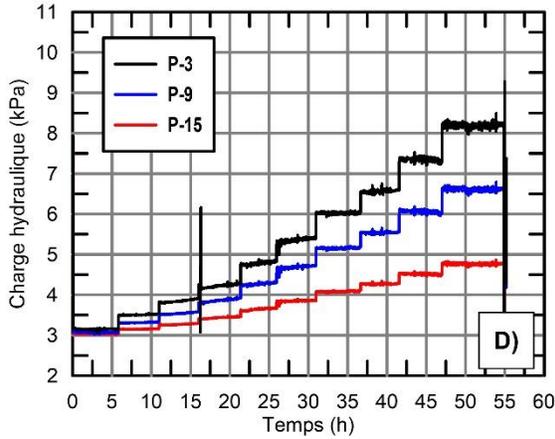
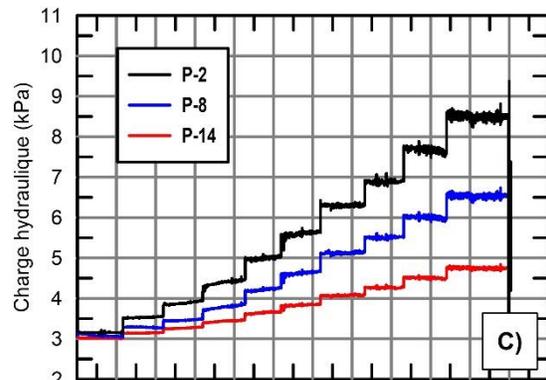
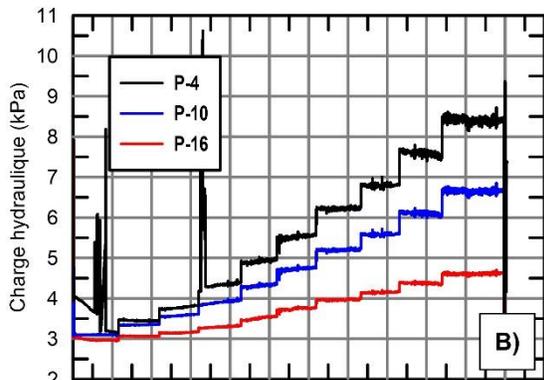
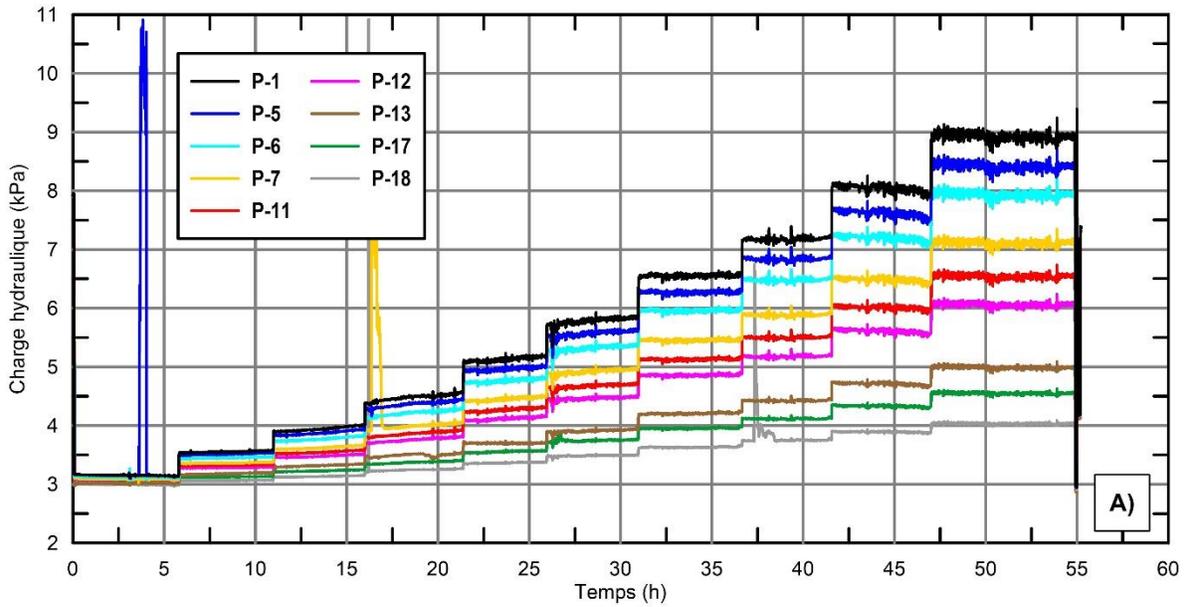


Figure E-3-(0723) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-3 (14-07-23)

## **5 - Résultats de l'Essai-4**

## Essai-4 / 2014-07-31

### Essai 4 (14-07-31)

#### - Filtre

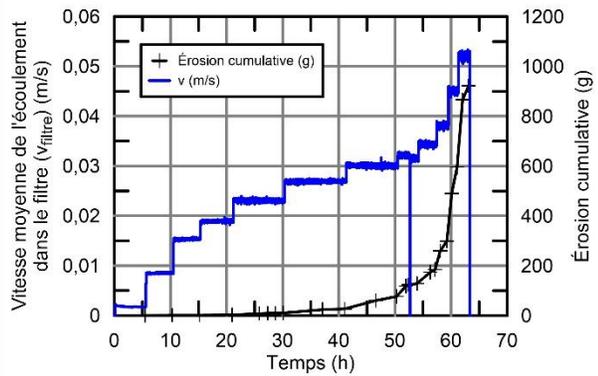
Gravier de granite passant tamis 20,0 mm  
et retenu tamis 14,0 mm  
 $\rho_d$  : 1,60 g/cm<sup>3</sup>,  $n_F$  = 39,5 %  
 $D_{10F}$  : 14,4 mm,  $D_{15F}$  : 14,7 mm,  $D_{60F}$  : 17,2 mm,  $C_{uF}$  : 1,19

#### - Sol de base

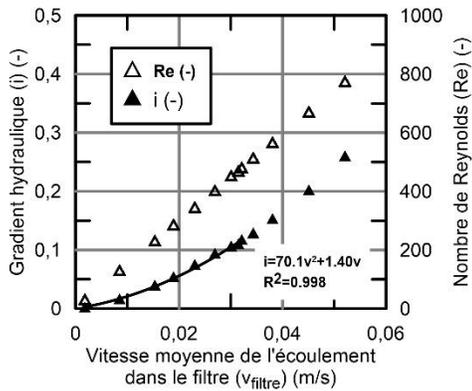
Till de Romaine-3  
 $\rho_{d\text{ till}}$  : 1,94 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0\text{ till}}$  : 10,9 %  
 $d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_{uB}$  : 9,6

#### - Critère de filtre

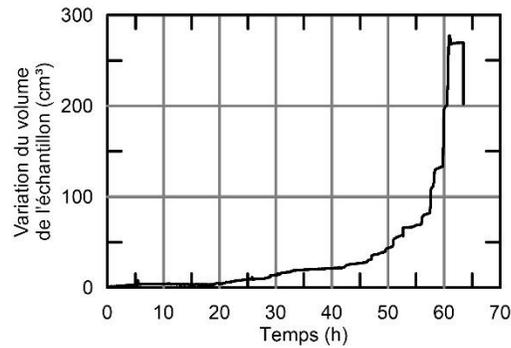
$D_{15F}/d_{85B} = 16,8$



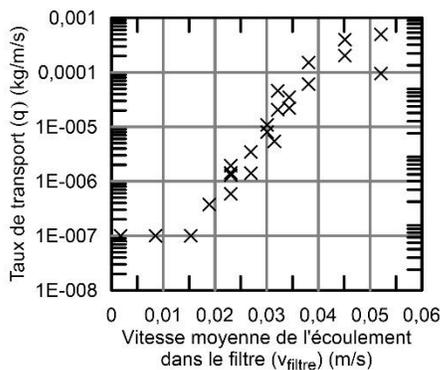
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et érosion cumulative en fonction du temps



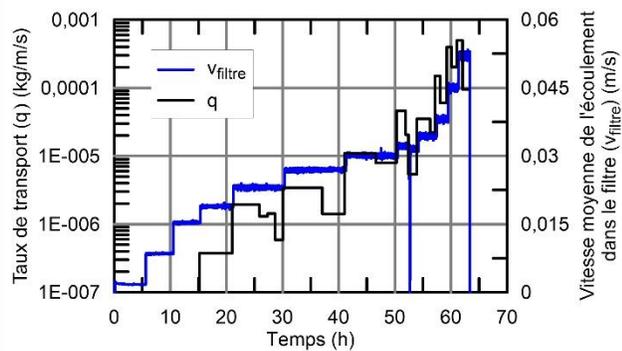
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

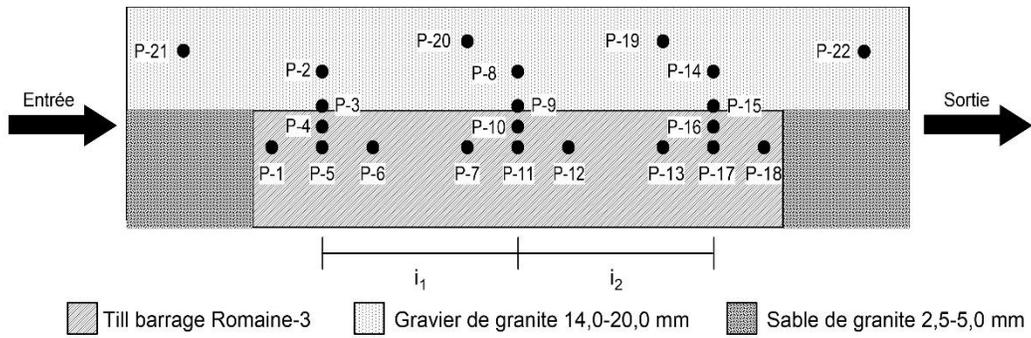


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

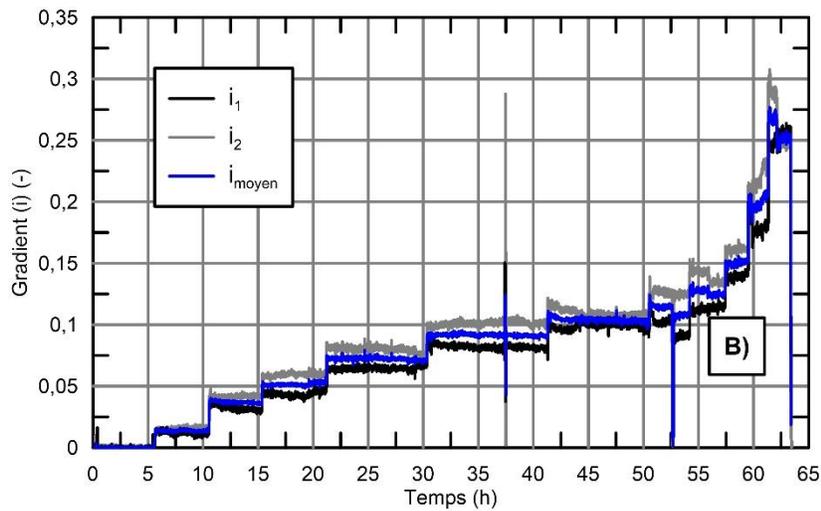


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

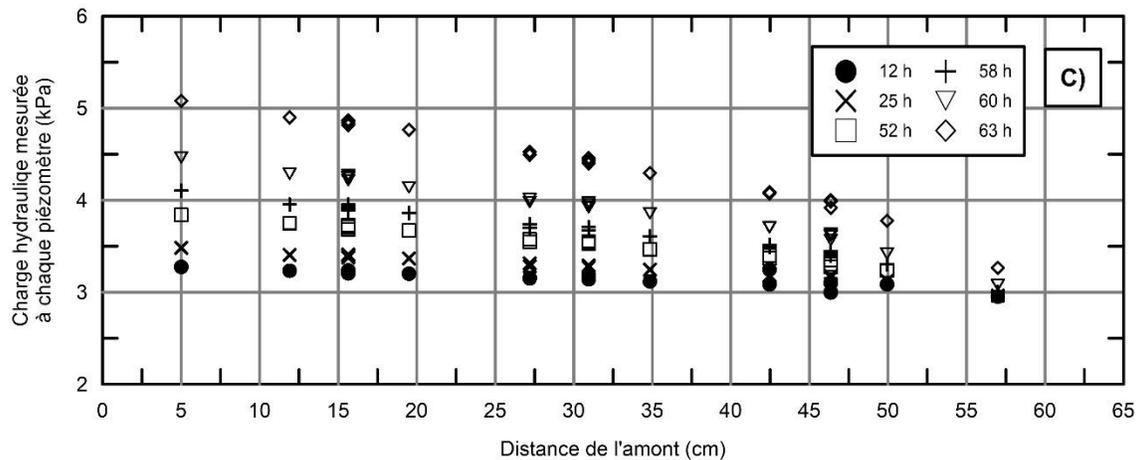
Figure E-4-(0731) - 1 – Description et résultats de l'Essai-4 (14-07-31)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-4



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-4-(0731) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-4 (14-07-31)

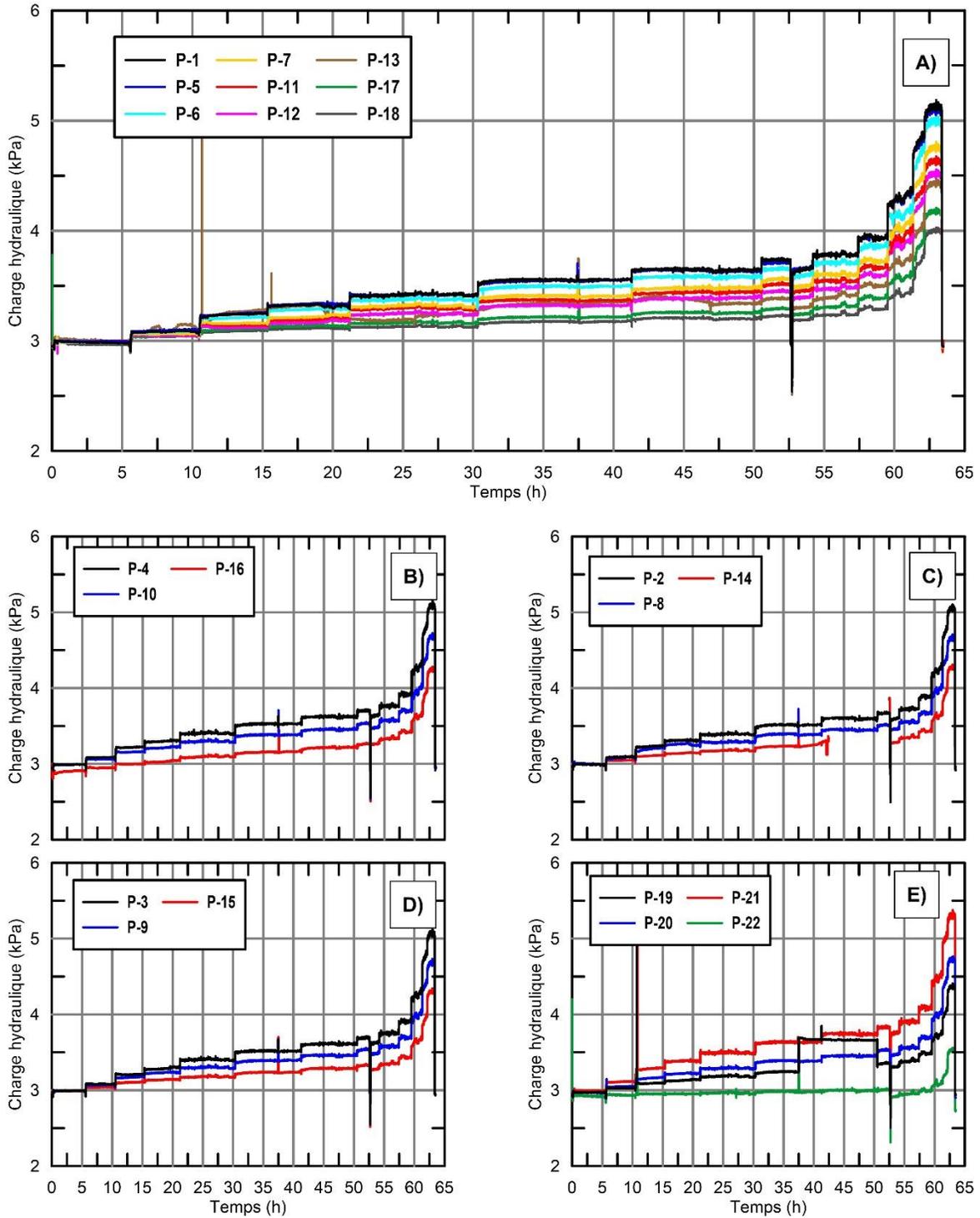


Figure E-4-(0731) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l’Essai-4 (14-07-31)

## **6 - Résultats de l'Essai-5**

## Essai-5 / 2014-08-20

### Essai 5 (14-08-20)

#### - Filtre

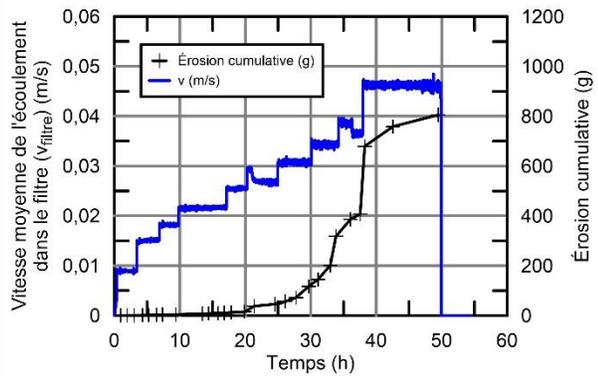
Gravier de granite passant tamis 14,0 mm  
et retenu tamis 10,0 mm  
 $\rho_d$  : 1,59 g/cm<sup>3</sup>,  $n_F=40,0$  %  
 $D_{10F}$  : 10,5 mm,  $D_{15F}$  : 10,7 mm,  $D_{60F}$  : 12,4 mm,  $C_{uF}$  : 1,18

#### - Sol de base

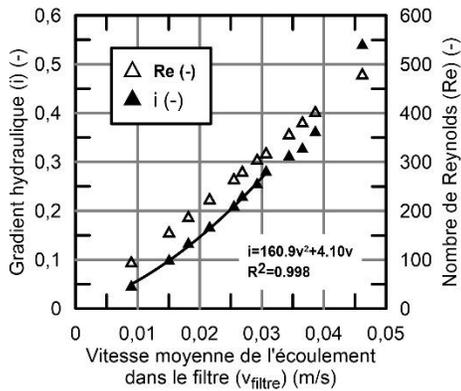
Till de Romaine-3  
 $\rho_{d\text{ till}}$  : 1,92 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0\text{ till}}$  : 10,7 %  
 $d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_{uB}$  : 9,6

#### - Critère de filtre

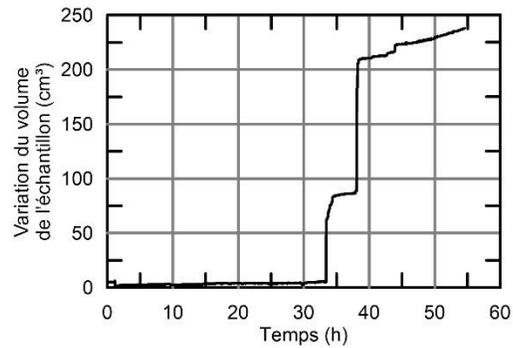
$D_{15F}/d_{85B} = 11,9$



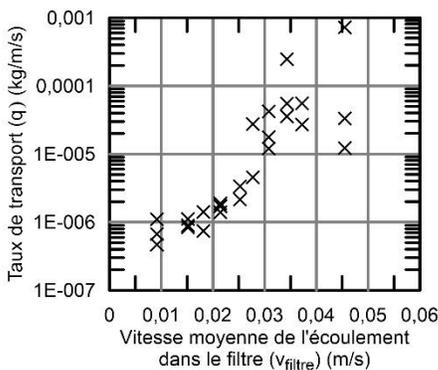
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et érosion cumulative en fonction du temps



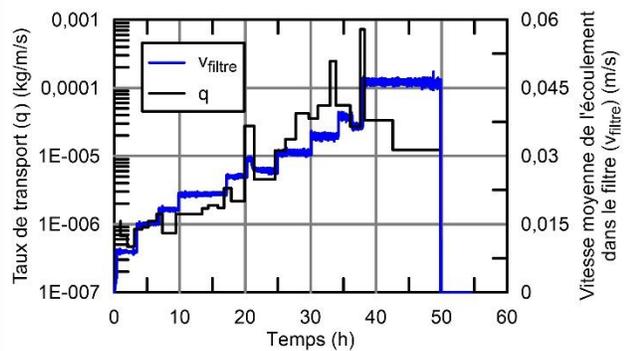
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

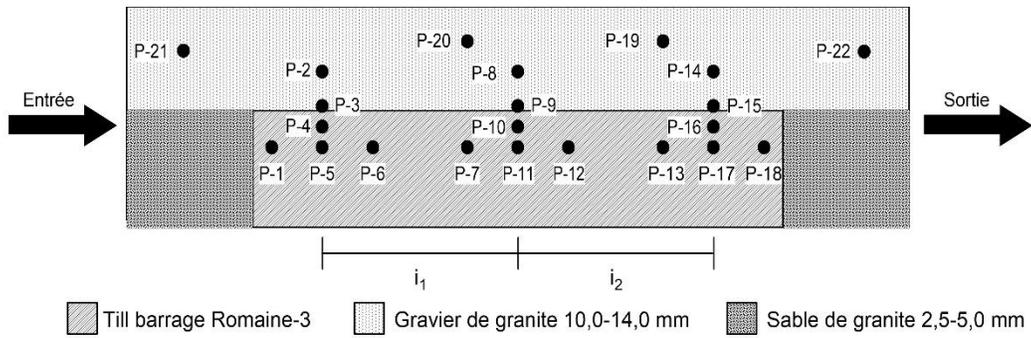


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

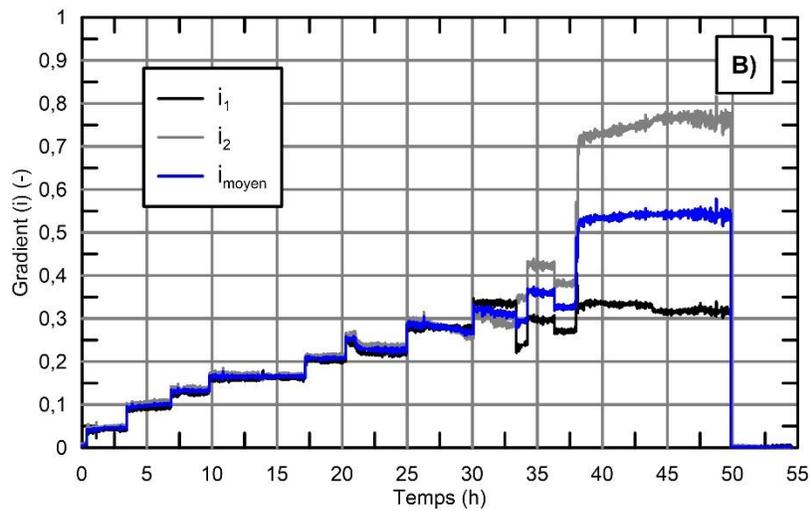


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

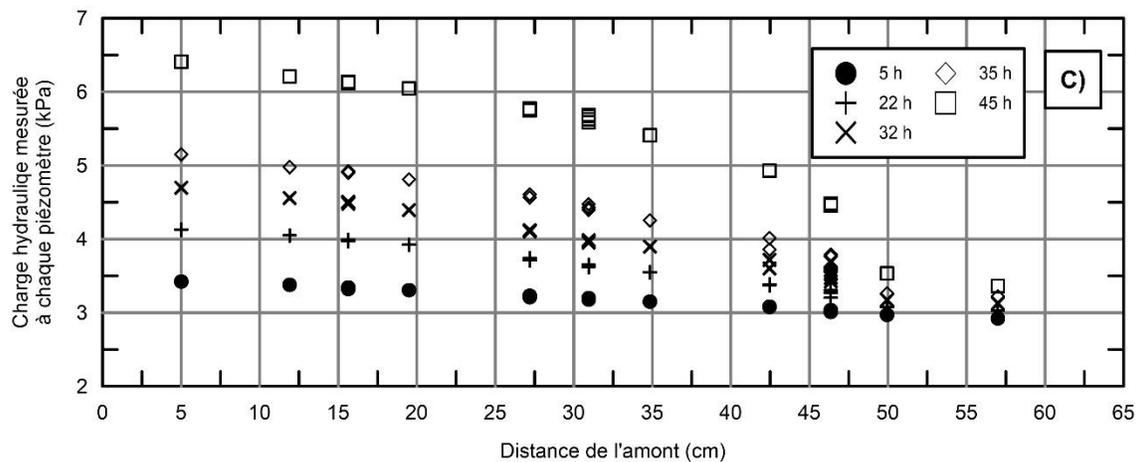
Figure E-5-(0820) - 1 – Description et résultats de l'Essai-5 (14-08-20)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-5



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_j$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-5-(0820) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-5 (14-08-20)

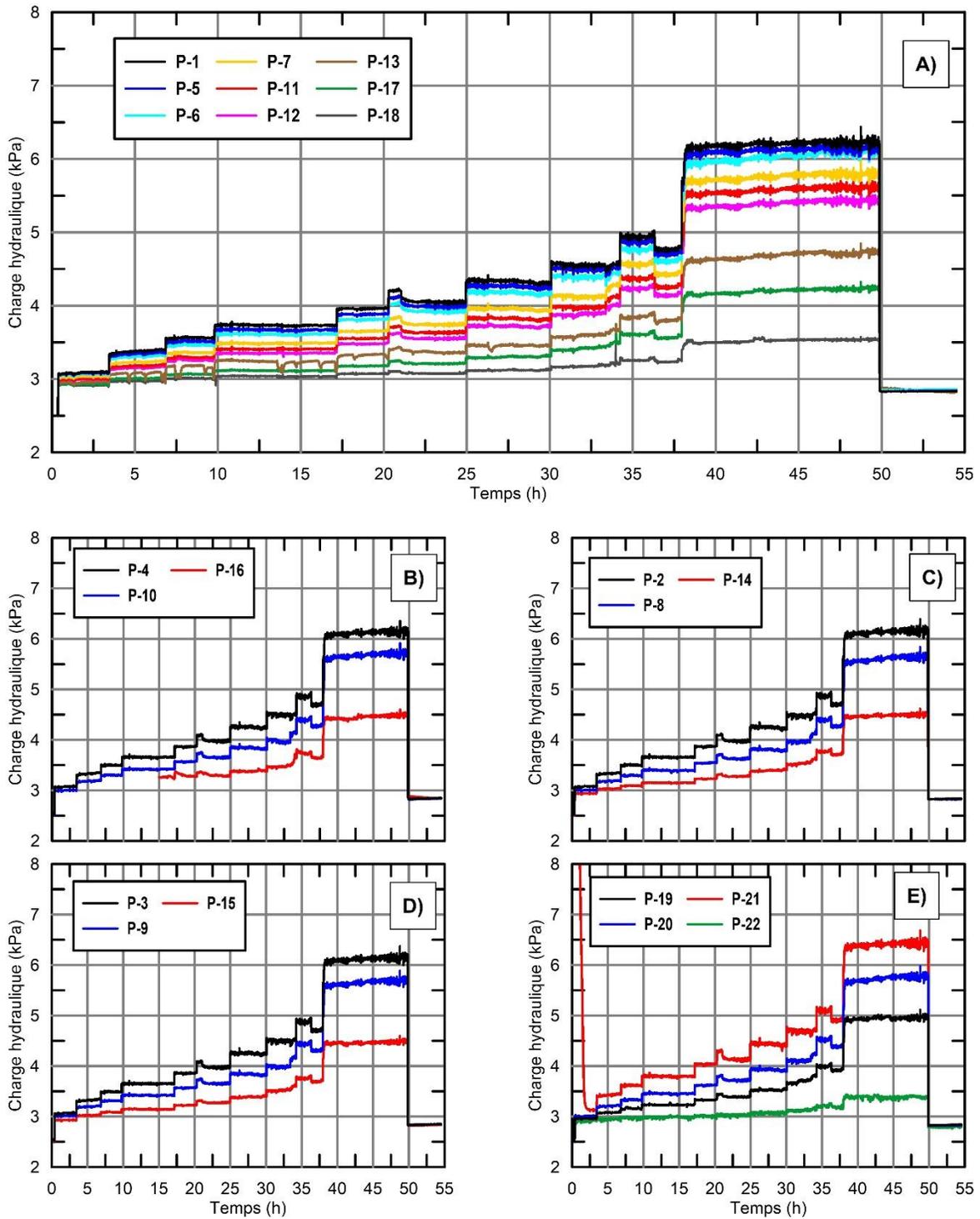


Figure E-5-(0820) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-5 (14-08-20)

## Essai-5 / 2014-08-26

### Essai 5 (14-08-26)

#### -Filtre

Gravier de granite passant tamis 14,0 mm et retenu tamis 10,0 mm

$\rho_d$  : 1,59 g/cm<sup>3</sup>,  $n_F=40,0$  %

$D_{10F}$  : 10,5 mm,  $D_{15F}$  : 10,7 mm,  $D_{60F}$  : 12,4 mm,  $C_{uF}$  : 1,18

#### -Sol de base

Till de Romaine-3

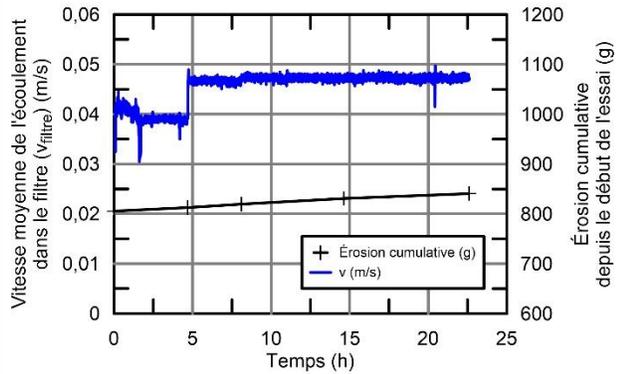
$\rho_d$  till : 1,92 g/cm<sup>3</sup>

$w_{0\text{ till}}$  : 10,7 %

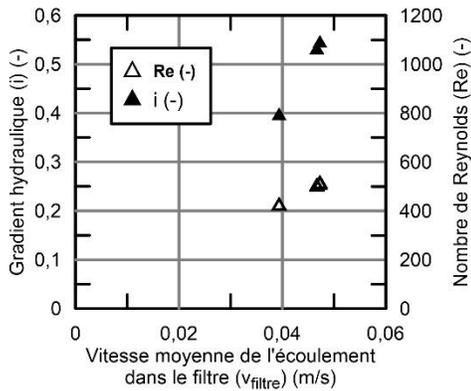
$d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_{uB}$  : 9,6

#### -Critère de filtre

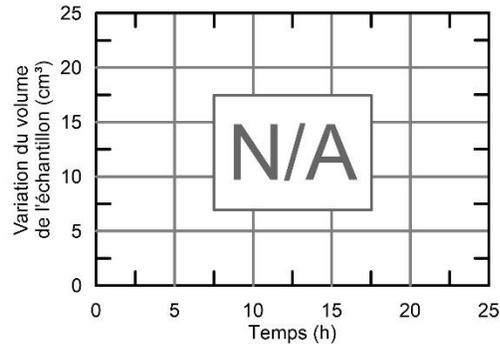
$D_{15F}/d_{85B} = 11,9$



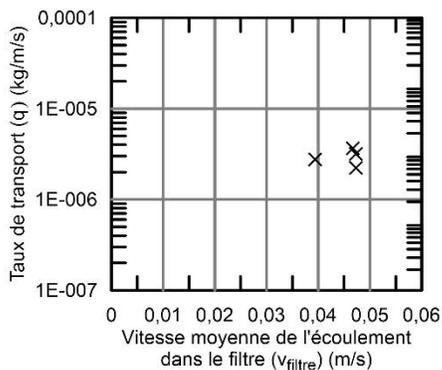
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et érosion cumulative en fonction du temps



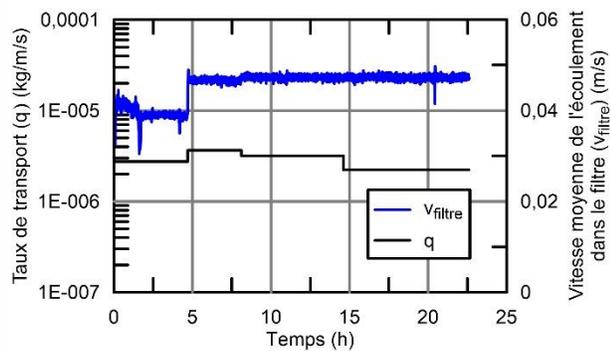
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

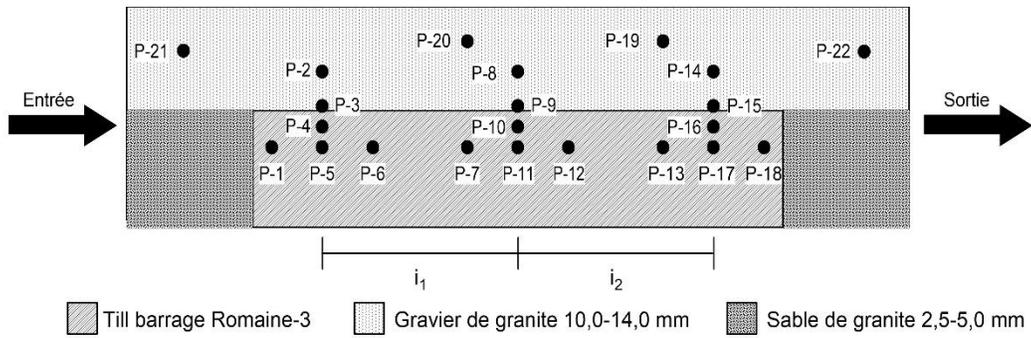


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

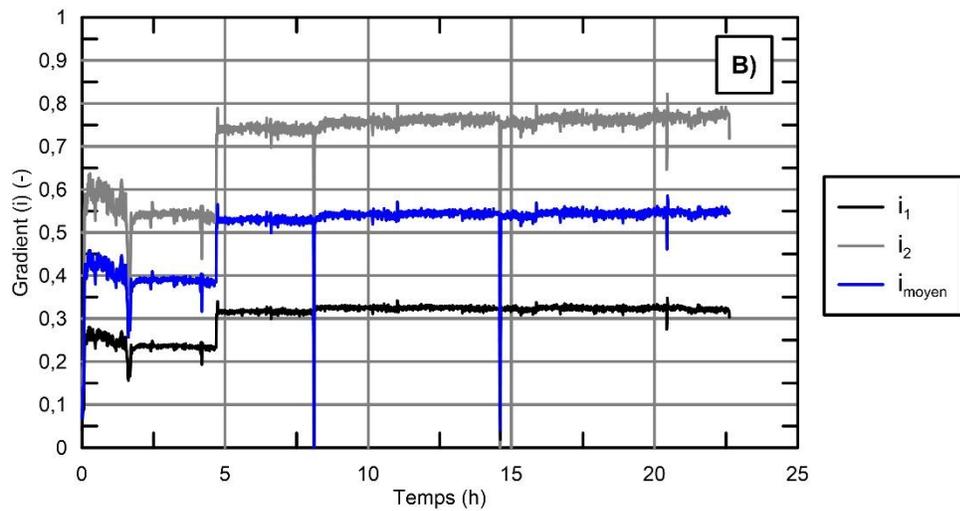


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

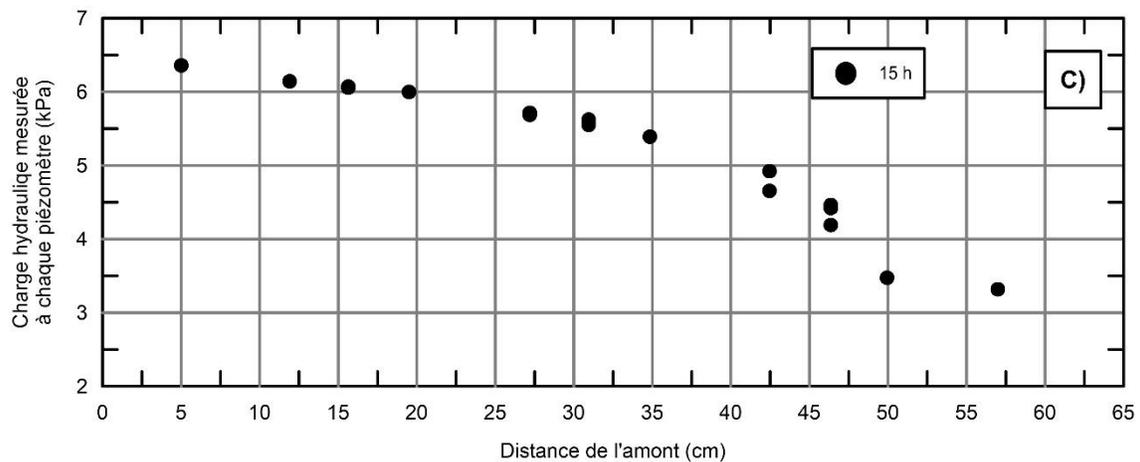
Figure E-5-(0826) - 1 – Description et résultats de l'Essai-5 (14-08-26)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-5



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_j$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-5-(0826) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-5 (14-08-26)

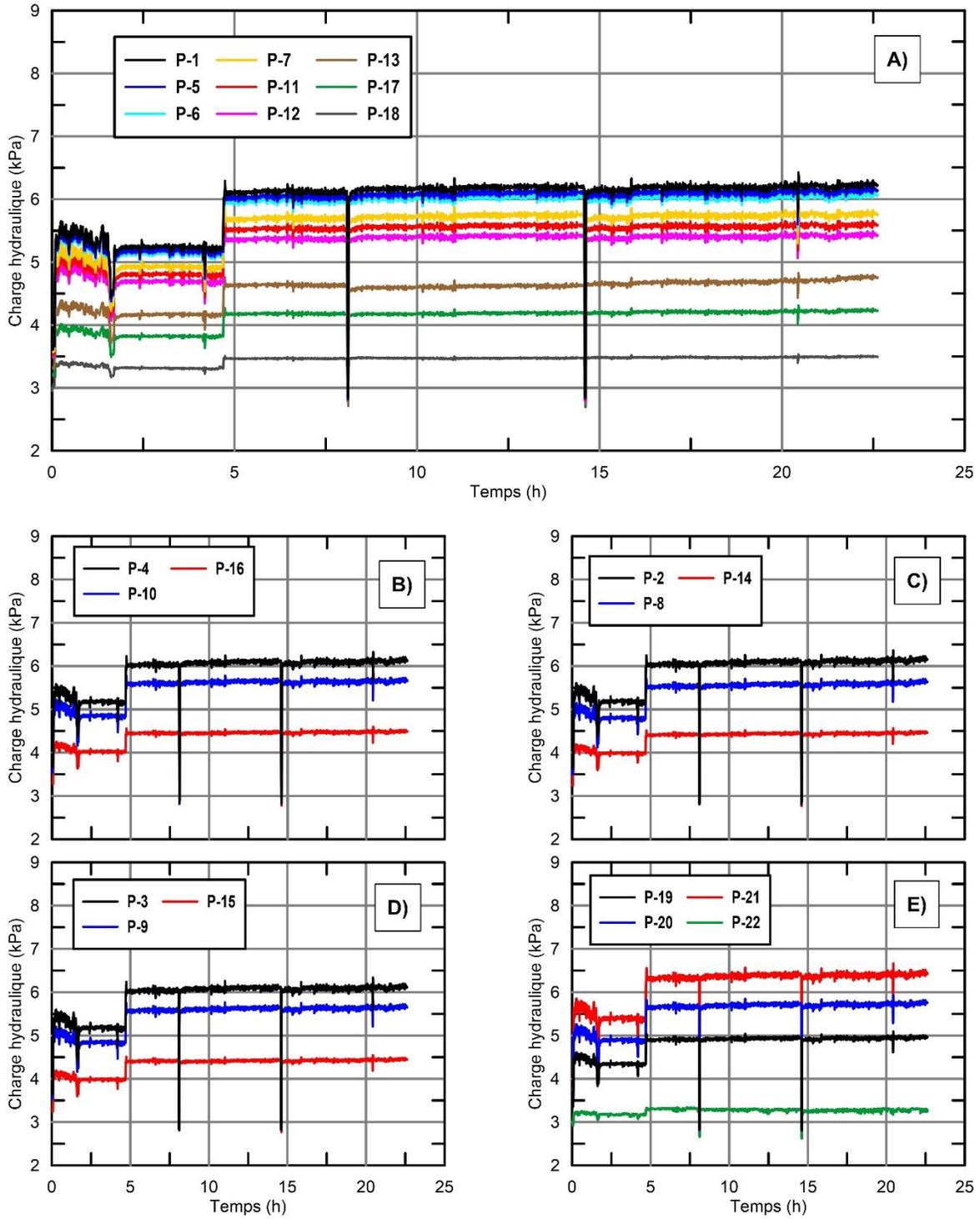


Figure E-5-(0826) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-5 (14-08-26)

## **7 - Résultats de l'Essai-6**

## Essai-6 / 2014-09-17

### Essai 6 (14-09-17)

#### - Filtre

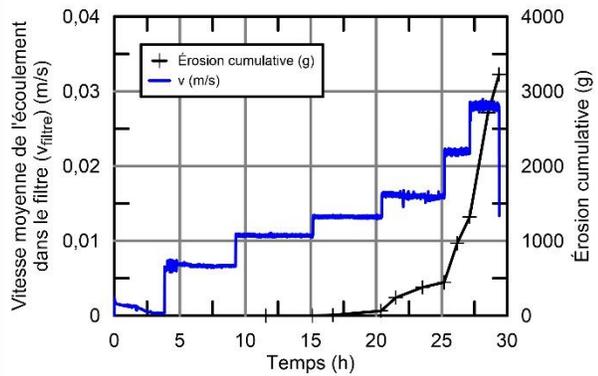
Gravier de granite passant tamis 14,0 mm et retenu tamis 10,0 mm  
 $\rho_d$  : 1,66 g/cm<sup>3</sup>  
 $D_{10F}$  : 10,5 mm,  $D_{15F}$  : 10,7 mm,  $D_{60F}$  : 12,4 mm,  $C_u$  : 1,18

#### - Sol de base

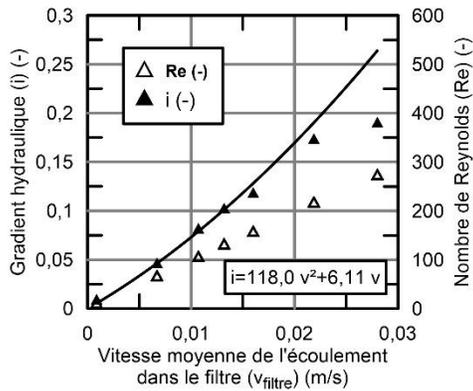
Sable fin passant le tamis 0,315 mm et retenu au tamis 0,08 mm  
 $\rho_d$  : 1,64 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_0$  : 7 %  
 $d_{10B}$  : 0,092 mm,  $d_{60B}$  : 0,178 mm,  $d_{85B}$  : 0,26 mm,  $C_u$  : 1,93

#### - Critère de filtre

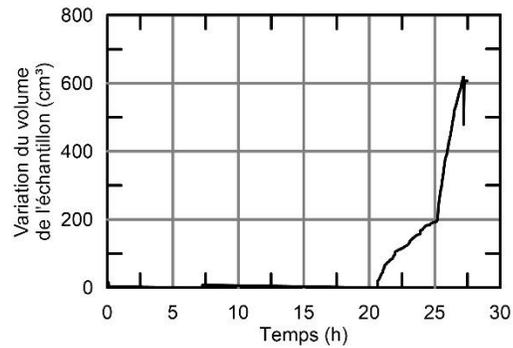
$D_{15F}/d_{85B} = 41,2$



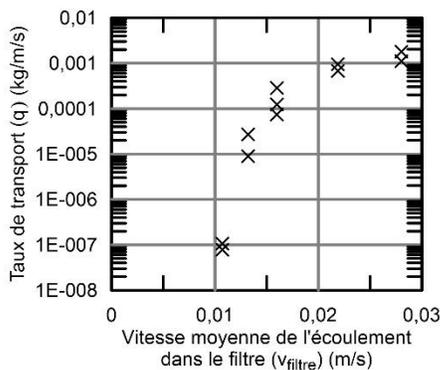
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et érosion cumulative en fonction du temps



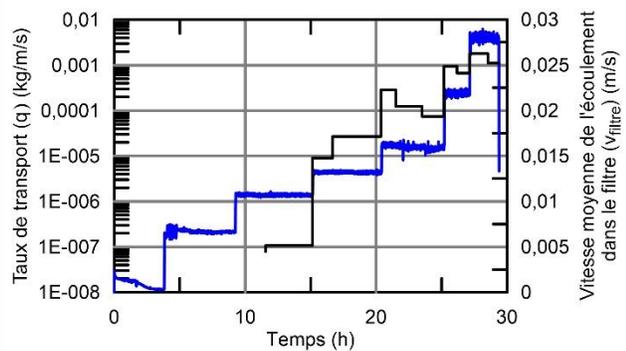
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

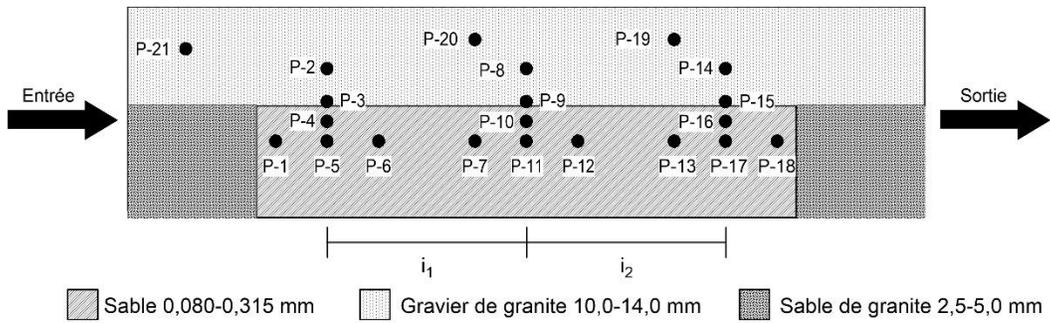


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

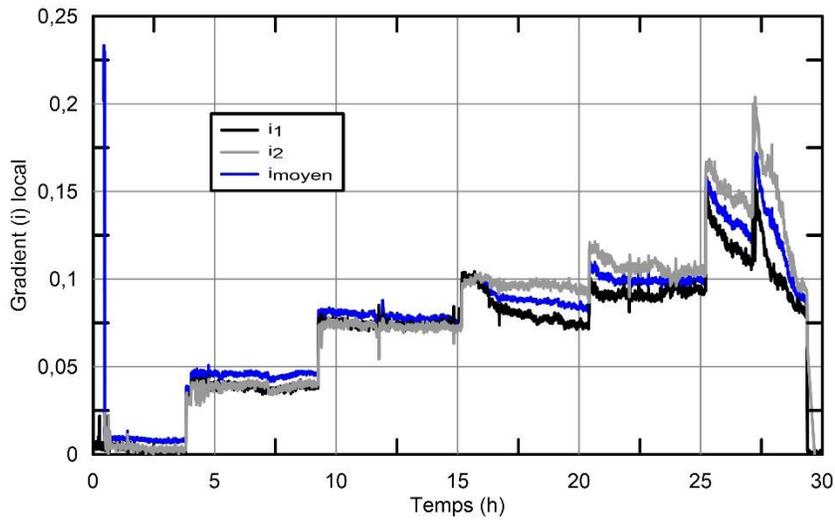


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

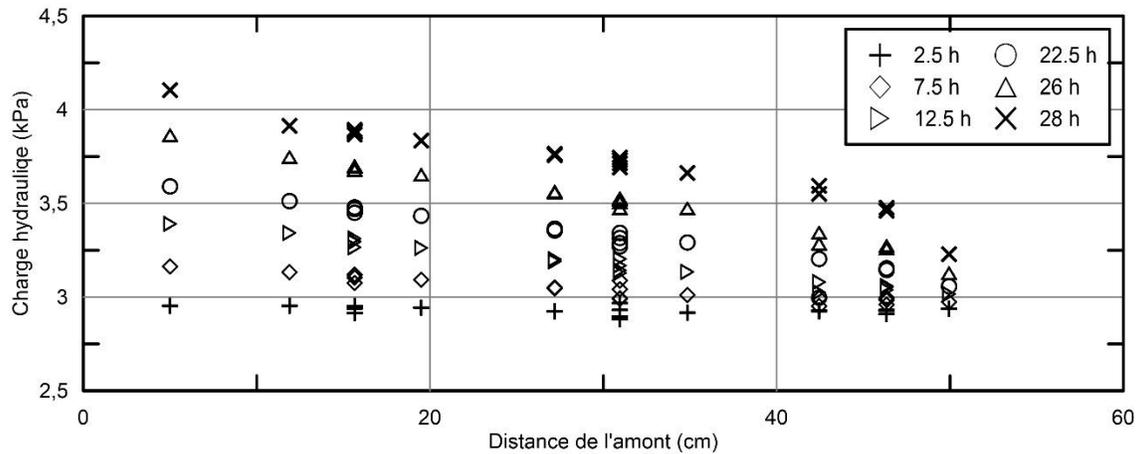
Figure E-6-(0917) - 1 – Description et résultats de l'Essai-6 (14-09-17)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-6



B) - Évolution des gradients locaux ( $i_j$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-6-(0917) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-6 (14-09-17)

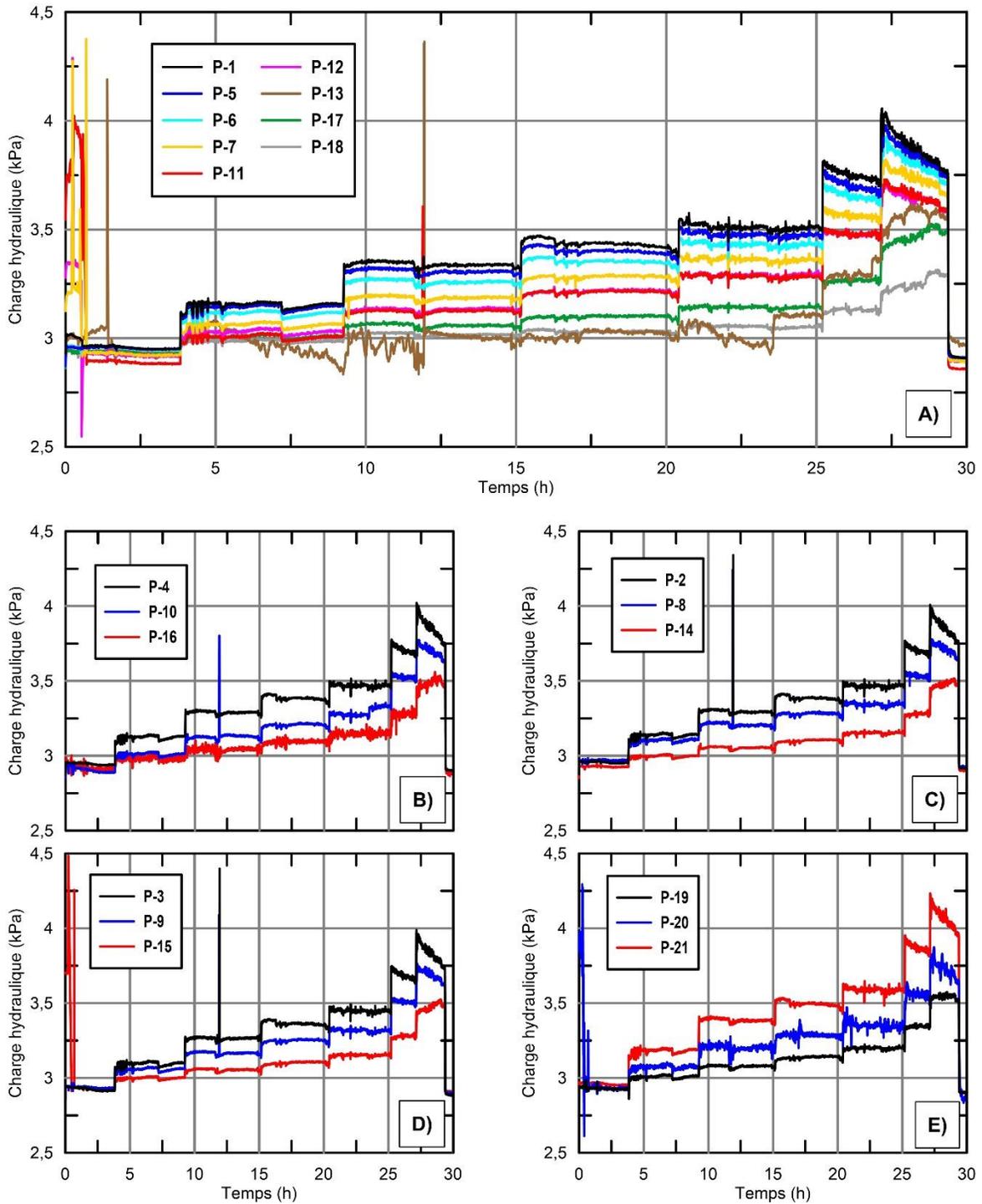


Figure E-6-(0917) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-6 (14-09-17)

## **8 - Résultats de l'Essai-7**

## Essai-7 / 2014-10-06

### Essai 7 (14-10-06)

#### - Filtre

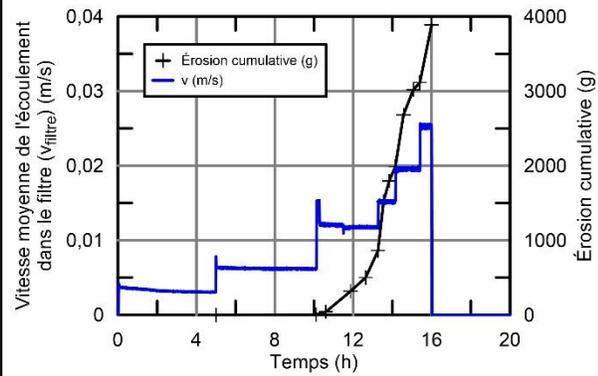
Gravier de granite passant tamis 10,0 mm et retenu tamis 2,5 mm  
 $\rho_d$  : 1,65 g/cm<sup>3</sup>, n=38,2 %  
 $D_{10}$  : 3,1 mm,  $D_{15}$  : 3,5 mm,  $D_{60}$  : 6,7 mm,  $C_u$  : 2,16

#### - Noyau

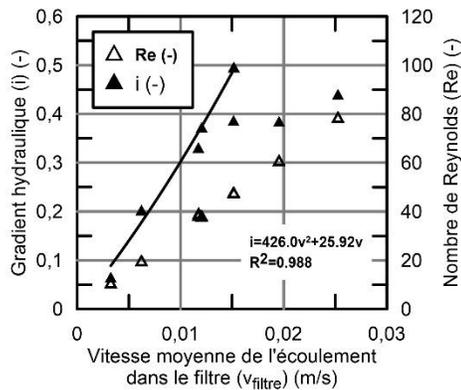
Sable fin passant le tamis 0,315 mm et retenu au tamis 0,08 mm  
 $\rho_{d\text{ sable}}$  : 1,69 g/cm<sup>3</sup>  
 $W_{0\text{ sable}}$  : 6,5 %  
 $d_{10}$  : 0,092 mm,  $d_{60}$  : 0,178 mm,  $d_{85}$  : 0,26 mm,  $C_u$  : 1,93

#### - Critère de filtre

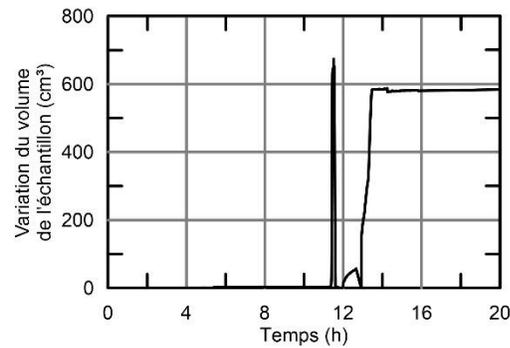
$D_{15}/d_{85} = 13,5$



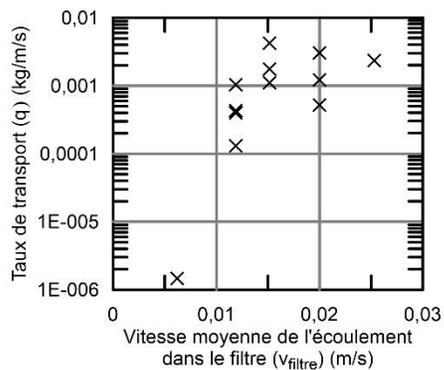
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et érosion cumulative en fonction du temps



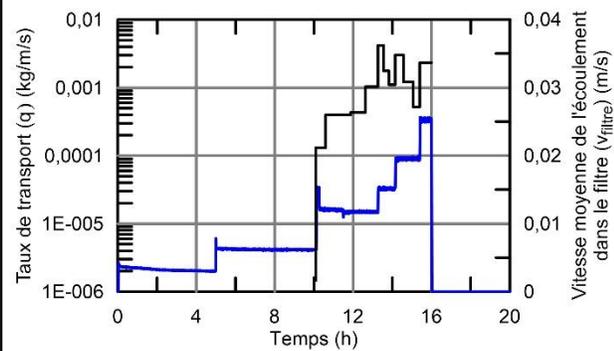
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

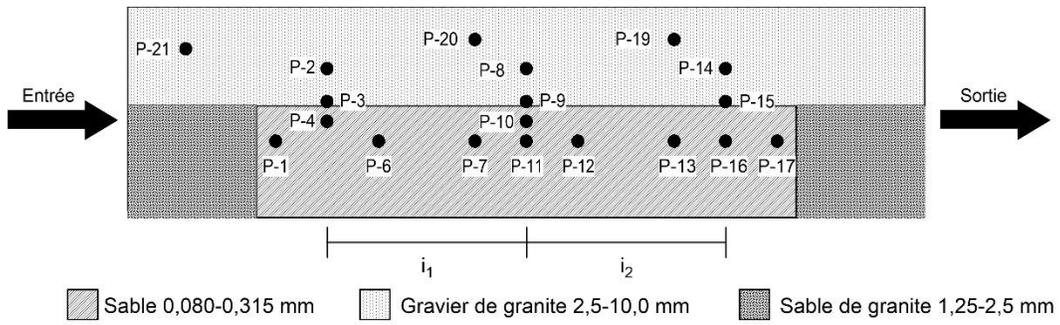


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

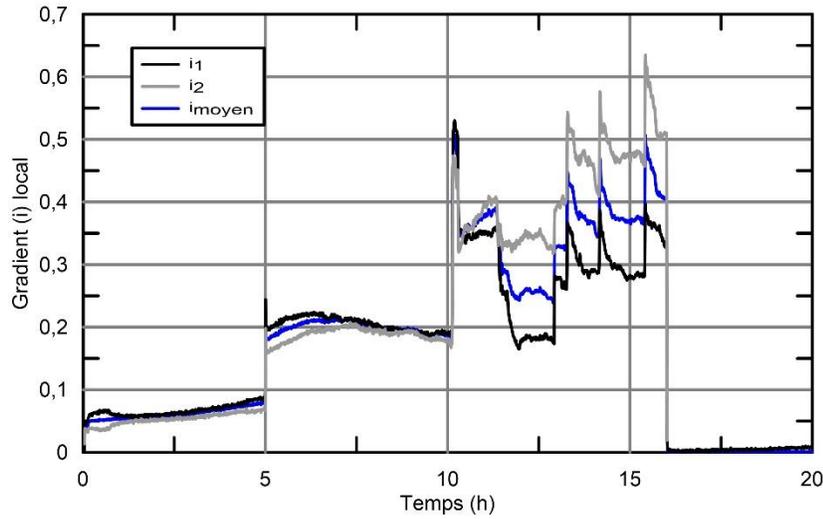


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

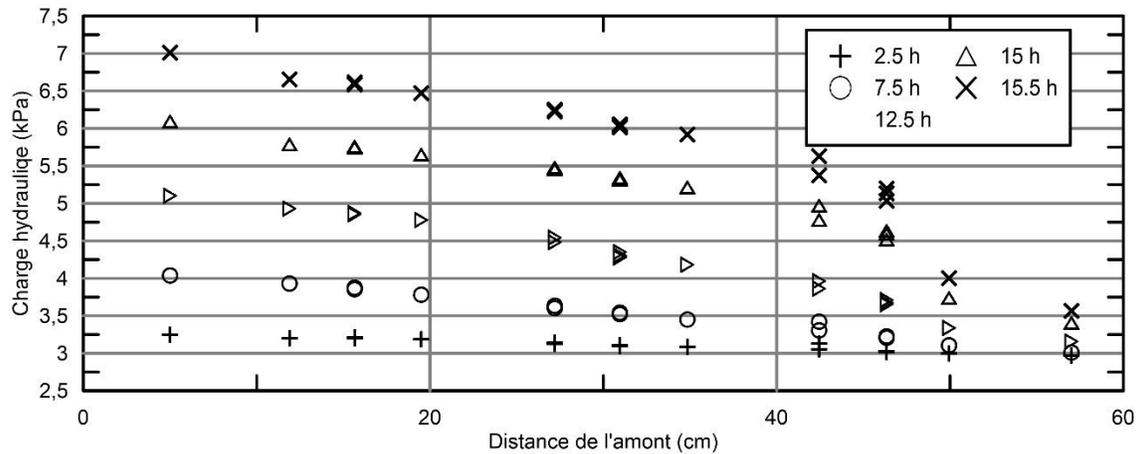
Figure E-7-(1006) - 1 – Description et résultats de l'Essai-7 (14-10-06)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-7



B) - Évolution des gradients locaux ( $i_i$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-7-(1006) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-7 (14-10-06)

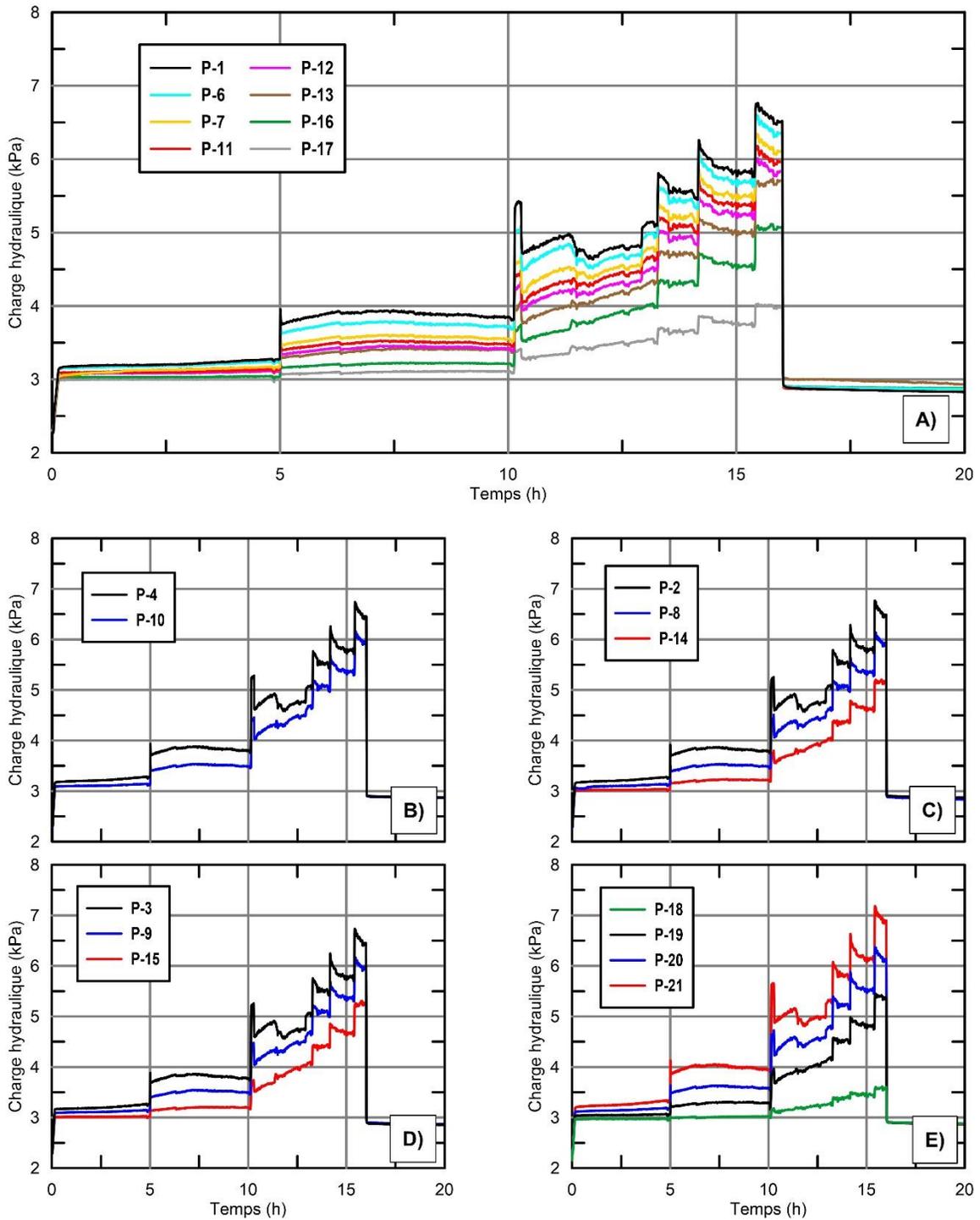


Figure E-7-(1006) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-7 (14-10-06)

## **9 - Résultats de l'Essai-8**

## Essai-8 / 2014-10-21

### Essai 8 (14-10-21)

#### - Filtre

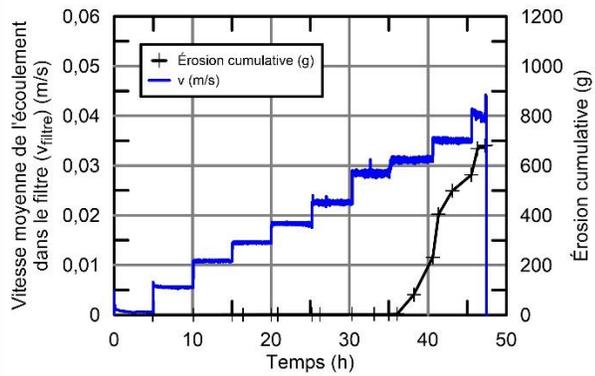
Gravier de granite passant tamis 14,0 mm et retenu tamis 10,0 mm  
 $\rho_d$  : 1,65 g/cm<sup>3</sup>,  $n_F \approx 37,7\%$   
 $D_{10F}$  : 10,5 mm,  $D_{15F}$  : 10,7 mm,  $D_{60F}$  : 12,4 mm,  $C_u$  : 1,18

#### - Sol de base

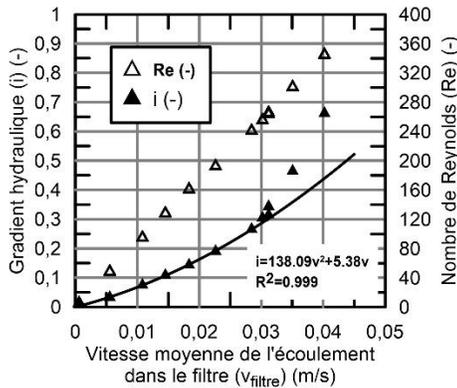
Sable fin passant le tamis 1,25 mm et retenu au tamis 0,315 mm  
 $\rho_{d \text{ sable}}$  : 1,70 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0 \text{ sable}}$  : 7,0 %  
 $d_{10B}$  : 0,35 mm,  $d_{60B}$  : 0,67 mm,  $d_{85B}$  : 1,0 mm,  $C_u$  : 1,91

#### - Critère de filtre

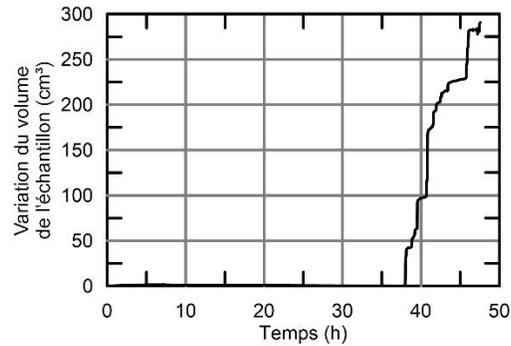
$$D_{15F}/d_{85B} = 10,7$$



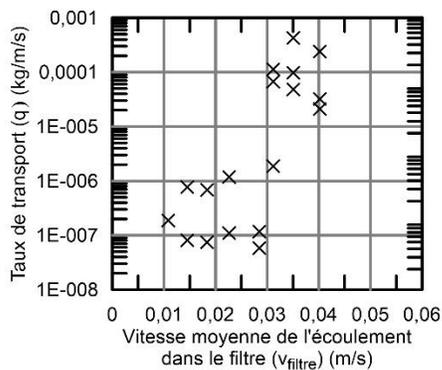
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et érosion cumulative en fonction du temps



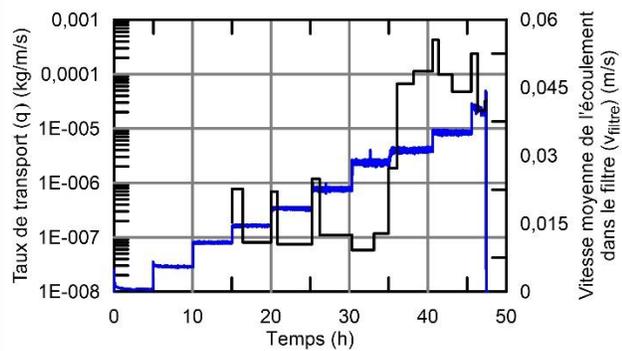
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

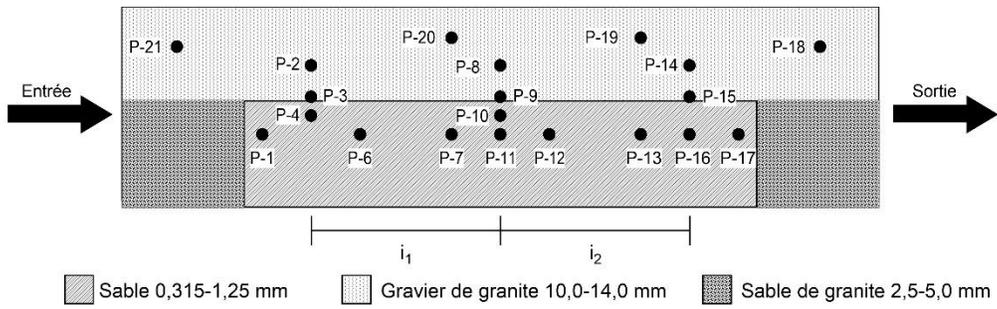


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

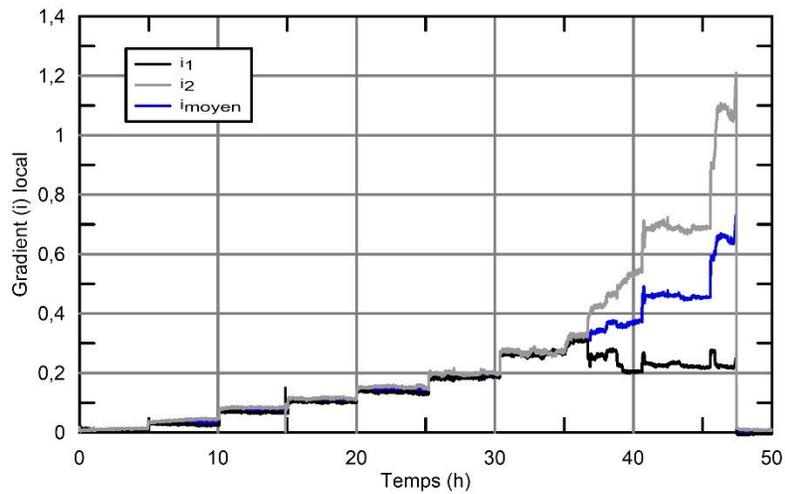


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

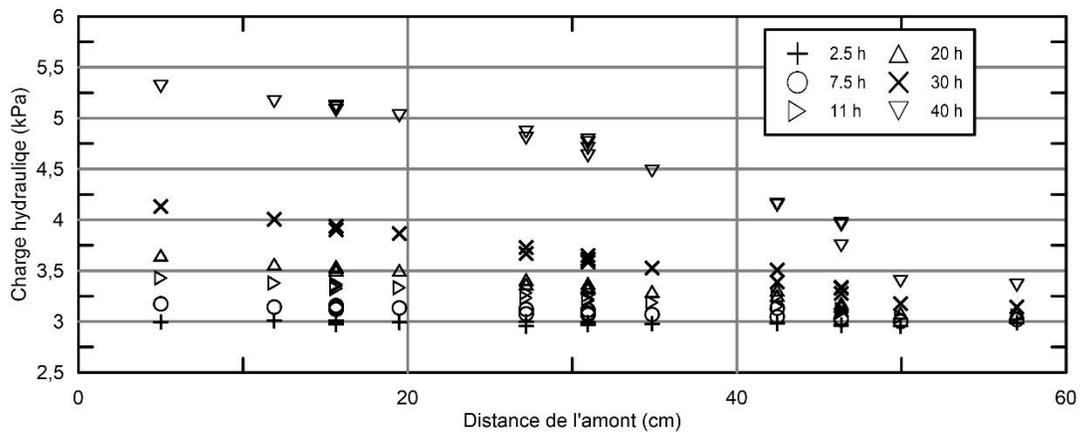
Figure E-8-(1021) - 1 – Description et résultats de l'Essai-8 (14-10-21)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-8



B) - Évolution des gradients locaux ( $i_i$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-8-(1021) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-8 (14-10-21)

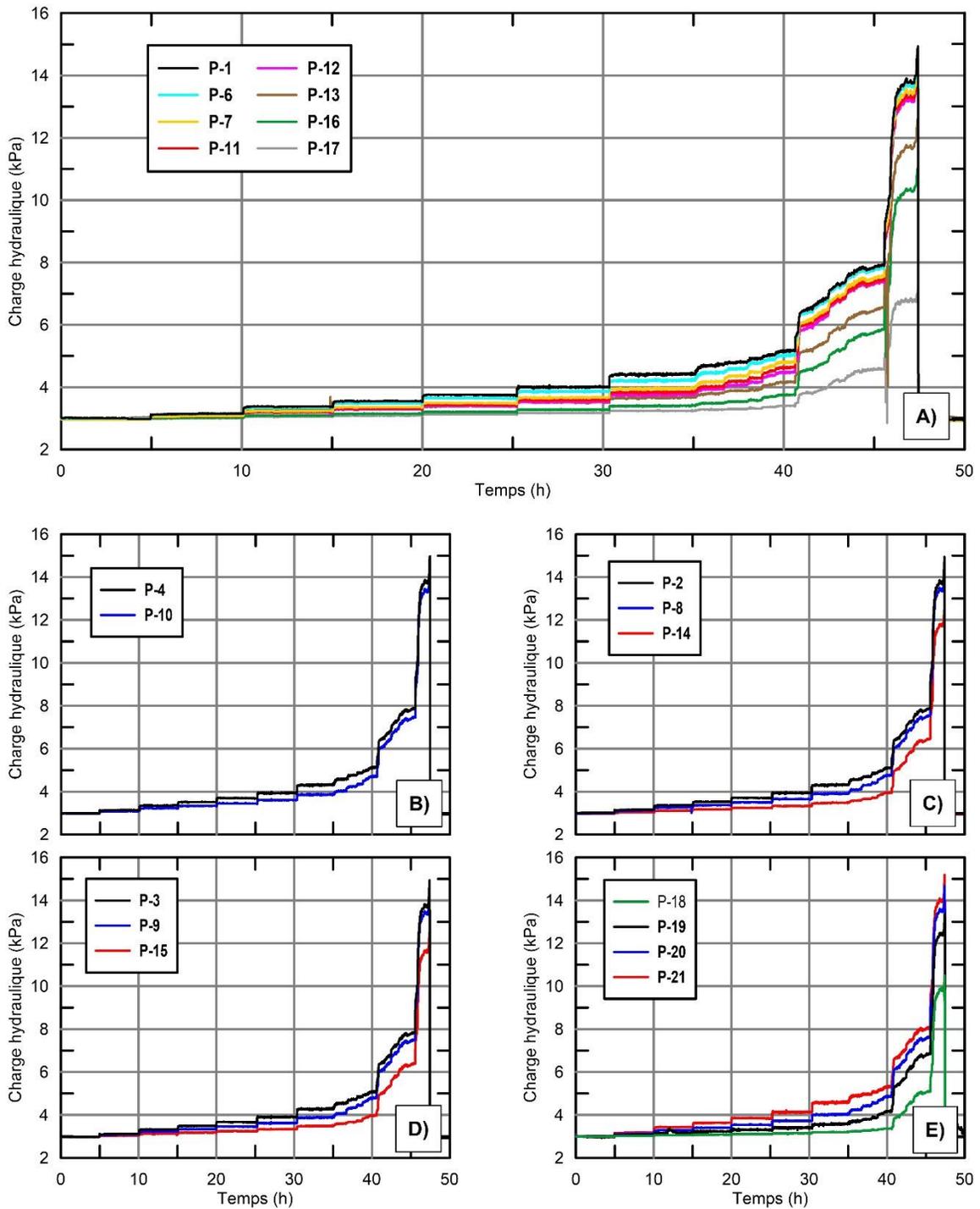


Figure E-8-(1021) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-8 (14-10-21)

## **10 - Résultats de l'Essai-9**

## Essai-9 / 2014-11-06

### Essai 9 (14-11-06)

#### - Filtre

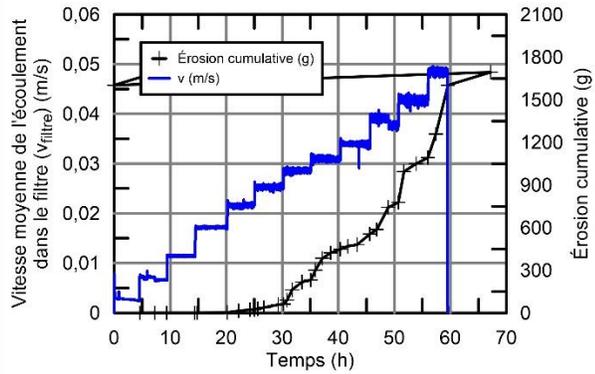
Gravier de granite passant tamis 20,0 mm  
et retenu tamis 14,0 mm  
 $\rho_d$  : 1,62 g/cm<sup>3</sup>,  $n_F=38,9$  %  
 $D_{10F}$  : 14,4 mm,  $D_{15F}$  : 14,8 mm,  $D_{60F}$  : 17,2 mm,  $C_{UF}$  : 1,2

#### - Sol de base

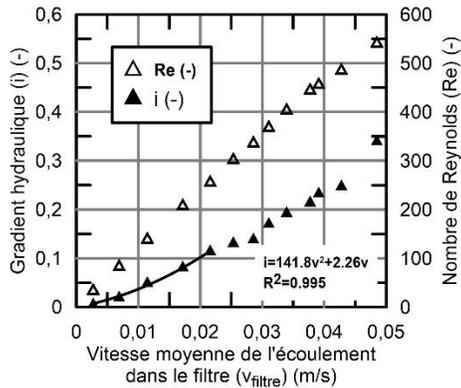
Till de Romaine-3  
 $\rho_{d\text{ till}}$  : 1,97 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0\text{ till}}$  : 10,8 %  
 $d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_{UB}$  : 9,6

#### - Critère de filtre

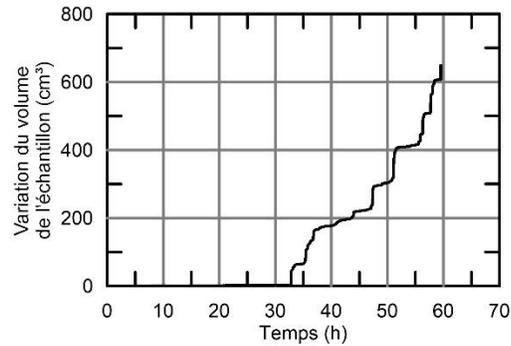
$D_{15F}/d_{85B} = 16,8$



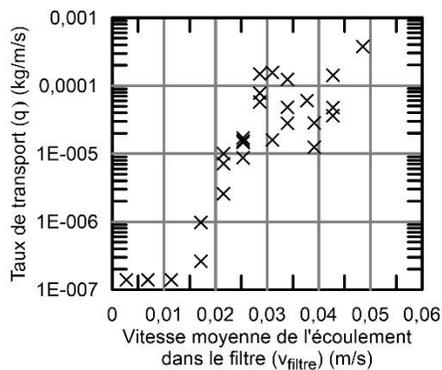
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et érosion cumulative en fonction du temps



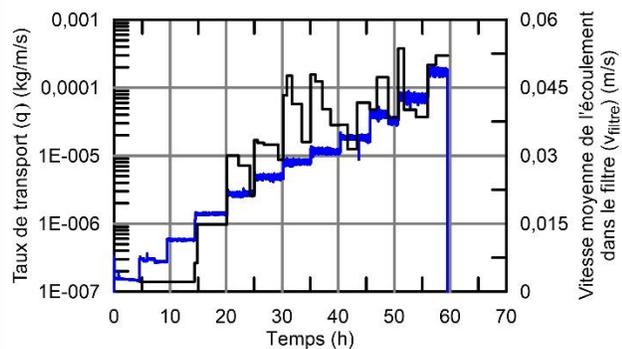
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

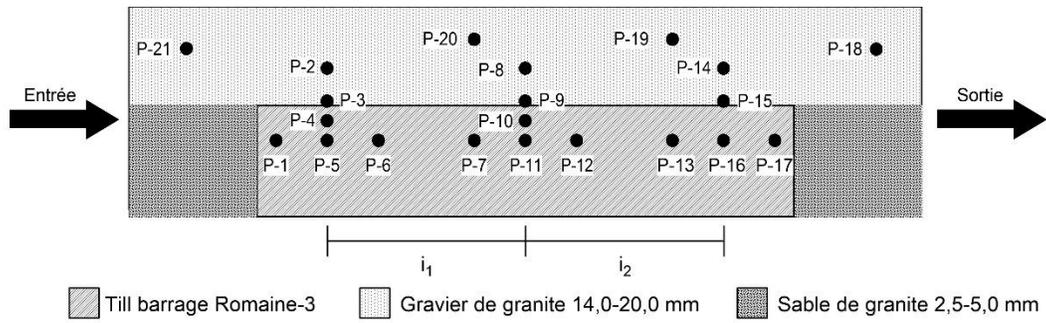


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

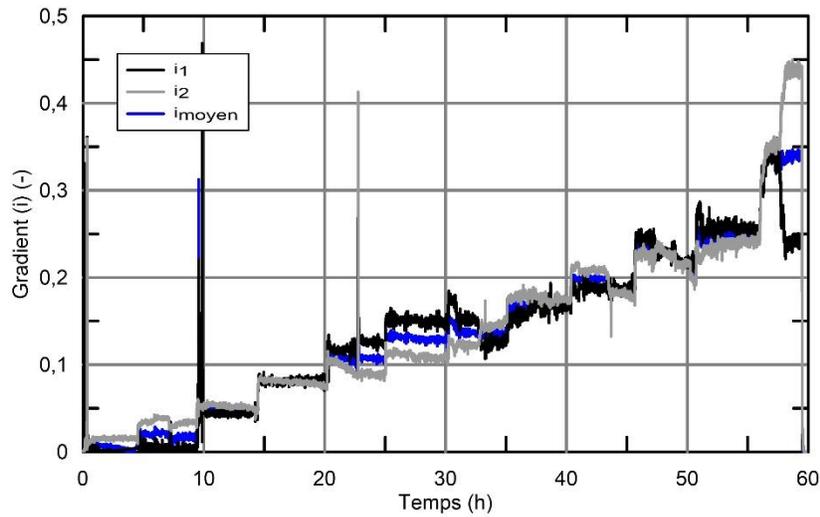


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

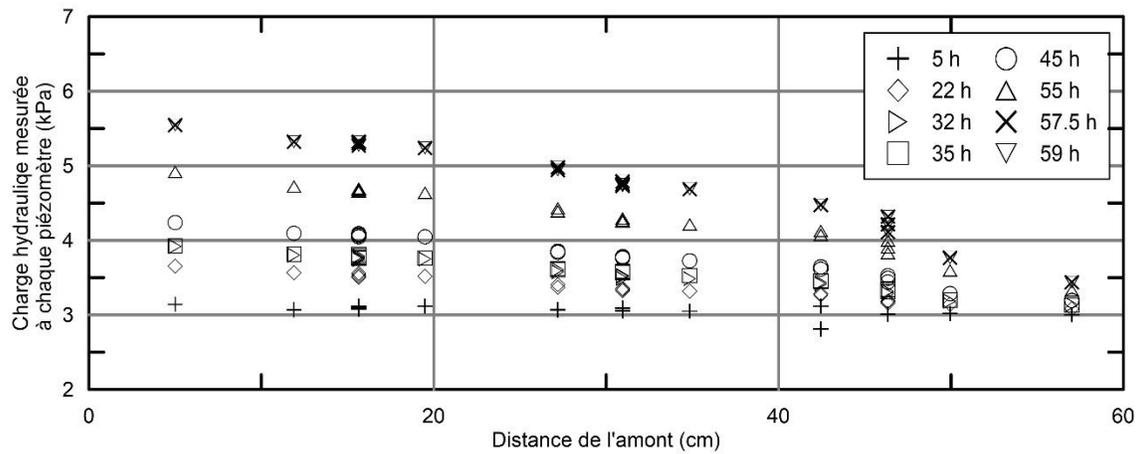
Figure E-9-(1106) - 1 – Description et résultats de l'Essai-9 (14-11-06)



A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-9



B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_i$ ) en fonction du temps



C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps

Figure E-9-(1106) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-9 (14-11-06)

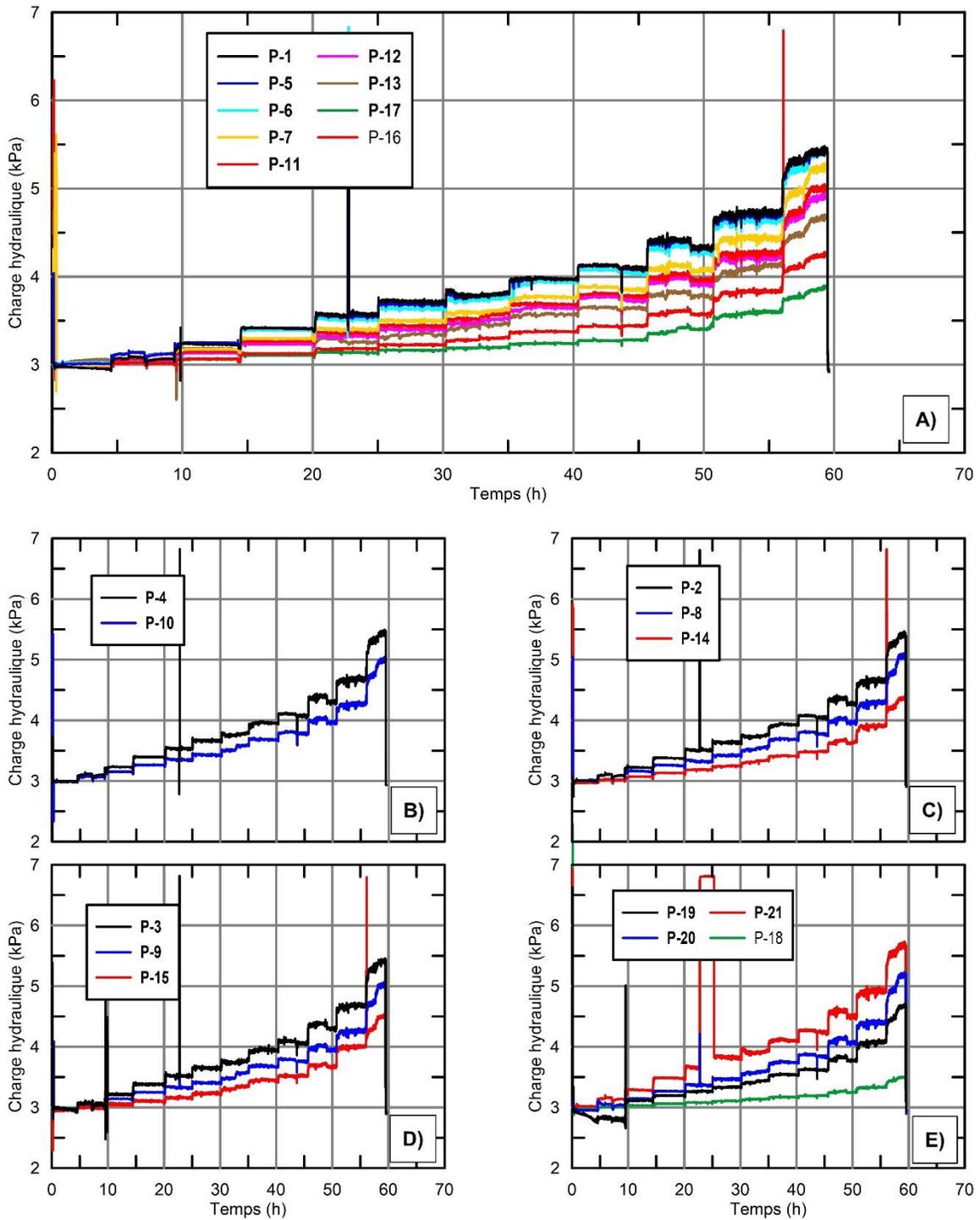


Figure E-9-(1106) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-9 (14-11-06)

## Essai-9 / 2014-11-13

### Essai 9 (14-11-13)

#### - Filtre

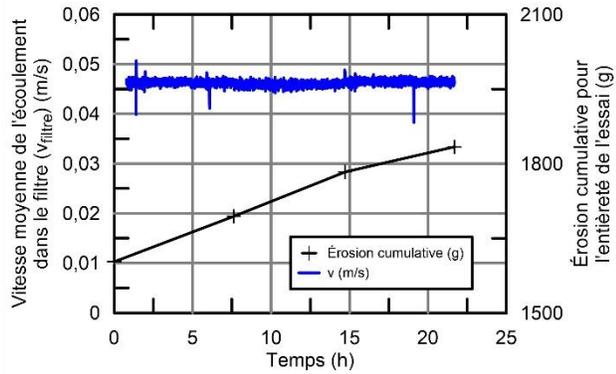
Gravier de granite passant tamis 20,0 mm  
et retenu tamis 14,0 mm  
 $\rho_d$  : 1,62 g/cm<sup>3</sup>,  $n_F$ =38,9 %  
 $D_{10F}$  : 14,4 mm,  $D_{15F}$  : 14,8 mm,  $D_{60F}$  : 17,2 mm,  $C_{uF}$  : 1,2

#### - Sol de base

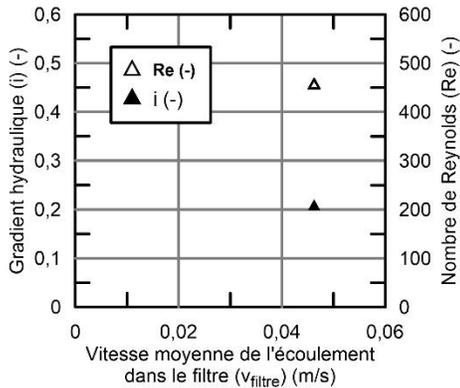
Till de Romaine-3  
 $\rho_{d\text{ till}}$  : 1,97 g/cm<sup>3</sup>  
 $w_{0\text{ till}}$  : 10,8 %  
 $d_{10B}$  : 0,025 mm,  $d_{60B}$  : 0,24 mm,  $d_{85B}$  : 0,88 mm,  $C_{uB}$  : 9,6

#### - Critère de filtre

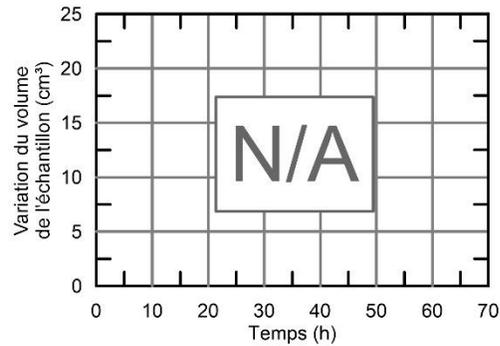
$D_{15F}/d_{85B} = 16,8$



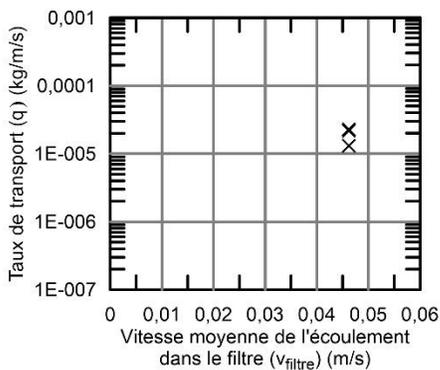
A) - Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) et érosion cumulative en fonction du temps



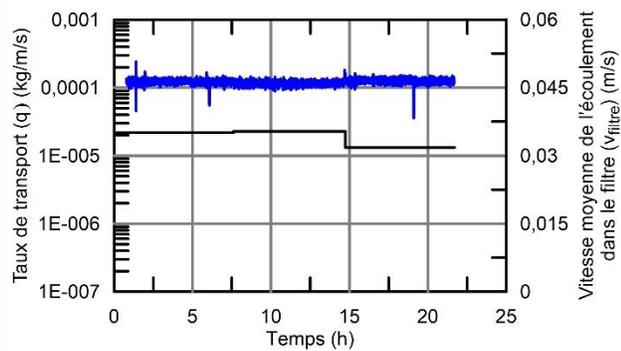
B) - Gradient hydraulique global ( $i$ ) et nombre de Reynolds ( $Re$ ) en fonction de la Vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )



C) - Variation du volume de l'échantillon déduite de la colonne d'eau de mise sous pression

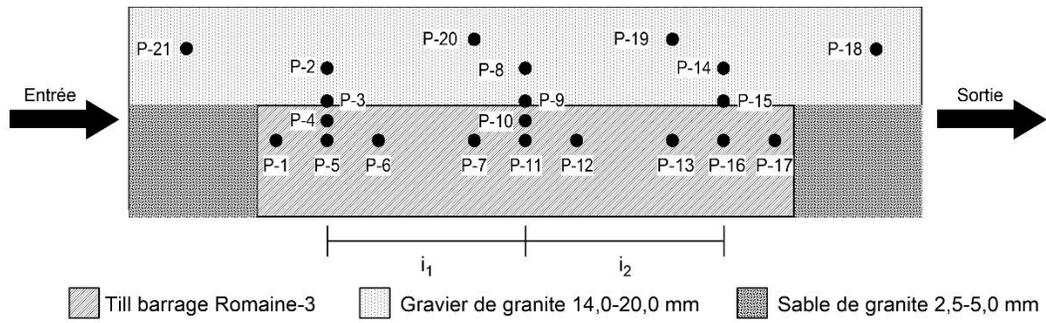


D) - Taux de transport ( $q$ ) en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ )

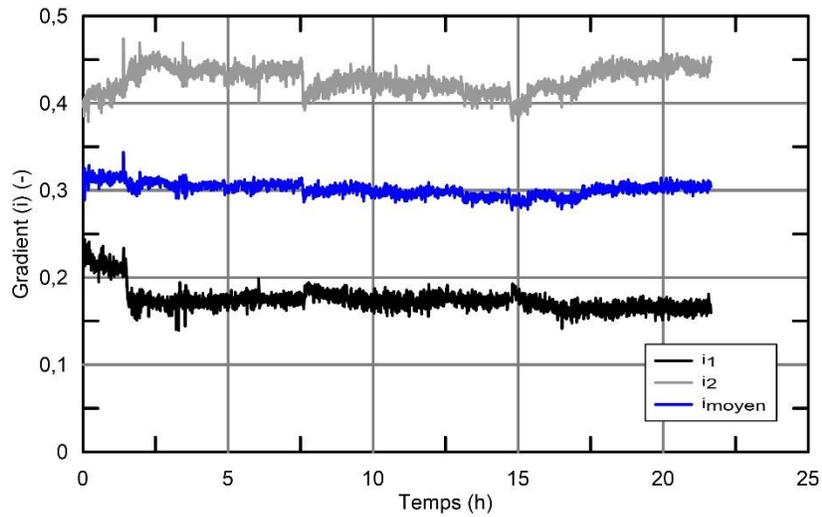


E) - Taux de transport ( $q$ ) et vitesse moyenne de l'écoulement dans le filtre ( $v_{\text{filtre}}$ ) en fonction du temps

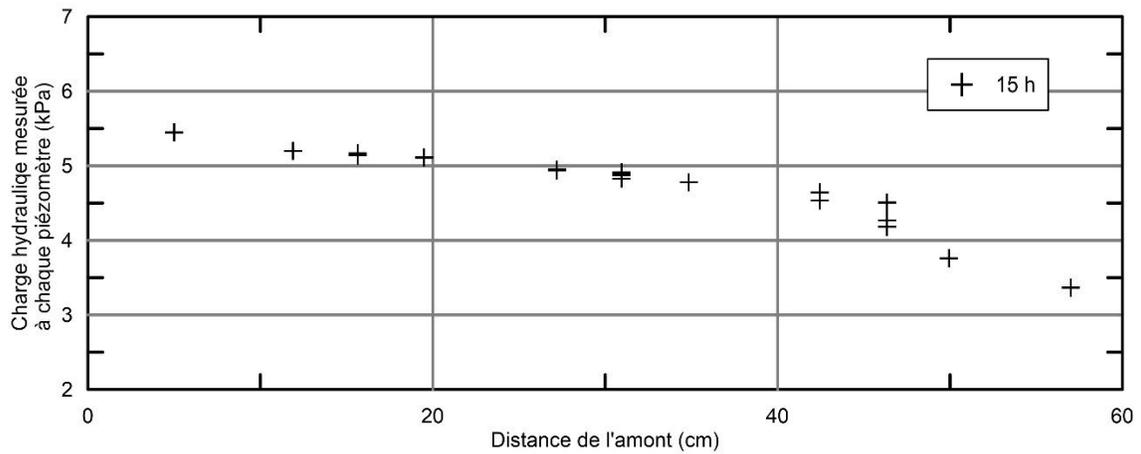
Figure E-9-(1113) - 1 – Description et résultats de l'Essai-9 (14-11-13)



**A) - Géométrie des sols et position des piézomètres de l'essai-9**



**B) - Évolution des gradients locaux et du gradient global ( $i_i$ ) en fonction du temps**



**C) - Évolution de la charge hydraulique selon la position des piézomètres et le temps**

Figure E-9-(1113) - 2 – Géométrie de l'essai, localisation des piézomètres et résultats de l'Essai-9 (14-11-13)

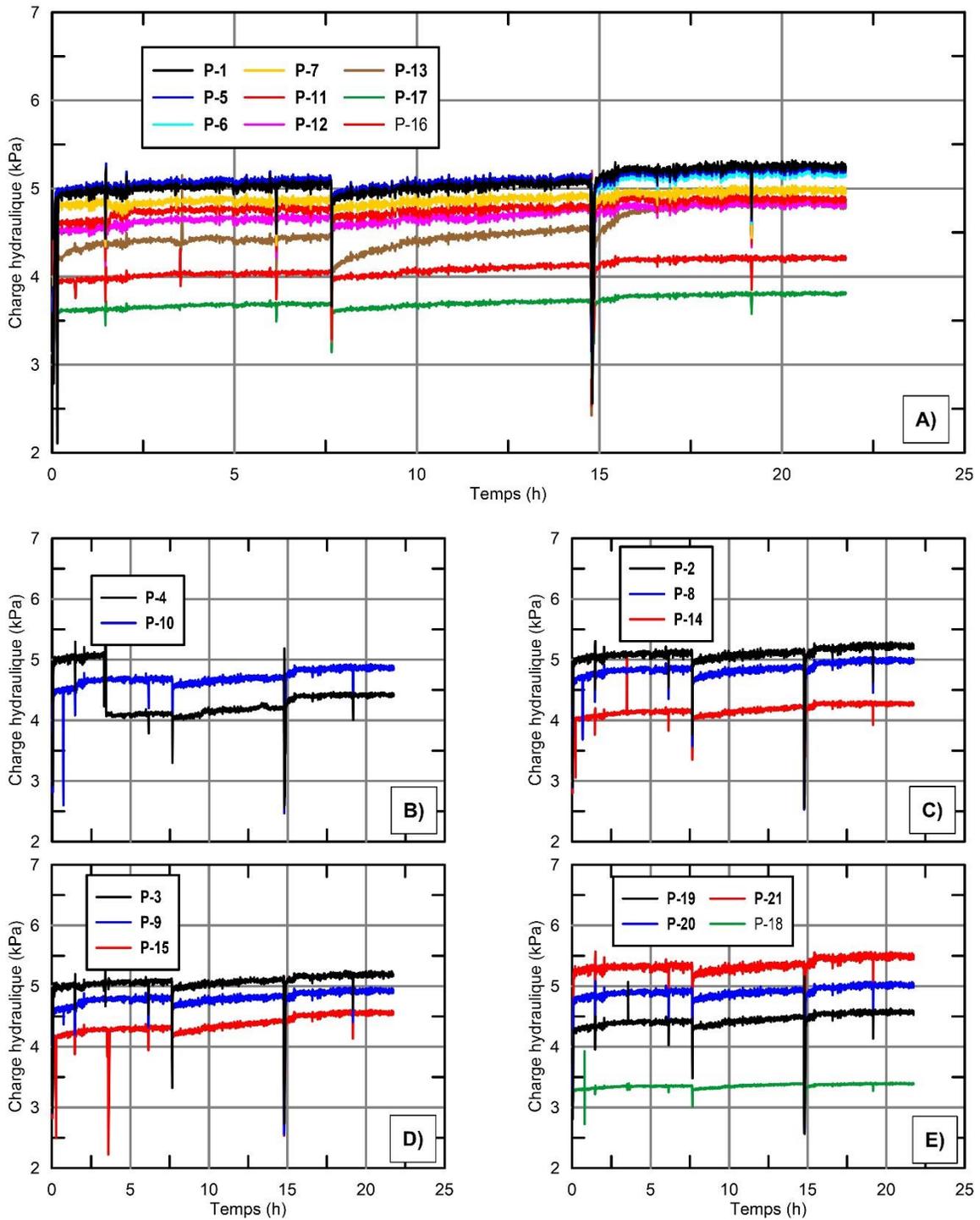


Figure E-9-(1113) - 3 – Évolution de la charge hydraulique dans le temps au droit des piézomètres pour l'Essai-9 (14-11-13)