



**HAL**  
open science

# Impacts d'hétérogénéités granulaires sur l'érosion interne par suffusion de sols constitutifs d'ouvrages hydrauliques

Ouaga Jean Bruce Nataniel Gboga

► **To cite this version:**

Ouaga Jean Bruce Nataniel Gboga. Impacts d'hétérogénéités granulaires sur l'érosion interne par suffusion de sols constitutifs d'ouvrages hydrauliques. Géotechnique. Université Gustave Eiffel; Institut National Polytechnique Félix Houphouët-Boigny (Yamoussoukro, Côte d'Ivoire), 2023. Français. NNT : 2023UEFL2071 . tel-04742158

**HAL Id: tel-04742158**

**<https://theses.hal.science/tel-04742158v1>**

Submitted on 17 Oct 2024

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

## THÈSE

En vue de l'obtention du grade de

**Docteur de l'Université Gustave Eiffel / ESTP Paris / INPHB**

Spécialité : Géotechnique

Présentée et soutenue par

**Ouaga Jean Bruce Nataniel GBOGA**

Préparée au sein du laboratoire TERZAGHI de l'IRC – ESTP Paris

# **Impacts d'hétérogénéités granulaires sur l'érosion interne par suffusion de sols constitutifs d'ouvrages hydrauliques**

Soutenance de thèse le 17 avril 2023

devant le jury composé de :

Mme. Mahdia HATTAB	Professeur université de Lorraine	Présidente
M. Pierre BREUL	Professeur université de Clermont	Examinateur
Mme Nadia SAIYOURI	Professeur Université de Bordeaux	Rapportrice
M. Pierre PHILIPPE	Directeur de recherche INRAE	Rapporteur
M. Jean-Claude DUPLA	Ecole des Ponts-Paris Tech	Directeur de thèse
M. Athanas KONIN	Ecole INP-HB Côte d'Ivoire	Co-directeur de thèse
M. Abdelkrim BENNABI	Ecole ESTP Paris	Co-encadrant de thèse
Mme. Rodaina ABOUL HOSN	Ecole ESTP Paris	Co-encadrant de thèse
M. Ahmed BENAMAR	Université Le Havre Normandie	Co-encadrant de thèse

*Je dédie ce travail,*

*À ma famille, avec toutes les épreuves traversées durant ce travail,*

*Au Ministre N'Guessan KOFFI, en qui j'ai placé toute ma*

*confiance et Grâce à qui j'ai réalisé mon rêve dans la formation*

*Doctorale et de Recherche Scientifique.*

## Remerciements

Je tiens à exprimer, en premier lieu, mes vifs remerciements à mon directeur de thèse M. Jean Claude DUPLA et mon co-directeur de thèse M. Athanas KONIN, pour la confiance qu'ils m'ont accordée en acceptant d'encadrer ce travail doctoral, pour leurs multiples conseils et pour toutes les heures qu'ils ont consacrées à diriger cette recherche et surtout pour leur disponibilité et leurs grandes qualités scientifiques. Les discussions menées avec vous m'ont toujours apporté un plus. Aucun mot ne pourrait exprimer l'estime que j'ai pour vous.

Aussi, je ne saurais continuer sans exprimer ma profonde gratitude à M. Abdelkrim BENNABI, co-encadrement de thèse, qui a collaboré dans ce travail par ses précieux conseils, son dynamisme et sa motivation. Un homme avec de grandes qualités humaines, que j'ai toujours apprécié. Que soient également remerciés les différents enseignants-chercheurs, M. Ahmed BENAMAR et Mme Rodaina ABOUL HOSN qui ont contribué à la réalisation de cette thèse. J'adresse aussi mes remerciements à tous les membres de mon jury pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger cette thèse. Un grand merci à Mme Nadia SAIYOURI, Professeure à l'Université de Bordeaux, et à M. Pierre PHILIPPE, Directeur de recherche INRAE – Aix-en-Provence, pour avoir accepté d'être les rapporteurs de cette thèse. Merci également à M. Pierre BREUL, Professeur à l'Université de Clermont-Ferrand et Mme Mahdia HATTAB, Professeure à l'Université de Lorraine pour avoir bien voulu examiner mon travail de thèse.

C'est aussi l'occasion de manifester ma reconnaissance envers l'équipe du Laboratoire Terzaghi de l'ESTP Paris où j'ai réalisé mes travaux. Je tiens donc à exprimer ma reconnaissance envers ses responsables qui ont mis à ma disposition les moyens nécessaires pour concrétiser ce travail. Je suis reconnaissant également envers Madame Claire Damblans, ingénieur de recherche, qui m'a aidé pour la réalisation des essais.

Je tiens à rendre un grand hommage à Messieurs Joël CUNY, Eric CROQUESEL, SERIFOU Mamery Adama, respectivement Directeur Général de l'ESTP Paris, Directeur de l'IRC de l'ESTP Paris, Maître de Conférences à l'Université Félix Houphouët Boigny et Mesdames Kadiatou BOUADOU-KOUADIO, Sophie-Caroline HUISMAN, qui occupent respectivement les postes de Cheffe de Cabinet du Ministère de l'Enseignement Technique et de la Formation Professionnelle et de l'Apprentissage, et de Directrice des relations internationales de l'ESTP Paris.

De même, mes plus vifs remerciements vont à l'endroit de tous mes parents, pour leur soutien moral, physique et leur tolérance pour mes absences pendant ces travaux. Enfin, je voudrais particulièrement témoigner ma reconnaissance et dire merci à ma chère épouse et à nos enfants qui ont supporté mes absences et m'ont encouragé, durant ces années consacrées à cette thèse.

## Résumé

Les ouvrages hydrauliques tels que les barrages, les levées et les digues en terre, sollicités pour la production d'électricité, pour les activités agricoles ou comme systèmes de protection des biens des populations sont soumis à d'intenses sollicitations internes et externes pouvant réduire leurs fonctionnalités et conduire à leur rupture. De plus, l'explosion de la population mondiale, les besoins en eau qui y sont associés et le réchauffement de la planète continuent d'augmenter la pression sur ces structures et d'augmenter le risque d'inondation. Cependant, avec la modernisation accrue des techniques constructives, le secteur de la construction tente d'améliorer sa maîtrise des problèmes tels que l'effondrement des ouvrages et l'érosion des remblais.

Dans la continuité de recherche des solutions dans la construction, plusieurs études de la suffusion ont été réalisées avec des sols homogènes mais cependant, très peu ont été consacrées aux sols présentant des hétérogénéités. Cette étude expérimentale de l'impact de l'hétérogénéité granulaire sur la suffusion a été menée dans un écoulement d'eau vertical, descendant et l'application de gradients hydrauliques imposés et incrémentés par paliers. Le pas d'accroissement du gradient hydraulique pour chaque palier est de 1 m/m pendant soixante minutes. La sensibilité à la suffusion et ses conséquences ont été analysées avec la masse érodée cumulée, le taux d'érosion, la déformation axiale, la puissance d'érosion, la conductivité hydraulique (locale et globale) et la granulométrie après suffusion.

Dans cette étude, trois catégories d'hétérogénéités (T1, T2 et T3) sont élaborées avec deux granulométries du sable d'Hostun (HN34, fines et HN1/2,5, grossières). Après la caractérisation des éprouvettes T1 (constituées de deux couches de teneurs en fines différentes et de même indice de densité), les résultats ont montré que les structures granulaires hétérogènes de faible teneur en fines érodables et de faible porosité, produisent d'importantes puissances d'érosion interne et occasionnent l'érosion de la structure (détachement et la migration des fines). Aussi, le taux d'érosion reste élevé comparativement aux configurations homogènes de référence. Avec une teneur en fines importante, ces éprouvettes T1 sont plus enclines à la suffusion, avec de faibles puissances d'érosion. Pour les éprouvettes T2 (constituées de deux couches de même teneur en fines et d'indices de densité différents), les résultats ont permis de révéler que lorsque la fraction de fines initiale et érodable dans la structure granulaire est inférieure à un seuil ( $F_{ch} = 35 \%$ , dans notre cas d'étude), les éprouvettes hétérogènes sont moins érodables par rapport aux éprouvettes homogènes. Toutefois, quand la teneur en fines érodables avoisine ou est au-delà du seuil, avec une conductivité qui a une chute importante, l'érodabilité de l'éprouvette hétérogène est plus importante par rapport aux éprouvettes homogènes de référence. En ce qui concerne les éprouvettes T3 (ségrégation contrôlée avec 4 couches de même indice de densité et de teneurs en fines différentes), les résultats ont montré que l'hétérogénéité granulaire provoque au sein de la matrice granulaire des blocages de fines particules à travers les constriction formées au sein des différentes couches, et favorise le processus de rétention (filtration) et de colmatage, réduisant fortement l'érodabilité de ces sols ségrégués comparativement aux sols homogènes.

La confrontation des résultats obtenus pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes a montré que la masse érodée cumulée dépend de la répartition de la teneur en fines érodables initiale et de l'indice de densité. Enfin, une nouvelle approche géométrique est proposée pour évaluer la stabilité interne des sols hétérogènes basée sur les critères proposés dans la littérature.

**Mots-clés :** Suffusion, Homogène, Hétérogène, Taux d'érosion, Déformation axiale, Puissance d'érosion, Conductivité hydraulique locale et globale, Gradient hydraulique

## Abstract

Hydraulic structures such as dams, levees and earthen dikes used for the production of electricity, for agricultural activities or as systems of protection of the goods of the populations are subjected to intense internal and external stresses that can reduce their functionality and lead to their rupture. Also, the explosion of the world's population and its associated water need and global warming continues to increase the pressure on these structures, and increase the risk of flooding. However, with the increased modernization of construction techniques, the construction sector should normally no longer suffer from problems such as collapse of structures and erosion of embankments. In the continuity of the search for solutions in the construction, several studies of suffusion were carried out with homogeneous soils and on the other hand, very few were undertaken related to soils with heterogeneities. This experimental study of the impact of granular heterogeneity on suffusion was conducted in a vertical, descending water flow and the application of imposed and incremented hydraulic gradients. The hydraulic gradient increment step for each bearing is 1 m/m for 60 minutes. Susceptibility to suffusion and its consequences were analyzed with cumulative erosion, erosion rate, axial deformation, erosion power, hydraulic conductivity (local and global) and grain size after suffusion.

In this study three categories of heterogeneities (T1, T2 and T3) are developed with two Hostun sand granulometries (HN34, fine particles and HN1/2.5, coarse particles). After characterization of the T1 specimens (two-layer, two layers of different fine contents and the same density index), the results showed that the heterogeneous granular structures with low erodible fine content and low porosity, produce significant internal erosion and cause structural erosion (detachment and migration of fines). Also, the erosion rate remains high compared to homogeneous reference configuration. Heterogeneous T1 test specimens with a high fine content are more prone to suffusion with low erosion powers. For T2 (two layers of the same fine content and different density indices), the results showed that when the initial and erodible fine fraction in the granular structure is below a theoretical threshold ( $F_{cth} = 35\%$ , in our case study), heterogeneous test specimens are less erodible than homogeneous reference configuration. However, when the fine erodible content is close to or above the threshold, with a conductivity that has a significant drop, the erodibility of the heterogeneous test specimen is greater than the homogeneous reference configuration. As regards T3 (controlled segregation with 4 layers of the same density index and different fine contents), the results showed that granular heterogeneities, segregated, causes within the granular matrix blockages of fine particles through constrictions formed from the different layers, and which promotes the retention process (filtration) and clogging greatly reducing the erosion of these segregated soils compared to homogeneous soils.

The comparison of the results of homogeneous and heterogeneous specimens shown that the accumulated eroded mass depends on the distribution of the initial erodible fine content and the density index. Finally, a new geometric approach is proposed to assess the internal stability of heterogeneous soils based on the criteria proposed in the literature.

**Keywords :** Suffusion, Homogeneous, Heterogeneous, Erosion rate, Axial deformation, Erosion power, Local and global hydraulic conductivity, Hydraulic gradient.

## TABLE DES MATIERES

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>15</b>
<b>CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE .....</b>	<b>20</b>
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>20</b>
<b>1.1.    HETEROGENEITE GRANULAIRE ET SUFFUSION DANS LES OUVRAGES HYDRAULIQUES EN TERRE..</b>	<b>21</b>
1.1.1.    Les différentes formes de l'érosion interne .....	21
1.1.2.    Statistiques des ouvrages hydrauliques en France .....	22
1.1.3.    Hétérogénéité du sol dans les ouvrages hydrauliques en terre .....	22
<b>1.2.    MECANISME DE L'INITIATION ET DU DEVELOPPEMENT DE LA SUFFUSION .....</b>	<b>29</b>
1.2.1.    Critères d'initiation à la suffusion .....	32
1.2.2.    Etat de contrainte et développement de la suffusion.....	48
<b>1.3.    PRINCIPAUX RESULTATS ET PARAMETRES D'INFLUENCE LIES AUX ESSAIS DE SUFFUSION .....</b>	<b>54</b>
1.3.1.    Influence de la teneur en fines .....	55
1.3.2.    Influence de la densité .....	59
1.3.3.    Influence de la sollicitation hydraulique .....	61
1.3.4.    Influence de l'hétérogénéité .....	70
<b>SYNTHESE PARTIELLE .....</b>	<b>74</b>
<b>CHAPITRE 2 : TECHNIQUES ET PROTOCOLES EXPERIMENTAUX.....</b>	<b>76</b>
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>76</b>
<b>2.1.    MATERIAUX, TYPES D'HETEROGENEITES ET METHODES DE CARACTERISATION.....</b>	<b>77</b>
2.1.1.    Matériaux de base utilisés et paramètres associés .....	77
2.1.2.    Configurations des différents types d'hétérogénéités .....	80
2.1.3.    Application des critères de stabilité interne aux éprouvettes testées.....	87
<b>2.2.    DISPOSITIF EXPERIMENTAL .....</b>	<b>95</b>
2.2.1.    Perméamètre à charge constante à l'aide d'une colonne de suffusion .....	95
2.2.2.    Equipements associés et étalonnage des capteurs.....	100
2.2.3.    Acquisition de données .....	106
<b>2.3.    PROTOCOLE EXPERIMENTAL.....</b>	<b>106</b>
2.3.1.    Techniques de fabrication des mélanges et de reconstitution des éprouvettes .....	106
2.3.2.    Saturation et chargement hydraulique par palier constant .....	109
2.3.3.    Essai d'érosion .....	109
2.3.4.    Démontage et analyses granulométriques post essai.....	110
<b>2.4.    ESSAI TYPIQUE, REPETABILITE ET VALIDATION DU PROTOCOLE EXPERIMENTAL .....</b>	<b>111</b>
2.4.1.    Essai typique.....	111
2.4.2.    Paramètres significatifs (Puissance d'érosion, taux d'érosion et déformation axiale) .....	116
2.4.3.    Evolution de paramètres hydrauliques et physiques en cours d'essai .....	119
2.4.4.    Erodabilité et validation du protocole .....	122
<b>SYNTHESE PARTIELLE .....</b>	<b>125</b>
<b>CHAPITRE 3 : EFFET DE L'HETEROGENEITE GRANULAIRE SUR LA SUFFUSION.....</b>	<b>128</b>
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>128</b>
<b>3.1.    PROGRAMME EXPERIMENTAL .....</b>	<b>129</b>
<b>3.2.    ETUDE PARAMETRIQUE PAR TYPE D'HETEROGENEITE.....</b>	<b>130</b>
3.2.1.    Hétérogénéité granulaire de type T1 .....	132
3.2.1.1.    Masse érodée cumulée.....	132
3.2.1.2.    Taux d'érosion et déformation axiale .....	134
3.2.1.3.    Comportement hydraulique : pressions hydrauliques, conductivités hydrauliques et vitesses d'écoulement .....	136

## Table des matières

3.2.1.4.	Indices des vides global et intergranulaire .....	144
3.2.1.5.	Puissance d'érosion .....	146
3.2.1.6.	Distribution granulométrique.....	150
3.2.1.7.	Synthèse de l'effet de l'hétérogénéité granulaire de type T1 .....	151
3.2.2.	Hétérogénéité granulaire de type T2.....	153
3.2.2.1.	Masse érodée cumulée.....	153
3.2.2.2.	Taux d'érosion et déformation axiale .....	155
3.2.2.3.	Comportement hydraulique : pressions hydrauliques, conductivités hydrauliques et vitesses d'écoulement .....	156
3.2.2.4.	Indice des vides .....	159
3.2.2.5.	Puissance d'érosion .....	162
3.2.2.6.	Distribution granulométrique.....	163
3.2.2.7.	Synthèse de l'effet de l'hétérogénéité granulaire de type T2.....	164
3.2.3.	Hétérogénéité granulaire de type T3.....	165
3.2.3.1.	Masse érodée cumulée, taux d'érosion et déformation axiale .....	165
3.2.3.2.	Comportement hydraulique : pressions hydrauliques, conductivités hydrauliques et vitesses d'écoulement .....	167
3.2.3.3.	Indice des vides .....	171
3.2.3.4.	Puissance d'érosion .....	172
3.2.3.5.	Distribution granulométrique.....	174
3.2.3.6.	Synthèse de l'étude sur l'effet de l'hétérogénéité granulaire de type T3 sur la suffusion .	176
<b>3.3.</b>	<b>ETUDE COMPARATIVE DES DIFFERENTES CONFIGURATIONS D'EPROUVETTES TESTEES ET APPROCHE DE L'EVALUATION DE LA STABILITE INTERNE DES SOLS HETEROGENES .....</b>	<b>178</b>
3.3.1.	Etude comparative des différentes configurations d'éprouvettes testées.....	178
3.3.1.1.	Taux d'érosion et puissance d'érosion.....	178
3.3.1.2.	Puissance d'érosion par palier .....	181
3.3.1.3.	Déformation axiale .....	182
3.3.1.4.	Indice des vides intergranulaires.....	183
3.3.2.	Proposition de classification à l'érosion des sols hétérogènes .....	184
3.3.3.	Synthèse de l'étude de l'hétérogénéité et approches de critère de stabilité .....	187
<b>CONCLUSION ET PERSPECTIVES .....</b>		<b>188</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>		<b>192</b>

## Liste des figures

Figure 1.1 : Différents mécanismes du phénomène d'érosion interne, Wautier (2018).....	22
Figure 1.2 : Impact de l'érosion sur des ouvrages : a-) sur une digue à Novato, Californie, 2005, b-) sur le barrage des Ouches (extrait de Fell, 2007) .....	23
Figure 1.3 : Modèle d'un barrage en remblai à différents temps (time 0 et time 1) montrant le changement de la structure granulaire du sol (Salehi, 2016) .....	25
Figure 1.4 : Coupe type d'une levée de Loire représentative d'une digue historique (CEMAGREF 2004 d'après Dion 1927) .....	26
Figure 1.5 : Techniques de construction par compactage par zones successives dans une digue, CFBR 2002.....	27
Figure 1.6 : Différents degrés de ségrégation des sols sable-gravier et pierreux observés par Hans Rönnqvist (2017), avec la séparation des grosses particules et des fines.....	27
Figure 1.7 : Configuration de la ségrégation simplifiée selon Mohamad (2016).....	28
Figure 1.8 : Schéma des différentes méthodes d'arrachement dans le processus de l'érosion interne dans un barrage (Schuler et Brauns (1997)) .....	30
Figure 1.9 : Critères de filtre et de drainage selon Terzaghi et Peck (1948) .....	33
Figure 1.10 : Diamètre maximal du filtre d15 en fonction de l'historique des performances de l'érosion interne selon Rönnqvist (2008) .....	33
Figure 1.11 : Critères résumés des matériaux filtrants selon Messerklinger (2013) .....	34
Figure 1.12 : Diamètre maximal du filtre D15F en fonction de l'historique des performances d'érosion interne selon Rönnqvist (2008) .....	35
Figure 1.13 : Diamètre maximal D15F en fonction du coefficient d'uniformité (Cu) du filtre par rapport à l'historique de performance de l'érosion interne selon Rönnqvist (2008).....	35
Figure 1.14 : Critère selon Kezdi (1979).....	37
Figure 1.15 : Type d'arrangement de particules d'un sol dans un état lâche (a) et dense (b), selon Silveira et al. 1975.....	37
Figure 1.16 : Critère de Kenney et Lau (1985, 1986) .....	39
Figure 1.17 : Comparaison des deux critères de Kezdi (1979) et de Kenney et Lau (1985) par Li et Fannin (2008).....	40
Figure 1.18 : Synthèse comparative des deux critères Kezdi (1979) et Kenney et Lau (1985). .....	41
Figure 1.19 : Critère de Burenkova (1993) .....	42
Figure 1.20 : Relation entre le gradient hydraulique critique $i_c$ et l'indice d'instabilité interne de Kenney et Lau (1985) (H/F) proposée par (Skempton et Brogan, 1994). .....	45
Figure 1.21 : Gradient hydraulique critique ( $i_c = i_{start}$ ) auquel débute l'érosion de particules fines dans l'échantillon en fonction de la porosité (Wan et Fell (2004)).....	46
Figure 1.22 : Evolution du taux d'érosion en fonction de la puissance d'érosion selon Sail (2012) ....	48
Figure 1.23 : Variation du facteur de réduction des contraintes $\alpha$ , avec la teneur en fines Shire et al., (2014). .....	49
Figure 1.24 : Méthode d'évaluation de l'indice des vides inter-grains et de l'indice des vides inter-fines. (Thevanayagam et al., 2002) .....	50
Figure 1.25 : Gradient hydraulique et contrainte effectives dans une structure granulaire selon Li (2008a) .....	52

Figure 1.26 : Différentes étapes du processus de suffusion (comportement mécanique du sol et développement de la suffusion) (Sibille, 2016).....	54
Figure 1.27 : Variation de la conductivité hydraulique des matériaux testés (Seghir et al., 2014) .....	56
Figure 1.28 : Gradient hydraulique moyen auquel débute l'érosion de particules fines dans l'échantillon (istart) en fonction de la teneur en fines (Wan et Fell, 2004b).....	56
Figure 1.29 : Effet de la fraction de fines $F_c$ initiale sur les gradients hydrauliques d'initiation et de rupture ainsi que sur la perte cumulée de particules fines selon Deng et al., (2020) .....	57
Figure 1.30 : Pourcentage de perte cumulée de fines et de déformation volumétrique induite par la suffusion par rapport à la teneur initiale en fines sous une pression de confinement effective de 50 kPa (Ke & Takahashi, 2014a)). .....	58
Figure 1.31 : Influence de la concentration des particules sur la perméabilité dans les résultats d'études de Moghadasi et al. (2004).....	59
Figure 1.32 : Gradient hydraulique moyen correspondant au début de l'érosion de particules fines dans l'échantillon ( $i_{start} = i_c$ ) en fonction de la porosité (Wan et Fell (2004)). ... <b>Erreur ! Signet non défini.</b>	
Figure 1.33 : Gradient hydraulique critique en fonction de la densité selon Ke et Takahashi (2012b). 60	60
Figure 1.34 : Effet de la densité sèche initiale sur les gradients hydrauliques d'initiation et de rupture ainsi que sur la perte cumulée de particules fines, (Deng et al., 2020b). .....	60
Figure 1.35 : Évolution de la conductivité hydraulique en fonction du temps (Rochim et al., 2017)... 61	61
Figure 1.36 : Evolution du débit d'écoulement en fonction du gradient hydraulique selon Zhou et al., (2018) .....	62
Figure 1.37 : Concentration maximale de perte de fines en fonction de la contrainte de cisaillement hydraulique selon Bendahmane (2005). .....	63
Figure 1.38 : Courbes granulométriques des deux types de sables et celles des différents mélanges (Ke et Takahashi, 2014) . .....	64
Figure 1.39 : Pourcentage de perte cumulée de fines pendant la période d'essai d'infiltration et évolution du taux d'érosion en fonction du gradient hydraulique (échelle semi-logarithmique) selon Ke et Takahashi, (2014). .....	65
Figure 1.40 : Répartition spatiale de la fraction de fines dans l'espace entre grains grossiers pour les 4 scans successifs (coupes verticales médianes) selon Nguyen (2018). .....	66
Figure 1.41 : a) Perméabilité en fonction du temps mesurée sur des échantillons de kaolin à 10%, avec $i = 2\text{m/m}$ et $i = 8\text{m/m}$ ; b) Taux d'érosion sur échantillons de kaolin à 30% pour différents $i = 44, 48$ et $92\text{m/m}$ selon Bendahmane et al., (2006). .....	68
Figure 1.42 : Evolutions de la masse des particules érodées pour les différents essais (Nguyen et al., (2012)). .....	69
Figure 1.43 : a) Variation de la masse érodée en fonction de la configuration du spécimen et b) évolution de la conductivité hydraulique en fonction de la masse érodée selon Oueidat et al. (2020). .....	70
Figure 1.44 : Protocole expérimental et distribution granulométrique après déversement selon Karoui (2014). .....	72
Figure 1.45 : Indice de ségrégation selon Karoui, (2014). .....	72
Figure 2.1 : a) Matériaux de référence (sables d'Hostun HN34 et HN1/2,5) ; b) Distribution granulaire des sables d'Hostun HN34 et HN1/2,5. ....	78
Figure 2.2 : Courbes d'évolution des indices des vides maximal et minimal du mélange de sables HN34 et HN1/2,5. ....	80
Figure 2.3 : Configurations des éprouvettes : (a) Echantillon homogène ; (b) Hétérogène T1 (teneur en fines différentes) ; (c) Hétérogène T2 (indice de densité différent) ; (d) Hétérogène T3 (ségrégation contrôlée). .....	81

Liste des figures

Figure 2.4 : Eprouvette homogène reconstituée à partir d’une fraction de fines ( $F_c$ ) et d'un indice de densité ( $ID$ ).....	82
Figure 2.5 : Eprouvettes hétérogènes reconstituées de type T1 avec des fractions de fines locales différentes et un indice de densité identique .....	83
Figure 2.6 : Eprouvettes hétérogènes reconstituées de type T2 avec la même fraction de fines locale et des indices de densités différents .....	85
Figure 2.7 : Eprouvettes hétérogènes reconstituées de type T3 avec différentes fractions locales de fines dans toute la colonne et un indice de densité identique.....	86
Figure 2.8 : Distribution granulométrique des éprouvettes homogènes reconstituées HM15, HM25 et HM35 à partir des matériaux de base HN34 et HN1/2,5.....	91
Figure 2.9 : Distribution granulométrique des différentes couches constituant (a) l’éprouvette hétérogène HT15T1 avec une fraction de fines globale de 15 % et l’éprouvette hétérogène HT25T1 avec une fraction de fines 25 % .....	91
Figure 2.10 : Distribution granulométrique des différentes couches constituant (a) l’éprouvette hétérogène HT15T3 avec une fraction de fines globale de 15 % et l’éprouvette hétérogène HT25T3 avec une fraction de fines 25 % .....	92
Figure 2.11 : Vues des éléments de la colonne de suffusion.....	96
Figure 2.12 : Configuration de la colonne de suffusion en phase d’essai : a) schéma de principe simplifié ; b) cas homogène ; c) cas hétérogène .....	96
Figure 2.13 : Schéma de principe complet de l’essai expérimental en colonne de suffusion .....	98
Figure 2.14 : Vue du dispositif expérimental de la colonne de suffusion .....	99
Figure 2.15 : Photo du capteur de pression hydraulique de type Sensor Technics BTE6001G4. ....	100
Figure 2.16 : Courbes d’étalonnage et de conversion du signal électrique (mA) en pression hydraulique (kPa) des capteurs de pressions .....	101
Figure 2.17 : Représentation schématique des pressions hydrauliques mesurées qui s'exercent sur l'éprouvette reconstituée sous un écoulement descendant.....	102
Figure 2.18 : Courbes d’étalonnage du débitmètre .....	103
Figure 2.19 : Capteur laser de marque Laser Line Sensors de type L-LAS-TB-28-CL, Transmetteur – récepteur de laser (plage de mesure 28 mm, précision : $\pm 2 \mu\text{m}$ ).....	104
Figure 2.20 : Dispositif d’étalonnage du capteur laser de type L-LAS-TB-28-CL .....	105
Figure 2.21 : Déplacement axial mesuré entre le comparateur et le capteur Laser .....	105
Figure 2.22 : a) Malaxeur et b) Préparation du mélange des matériaux de base de sable d’Hostun (HN34 et HN1/2,5).....	108
Figure 2.23 : Reconstitution d'éprouvette par compactage du mélange en sous-couches successives.108	
Figure 2.24 : Schématisation des sollicitations hydrauliques appliquées (gradient hydraulique global imposé et contrôlé, $i$ (m/m)).....	109
Figure 2.25 : Section des différentes couches prélevées a) cas homogène, T1 et T2 ; b) cas T3 pour l’analyse granulométrique post essai.....	110
Figure 2.26 : Evolution des pressions hydrauliques en fonction des gradients hydrauliques appliqués aux éprouvettes granulaires homogènes HM25M et HM25M-rep avec la fraction de fines $F_c = 25 \%$ et pour un indice de densité $ID = 0,4$ .....	112
Figure 2.27 : Gradients hydrauliques appliqué ( $i_g$ , appliqué) et calculé ( $i_g$ , calculé) en fonction du temps .....	114
Figure 2.28 : Evolutions de la vitesse d’écoulement et de la conductivité hydraulique en fonction du gradient hydraulique appliqué sur l’éprouvette homogène HM25M .....	115

Figure 2.29 : Evolutions des vitesses d'écoulement induites en fonction des gradients hydrauliques appliqués aux éprouvettes homogènes pour différents indices de densité $ID = 0,1$ et $0,4$ .....	116
Figure 2.30 : Evolutions de paramètres en fonction du temps pour l'échantillon HM25M. (a) : Taux d'érosion et déformation axiale, (b) : Puissance d'érosion ( $P_1$ , $P_2$ et $P_g$ sont respectivement la puissance d'érosion dans la moitié supérieure, la moitié inférieure et la globalité de l'échantillon) .....	118
Figure 2.31 : Evolutions temporelles des (a) conductivités hydrauliques locale et globale et (b) des conductivités relatives ( $k/k_0$ ) par couches de l'éprouvette homogène HM25M .....	119
Figure 2.32 : Evolutions des indices des vides en fonction du gradient hydraulique imposé sur l'éprouvette homogène HM15.....	122
Figure 2.33 : Evolutions de la masse érodée en fonction du gradient hydraulique appliqué sur deux éprouvettes homogènes identiques HM25M et HM25M-rep.....	123
Figure 2.34 : Distribution granulaire de l'éprouvette testée avant (HM25M) et après (C1-Ap couche supérieure et C2-Ap couche inférieure) essai de suffusion. ....	124
Figure 3.1 : Programme expérimental.....	129
Figure 3.2 : Schéma du déroulement des essais de suffusion.....	130
Figure 3.3 : Evolutions de la masse érodée cumulée au cours des essais de suffusion pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes T1 à différentes fractions de fines $F_c = 15\%$ , $25\%$ et $35\%$ et deux indices de densité $ID = 0,1$ et $0,4$ .....	133
Figure 3.4 : Evolutions de la déformation axiale et du taux d'érosion $T_{er}$ au cours des essais de suffusion pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1.....	135
Figure 3.5 : Evolutions des pressions hydrauliques $P_1$ , $P_2$ et $P_3$ pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 pour $F_c = 15\%$ et $25\%$ et $ID = 0,1$ .....	137
Figure 3.6 : Evolutions des pressions hydrauliques $P_1$ , $P_2$ et $P_3$ pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 pour $F_c = 15\%$ et $25\%$ et $ID = 0,4$ .....	138
Figure 3.7 : Evolutions de la vitesse d'écoulement moyenne des éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 pour $F_c = 15\%$ , $25\%$ et $35\%$ et $ID = 0,1$ et $0,4$ .....	139
Figure 3.8 : Evolutions de la conductivité hydraulique locale et globale en fonction du gradient hydraulique pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 avec une fraction de fines $F_c = 15\%$ et un $ID = 0,1$ .....	141
Figure 3.9 : Evolutions de la conductivité hydraulique locale et globale en fonction du gradient hydraulique pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 avec une fraction de fines $F_c = 25\%$ et un $ID = 0,4$ .....	142
Figure 3.10 : Evolutions de la conductivité hydraulique relative ( $k/k_0$ ) pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 avec une fraction de fines $F_c = 15\%$ et $25\%$ et un $ID = 0,1$ et $0,4$ .....	144
Figure 3.11 : Evolutions des indices des vides global et intergranulaire pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 avec une fraction de fines $F_c = 15\%$ et $25\%$ et un $ID = 0,1$ .....	145
Figure 3.12 : : Evolutions des puissances d'érosion locales ( $Per_{C1}$ , $Per_{C2}$ ) et globale ( $Per_g$ ) pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 pour $F_c = 15\%$ et $25\%$ et $ID = 0,1$ .....	146
Figure 3.13 : : Evolutions des puissances d'érosion locales ( $Per_{C1}$ , $Per_{C2}$ ) et globale ( $Per_g$ ) pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 pour $F_c = 15\%$ et $25\%$ et $ID = 0,4$ .....	147
Figure 3.14 : Evolutions du taux d'érosion en fonction de la puissance d'érosion pour les éprouvettes homogènes et hétérogène de type T1, a) $F_c = 15\%$ et b) $F_c = 25\%$ .....	149
Figure 3.15 : Distribution granulométrique avant et après essai de suffusion des éprouvettes HM15L et HT15LT1.....	150
Figure 3.16 : Courbes des constrictions des différentes couches granulaires locales pour l'éprouvette hétérogène T1 avec une fraction de fines $F_c = 25\%$ et deux indices de densité $ID = 0,1$ et $0,4$ .....	151

Figure 3.17 : Masse érodée cumulée au cours de l'essai de suffusion pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes T2 à différentes fractions de fines $F_c = 15 \%$ , $25 \%$ et $35 \%$ .....	153
Figure 3.18 : Evolution de la déformation axiale et du taux d'érosion $T_{er}$ au cours des essais de suffusion pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T2.....	155
Figure 3.19 : Evolution des pressions hydrauliques $P_1$ , $P_2$ et $P_3$ pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T2 pour $F_c = 15 \%$ et $25 \%$ .....	156
Figure 3.20 : Evolution des pressions hydrauliques $P_1$ , $P_2$ et $P_3$ pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T2 pour $F_c = 35 \%$ .....	157
Figure 3.21 : Evolution de la conductivité hydraulique des éprouvettes hétérogènes de type T2 avec une fraction de fines $F_c = 15 \%$ , $25 \%$ et $35 \%$ .....	158
Figure 3.22 : Evolutions de la conductivité hydraulique relative ( $k/k_0$ ) pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T2 pour $F_c = 15 \%$ , $25 \%$ et $35 \%$ .....	159
Figure 3.23 : Evolutions des indices des vides des différentes éprouvettes dans la configuration granulaire homogène et hétérogène de type T2.....	161
Figure 3.24 : Evolutions des puissances d'érosion locales ( $Per_{C1}$ , $Per_{C2}$ ) et globale ( $Per_g$ ) pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T2 pour $F_c = 15 \%$ , $25 \%$ et $35 \%$ .....	162
Figure 3.25 : Distribution granulométrique avant et après essai de suffusion des éprouvettes HM25M et HT25T2 .....	163
Figure 3.26 : Masse érodée cumulée au cours de l'essai de suffusion pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes T3 pour deux fractions de fines ( $15 \%$ et $25 \%$ ) et deux indices de densité ( $0,1$ et $0,4$ ).....	165
Figure 3.27 : Taux d'érosion et déformation axiale au cours de l'essai de suffusion pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes T3 ( $F_c = 15 \%$ et $25 \%$ et $ID = 0,1$ et $0,4$ ).....	166
Figure 3.28 : Evolution des pressions hydrauliques pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T3 pour $F_c = 15 \%$ et $25 \%$ et $ID = 0,1$ .....	167
Figure 3.29 : Evolution des pressions hydrauliques pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T3 pour $F_c = 15 \%$ et $25 \%$ et $ID = 0,4$ .....	168
Figure 3.30 : Evolution des conductivités hydrauliques locale et globale en fonction du gradient hydraulique pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T3 ( $F_c = 25 \%$ et $ID = 0,1$ ) .....	169
Figure 3.31 : Evolution des conductivités hydrauliques locale et globale en fonction du gradient hydraulique pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T3 ( $F_c = 25 \%$ et $ID = 0,4$ ) .....	170
Figure 3.32 : Evolutions des indices des vides des différentes éprouvettes dans la configuration granulaire homogène et hétérogène de type T3.....	171
Figure 3.33 : Evolution des puissances d'érosion locale et globale pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T3 pour $F_c = 15 \%$ et $25 \%$ et $ID = 0,1$ .....	173
Figure 3.34 : Evolution des puissances d'érosion locale et globale pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T3 pour $F_c = 15 \%$ et $25 \%$ et $ID = 0,4$ .....	174
Figure 3.35 : Distribution granulométrique avant et après essai de suffusion des éprouvettes HM15L et HT15LT3.....	175
Figure 3.36 : Courbe des constriction des différentes couches pour l'éprouvette hétérogène T3 avec une fraction de fines $F_c = 25 \%$ et deux indices de densité $ID = 0,1$ et $0,4$ .....	176
Figure 3.37 : Synthèse des taux d'érosion et de la puissance d'érosion finaux en fonction de la fraction de fines initiale pour un indice de densité $ID = 0,1$ .....	180
Figure 3.38 : Synthèse des taux d'érosion et de la puissance d'érosion finaux en fonction de la fraction de fines initiale pour un indice de densité $ID = 0,4$ .....	180
Figure 3.39 : Evolutions comparatives des puissances d'érosion globales en fonction du gradient hydraulique imposé pour les différentes configurations granulaires homogènes et hétérogènes.....	181

Liste des figures

Figure 3.40 : Evolution comparative des déformations axiales en fonction des fractions de fines érodables avec ID = 0,1 et ID = 0,4..... 182

Figure 3.41 : Evolution de l'indice des vides intergranulaire des éprouvettes testées avec une fraction de fines érodables Fc = 5 % et un indice de densité ID = 0,4 ..... 183

**Listes des tableaux**

Tableau 2.1 : Caractéristiques des matériaux de référence (Sable d'Hostun)..... 78

Tableau 2.2 : Hauteur des différentes couches constitutives des éprouvettes hétérogènes de type T1 . 85

Tableau 2.3 : Hauteur des différentes couches constitutives des éprouvettes hétérogènes de type T3 . 87

Tableau 2.4 : Critère géométrique appliqué aux différentes éprouvettes homogènes et de type T1 testées ..... 88

Tableau 2.5 : Critère géométrique appliqué aux différentes éprouvettes homogènes et de type T3 testées ..... 88

Tableau 2.6 : Critère hydraulique de stabilité ..... 89

Tableau 2.7 : Critère de filtre basé sur la taille des constriction (D<sub>c35</sub> : diamètre de contrôle) d'éprouvettes hétérogènes avec une fraction de fines F<sub>c</sub> = 25 % ..... 90

Tableau 2.8 : Caractéristiques des couches des éprouvettes homogènes ..... 92

Tableau 2.9 : Caractéristiques des couches des éprouvettes hétérogènes de type T1 ..... 93

Tableau 2.10 : Caractéristiques des couches des éprouvettes hétérogènes de type T3 ..... 94

Tableau 2.11 : Eprouvettes homogènes HM25M et hétérogène HM25MT1 ayant les mêmes fractions de fines F<sub>c</sub> de 25 % et indice de densité I<sub>D</sub> de 0,4. .... 107

Tableau 2.12 : Résultats des tests expérimentaux sur les éprouvettes homogènes HM25M et HM25M-rep..... 111

Tableau 2.13 : Résultats du calcul des indices des vides locaux en fonction des conductivités hydrauliques moyennes à partir de la méthode Chapuis (2004)..... 121

Tableau 2.14 : Résultats des tests expérimentaux sur les éprouvettes homogènes avec répétabilité. 123

Tableau 2.15 : Résultats des tests expérimentaux sur les éprouvettes hétérogènes avec répétabilité 124

Tableau 3.1 : Conductivités hydrauliques (initiale et finale) des éprouvettes hétérogènes de type T1, pour un indice de densité I<sub>D</sub> = 0,1 ..... 141

Tableau 3.2 : Critère de filtre basé sur la taille des constriction (D<sub>c35</sub> : diamètre de contrôle)..... 151

Tableau 3.3 : Critère de filtre basé sur la taille des constriction selon Dallo et Wang (2016) (D<sub>c35</sub> : diamètre de contrôle)..... 175

Tableau 3.4 : Bilan synthétique de la confrontation des taux d'érosion finaux et des critères de stabilité par couche ..... 185

Tableau 3.5 : Confrontation des susceptibilités à la suffusion observées ..... 186

## **INTRODUCTION GENERALE**

Utilisés pour la production d'électricité, pour les activités agricoles ou comme systèmes de protection des biens des populations, les ouvrages hydrauliques tels que les barrages, les levées et les digues en terre sont soumis à d'intenses sollicitations aussi bien internes qu'externes pouvant réduire leurs fonctionnalités et conduire à leur rupture (Fell et Fry, 2005). Cependant, le recours à ces ouvrages hydrauliques continue de croître avec l'explosion de la démographie dans le monde et ses besoins associés en eau, ainsi que le risque d'inondation liée au réchauffement climatique. Selon la commission internationale des grands barrages (ICOLD, 2017), le nombre de ces ouvrages hydrauliques serait de plus de 150 000 avec des hauteurs parfois supérieures à 15 m. En France, le parc d'ouvrages hydrauliques, constitué en majorité d'ouvrages anciens, est composé d'un linéaire de 9000 km de digues de protection, de 1000 km de canaux hydroélectriques et de 8000 km de digues de canaux de navigation et d'après Bonelli (2013), la France possède, environ plus de 600 grands ouvrages hydrauliques de types barrages.

Pour Foster et al. (2000), les ruptures ou les endommagements des ouvrages hydrauliques sont pour 46 % liés au phénomène d'érosion interne. Aussi, plus de 75 % des ouvrages hydrauliques en remblai ont un demi-siècle d'existence et sont le lieu continuels d'écoulements interstitiels qui provoquent une modification de leurs caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques et les soumettent au phénomène d'érosion interne, affaiblissant leurs fonctionnalités (Fell et Fry, 2005). Par ailleurs, l'enquête réalisée dans le cadre du projet national ERINOH (ERosion INterne dans les Ouvrages Hydrauliques) a montré également que l'érosion interne est le premier mécanisme de rupture des barrages en remblai recensés.

Ce phénomène d'érosion se présente sous plusieurs formes, notamment l'érosion de contact, l'érosion de conduit, l'érosion régressive et enfin la suffusion. Il correspond à des sollicitations internes qui provoquent le déplacement des particules granulaires de la structure des ouvrages hydrauliques. Lorsque ce déplacement des particules est diffus à travers la matrice solide et ne concerne que les fines en suspension, le phénomène d'érosion en cause est une suffusion qui est difficile à observer in situ selon la Commission Internationale des Grands Barrages (ICOLD, 2017). Par ailleurs, Sibille et al. (2015) ont montré que la proportion de fines dans la structure granulaire et les charges hydrauliques impactent fortement le processus du développement de la suffusion dans les cas de sols supposés être homogènes. La suffusion, comme d'autres phénomènes d'érosion interne, a fait l'objet de nombreuses recherches sur des sols de granulométrie homogène essentiellement. On peut citer les études de Skempton et Brogan

(1994), Lafleur et al. (1989), Wan et Fell (2008), Ke et Takahashi (2014), Fellag (2016), Aboul Hosn (2017) et Nguyen (2018).

Ces travaux de recherches trouvent leurs justifications dans la nécessité de mieux contrôler le comportement de différents sols soumis à des écoulements pouvant provoquer leur instabilité et risquant de conduire à la ruine des ouvrages. Pour Saucke et al. (1999), les structures granulaires, initialement homogènes, ont de meilleures caractéristiques mécaniques et hydrauliques par rapport à celles des sols ségrévés. En effet, ces derniers subissent, sous l'effet d'une charge hydraulique, une migration de leurs particules fines dans les réseaux de vides (constrictions), modifiant la distribution granulométrique et affectant les caractéristiques hydrauliques et mécaniques du sol en place.

De fait, avec les forces induites durant l'infiltration d'eau dans des sols constituant l'ouvrage hydraulique, la teneur en fines de ces sols évolue dans le temps et entraîne un changement de la granulométrie. Les zones ayant perdu leur fraction fine ont une perméabilité plus importante avec des vitesses d'écoulement locales plus élevées, ce qui peut engendrer le phénomène de renard qui est un processus d'érosion interne qui se produit avec l'augmentation des vitesses d'écoulement de l'eau sous une fondation ou un remblai. De plus, certaines zones de l'ouvrage peuvent également avoir une densité plus faible localement, du fait parfois d'un défaut de compactage lors de la construction ou de travaux de maintenance, ce qui peut provoquer un effondrement de l'ouvrage (Bonelli, 2013). Selon Royet (2005) et François et al. (2017), une série d'études statistiques sur les barrages en terre et les digues en France a montré que le mauvais compactage, l'hétérogénéité du sol et les sollicitations hydrauliques importantes contribuent à la rupture des ouvrages hydrauliques.

Construits en matériaux naturels avec l'hypothèse d'une homogénéité granulaire, certains ouvrages hydrauliques en remblai présentent des risques de présence de diverses formes d'hétérogénéités. Celles-ci peuvent être dues à des modifications granulaires provoquées par les écoulements internes et évoluant localement ou à des problèmes survenant lors de la construction des ouvrages tels que : une ségrégation des matériaux pendant leur mise en œuvre ou un défaut de compactage.

Ainsi, l'instabilité dans les milieux granulaires reste toujours un problème crucial dans le fonctionnement des sols constitutifs des ouvrages. Avec une granulométrie interne hétérogène ou un défaut de compactage, les matériaux constitutifs de l'ouvrage ne se comportent pas nécessairement comme des sols homogènes vis-à-vis des phénomènes d'érosion interne. Il

devient alors indispensable d'étudier leur comportement et d'évaluer la performance des ouvrages, supposés être dimensionnés sur la base d'une hypothèse d'homogénéité des sols.

Plusieurs formes d'hétérogénéité granulaires peuvent être étudiées telles qu'une variation de proportion de fines dans des couches adjacentes ou une différence de porosité provoquée par des défauts de mise en œuvre des couches ou encore une ségrégation locale du sol provoquée par les opérations de mise en œuvre sur le chantier. L'étude de l'impact de l'hétérogénéité granulaire sur les phénomènes de l'érosion interne s'avère nécessaire afin de mieux appréhender et de prédire le comportement de ces ouvrages hydrauliques face au phénomène d'érosion interne, et plus particulièrement le phénomène de suffusion.

C'est également dans ce cadre qu'il faut pouvoir identifier les configurations d'hétérogénéité granulaires où l'érosion interne par suffusion est susceptible de se développer dans les ouvrages hydrauliques en remblai et, le cas échéant, d'évaluer sa cinétique, car ces différentes configurations pourraient engendrer des risques de désordres dans les ouvrages hydrauliques (Benamar et al., 2019). Il existe peu de travaux de recherche consacrés au lien entre l'hétérogénéité granulaire et le phénomène d'érosion par suffusion. Les travaux présentés dans cette thèse portent alors sur l'étude expérimentale de l'influence de l'hétérogénéité sur l'initiation et le développement de la suffusion.

Le présent rapport est structuré en trois chapitres. Le premier chapitre sera consacré à l'exposé des principales recherches menées sur le phénomène d'instabilité interne par suffusion des sols. En particulier on s'intéressera à l'identification des facteurs contribuant à l'initiation et à l'évolution de la suffusion, et aux critères proposés par les différents auteurs pour l'évaluation de la stabilité interne des sols homogènes. Ce chapitre aborde dans un premier instant la question de l'existence de l'hétérogénéité des matériaux constitutifs de l'ouvrage hydraulique provoquée lors de la réalisation de l'ouvrage, lors de son exploitation ou suite à des travaux de maintenance (remblais historiques). Cette phase de ce chapitre va nous permettre de proposer des formes d'hétérogénéités possibles dans notre cas d'étude expérimentale, et d'évaluer l'effet de ces hétérogénéités comparativement aux éprouvettes homogènes dites de références dans l'étude, principal objectif de notre travail.

Dans le deuxième chapitre, on décrit les techniques et protocoles expérimentaux développés dans le cadre de ce travail. On a amélioré et développé un dispositif expérimental de suffusion en colonne équipé de capteurs, le tout étant relié à un système d'acquisition de données. Après la présentation et la caractérisation des matériaux utilisés et des éprouvettes reconstituées à

différentes configurations granulométriques (homogènes et hétérogènes), le chapitre montre les résultats d'essais typiques de suffusion réalisés sur une éprouvette homogène reconstituée de référence pour la précision des mesures et la validation du protocole expérimental. Les variables de contrôle, lors des essais de suffusion sur les différentes configurations d'éprouvettes homogènes et hétérogènes reconstituées, sont les teneurs en fractions de fines ( $F_c$ ) et les indices de densité ( $I_D$ ) qui mettent en évidence la variation de la porosité dans la structure granulaire. Également, à la fin de chaque essai de suffusion, l'éprouvette de sol est récupérée pour réaliser une analyse granulométrique dont le résultat est comparé à celui avant l'essai de suffusion.

Dans le troisième chapitre, on présente les résultats des essais réalisés pour les différentes configurations granulaires étudiées. Les résultats sont ensuite analysés en fonction de l'influence de la teneur en fines et de celle de l'indice de densité appliqué à la structure testée. Dans un premier temps, à partir des essais de suffusion, on a évalué l'érodabilité, le comportement physique et hydraulique des éprouvettes de sols dans une configuration homogène, prise comme référence pour sols constitutifs d'ouvrages supposés homogènes et faire une étude paramétrique par type de configuration hétérogène. Aussi, nous menons une étude comparative entre les différentes configurations d'homogénéité et d'hétérogénéité des essais de suffusion réalisés. En effet, on a réalisé une étude comparative de l'influence des paramètres de contrôle, notamment la fraction de fines et l'indice de densité, sur le phénomène de suffusion. En fin du chapitre, on proposera de faire une approche d'évaluation de la stabilité interne des sols granulaires hétérogènes en se basant sur les critères géométriques de stabilité interne des sols existants à partir de nos résultats expérimentaux.

Le mémoire se termine par une conclusion et des perspectives, ainsi que des recommandations qui permettront de poursuivre cette étude avec d'autres formes possibles d'hétérogénéité et d'autres types d'écoulement.

# **CHAPITRE 1 :**

# **ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

## CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

### Introduction

---

Ce premier chapitre présente une étude bibliographique relative à l'impact d'hétérogénéités granulaires sur la suffusion et se subdivise en trois sections. Dans la première section, après avoir présenté le parc des ouvrages hydrauliques en France et des incidents survenus sur un certain nombre d'ouvrages, les différents types d'hétérogénéités granulaires susceptibles d'être rencontrés dans les sols constitutifs de ces ouvrages sont décrits. Ensuite, les mécanismes de l'initiation et du développement de la suffusion sont détaillés avec les deux types de critères utilisés pour évaluer le potentiel d'instabilité interne des sols qui sont les critères géométriques et hydrauliques. Dans la troisième section, nous présentons les différentes investigations antérieures sur les essais et résultats expérimentaux sur la suffusion et l'influence des principaux paramètres sur le comportement des sols homogènes et hétérogènes soumis à des essais de suffusion.

## 1.1. Hétérogénéité granulaire et suffusion dans les ouvrages hydrauliques en terre

### 1.1.1. Les différentes formes de l'érosion interne

Selon Fell et Fry (2005) et Bonelli (2012), les quatre principaux mécanismes d'érosion interne sont (Figure 1.1) :

- L'érosion régressive ;
- L'érosion de contact ;
- L'érosion de conduit ;
- La suffusion.

**L'érosion régressive** est un phénomène consistant en une érosion d'un substrat, d'un relief ou d'un ouvrage artificiel et elle apparaît à la surface libre de la partie aval de l'ouvrage hydraulique donnant lieu à la formation de conduits de l'aval vers l'amont de ce dernier (Figure 1.1a). Ce détachement de particules peut entraîner une formation de renard, risque de rupture des ouvrages hydrauliques. En effet, les particules de sol sont transportées vers l'aval de l'écoulement (écoulement diffus) dans l'ouvrage hydraulique tandis que la surface d'érosion remonte vers l'amont, provoquant ainsi la rupture de l'ouvrage hydraulique.

**L'érosion de contact**, produite à l'interface de couches de sol de granulométries très différentes, appelée parfois érosion d'interface ou suffusion de surface, est une érosion sélective de particules fines. Cette érosion apparaît lorsque la force de l'écoulement du fluide entre les deux couches de sol est suffisante pour arracher les particules fines en contact avec la couche de sol ayant des grains plus grossiers et que les pores de cette couche permettent le passage des particules de sol plus fin au niveau de leur contact (Figure 1.1b).

**L'érosion de conduit** se produit par écoulement localisé dans des fissures ou des trous dans l'ouvrage et correspond au détachement de particules de sol à partir de chemins préférentiels. Le fluide circulant dans ce conduit génère des contraintes d'entraînement pour arracher et transporter des particules fines des parois. Cette érosion de conduit se développe généralement dans les sols cohésifs (Royet et Bonelli, 2015) et peut également s'initier et se développer dans des sols constitutifs à caractères hétérogènes et mal compactés (Figure 1.1c).

**La suffusion** produite dans la matrice granulaire du sol, appelée aussi érosion de volume, est une érosion sélective de particules fines depuis une matrice de particules grossières. Elle laisse

derrière elle le squelette granulaire, ce qui peut conduire à des déformations et des désordres sur les ouvrages de génie civil tels que les barrages en remblai, les digues et les levées. Un tel processus peut entraîner une modification du comportement mécanique du sol (Harris et al., 2016, Aboul Hosn, 2017, Nguyen, 2018, Wautier, 2018) (Figure 1.1d).

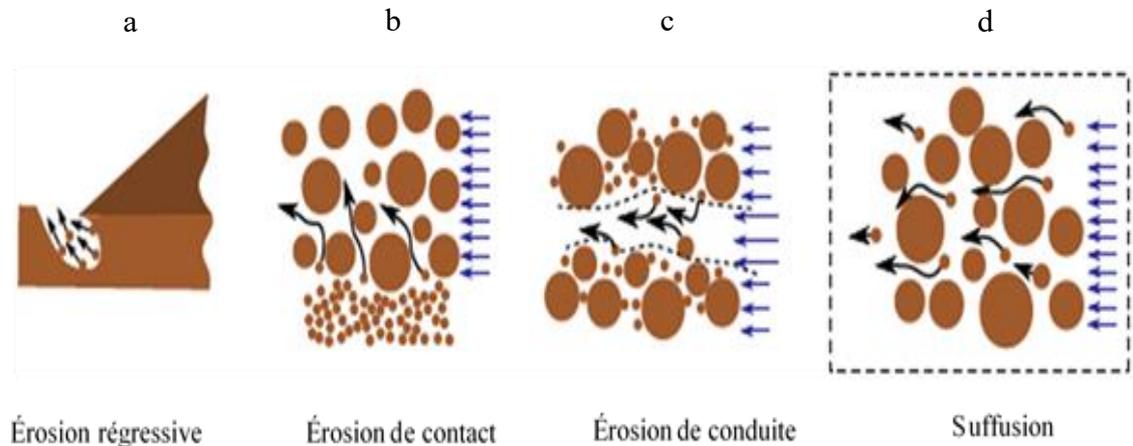


Figure 1.1 : Différents mécanismes du phénomène d'érosion interne, Wautier (2018).

### 1.1.2. Statistiques des ouvrages hydrauliques en France

Pour la Commission Internationale des Grands Barrages (ICOLD, 2017), le nombre de barrages en France est estimé à plus de 600 sur 45 000 à l'échelle mondiale. Pour Fry et al. (1997), ce sont 71 incidents provoqués par l'érosion interne sur une base de 550 barrages recensés et 1000 km de digues hydroélectriques sur la période de 1970 à 1995, dont 23 incidents dus au phénomène de renard hydraulique et 48 à celui de la suffusion. L'étude réalisée par Foster et al. (2000) indique que 136 grands barrages en remblai construits jusqu'en 1986 dans le monde ont subi des ruptures et 50 % de ces dernières étaient dues aux phénomènes d'érosion interne. Ces ouvrages hydrauliques en terre, tels que les barrages en remblai et les digues, représentent 70% des barrages selon ICOLD (2017) et sont généralement soumis à des écoulements d'eau internes générant le détachement, puis le transport des particules fines à travers les réseaux de vides constitués par de grosses particules modifiant alors la distribution granulaire du sol initialement homogène.

### 1.1.3. Hétérogénéité du sol dans les ouvrages hydrauliques en terre

D'après ICOLD (2017), la plupart des barrages de plus d'un demi-siècle sont construits en

## Chapitre 1 : Etude bibliographique

matériaux naturels et ont subi des infiltrations d'eau au fil du temps provoquant des changements de distribution granulaire. Ces sols constitutifs des ouvrages hydrauliques en remblai supposés homogènes dans leur état initial, c'est-à-dire au moment de leur mise en œuvre, présentent plus tard des hétérogénéités granulaires pouvant favoriser l'occurrence de phénomènes d'érosion interne (Kenney et Lau, 1985).

Aussi, partant de l'hypothèse de sols homogènes présentant une perméabilité initiale faible et subissant une sollicitation externe ou interne telle que l'infiltration d'eau par écoulement, ces sols commencent à perdre quelques fractions fines qui circulent à travers les pores et les constriction formées par les plus grosses particules. Ces milieux granulaires voient leur perméabilité modifiée localement. Ils deviennent moins denses et leur résistance au cisaillement diminue, engendrant des désordres dans les ouvrages hydrauliques. Les Figures 1.2a et 1.2b ci-dessous montrent des exemples de ruptures de digue provoquées par l'érosion interne.

a-)



b-)



*Figure 1.2 : Impact de l'érosion sur des ouvrages : a-) sur une digue à Novato, Californie, 2005, b-) sur le barrage des Ouches (extrait de Fell, 2007)*

Le phénomène de l'érosion interne a été également reconnu comme l'une des causes de la rupture du barrage de Teton aux USA en 1976, seulement une année après sa construction. A la suite des inspections réalisées, Truong (2012) présente les principales raisons qui ont accéléré le phénomène d'érosion interne, et on peut citer en particulier :

- L'existence dans le corps du barrage, de zones localisées mal compactées ;

## Chapitre 1 : Etude bibliographique

- L'existence de couches de remblai présentant des distributions granulométriques différentes (présence d'hétérogénéités) ;
- Des tassements différentiels non homogènes dans le corps du barrage provoquant des fissures ;
- Un mauvais dimensionnement de la couche de filtre.

Ripley (1986) explique que le potentiel d'instabilité à l'érosion interne d'un milieu granulaire hétérogène peut être considérablement augmenté par rapport à celui d'un milieu homogène, en particulier si le sol est susceptible à la ségrégation. Aussi, les techniques de mise en œuvre des matériaux pendant l'exécution peuvent entraîner leur ségrégation et conduire à la création de discontinuités granulaires localisées comme montré par Xiao et Shwiyhat (2012). Dans le cadre du projet national ERINOH (François et al., 2017), il a été montré que cinq causes favorisent l'amorce de l'érosion interne dans les ouvrages hydrauliques en remblai, et peuvent conduire à une instabilité, voire à la rupture des ouvrages recensés :

- Une géométrie inadaptée ou modifiée ;
- La présence d'hétérogénéités dans le remblai et/ou dans sa fondation ;
- Des interfaces « sol – structures maçonnées » non ou mal maîtrisées ;
- Des conditions hydrogéologiques particulières ;
- La présence de conduites sous pression détériorées.

La deuxième cause citée fait l'objet de nos travaux de recherche. De plus, les travaux d'entretien et de maintenance de ces ouvrages hydrauliques, dont la plupart ont plus d'un demi-siècle d'existence, consistent souvent à rehausser leur niveau en rajoutant une nouvelle couche de remblai qui peut être constituée de matériaux différents de ceux de la couche déjà existante. Cela crée par conséquent une situation d'hétérogénéité. On rencontre différentes configurations d'hétérogénéité granulaires des sols constitutifs d'ouvrages hydrauliques. Nous proposons d'étudier trois catégories en particulier. Une première catégorie, que nous appellerons dans la suite du mémoire hétérogénéité de type T1, est celle qui correspond à la jonction de deux couches de sol ayant des teneurs en fines différentes. La deuxième catégorie d'hétérogénéité, notée T2, est celle qui correspond à un défaut de compactage qui entraîne dans la structure granulaire des couches de densités différentes. Enfin, la troisième catégorie, notée T3, est celle liée à la ségrégation des matériaux, qui induit des sous-couches avec des granulométries différentes pour une même matrice de sol. Cette hétérogénéité par ségrégation correspond à celle qui peut être provoquée par les opérations de mise en œuvre des matériaux sur le chantier. On détaille ci-après ces trois configurations d'hétérogénéités.

**L'hétérogénéité de type T1** est due à la variation de la teneur en fines pouvant provenir de l'infiltration de l'eau dans les ouvrages hydrauliques en terre et entraînant une modification de la microstructure du sol (Fell et Fry, 2005, Fannin et Moffat, 2006 et Prasomsri et Takahashi, 2020). Cette modification de la teneur en fines dans la structure granulaire peut conduire à une série de conséquences comme l'accroissement de la conductivité hydraulique et le déplacement d'une quantité de fines plus importante qui favoriseraient l'érosion interne par suffusion, pouvant conduire à la ruine de l'ouvrage hydraulique (Muir Wood, 2007). Ainsi, il est possible de rencontrer dans le corps de l'ouvrage hydraulique des couches de sol accolées caractérisées par des teneurs en fines différentes comme indiqué sur les Figures 1.3 et 1.4.

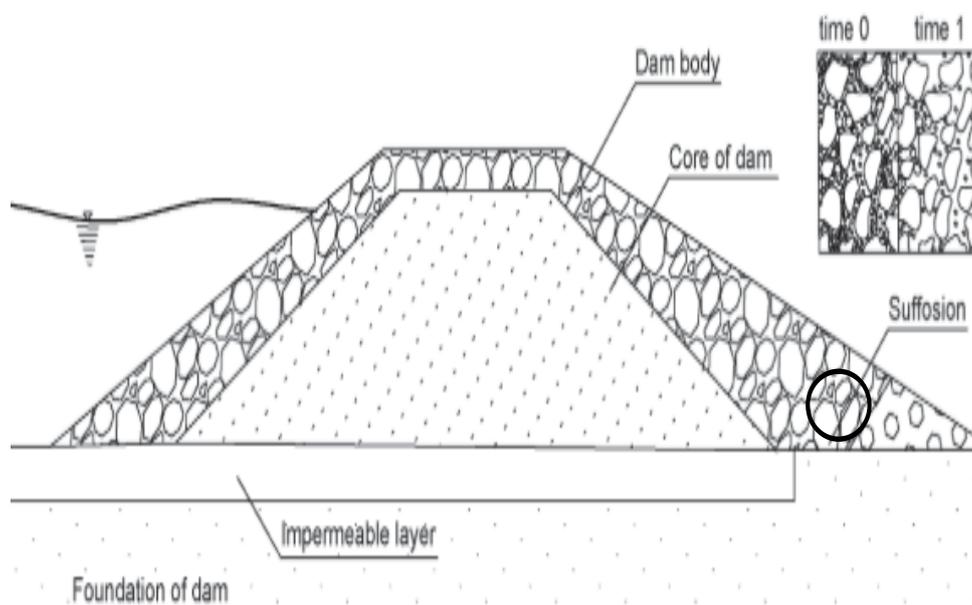


Figure 1.3 : Modèle d'un barrage en remblai à différents temps (time 0 et time 1) montrant le changement de la structure granulaire du sol (Salehi, 2016)

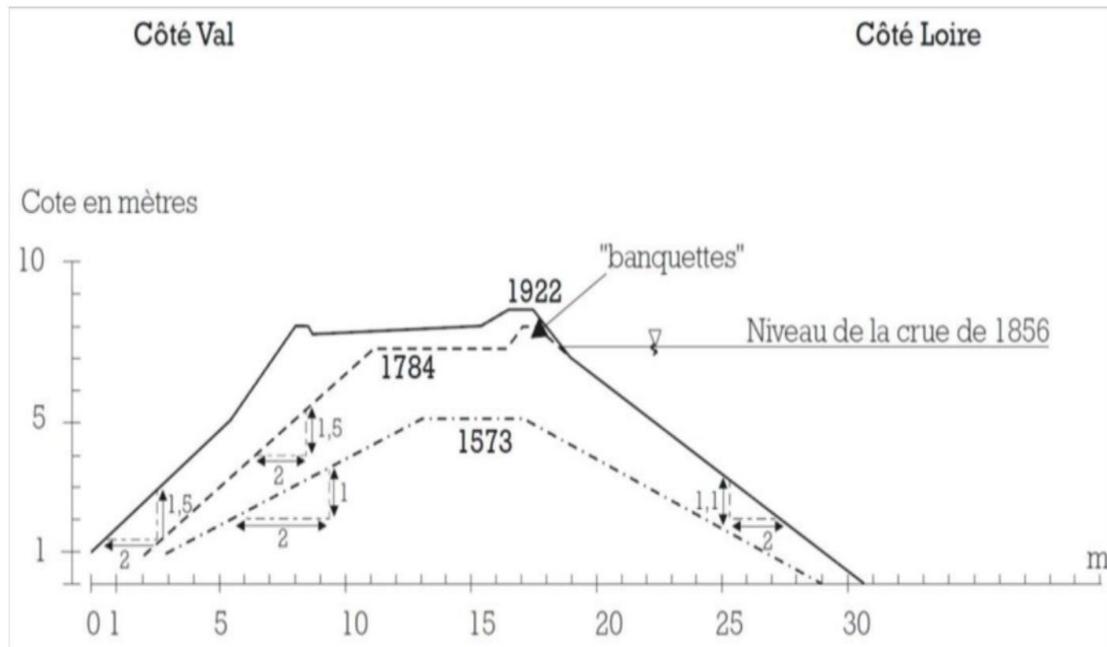


Figure 1.4 : Coupe type d'une levée de Loire représentative d'une digue historique (Dion, 1927)

**L'hétérogénéité de type T2** est due à un défaut de compactage dans la structure granulaire lors de la construction de l'ouvrage hydraulique ou à la superposition de couches inégalement compactées à différentes périodes dans le cas de digues historiques. En effet, comme l'indique la Figure 1.5, des compactages variables de certaines zones de l'ouvrage et des granulométries parfois incompatibles peuvent engendrer des suppressions d'eau dans le corps de l'ouvrage susceptibles de provoquer sa rupture. Ainsi, ces types d'hétérogénéité rendent l'analyse du niveau de sûreté de la digue délicate devant la multiplicité des scénarios pouvant conduire à la défaillance. Les sols constitutifs sont mis en place par couches compactées et révèlent la présence de zones localisées mal compactées ainsi que l'existence, dans le corps de l'ouvrage, d'interface entre des remblais de granulométries différentes (présence d'hétérogénéités) qui sont des sources de ruptures des ouvrages hydrauliques, comme pour le barrage de Teton en 1976.

## Chapitre 1 : Etude bibliographique

1, 2, 3, 4, 5, 6 - zones compactées successivement

7 - géocomposite

8 - collecteur de pied enveloppé par le géocomposite

9 - collecteur d'évacuation

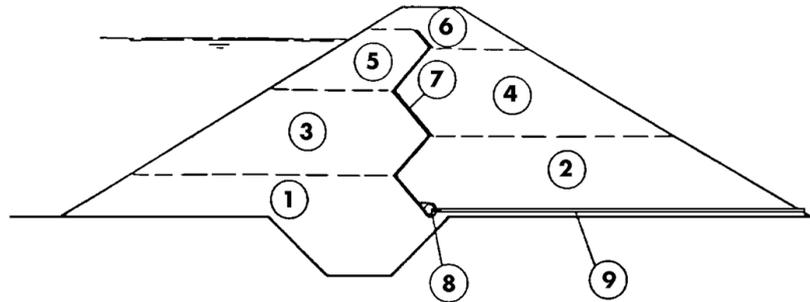


Figure 1.5 : Techniques de construction par compactage par zones successives dans une digue.

**L'hétérogénéité de type T3** est due à la ségrégation granulaire des matériaux lors de leur mise en œuvre. La ségrégation est le processus qui provoque la séparation des différentes particules de sol en fonction de leur taille, phénomène susceptible de se produire lors du déversement des matériaux sur les chantiers de construction de barrages en remblais, par exemple. De plus, la ségrégation reste un phénomène peu étudié et mal pris en compte dans les spécifications de construction (Milligan, 2003). Cependant, Rönnqvist (2017) affirme que la ségrégation est l'une des principales causes de rupture des ouvrages dont il faut se méfier lors de la manipulation et du déversement du sol sur site comme indiqué sur la Figure 1.6.



Figure 1.6 : Différents degrés de ségrégation des sols sable-gravier et pierreux observés par Hans Rönnqvist (2017), avec la séparation des grosses particules et des fines

Ainsi, la ségrégation d'un sol peut être provoquée par le dépôt des grosses particules au fond du volume d'une structure granulaire verticale ou par le détachement et le déplacement de particules plus petites sous l'action des forces d'écoulement interne d'eau au sein d'une matrice granulaire (Figure 1.6). Sur des chantiers de construction, cette ségrégation des sols est causée par la méthode de mise en place ou le remblaiement (déversement) des matériaux. Lors du remblaiement des matériaux avec des camions, les techniques de construction peuvent parfois causer la ségrégation de la matrice granulaire des ouvrages hydrauliques. Dans une approche d'étude de la ségrégation granulaire dans un ouvrage, Mohamad (2016) a présenté un modèle de ségrégation simplifié et basé sur la superposition de différentes couches constituées de particules de diamètres voisins comme le présente la Figure 1.7.

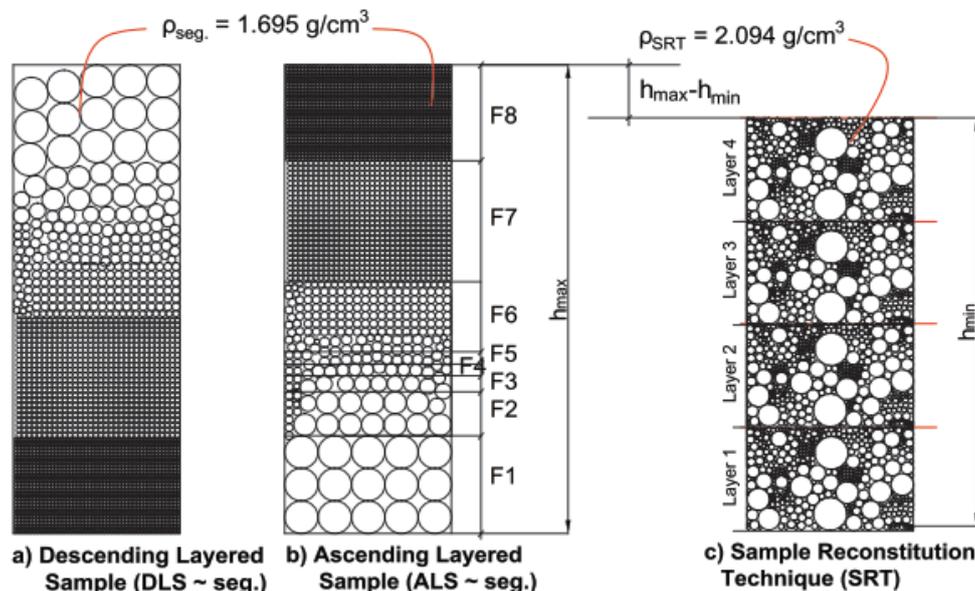


Figure 1.7 : Configuration de la ségrégation simplifiée selon Salehi (2016).

Dans la suite de notre travail bibliographique, nous nous intéresserons plus particulièrement à ces trois formes d'hétérogénéité granulaire à savoir l'hétérogénéité de couches (couches de teneurs en fines ou densités différentes) et la ségrégation. Dans la reconstitution des sols, nous partirons des sols initialement supposés homogènes constitutifs d'ouvrages hydrauliques et ensuite ces structures granulaires seront modifiées pour aller vers les configurations hétérogènes.

## **1.2. Mécanisme de l'initiation et du développement de la suffusion**

Les facteurs de dégradation ou de vieillissement des ouvrages hydrauliques en terre sont multiples, l'érosion interne à partir de l'infiltration d'eau dans le sol est l'un des plus importants. Selon la commission internationale des grands barrages (ICOLD, 2012), le terme érosion interne renferme l'ensemble des phénomènes d'arrachement et de détachement des particules formant le corps de l'ouvrage en remblai ou sa fondation sous la sollicitation des écoulements souterrains qui s'y produisent. Le phénomène d'arrachement des particules plus fines se produit lorsque la contrainte hydraulique de cisaillement devient plus élevée que la résistance au cisaillement interne du milieu granulaire. Fry et al. (1997) ont décrit huit phénomènes d'arrachement dans l'érosion interne d'un milieu granulaire : l'entraînement, l'érosion régressive, le débouillage, la bouillonnante, la dissolution, la défloculation, l'ex-solution et l'auto-infiltration. Schuler et Brauns (1997) illustrent ces différents phénomènes d'arrachement localisés dans le processus de l'érosion interne sur la Figure 1.8.

Concernant le phénomène de détachement ou de transport de ces particules fines, il se produit à travers les vides créés dans l'espace inter-particulaire (à travers les constriction). La taille des particules fines est largement inférieure aux constriction et aux pores formés par les grosses particules structurant le milieu granulaire. Le transport des particules se fait soit d'une façon concentrée et rapide (renard hydraulique), soit de façon diffuse et lente dans l'espace poreux du milieu granulaire (suffusion). Ces deux formes de transport diffèrent par leurs conditions aux limites géométriques et hydrauliques. Le phénomène de renard est en réalité le transport ou la migration de particules en suspension dans un fluide au sein d'un conduit à l'intérieur d'une structure granulaire. Ce phénomène peut être dangereux pour les ouvrages. Par contre, pour la deuxième forme de transport, par suffusion, les particules fines se déplacent de façon diffuse dans l'espace poreux inter-particulaire, avec une évolution plus lente. Ces modifications de la microstructure du sol peuvent induire localement des modifications de la résistance mécanique du sol, ce qui peut impliquer des déformations à l'échelle macroscopique Aboul Hosn (2017). Les déformations peuvent conduire à des modifications de l'espace poral, ce qui modifie la porosité et les propriétés hydrauliques telles que la conductivité hydraulique. De plus, la suffusion peut conduire à la perte de la résistance mécanique du sol et la rupture des ouvrages hydrauliques. Dans ce cas, une intervention est envisageable pour remédier aux désordres.

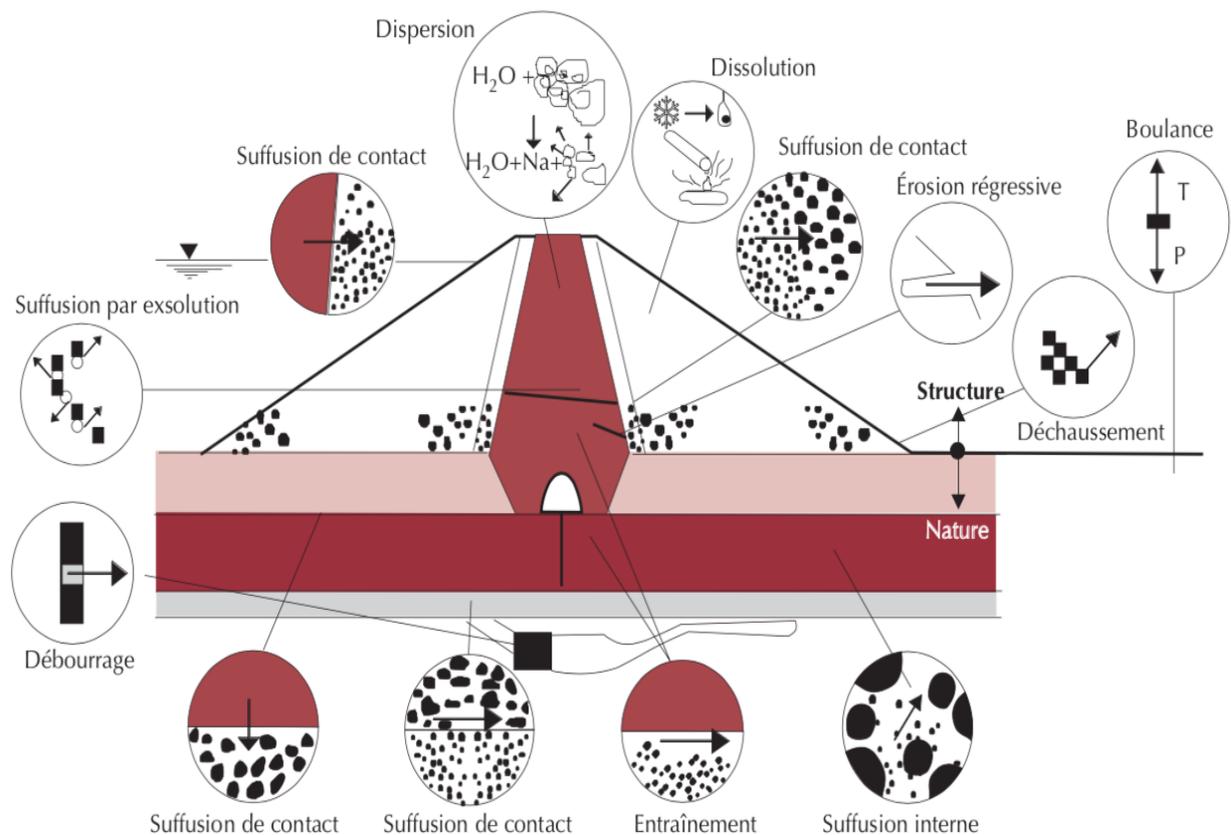


Figure 1.8 : Schéma des différentes méthodes d'arrachement dans le processus de l'érosion interne dans un barrage (Schuler et Brauns, 1997)

Par ailleurs, les étapes du processus du phénomène d'érosion interne sont l'initiation, la continuation (filtration), la progression et la formation d'une brèche. Ainsi, le processus d'initiation est décrit comme une perte d'équilibre et le processus de développement (continuation) est l'étape pendant laquelle la relation entre la distribution de taille des particules du matériau et du filtre détermine si l'érosion va se poursuivre ou non (Fry, 2007). Ce phénomène d'érosion se concentre le long des chemins préférentiels de percolation des écoulements d'eau aussi appelés chemins d'érosion. Il est un facteur de dégradation ou de vieillissement des ouvrages hydrauliques pouvant entraîner leur rupture et qui comprend plusieurs mécanismes, parfois couplés ou indissociables rendant le phénomène d'érosion très complexe à étudier.

Dans la poursuite de cette étude bibliographique, nous nous intéressons plus particulièrement au mécanisme de l'érosion interne par suffusion. Dans la littérature, les termes suffusion et suffosion sont utilisés, pour décrire l'instabilité interne ou la stabilité interne du sol, entre autres

par Kenney et Lau (1985), Fannin et Moffat (2006), et Wan et Fell (2008). Pour Fannin et Moffat (2006), la suffusion n'engendre pas de variation de volume de sol, en revanche la suffusion provoque des déformations volumiques pouvant provoquer l'effondrement de la structure granulaire du sol. A l'issue de la rencontre d'Aussois en France en 2005, il est admis que le mécanisme de suffusion se résume alors à l'arrachement et au transport des fines particules à travers le réseau poral du squelette granulaire formé par les grosses particules. Cette suffusion, selon Wan et Fell, (2008), se produit dans la structure granulaire de l'ouvrage hydraulique sous les trois conditions suivantes :

- La taille des fines particules du sol doit être plus petite que les constriction formées par les grosses particules constituant le squelette de la structure granulaire,
- La quantité de ces particules fines doit également être inférieure à celle nécessaire pour remplir l'ensemble des vides du squelette de la structure granulaire,
- La sollicitation hydraulique (vitesse d'écoulement ou gradient hydraulique) doit être suffisamment importante pour permettre le détachement et le transport des fines particules à travers les constriction formées.

Concernant la rupture par le mécanisme de suffusion sur les ouvrages hydrauliques, elle peut intervenir selon trois processus. Le premier est la formation localisée, à l'aval de l'ouvrage hydraulique, d'une zone où la force induite par la vitesse d'infiltration est très importante pouvant induire un glissement et un déchaussement. Le deuxième correspond à l'entraînement des matériaux provoquant un affaissement local de l'ouvrage et pouvant engendrer parfois une surverse. Le troisième processus provoqué par la suffusion est la formation de zones instables en aval de l'ouvrage. Il provoque un affaissement des couches supérieures de l'ouvrage hydraulique.

De nombreuses études numériques, empiriques ou expérimentales ont permis d'établir que les critères de l'initiation et du développement de la suffusion sont liés à deux aspects fondamentaux : les caractéristiques géométriques liées à la granulométrie associant la taille des constriction au sein d'un milieu granulaire et les caractéristiques hydrauliques prenant en compte les différentes sollicitations hydrauliques (Terzaghi, 1939, Kezdi, 1979 et Kenney et Lau, 1985). Ces caractéristiques géométriques, basées sur la distribution des grains, ont une influence considérable sur la stabilité du sol vis-à-vis de l'érosion interne. Quant aux critères hydrauliques, ils sont basés sur le gradient hydraulique, la vitesse d'écoulement et surtout la direction du flux d'écoulement d'eau (Kenney et Lau, 1985, Schuler et Brauns, 1997, Wan et

Fell, 2008, Fellag, 2016 et Nguyen, 2018). Dans la section suivante, nous allons passer en revue les principaux critères permettant d'évaluer la susceptibilité d'une structure granulaire à la suffusion (phase d'initiation), en abordant dans un premier temps ceux liés à la géométrie (granulométrie), ensuite ceux liés aux conditions hydrauliques.

### 1.2.1. Critères d'initiation à la suffusion

L'initiation à la suffusion, pouvant se produire sous deux conditions combinées à la fois, se manifeste à partir de deux critères dits "critères d'initiation à la suffusion". Ce sont : les critères géométriques et ceux liés aux sollicitations hydrauliques.

#### Les critères géométriques ou granulométriques

Les critères géométriques permettent d'évaluer la susceptibilité d'un sol à la suffusion à partir des caractéristiques granulométriques. Ainsi, plusieurs critères liés à la distribution granulaire du sol, permettant d'apprécier l'instabilité interne par rapport au processus d'érosion interne, ont été développés notamment par Terzaghi (1939), Istomina (1957), Kezdi (1979), Kovacs (1981), Kenney et Lau (1985; 1986), Lafleur et al. (1989), Burenkova (1993), Vardoulakis et al. (1996), Chapuis et al. (1996), Foster et Fell (2000) et Chang et Zhang (2011). Ces critères multiformes sont basés sur des études numériques, empiriques ou expérimentales.

**Concernant le critère de Terzaghi (1939)**, il définit dans un premier temps un critère de conception des filtres, dit critère de rétention, permettant d'évaluer la stabilité des filtres granulaires utilisés dans le corps des ouvrages hydrauliques. La structure granulaire d'un filtre est dite stable si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{d_{15}}{d_{85}} < 4 \quad (1-1)$$

Où  $d_{15}$  représente le diamètre des particules des filtres correspondant à 15% de passant en masse et  $d_{85}$  représente le diamètre du sol à protéger correspondant à 85% de passant en masse.

La courbe de la Figure 1.9, issue de travaux réalisés par Terzaghi et Peck (1948), résume ces critères de filtre et de drainage et indique des fuseaux granulométriques pour le filtre susceptible de se ségréger et le sol à protéger obtenus à l'aide des diamètres  $d_{15}$  et  $d_{85}$ . Partant d'études statistiques sur l'utilisation des filtres granulaires, la Figure 1.10 donne l'historique des

performances des barrages en remblai par rapport au phénomène de l'érosion interne, en fonction de la valeur maximale de  $d_{15}$  du filtre.

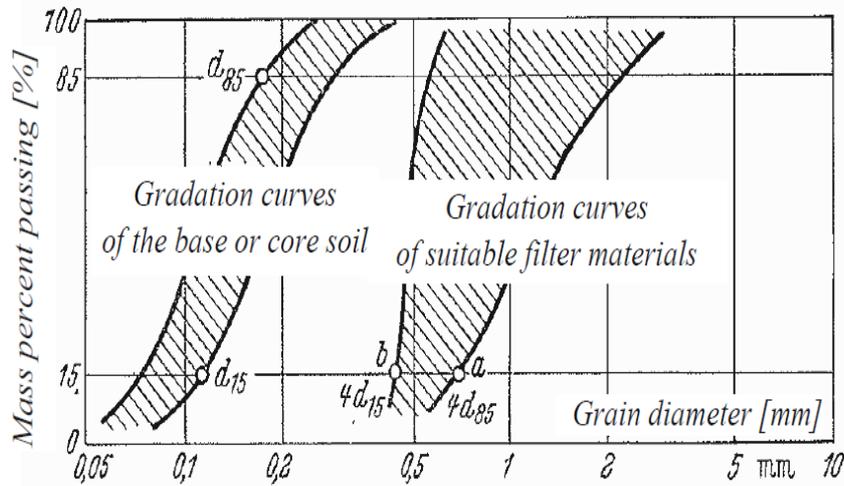


Figure 1.9 : Critères de filtre et de drainage selon Terzaghi et Peck (1948)

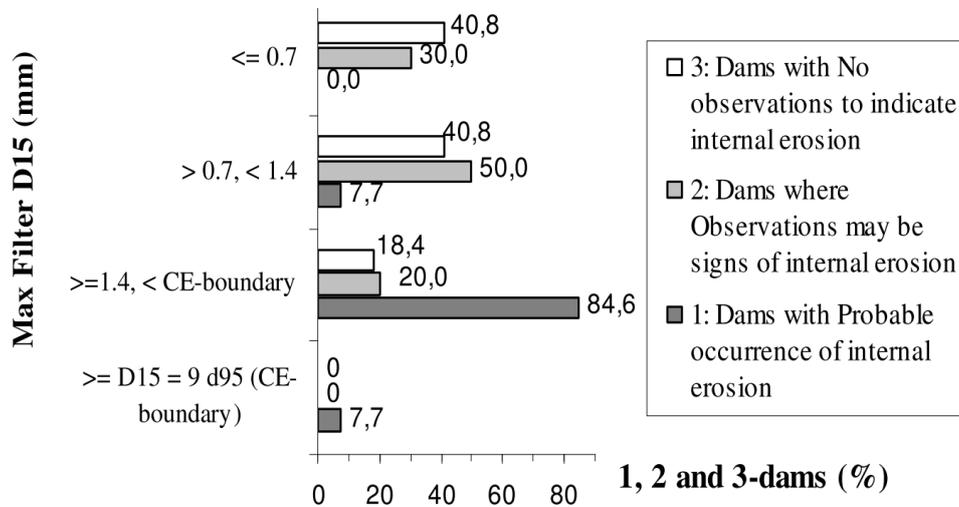


Figure 1.10 : Diamètre maximal du filtre  $d_{15}$  en fonction de l'historique des performances de l'érosion interne selon Rönnqvist (2008)

Messerkilinger (2013) affirme également que des règles de construction des ouvrages en remblai, dans les zones de filtrage et de drainage, composées de matériaux sélectionnés et traités, doivent également obéir au respect des critères de filtrage et de drainage définis sur la Figure 1.11. On assure ainsi que ces barrages en remblai ou ces digues de protection continuent

de remplir leur fonction de rétention d'eau (l'étanchéité et le drainage doivent être intégrés) pour leur stabilité et leur sécurité.

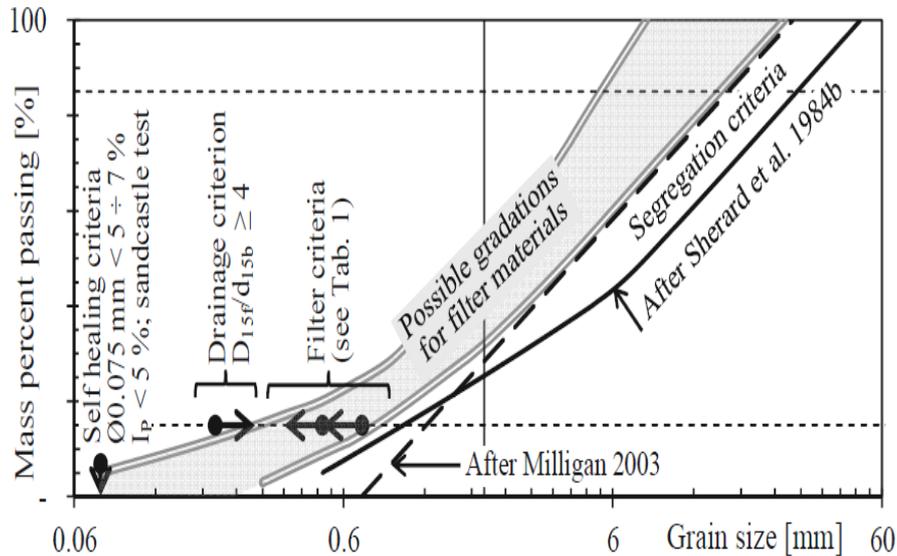


Figure 1.11 : Critères des matériaux filtrants selon Messerklinger (2013)

Afin d'éviter la ségrégation d'un matériau utilisé comme filtre et de garantir son efficacité, sur la base d'une étude portant sur les performances d'érosion interne de 53 barrages en remblai, Ripley (1986) a proposé pour un diamètre maximal du filtre de 20 mm, que le matériau soit constitué de plus de 60 % de passant au diamètre de 4,75 mm, et que le pourcentage de passant des particules au diamètre 0,08 mm soit inférieur à 2 %. Par ailleurs, la courbe granulométrique d'un sol ségrégué pourrait être déterminée selon Fell et al. (2008) avec une méthode approximative pour estimer le  $D_{15F}$  des matériaux filtrants après ségrégation, où 50 % de la fraction de sol plus fine (particules plus fines ou érodables) est séparée. Le  $D_{15F}$  représente le diamètre du filtre à 15 % de passant sur la distribution granulométrique du filtre. Cependant dans le rapport de (Marr, 2015) sur les risques de l'érosion interne pour les matériaux en remblai et fondations, on suggère qu'il est plus approprié que 100 % de la fraction de sol fine soit séparée. Nous pouvons noter qu'un milieu ségrégué serait ainsi composé de différentes couches avec des teneurs en fines de plus de 50 % voire 100 % de la partie fine ou de la partie grossière.

Rönnqvist (2008) montre également que plus le diamètre maximal du filtre  $D_{15F}$  est important, plus les barrages en remblai sont enclins à un grand risque d'érosion interne de par l'instabilité du filtre utilisé et tenant même compte du critère de Kenney et Lau (1985) comme indiqué sur la Figure 1.12 ci-dessous.

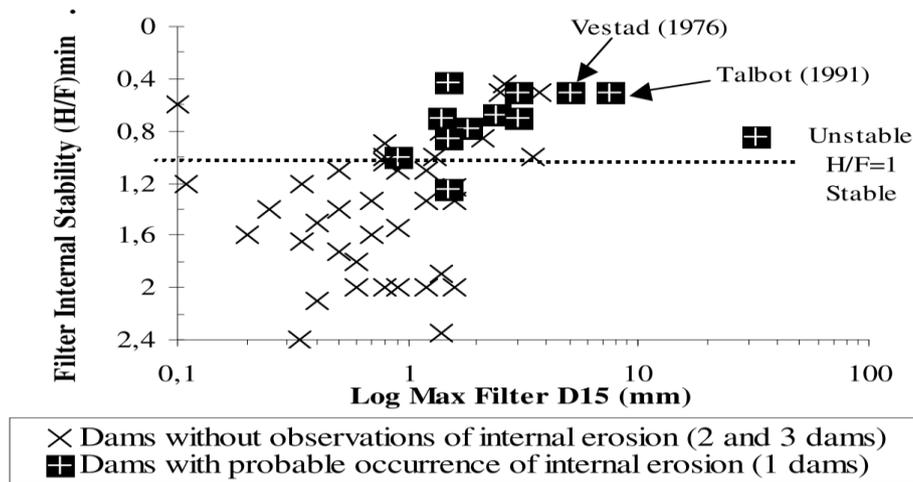


Figure 1.12 : Diamètre maximal du filtre D15F en fonction de l'historique des performances d'érosion interne selon Rönnqvist (2008)

Kenney et Lau (1985) expliquent également que pour des valeurs plus élevées du coefficient d'uniformité ( $C_u = d_{60}/d_{10}$ ) des matériaux constitutifs des filtres des corps des barrages, la perte des particules fines s'accroît du fait que l'espace poral devient de plus en plus important et que la taille maximale des grains du filtre augmente (arrangement des particules selon Kezdi, 1979). Bien que le coefficient d'uniformité  $C_u$  des matériaux filtrants reste généralement supérieur à 5, Rönnqvist (2008) ne donne pas plus d'information sur l'historique de performance de l'érosion interne sur les 53 barrages étudiés (Figure 1.13).

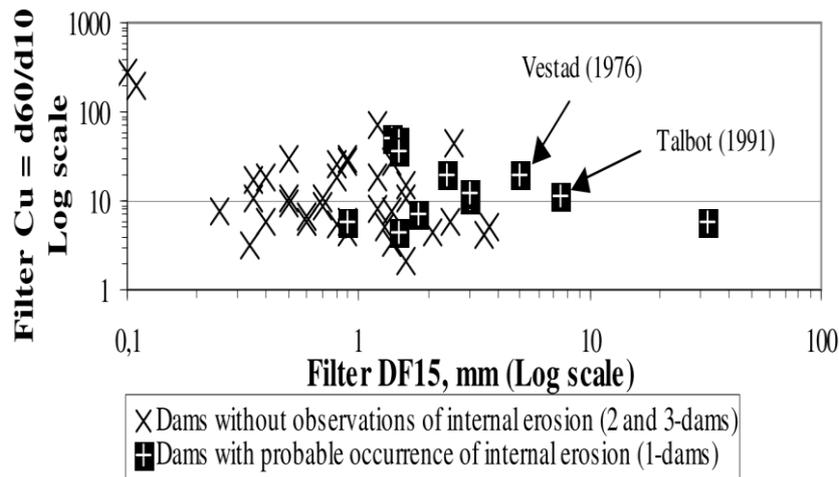


Figure 1.13 : Diamètre maximal D15F en fonction du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) du filtre par rapport à l'historique de performance de l'érosion interne selon Rönnqvist (2008)

Afin d'éviter la migration des particules, tout en assurant l'écoulement, le concept d'un filtre selon Lafleur (1999) indique que si l'ouverture du filtre, notée  $O_F$  (diamètre des pores du filtre), est suffisamment petite, le phénomène de suffusion se produira avec colmatage du filtre. Une

## Chapitre 1 : Etude bibliographique

ouverture intermédiaire pourra s'accompagner d'une stabilisation de l'érosion sous forme de voûte dite zone d'auto-filtration. Il définit ainsi un critère de rétention comme le rapport de  $O_F$  et d'un diamètre indicatif des particules du sol  $d_I$ . Les conditions de la stabilité des matériaux selon Lafleur (1999) peuvent être définies par le rapport  $O_F/d_I$  :

- $O_F/d_I < 1$ , Colmatage (Stable),
- $1 < O_F/d_I < 5$ , Auto-filtration (Instable),
- $O_F/d_I > 5$ , Suffusion (Instable).

Pour Giroud (2008), ce critère de rétention est fonction de la distribution granulométrique à travers le coefficient d'uniformité  $C_u$  et de la compacité interne de la structure granulaire qui est exprimée par l'indice de densité. Aussi, utilisé comme critère de filtre, la théorie selon Foster et Fell (2000) montre que la stabilité du sol est assurée si  $(d_{15F}/d_{85b}) < 7$  où  $d_{15F}$  et  $d_{85b}$  sont les diamètres correspondant à un pourcentage de 15 % pour le filtre et de 85 % pour le sol de base, respectivement.

**Le critère d'Istomina (1957)** est basé sur une méthode simple permettant l'évaluation de l'instabilité interne en utilisant le coefficient d'uniformité  $C_u$ . La classification à l'instabilité interne du sol est donnée dans le Tableau 1.1.

*Tableau 1.1 : Critère d'instabilité interne selon Istomina (1957)*

Coefficient d'uniformité $C_u$	Classification de stabilité interne
$C_u < 10$	Stable
$10 < C_u < 20$	Matériau de transition
$C_u > 20$	Instable

Les expériences de Sherard et Dunningan (1986) montrent également que la stabilité interne des matériaux peut être évaluée avec le coefficient d'uniformité. Ils proposent une modification de la troisième condition du critère d'Istomina qui devient  $20 < C_u < 75$ , où le sol reste stable à condition que sa granulométrie soit régulière.

**Le critère de Kezdi (1979)** permet d'évaluer le potentiel d'auto-filtration d'un sol. Il utilise le critère de rétention (facteur de rétention égale à 4) de Terzaghi qu'il applique en tout point de la courbe granulométrique d'un sol. Cette dernière est à chaque fois divisée en deux parties au niveau du point arbitraire choisi (diamètre  $d_n$ ) qui joue le rôle de séparer la partie fine de la

partie grossière de la distribution granulatoire. Pour chaque diamètre  $d_n$ , le sol est dit stable si l'inégalité  $D_{15F}/d_{85} < 4$  est vérifiée où  $D_{15F}$  est le diamètre de passant (15%) sur la courbe granulométrique du filtre (matrice grossière du sol - courbe  $S_1$ ) et  $d_{85}$  est le diamètre de passant (85%) de particules fines pouvant migrer entre les pores des grosses particules de la courbe  $S_2$  comme le montre la Figure 1.14. Le critère de Kezdi (1979) est différent de celui de Terzaghi, car ce dernier fixe le  $d_n$  à 80  $\mu\text{m}$ .

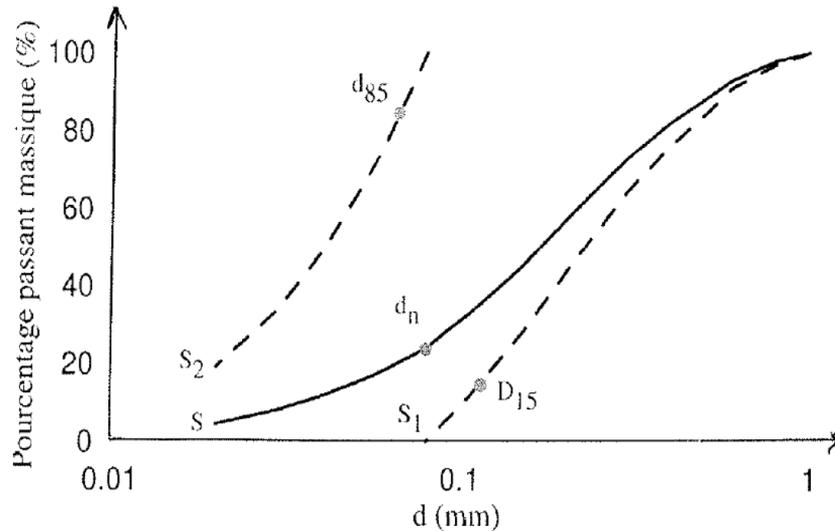


Figure 1.14 : Critère selon Kezdi (1979)

Kezdi (1979) utilise également l'approche de Terzaghi (1939) pour évaluer la susceptibilité à la suffusion par rapport au type d'arrangement granulaire dans un sol (Figure 1.15). Le diamètre des pores ou des constriction (paramètre géométrique) formées par les grosses particules (squelette du sol) pouvant permettre le passage des fines particules est fonction de la densité initiale du sol. L'état dense du sol est représenté par un arrangement de trois sphères et un état lâche est présenté par un arrangement de quatre sphères selon Silveira et al. 1975 (Figure 1.15).

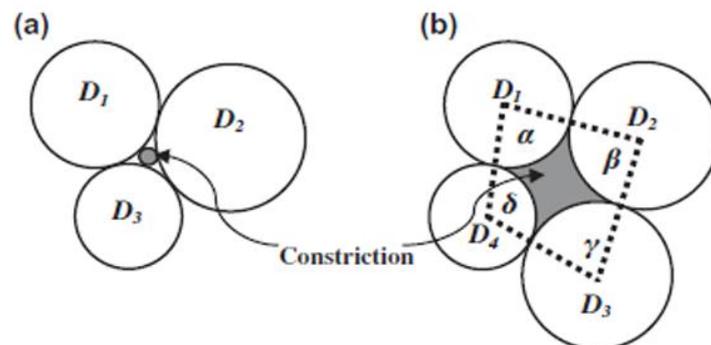


Figure 1.15 : Type d'arrangement de particules d'un sol dans un état lâche (a) et dense (b), selon Silveira et al. 1975.

Pour Kenney et al. (1985) et Indraratna et al. (2007), le contrôle de la taille de la constriction est une caractéristique géométrique du réseau de vides granulaires, et cette taille est égale au diamètre de la plus grosse particule qui peut éventuellement être déplacée à travers le matériau par infiltration. Il est évident que le contrôle de la taille de la constriction de la structure primaire du sol affectera le potentiel d'érosion interne des sols. Les particules libres relativement grosses sont généralement piégées par le plus petit passage entre deux vides de la structure primaire (constriction), c'est-à-dire qu'elles ne seront pas transportées à travers la structure, mais les plus petites particules de la fraction libre peuvent se déplacer à travers les constriction par infiltration et provoquer une suffusion.

Ainsi, il existe des critères basés sur les constriction. Selon Silveira et al. (1975) et Wittman (1979), la possibilité de filtration des particules fines par les grosses particules est liée à la géométrie du réseau poral et en particulier aux dimensions des constriction de la structure primaire du sol. Ces constriction sont définies comme étant l'ouverture la plus étroite entre les pores, par conséquent, les obstacles les plus étroits qu'une particule fine doit surmonter lorsqu'elle traverse un filtre granulaire (Locke et al., 2001, Indraratna et al., 2007 et Shire et O'sullivan, 2016). Pour cela, la compréhension des processus de transport en milieux poreux nécessite, en premier lieu, l'établissement d'un modèle adéquat de son réseau poral (Vincens et al., 2015). Ainsi, l'approche proposée pour la vérification de la capacité de filtration du sol est basée sur la détermination de la distribution de la taille des constriction du milieu granulaire, et de vérifier si ces constriction sont capables d'empêcher la migration des particules fines.

Par ailleurs, des études ont montré que les courbes des constriction doivent être utilisées au lieu des courbes granulométriques. Car ce sont les constriction qui contrôlent la migration ou le transport des particules fines. Parmi ces études, celles menées par Indraratna et Raut (2006) et Indraratna et al. (2007) ont proposé des concepts théoriques pour calculer la distribution de taille des constriction. Ces calculs sont plus réalistes, car ils incluent à la fois la distribution granulométrique du sol et le degré de compactage.

**Le critère de Kovacs (1981)**, qui modélise le milieu poral par des tubes capillaires de diamètres variables, exprime le diamètre des pores  $d_0$  en fonction de la porosité  $n$  du sol et des fractions fines  $F_c$  dans le milieu granulaire. Ainsi, il établit une condition de stabilité interne du sol en comparant le diamètre  $d_0$  au diamètre  $d_{85}$  des grains de la fraction fine.

$$d_0 = \frac{4n}{1-n} \frac{D_h}{\alpha} \quad (1-2)$$

$$D_h = \frac{1}{\sum \frac{\Delta F_i}{D_i}} \quad (1-3)$$

Le coefficient de forme  $\alpha$  des tubes est égal à 6 pour les particules sphériques, et est compris entre 7 et 9 pour les particules anguleuses.  $D_h$  est le diamètre effectif de Kozeny,  $\Delta F_i$  est le pourcentage des passants en masse au  $i^{\text{ème}}$  intervalle de la courbe granulométrique,  $D_i$  est le diamètre moyen dans le  $i^{\text{ème}}$  intervalle de la courbe granulométrique et  $d_{85}$  est le diamètre effectif correspondant à 85 % de passant pour la fraction fine. L'auteur explique que lorsque  $d_o$  est supérieur à  $d_{85}$  le matériau présente une stabilité interne et est non érodable.

**Le critère de Kenney et Lau (1985, 1986)** est établi pour des matériaux pulvérulents compactés et ayant des particules supérieures à 0,08 mm. Il consiste à tracer une courbe de forme  $H = f(F)$  comme indiqué sur la Figure 1.16, indépendante de la taille des grains et uniquement fonction de l'allure de la courbe granulométrique des matériaux.  $F$  est le pourcentage de passant en masse à un diamètre  $D$  et  $H$  celui des particules de diamètre compris entre  $D$  et  $4D$ . L'instabilité des matériaux par rapport au phénomène d'érosion interne est définie avec le rapport  $H/F$ .

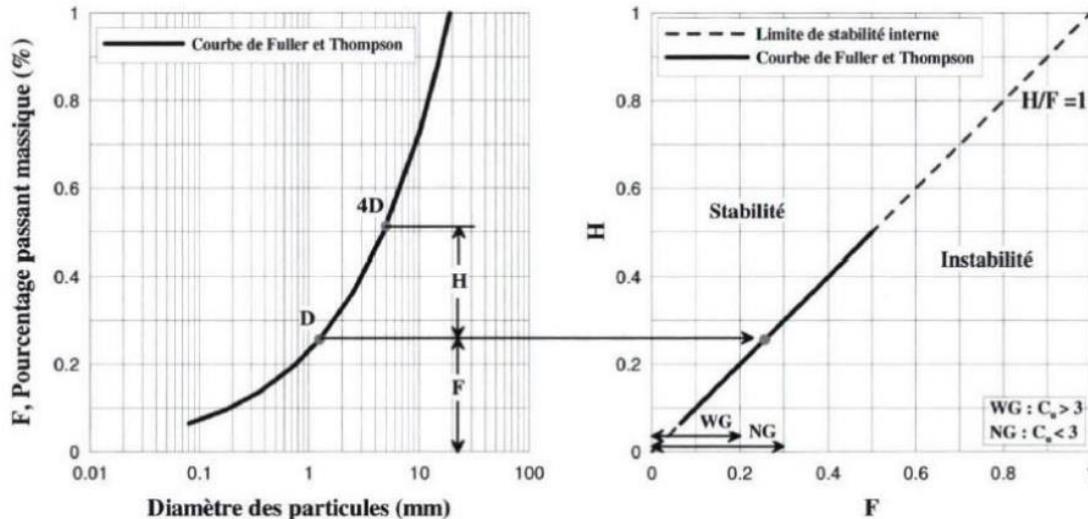


Figure 1.16 : Critère de Kenney et Lau (1985, 1986)

Les matériaux sont instables sous écoulement si, dans le repère H-F, la granulométrie se trouve sous un seuil donné par  $H/F=1$  sur une partie de sa fraction fine correspondant à  $F < 0,20$  pour une granulométrie étalée ( $C_u > 3$ ) ou  $F < 0,30$  pour une granulométrie moins étalée ( $C_u < 3$ ). Cette approche a été vérifiée par Mello (1975) et Honjo et al. (1996).

D'autres auteurs ont montré que l'instabilité interne d'un sol est évaluée pour un rapport  $H/F$  inférieur à 1,30. Cependant, après des travaux de recherches entrepris par Milligan (1986) et

## Chapitre 1 : Etude bibliographique

Sherard (1986), ce rapport a été révisé pour être plus conservateur. Kenney et Lau (1985) ont ramené cette valeur à 1 comme l'indique la Figure 1.16.

Li et Fannin (2008) ont réalisé une étude comparative des deux critères de Kezdi (1979) et Kenney et Lau (1985) comme l'indique la Figure 1.17.

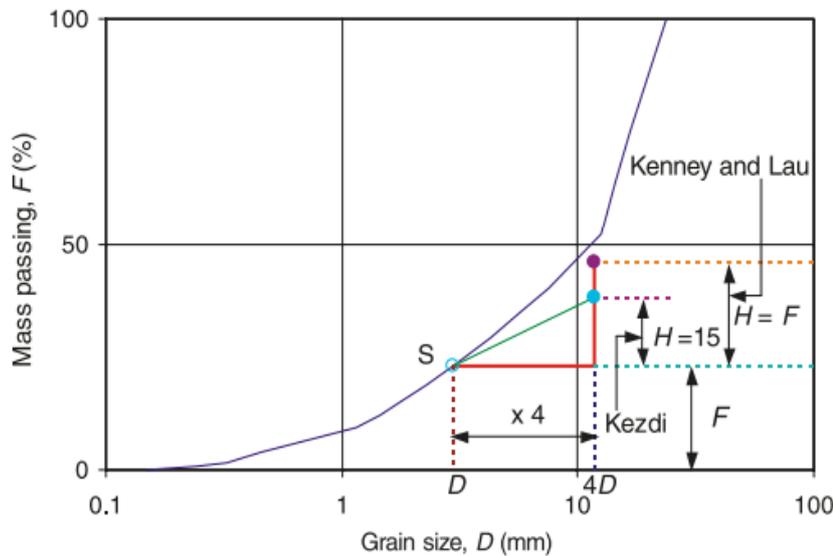


Figure 1.17 : Comparaison des deux critères de Kezdi (1979) et de Kenney et Lau (1985) par Li et Fannin (2008)

A partir d'un point  $S$  de la courbe granulométrique d'un sol, le critère de Kezdi (1979) consiste à évaluer le rapport  $D_{15}/d_{85}$  pour une valeur constante de  $H = 15\%$  et à partir d'un diamètre  $D$  donné. En revanche, avec Kenney et Lau, (1985) le rapport  $H/F$  est calculé à chaque fois pour une valeur des diamètres  $D$  et  $D+4D$ .

En résumé, l'étude comparative réalisée par Li et Fannin (2008) montre que le critère de Kezdi (1979) est très efficace pour mesurer l'instabilité des matériaux à granulométrie discontinue à condition qu'il soit appliqué au point de discontinuité alors que le critère de Kenney et Lau (1985, 1986) permet d'obtenir de bons résultats sur des granulométries continues étalées. La Figure 1.18 donne la synthèse comparative des deux critères.

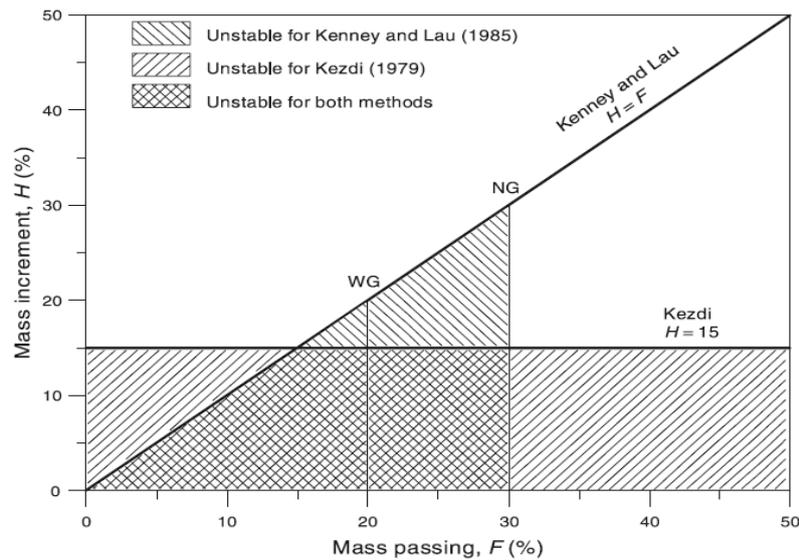


Figure 1.18 : Synthèse comparative des deux critères Kezdi (1979) et Kenney et Lau (1985).

Concernant le critère de Burenkova (1993), il s'appuie sur les facteurs d'uniformité conditionnels  $h'$  et  $h''$  pour décrire la stabilité ou l'instabilité interne d'un sol. Ces deux facteurs s'expriment selon les expressions suivantes :

$$h' = \frac{d_{90}}{d_{60}} \quad (1-4)$$

$$h'' = \frac{d_{90}}{d_{15}} \quad (1-5)$$

Où les  $d_{15}$ ,  $d_{60}$  et  $d_{90}$  expriment les diamètres de particules correspondant respectivement, sur la courbe de la distribution granulométrique, à 15%, 60% et 90% de passants. Selon Burenkova (1993) comme représenté sur la Figure 1.19, le facteur  $h'$  est fonction de  $\log(h'')$  et différentes zones sont définies pour indiquer les zones de stabilité et d'instabilité interne d'un sol. Ainsi, sont établies les zones suivantes comme indiqué sur la Figure 1.19 :

- Zones I et III : Zones suffusives,
- Zone II : Zone non-suffusives,
- Zone IV : Zone de sols artificiels

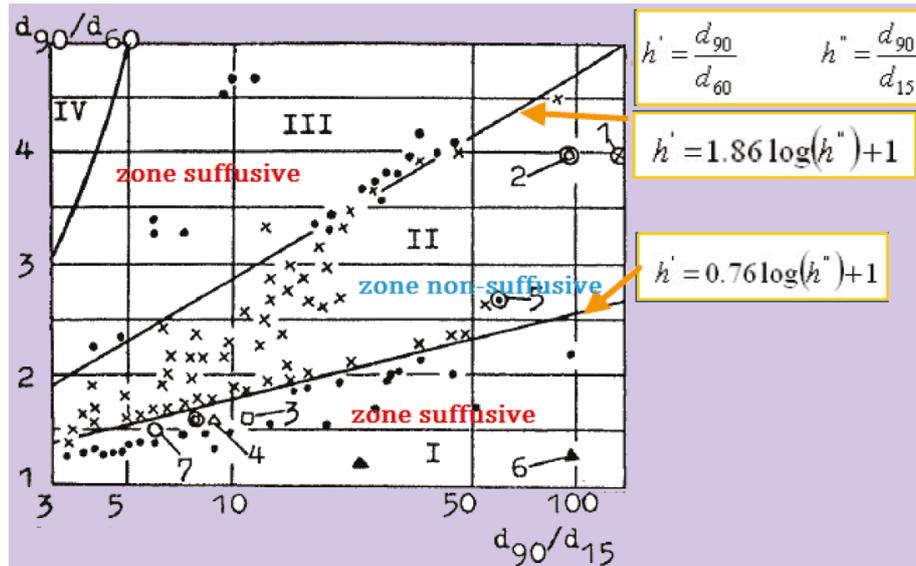


Figure 1.19 : Critère de Burenkova (1993)

Les travaux de Wan et Fell, (2004) ont permis également d'apprécier la susceptibilité à l'instabilité interne d'un milieu granulaire en combinant certains critères. Ils montrent que les critères de Kezdi (1979) et de Kenney et Lau (1985) sont des critères très conservateurs, et que celui de Burenkova (1993) est moins conservateur. Ils terminent en indiquant que les critères basés sur le coefficient d'uniformité  $C_u$  ne sont pas adaptés pour apprécier la stabilité interne d'un milieu granulaire. En effet, des études réalisées sur éprouvettes reconstituées à partir de différents mélanges de silt, sables et gravier d'une part et d'argile, silt, sable puis gravier d'autre part, ayant des coefficients d'uniformité supérieure à 100, présentaient une stabilité interne contrairement à ce que prévoit le critère d'Istomina (1957), c'est-à-dire une instabilité pour des valeurs de  $C_u$  supérieures à 20.

**Le critère de Chang et Zhang (2011)** tient compte de la nature de la distribution granulaire et de la teneur en fines (fraction de fines  $F_c$ ) érodables d'un sol :

- Pour les sols à granulométrie continue :
  - Lorsque  $F_c < 5\%$ , le sol est stable si  $(H/F)_{\min} > 1,27$  où  $(H/F)_{\min}$  est le paramètre défini dans le critère de Kenney et Lau (1985).
  - Lorsque  $5\% \leq F_c \leq 20\%$  et  $(H/F)_{\min} > -(1/15) F_c + 4/3$ , le sol est instable.
  - Lorsque  $F_c > 20\%$ , le sol est réputé stable.
- Pour un sol à granulométrie discontinue :
  - Lorsque  $F_c < 10\%$ , le sol est stable si le rapport  $Gr = d_{\max}/d_{\min} < 3$  ( $d_{\max}$  et  $d_{\min}$

sont les tailles maximale et minimale de la fraction manquante, respectivement).

- Lorsque  $10 \% \leq F_c \leq 35 \%$ , le sol est stable si  $Gr < 0,3F_c$  ;
- Lorsque  $F_c > 35 \%$ , le sol est réputé stable.

Le Tableau 1.2 récapitule quelques critères de stabilité interne d'un milieu granulaire.

Tableau 1.2 : Synthèse des critères géométriques pour la stabilité interne d'un sol

Références	Critères géométriques
Istomina (1957)	$C_u \leq 10$ : stabilité interne $10 \leq C_u \leq 20$ : Transition $C_u \geq 20$ : instabilité interne
Kezdi (1969)	$(d_{15c}/d_{85f})_{\max} \leq 4$ : stabilité interne
Kenney and Lau (1985)	$(H/F)_{\min} \geq 1.0$ : stabilité interne
Burenkova (1993)	$0.76 \log(h'') + 1 < h' < 1.68 \log(h'') + 1$ : stabilité interne
Li and Fannin (2008)	$F < 15, (H/F)_{\min} \geq 1.0$ : stabilité interne $F > 15, H \geq 15$ : stabilité interne
Chang et Zhang (2011)	<p><b>Granulométrie continue</b>  <math>F_c &lt; 5 \%</math>, le sol est stable si <math>(H/F)_{\min} &gt; 1,27</math>  <math>5 \% \leq F_c \leq 20 \%</math> et <math>(H/F)_{\min} &gt; -(1/15) F_c + 4/3</math>, le sol est instable  <math>F_c &gt; 20 \%</math>, le sol est réputé stable</p> <p><b>Granulométrie discontinue</b>  <math>F_c &lt; 10 \%</math>, le sol est stable si le rapport <math>Gr = d_{\max}/d_{\min} &lt; 3</math>  <math>10 \% \leq F_c \leq 35 \%</math>, le sol est stable si <math>Gr &lt; 0,3F_c</math>  <math>F_c &gt; 35 \%</math>, le sol est réputé stable</p>

En sommes, les critères géométriques, dits granulométriques, renseignent sur la possibilité que les fines traversent les pores si la taille des fines est suffisamment petite par rapport à la taille des constriction. Ces critères nous permettent d'identifier des particules potentiellement érodables. Mais le détachement et le transport de ces particules ne sont possibles que si la force hydraulique atteint un seuil critique. Pour cela, il est important de définir des critères hydrauliques en complément des critères géométriques.

## Les critères hydrauliques

Les critères hydrauliques, aussi appelés conditions hydrauliques, permettent de déterminer le premier signe d'érosion interne due à la force hydraulique critique nécessaire à l'entraînement des particules les plus fines à travers le réseau poral du sol. Cette force hydraulique peut être caractérisée par les valeurs seuils du gradient hydraulique, de la vitesse d'écoulement ou encore de la résistance au cisaillement. Plusieurs critères hydrauliques permettant d'apprécier l'influence des sollicitations hydrauliques sur le processus de l'érosion interne d'un milieu granulaire ont été élaborés et développés par Terzaghi (1939), Istomina (1957), Den Adel et al. (1988), Skempton et Brogan (1994), Wan et Fell (2004), Fannin et Moffat (2006), Marot et al. (2011), Sail et al. (2011, 2012) et Nguyen et al. (2019). Selon Bonelli (2012), les valeurs seuils peuvent être considérées comme valeurs critiques pour déclencher l'initiation de la suffusion.

Il existe plusieurs critères hydrauliques parmi lesquels nous décrirons en particulier les critères de :

- Terzaghi (1939),
- Skempton et Brogan (1994)
- Wan et Fell (2004)
- Mao (2005)

**Concernant le critère de Terzaghi (1939)**, il donne une première approche du gradient hydraulique critique appelé gradient critique de boulangerie, où la contrainte effective s'annule sous l'action d'un écoulement d'eau ascendant. Il définit ce gradient hydraulique critique  $i_c$  dans un milieu granulaire soumis à un écoulement vertical ascendant, à partir duquel les particules de grains (solides) commencent à migrer et varie en fonction de la porosité  $n$  du milieu granulaire.

On note  $i_c$  le gradient hydraulique critique de Terzaghi (1939) :

$$i_c = (1 - n)(G - 1) \quad (1-6)$$

Où  $n$  est la porosité du milieu granulaire,  $G$  est la densité spécifique des particules de sol,

$G = \gamma_s / \gamma_w$  ( $\gamma_w$  représente le poids volumique de l'eau et  $\gamma_s$  le poids volumique des grains solides).

Concernant le critère de Skempton et Brogan (1994), il détermine le seuil critique du gradient

hydraulique permettant d'apprécier le déplacement et la migration des particules fines entre les constrictions formées par les grosses particules. La campagne d'essais a été réalisée à l'aide d'un perméamètre sur des éprouvettes de sol constituées de particules de diamètre compris entre 139  $\mu\text{m}$  et 155  $\mu\text{m}$ , avec un écoulement ascendant progressif jusqu'à la rupture de la structure granulaire. Ils ont ainsi montré que le gradient critique d'initiation de la suffusion notée  $i_{cth}$  est de l'ordre du tiers ou du cinquième de la valeur du gradient critique de Terzaghi. Ils définissent le gradient hydraulique critique  $i_{cth}$  à partir d'un facteur réducteur de la contrainte effective appliqué au gradient hydraulique critique de Terzaghi, noté  $\alpha$ , de la façon suivante :

$$i_{cth} = \alpha \left( \frac{\gamma'}{\gamma_w} \right) = \alpha (1 - n)(G - 1) \quad (1-7)$$

Où  $\gamma'$  représente le poids volumique déjaugé.

A partir du critère géométrique de Kenney et Lau (1985), ils ont pu également établir des seuils du gradient hydraulique  $i_c$  pouvant influencer la stabilité du sol comme l'indique la Figure 1.20.

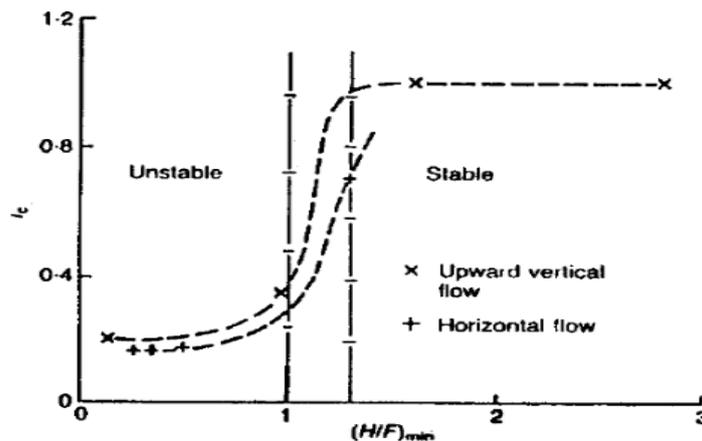


Figure 1.20 : Relation entre le gradient hydraulique critique  $i_c$  et l'indice d'instabilité interne de Kenney et Lau (1985)  $(H/F)$  proposée par (Skempton et Brogan, 1994).

Dans l'écoulement ascendant, ils observent que le gradient hydraulique critique  $i_c$  reste faible pour des matériaux ayant une instabilité interne ( $H/F < 1$ ) et augmente très vite pour les sols stables. Le gradient critique  $i_c$  pour les matériaux instables varie entre les valeurs de 1/5 et 1/3 pour  $H/F$  inférieur à 1 et entre les valeurs de 1/3 et 1 pour  $H/F$  compris entre 1 et 1,3. La même observation a été faite pour un écoulement horizontal dans l'étude de Den Adel et al. (1988).

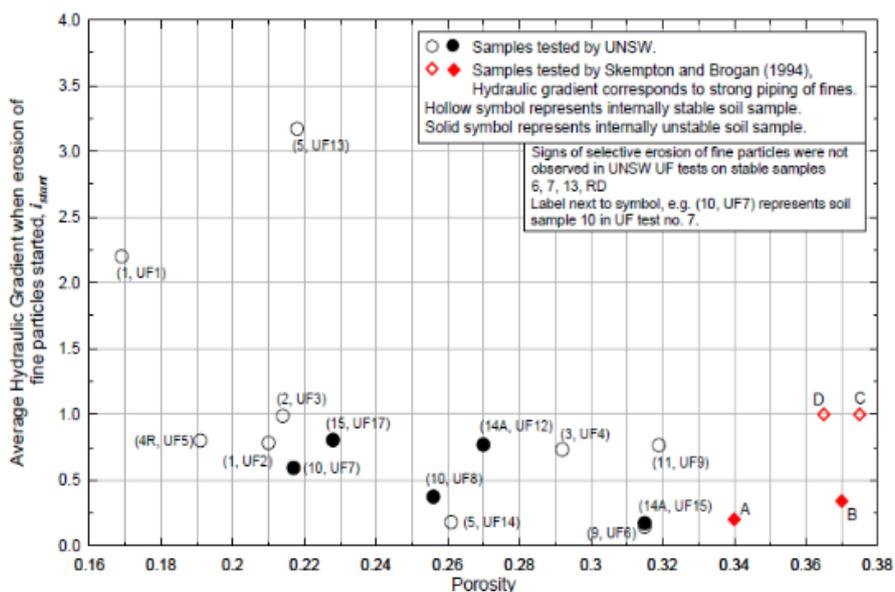
Monnet (1998), s'appuyant sur les travaux de Skempton et Brogan (1994), propose une méthode d'évaluation du gradient hydraulique de suffusion en comparant la conductivité  $k$  du matériau à la valeur  $0,01d_{15}^2$  où  $d_{15}$  est le diamètre correspondant à 15 % de passant (en mm) :

- Si  $k < 0,01d_{15}^2$ , on a une instabilité par boulangerie,
- Si  $k > 0,01d_{15}^2$  on a une instabilité par suffusion, le gradient hydraulique critique de suffusion  $i_c$  est alors donné par :

$$i_c = \frac{0,01}{k} d_{15}^2 i_{ct} \quad (1-8)$$

Avec  $i_{ct}$  gradient hydraulique selon Terzaghi.

**Pour développer leur critère, Wan et Fell (2004)**, ont utilisé le même dispositif que Skempton et Brogan (1994), pour étudier la stabilité interne de sols constitués de mélanges homogènes de silt, de sable et de gravier contenant différents teneurs d'argile. Le but de l'étude était de déterminer l'influence de paramètres tels que la quantité en fines et en gravier, la plasticité des fines, l'effet de la discontinuité granulométrique et la densité sur l'instabilité interne des matériaux. Les éprouvettes reconstituées ont une densité de 90 % du maximum de densité et ont été soumises à des écoulements verticaux descendants. Ils concluent que les gradients hydrauliques critiques restent inférieurs à 1, voire 0,5, quelle que soit la densité (la porosité) comme l'indique la Figure 1.21. De plus, ces travaux ont montré que la résistance à la suffusion est importante quand la partie fine du milieu granulaire est constituée d'une partie argileuse telle que la Kaolinite, et que, pour une variation de la densité du sol de 90 % à 95 % de son maximum de densité, le gradient hydraulique critique augmente de 0,2 à 3,2 pour déclencher le processus de l'érosion interne par suffusion.



**Le critère de Mao (2005)** utilise une expression empirique permettant la détermination du gradient hydraulique critique de l'érosion en se basant sur les paramètres suivants :

- La porosité  $n$  du sol,
- Le diamètre  $d_5$  correspondant à 5% de passant en poids sec du sol,
- Le diamètre  $d_f$  séparant la fraction fine de la fraction grossière,
- Le pourcentage de la masse  $p_f$  qui passe à travers le diamètre  $d_f$ .

Le gradient critique est évalué par l'expression suivante :

$$i_c = \frac{7 d_5}{d_f} [4p_f (1 - n)^2] \quad (1-9)$$

$$d_f = 1.3 \sqrt{d_{15} d_{85}} \quad (1-10)$$

Avec  $d_{15}$  et  $d_{85}$ , respectivement, les diamètres correspondant à 15% et 85% de passant en poids sec du sol.

### Les autres critères

Il existe d'autres critères de classification des sols par rapport à l'instabilité interne tels que ceux basés sur une méthode « énergétique », comme celui de Marot et al. (2012). S'appuyant sur la méthode énergétique, Marot et al. (2012) ont développé une nouvelle approche pour caractériser l'érosion interne. Celle-ci permet d'évaluer la puissance d'érosion pour caractériser la sollicitation hydraulique appliquée à l'échantillon et combine à la fois le gradient hydraulique et le débit d'écoulement correspondant. L'expression simplifiée de cette puissance d'érosion  $P_{er}$  est :

$$P_{er} = Q (\Delta P + \rho_w g \Delta z) \quad (1.11)$$

où,  $P_{er}$  représente la puissance d'érosion,  $\Delta P = P_a - P_b$  est la perte de charge entre la section amont (a) et la section aval (b),  $\Delta z = Z_1 - Z_2$ , avec  $Z_1$  et  $Z_2$  les coordonnées verticales des sections a et b,  $\rho_w$  est le poids volumique de l'eau et  $g$  la pesanteur.

Une fois la suffusion initiée dans la structure granulaire de l'éprouvette, on peut définir un taux d'érosion  $T_{er}$  ( $g/cm^2/s$ ) comme le rapport de la masse érodée de particules fines par unité de temps et de surface de l'éprouvette :

$$T_{er} = \frac{\Delta m_{er}}{S \Delta t} \quad (1.12)$$

Où  $\Delta m_{er}$  est la masse sèche de particules fines érodées collectée pendant une durée  $\Delta t$ , et  $S$  est la section de l'échantillon soumis à l'essai de suffusion.

Sail (2012), explique que la puissance d'érosion est plus importante pour des sols soumis de faibles pressions de confinement qui induisent un taux d'érosion de la structure granulaire elle-même (Figure 1.22). Utilisant ces paramètres d'interprétation des essais de suffusion sur des matériaux cohérents, non-cohérents ou des billes de verres soumis à différents chargements hydrauliques, Sibille et al. (2015) ont montré que le taux d'érosion augmente linéairement avec la puissance d'érosion.

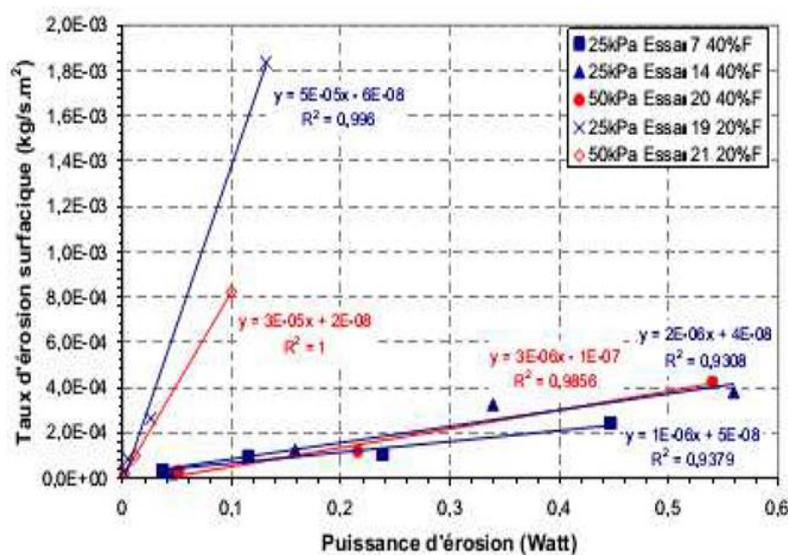


Figure 1.22 : Evolutions du taux d'érosion en fonction de la puissance d'érosion selon Sail (2012)

Après cette section qui a décrit les critères d'initiation de la suffusion permettant le déclenchement de la migration des particules plus fines entre les constriction formées par le squelette de la structure granulaire, la section suivante traite des états de contrainte appliqués aux échantillons de sols en lien avec le développement du mécanisme de la suffusion.

### 1.2.2. Etat de contrainte et développement de la suffusion

Pour Shire et al. (2014), les propriétés mécaniques du sol dépendent principalement des particules grossières lorsque le pourcentage de ces dernières est supérieur à 70 %, alors qu'elles dépendent des particules fines si ce pourcentage est inférieur à 40 %. Le facteur  $\alpha$  de réduction des contraintes de la Figure 1.23, introduit par Skempton et Brogan (1994), est le rapport de la contrainte effective dans les fines à la contrainte effective globale lorsque les fines ne

remplissent pas les vides qui se forment entre les particules grossières dans les matériaux discontinus. Entre ces deux limites (40% et 70%), les propriétés mécaniques macroscopiques dépendent à la fois des particules grossières et des particules fines. Une autre étude réalisée par Benahmed et al. (2015) sur des mélanges de sable silteux a montré que les particules fines, même en faible quantité (jusqu'à 5 %), ont une incidence sur la résistance au cisaillement du sol (Figure 1.23).

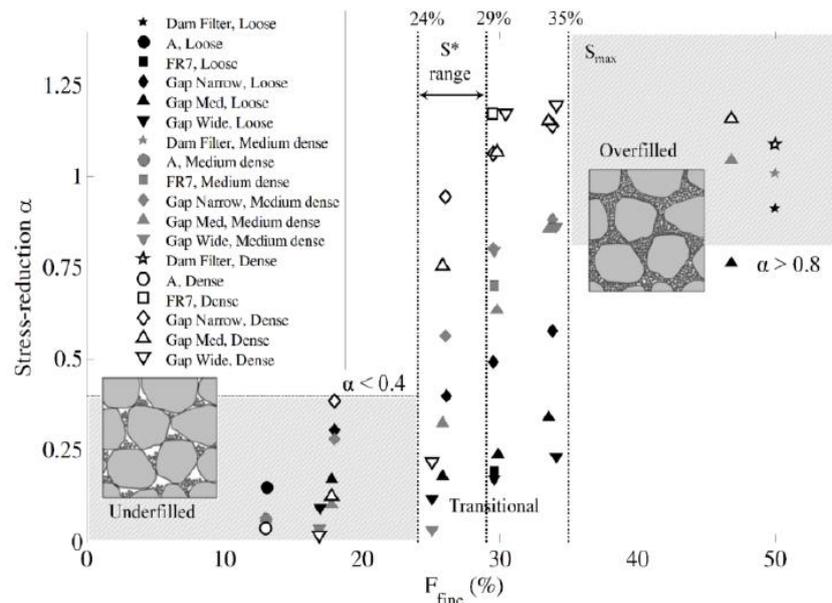


Figure 1.23 : Variation du facteur de réduction des contraintes  $\alpha$ , avec la teneur en fines – Shire et al., (2014).

Shire et al. (2014) font observer que si cette teneur en fines érodables est supérieure à 35 %, les particules plus fines remplissent complètement les vides et les contraintes sont partagées entre les grosses et les petites particules du sol. En revanche, lorsque la teneur en fines est inférieure à 25 %, les particules les plus fines sont dans les vides et sont libres de passer sous écoulement d'eau à travers les constriction du réseau de vides d'où une forte susceptibilité à la suffusion. Pour les sols de transition avec des fractions de fines comprises entre 25 % et 35 %, le facteur de réduction de la contrainte  $\alpha$  dépend de la densité relative. Ainsi, une augmentation de cette densité relative augmente significativement la contrainte dans la fraction plus fine et par conséquent augmente la stabilité interne.

Des travaux antérieurs, notamment ceux de Thevanayagam et al. (2002), Yang et al. (2019) et Li (2008), ont montré que la fraction de fines ( $F_c$ ) influence considérablement le comportement de la structure granulaire du sol. Quand cette teneur en fines est en dessous du seuil critique notée  $F_{cth}$ , le comportement mécanique de la structure granulaire est gouverné par les grosses

particules constituant le squelette granulaire. Dans le cas contraire, il est gouverné par les fines particules. Thevanayagam et al. (2002) ont défini de nouvelles expressions de l'indice des vides inter-granulaire ( $e_g$ ) correspondant à différentes formes de structures granulaires obtenues par mélange de particules grossières avec des particules fines. Deux formes de structures granulaires issues des mélanges sont décrites sur la Figure 1.24.

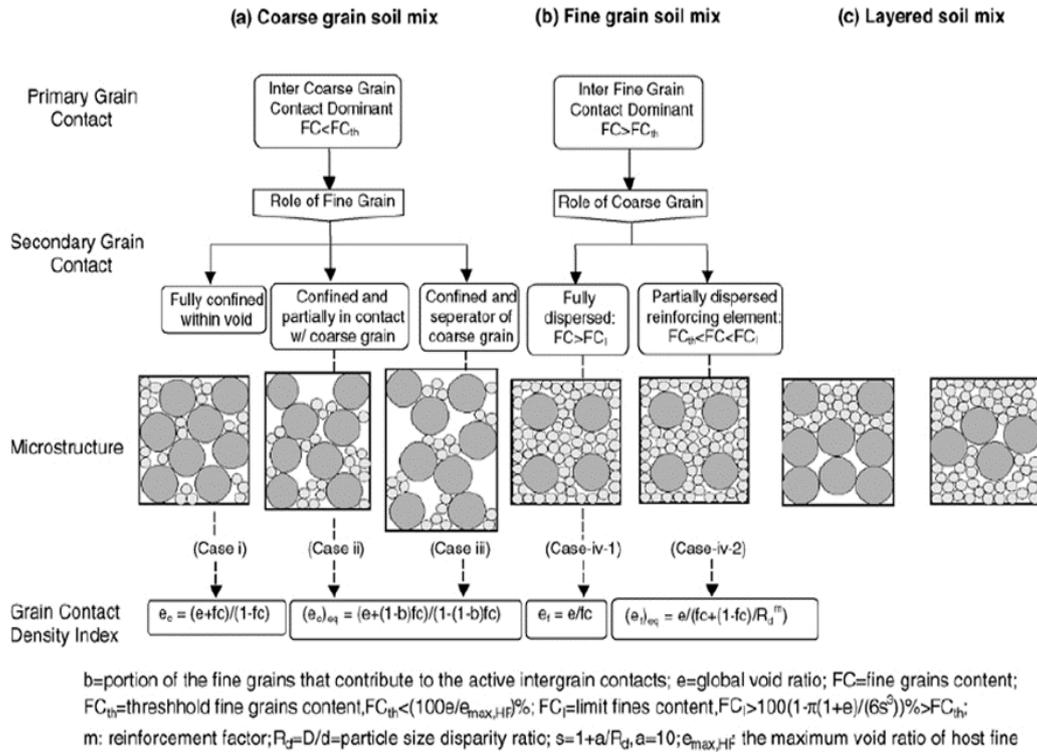


Figure 1.24 : Méthode d'évaluation de l'indice des vides inter-grains et de l'indice des vides inter-fines. (Thevanayagam et al., 2002)

La détermination de la teneur en fines seuil ( $F_{cth}$ ) reste importante, et elle permet de distinguer des comportements différents de la structure granulaire en fonction de la proportion des particules (fines ou grossières). Elle permet également d'apprécier le rôle joué par les particules fines localisées dans le réseau poral formé par le squelette granulaire (grosses particules) qui flottent et sont incapables de participer au transfert des contraintes. Thevanayagam et al., (2002) ont établi un diagramme de phase (Figure 1.24) de structures granulaires en fonction de la teneur en fines pour expliquer l'interaction des particules grossières et des particules fines dans une microstructure de sol à granulométrie discontinue. Ils ont étudié la microstructure d'un assemblage granulaire composé de particules bi-disperses et ils ont remarqué que quand la fraction fine de la structure granulaire  $F_c$  est inférieure à une valeur seuil ( $F_{cth}$ ) le comportement mécanique de sol est dominé par les particules grossières. Dans ce cas-là, ils ont défini l'indice des vides inter-granulaires ( $e_g$ ) comme l'indice des vides en négligeant les particules fines. Par

contre lorsque la fraction fine de la structure granulaire  $F_c$  est supérieure à  $F_{cth}$ , le comportement du sol est dominé par les fines et l'indice des vides inter-fines ( $e_f$ ) est utilisé.

Thevanayagam et al., (2002), observent que dans le cas où  $F_c < F_{cth}$ , le rôle des particules fines dans la structure granulaire est fonction de leur quantité et de l'indice de densité de l'échantillon reconstitué, et on peut avoir 2 cas :

- Cas 1 : les particules fines flottent dans les pores et donc ne participent pas au transfert des contraintes.
- Cas 2 : une partie des particules fines flottent dans les pores et une autre partie se trouve coincée entre les particules grossières et participe au transfert des contraintes. Une partie des fines reste toujours inactive, l'autre partie jouant un rôle actif dans la transmission des contraintes au sein de la structure granulaire du mélange.

Ainsi, en plus des deux premiers critères énoncés dans la Section 1.2.1, un troisième critère permet d'apprécier le processus de la suffusion. Il concerne la quantité de particules fines contenue dans les vides entre les particules grossières et a une influence sur la porosité du milieu granulaire. Ce critère est lié également au degré de confinement ou de liberté de mouvement de la fraction fine dans le squelette granulaire (Royet et Bonelli, 2015). Il s'agit du critère de contrainte selon Wan et Fell (2004) et Sibille (2016).

Schuler et Brauns (1997) expliquent aussi que la suffusion est également influencée par les contraintes de confinement qui jouent un rôle important pour les propriétés mécaniques du milieu granulaire. Selon Li et Fannin (2008), la contrainte effective augmente avec les contraintes de confinement et la stabilité interne du sol est maintenue jusqu'à des gradients hydrauliques importants au-delà desquels la suffusion de la structure granulaire commence à se développer. Les résultats de la Figure 1.26 montrent bien qu'une diminution de la contrainte de confinement entraîne une diminution du gradient hydraulique critique.

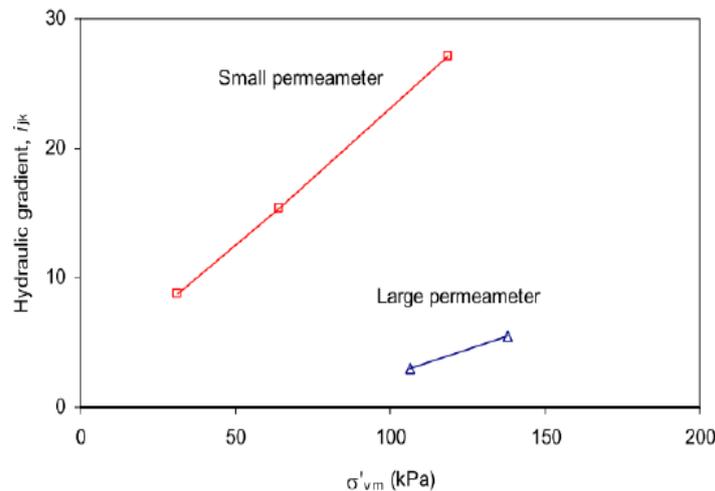


Figure 1.25 : Gradient hydraulique et contrainte effective dans une structure granulaire selon Li et Fannin (2008)

Bendahmane et al. (2008) montrent que la quantité de particules fines érodées diminue lorsque la contrainte de confinement passe de 100 kPa à 150 kPa au cours des essais de suffusion réalisés sur des échantillons de sols pulvérulents. Cette croissance de contrainte de confinement entraîne probablement une augmentation du nombre de contacts entre particules grossières et fines de la structure granulaire qui impliquerait ainsi une augmentation de la résistance à la suffusion. Tout comme ces auteurs, Ke et Takahashi (2014a) ont montré également qu'une contrainte de confinement importante entraîne une réduction de la suffusion de par les résultats obtenus indiquant que le taux de particules fines érodées et la déformation volumique induite durant les essais de suffusion sont moins importants pour des échantillons de sol sous une contrainte de confinement effective de 200 kPa comparativement au cas d'une contrainte de confinement effective de 50 kPa.

Dans les travaux de Chang et Zhang (2011), le mécanisme de la suffusion est subdivisé en quatre étapes. La première étape correspond à un état d'équilibre qui se manifeste par l'absence d'érosion et de déformation. La deuxième étape est celle de l'initiation de la suffusion, elle se caractérise par l'érosion de quelques particules fines de la structure granulaire avec une augmentation de la conductivité hydraulique sans une déformation volumétrique significative de l'échantillon testé. Dans la troisième étape, appelée étape de développement de la suffusion, il se produit une augmentation importante de la quantité de particules fines érodées, suivie également d'une augmentation de la conductivité hydraulique et de la déformation volumétrique de l'échantillon de sol testé. Enfin la dernière étape, dénommée étape de la

## Chapitre 1 : Etude bibliographique

rupture, se manifeste par une rupture par cisaillement provoquée par la perte excessive des particules fines érodables de la matrice granulaire de l'échantillon de sol.

D'autres auteurs tels que Sibille et al. (2015), décomposent le développement de la suffusion en deux étapes :

- La première étape se produit dans les premiers instants et se manifeste par la migration diffuse des fines particules dans la structure granulaire provoquant un réaménagement interne de cette dernière. Cette étape peut, au fil du temps, générer localement des zones de colmatage par infiltration de certaines particules transportées à travers des constriction. Durant cette étape, une surpression interstitielle commence à apparaître dans les zones de colmatage.
- La deuxième étape se manifeste par une importante migration de fines particules, de courte durée, par la montée de la surpression interstitielle qui provoque l'érosion des fines particules conduisant à un tassement de la structure granulaire de l'échantillon testé.

Pour Chang et Zhang (2011), lors du développement de la suffusion avec un écoulement descendant, les éprouvettes de sol deviennent généralement hétérogènes dans leur structure granulaire. La distribution granulométrique réalisée après les essais montre que la couche supérieure perd plus de particules fines que la couche inférieure. Les particules fines des couches supérieures migrent vers les couches inférieures ou sont parfois capturées.

Ainsi, la Figure 1.26 illustre le processus de la suffusion et son lien avec le comportement mécanique du sol érodé tel qu'observé sur différents dispositifs expérimentaux.

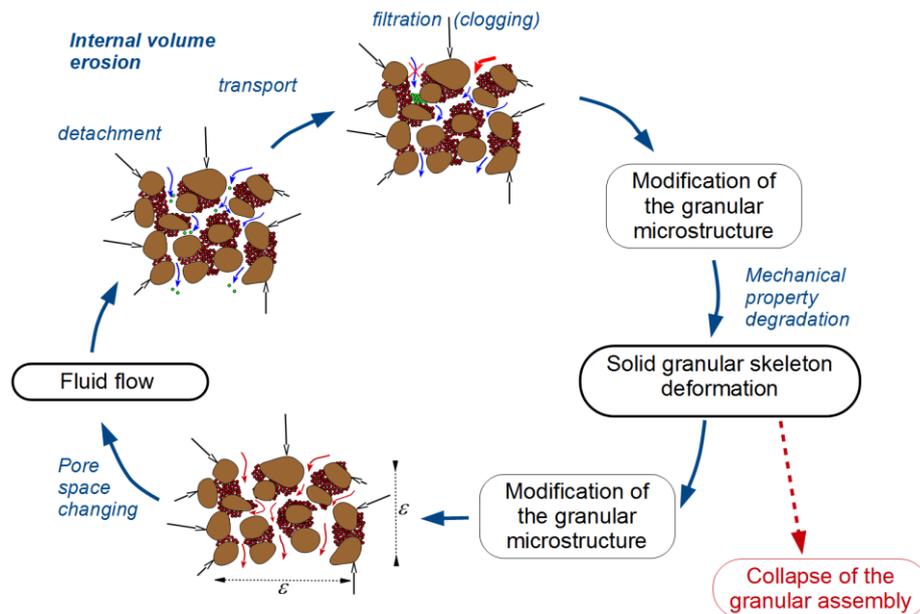


Figure 1.26 : Différentes étapes du processus de suffusion (comportement mécanique du sol et développement de la suffusion) (Sibille, 2016).

### 1.3. Principaux résultats et paramètres d'influence liés aux essais de suffusion

De nombreux dispositifs ont été conçus pour l'étude de l'érosion interne. On peut citer ceux développés par Lafleur, (1999), Tomlinson et Vaid (2000), Bendahmane et al. (2008), Ke et Takahashi (2012), Fellag (2016), Nguyen (2018) qui ont travaillé sur les sols homogènes et Oueidat (2022) qui a travaillé sur les sols hétérogènes. Les dispositifs expérimentaux et les résultats que nous allons décrire dans cette section sont essentiellement issus des essais de suffusion. Pour rappel, le processus de suffusion d'un sol granulaire est principalement contrôlé par sa distribution granulométrique et par les conditions hydromécaniques dans lesquelles il se trouve. L'initiation de la suffusion se produit lorsque la force d'infiltration dépasse un seuil critique.

Dans la littérature, les dispositifs expérimentaux décrits utilisent deux types de parois dans les essais d'érosion interne, des parois rigides et des parois souples. Les parois souples (membrane en latex ou néoprène) couramment utilisées dans les essais triaxiaux permettent de contrôler la contrainte latérale qui peut être appliquée à l'éprouvette de sol, mais il est impossible de visualiser l'échantillon au cours du processus de suffusion. Ainsi, Bendahmane et al. (2008) et Ke et Takahashi (2014b) ont travaillé avec des cellules à parois souples. Cependant, celui de (Bendahmane et al., 2008) est constitué d'une cellule triaxiale modifiée. Le dispositif utilisé par Ke et Takahashi (2014) est appelé perméamètre triaxial. Inversement, les parois rigides (généralement en Plexiglas) permettent de visualiser la présence d'écoulements parasites au niveau des parois, mais ne permettent pas de contrôler la contrainte latérale appliquée à

l'éprouvette comme les dispositifs utilisés par Karoui, (2014), Aboul Hosn (2017) et Nguyen (2018).

Concernant les actions hydrauliques, il existe également différentes méthodes de sollicitations hydrauliques induisant un écoulement d'eau au sein de la structure granulaire. Celles-ci reposent sur le contrôle de la vitesse d'écoulement ou du gradient hydraulique (Kenney et Lau, 1985 ; Wan et Fell, 2008 ; Bendahmane et al., 2008 ; Ahlinhan et al. 2010, 2012 ; Ke et Takahashi 2012 ; Nguyen, 2018 ; Fellag, 2016 ; Oueidat, 2022). Ces deux types de sollicitation hydraulique génèrent un débit d'écoulement donnant lieu à des variations de la conductivité hydraulique du fait de la migration des particules dans la matrice granulaire.

Les sections suivantes résument chronologiquement les principaux résultats de la littérature par la prise en compte de l'influence de certains paramètres sur le processus de la suffusion tels que la teneur en fines, l'indice de densité de la structure granulaire, le chargement hydraulique par le gradient imposé et l'existence d'hétérogénéités granulaires.

### **1.3.1. Influence de la teneur en fines**

La présence de fines dans le milieu granulaire homogène influence le comportement hydraulique dans le processus et la susceptibilité à la suffusion car occupant le réseau poral de la matrice granulaire. En effet, avec une fraction de fines érodables importante, la conductivité hydraulique est plus faible et décroît rapidement dans les mêmes conditions de sollicitation de gradient hydraulique appliqué. Les travaux de Seghir et al. (2014) l'ont prouvé et indiquent que la variation de la conductivité hydraulique (Figure 1.27) du mélange composé de 5 % de Kaolinite reste plus perméable pendant l'essai que les mélanges à 10% et 20 % de Kaolinite-sable, en raison d'une plus grande porosité liée à la faible teneur en fines.

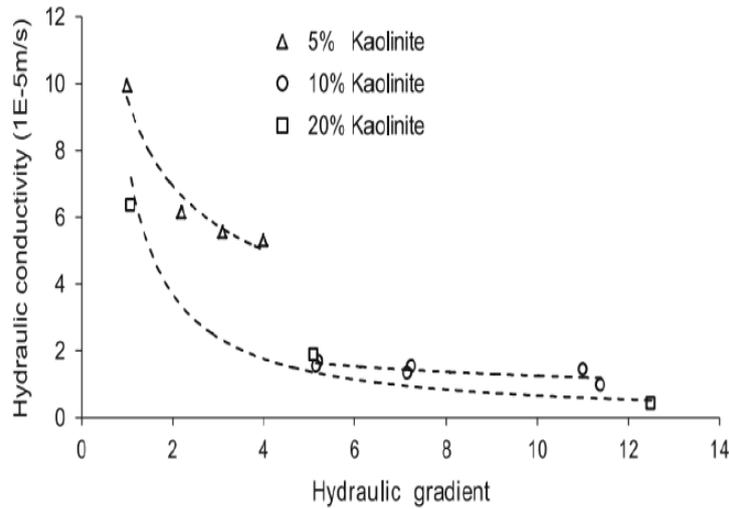


Figure 1.27 : Variation de la conductivité hydraulique des matériaux testés (Seghir et al., 2014)

Il ressort des travaux expérimentaux de Wan et Fell (2004, 2008) que certains sols testés présentent une stabilité interne pour un gradient hydraulique critique inférieur à 0,8. En effet, ces auteurs décrivent que la présence importante de fines dans la structure granulaire d'un échantillon de sol pourrait améliorer la résistance à l'érosion par suffusion comme l'indique la Figure 1.28. Aussi, le développement de la suffusion pour les échantillons à stabilité interne se manifesterait par une érosion régressive.

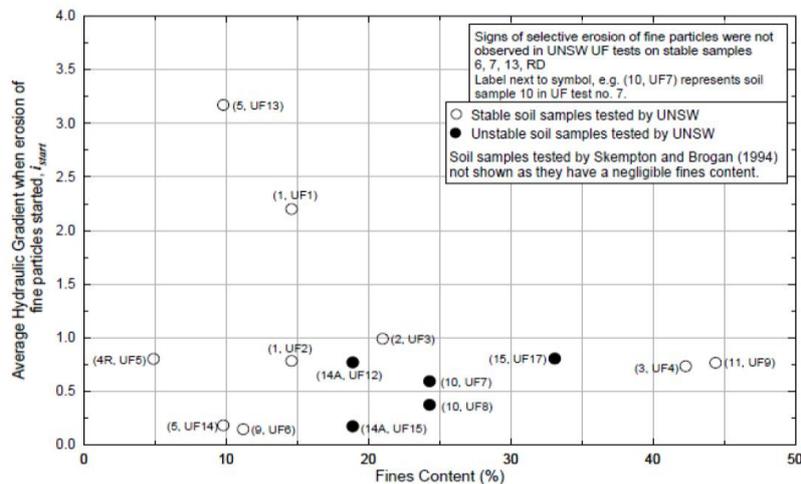


Figure 1.28 : Gradient hydraulique moyen auquel débute l'érosion de particules fines dans l'échantillon (istart) en fonction de la teneur en fines (Wan et Fell, 2004).

Par ailleurs, Deng et al. (2020) expliquent que le gradient hydraulique critique et de rupture à la suffusion augmente avec l'accroissement de la teneur en fines dans la structure granulaire du sol comme le montre la Figure 1.29.

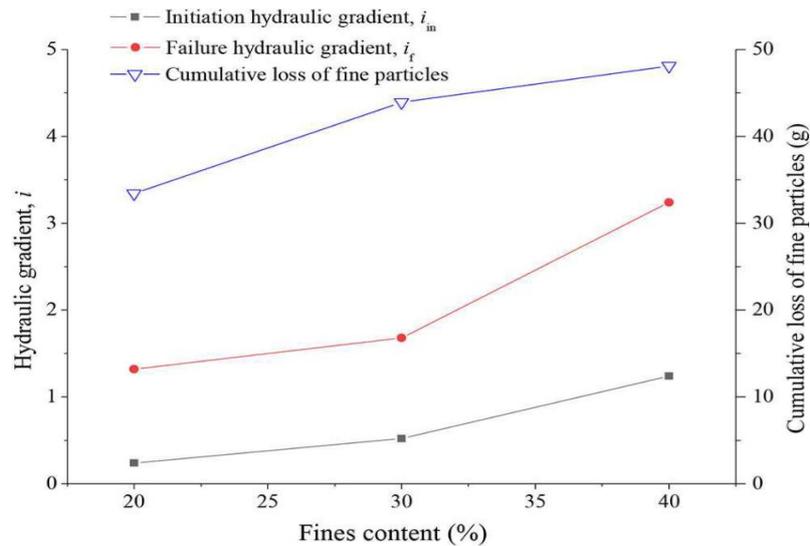


Figure 1.29 : Effet de la fraction de fines  $F_c$  initiale sur les gradients hydrauliques d'initiation et de rupture ainsi que sur la perte cumulative de particules fines selon Deng et al. (2020)

A partir d'autres dispositifs expérimentaux contrôlés avec une variation du débit d'injection d'eau sur la cellule de suffusion, Ke et Takahashi (2014a) observent que la perte de fines est moins importante pour les échantillons reconstitués avec une plus faible teneur en fines initiale érodable, comme le montre la Figure 1.30, et induit par conséquent une déformation volumique plus petite. En d'autres termes, pour des teneurs en fines initiales et à différentes sollicitations hydrauliques telles que le gradient hydraulique appliqué ou une vitesse d'écoulement imposée, la masse érodée cumulée, les propriétés hydrauliques et les déformations volumiques induites changent au cours du temps.

En plus, Ke et Takahashi (2012) montrent que pour une même densité appliquée à deux échantillons de sols de teneurs en fines différentes, l'initiation de la suffusion se déclenche avec un gradient hydraulique critique plus important dans la structure granulaire ayant plus de particules fines érodables (20 % par rapport à une teneur en fines érodables de 16,7 %).

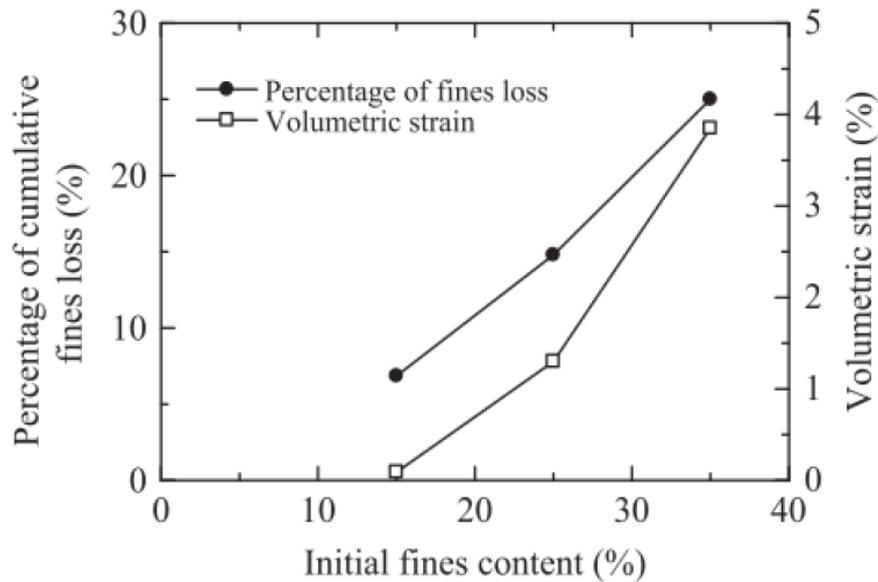


Figure 1.30 : Pourcentage de perte cumulée de fines et de déformation volumétrique induite par la suffusion par rapport à la teneur initiale en fines sous une pression de confinement effective de 50 kPa (Ke & Takahashi, 2014).

Dans les travaux de Fellag (2016), des essais d'érosion interne par suffusion ont été réalisés sur des mélanges homogènes constitués d'un sable d'Hostun et de fines en faisant varier la nature et la teneur de ces dernières (illite, kaolinite, sable broyé). L'analyse des résultats a montré que, quelle que soit leur nature, la proportion des particules fines érodées diminue considérablement quand leur proportion dans le mélange augmente. Par ailleurs, le mélange avec de l'illite reste plus résistant à l'érosion interne par suffusion que celui avec de la kaolinite, et ce dernier est lui-même plus résistant que le mélange avec du sable broyé.

Dans leurs travaux expérimentaux, Bendahmane et al. (2006) montrent aussi que, généralement, le taux d'érosion dépend des valeurs des différents paramètres considérés tels que le gradient hydraulique, la teneur en argile et la taille de l'ouverture des pores du filtre. Les résultats d'essais réalisés sous un confinement identique, avec l'application d'un gradient hydraulique, ont montré que l'accroissement de la teneur en argile (allant 10 % à 30 %) des échantillons de sol testés engendre une réduction de la porosité entraînant ainsi une diminution de la quantité de la fraction argileuse érodée. Ces résultats ont été obtenus pour des particules fines et grossières séparées par un diamètre de coupure de 80  $\mu\text{m}$ . Le premier sol a une granulométrie inférieure à 80  $\mu\text{m}$  et le second a une granulométrie comprise entre 80  $\mu\text{m}$  et 2 mm. La notion de fraction fine dans un milieu granulaire est complexe et le mécanisme d'arrachement-transport des particules fines pourrait intervenir au-delà de 80  $\mu\text{m}$ . Par ailleurs, les résultats d'essais expérimentaux réalisés par Elkholy et al. (2015) ont également montré que de petits

changements dans la teneur en argile dans les mélanges de sols utilisés pour la construction d'une digue affectent de manière significative le taux d'érosion. Par ailleurs au sujet de la conductivité hydraulique (perméabilité), des études expérimentales menées par Moghadasi et al. (2004) sur des sols homogènes ont révélé qu'une croissance de concentration en fines génère un dépôt important de fines de l'amont vers l'aval dans les mêmes conditions de débit d'écoulement. Ce dépôt occasionne des zones de colmatage par l'engorgement des pores du milieu granulaire par les fines et provoque une diminution des perméabilités en fonction du temps pour les différentes concentrations (Figure 1.31).

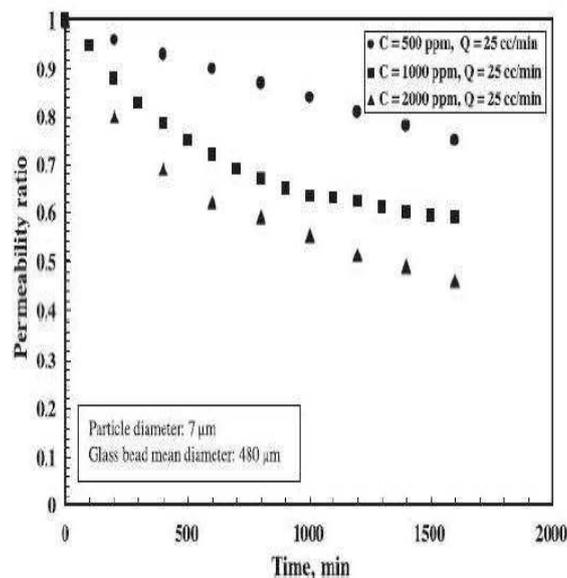


Figure 1.31 : Influence de la concentration des particules sur la perméabilité (Moghadasi et al., 2004)

### 1.3.2. Influence de la densité

Comme nous l'avons précisé dans les sections précédentes avec les travaux expérimentaux de Wan et Fell (2004), l'augmentation du réseau poral provoquée par le départ des fines particules de la structure est liée à la densité de l'échantillon de sol testé. Cette variation de réseau poral influence le processus de la suffusion (Figure 1.21).

De même, Ke et Takahashi (2012) décrivent des essais d'érosion sur des sols non cohésifs reconstitués avec différentes densités et montrent que les échantillons de sols avec des densités importantes appliquées à la structure ont besoin d'un gradient hydraulique d'initiation à la suffusion plus élevé comme l'indique la Figure 1.32.

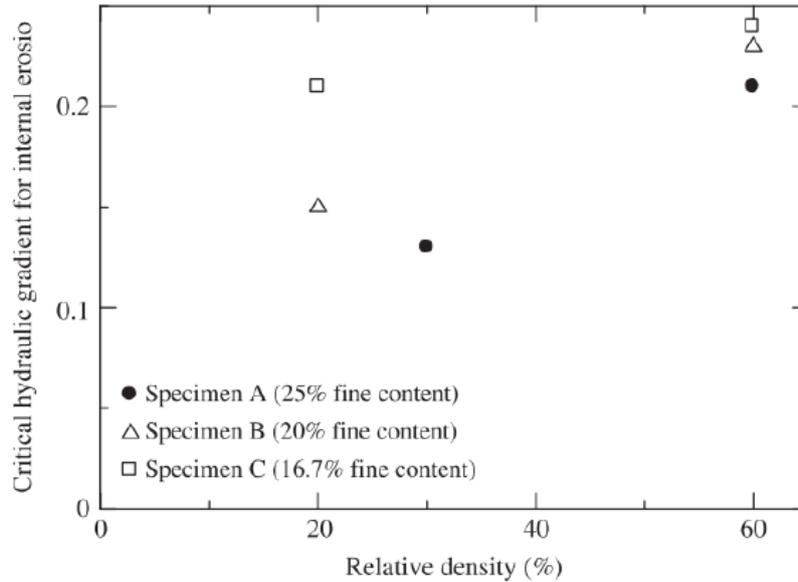


Figure 1.32 : Gradient hydraulique critique en fonction de la densité selon Ke et Takahashi (2012).

Deng et al. (2020) ont également montré l'influence de la densité sèche initiale sur les gradients hydrauliques d'initiation et de rupture ainsi que sur la perte cumulée de particules fines comme le montre la Figure 1.33. Les gradients hydrauliques augmentent avec la densité sèche initiale en raison de la taille plus petite des pores résultant d'une densité sèche plus élevée (Zhang et al., 2011 ; Chen et al., 2019). En effet, plus la taille des pores est petite, plus la migration des particules fines est difficile et la résistance à l'érosion des sols importante. Une densité sèche plus élevée a conduit à une masse cumulée de particules fines érodées plus faible ayant nécessité également l'application de gradients hydrauliques importants, comme le montre la Figure 1.33.

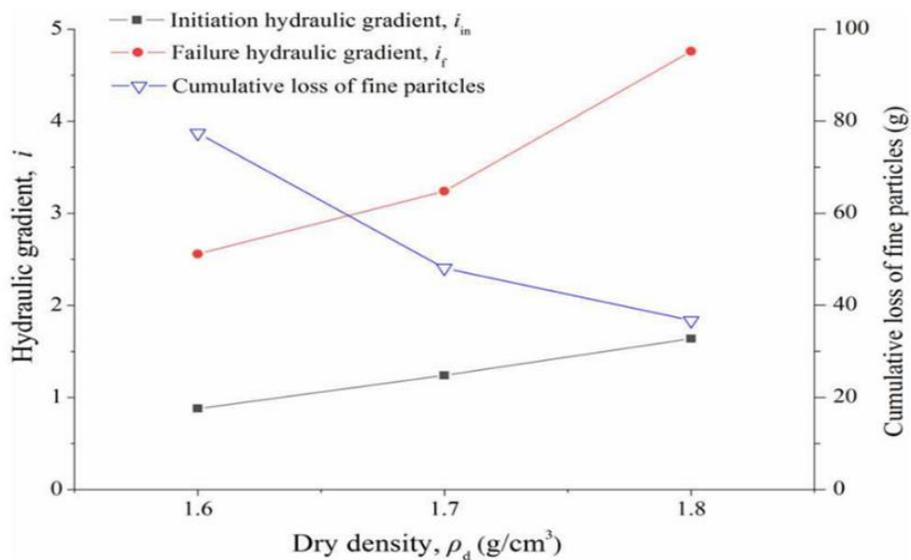


Figure 1.33 : Effet de la densité sèche initiale sur les gradients hydrauliques d'initiation et de rupture ainsi que sur la perte cumulée de particules fines (Deng et al., 2020b).

### 1.3.3. Influence de la sollicitation hydraulique

Il existe plusieurs types de chargement hydraulique dans la littérature tels que le gradient incrémenté par paliers ou constant (Chang et Zhang 2011, Seghir et al., 2014, Benamar et al., 2019, Aboul Hosn, 2017) et le débit constant (Sterpi, 2003, Marot et al., 2012, Fellag, 2016). Les résultats de Rochim et al. (2017), menés sur des essais en appliquant trois types de chargement hydraulique afin d'évaluer l'influence du type sollicitation hydraulique, ont montré que l'évolution de la conductivité hydraulique est fonction du processus de chargement hydraulique. Selon l'auteur, pour un gradient hydraulique incrémenté par paliers, une évolution de la conductivité hydraulique se présente en trois phases prédominantes : une filtration conduisant à une diminution de la conductivité, suivi du processus d'érosion qui occasionne ensuite une augmentation de la conductivité et enfin une défaillance où on observe une invariance de la conductivité hydraulique. En revanche, avec un gradient hydraulique constant ou avec un débit contrôlé, le processus de filtration est le plus observé, entraînant la diminution de la conductivité hydraulique due certainement à la formation de zone de colmatage (Figure 1.34).

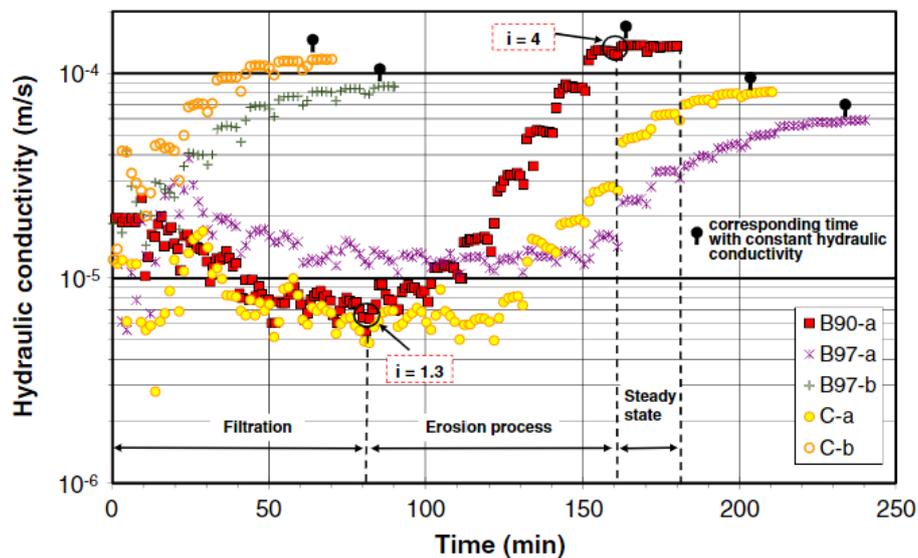


Figure 1.34 : Évolution de la conductivité hydraulique en fonction du temps (Rochim et al., 2017)

Concernant le gradient hydraulique, Zhou et al. (2018) ont étudié l'influence du gradient hydraulique et de la contrainte axiale sur la suffusion. Ils ont montré qu'avec l'augmentation de la charge hydraulique, la masse érodée et la déformation volumique augmentent entraînant une diminution de la conductivité hydraulique (Figure 1.35). Cet effet est plus marqué dans les cas où la contrainte axiale est élevée. Les auteurs expliquent que cette diminution progressive

de la conductivité hydraulique est due au fait que des particules fines sont capturées dans les couches inférieures, ce qui induit un colmatage des vides entre les particules grossières. Cependant, d'autres auteurs tels que Tomlinson et Vaid (2000) ou Chang et Zhang (2011) observent que la conductivité hydraulique augmente en raison de la perte de particules fines avec une application imposée de vitesse d'écoulement croissante qui facilite la migration des fines du réseau poral formé par le squelette constitué des grosses particules.

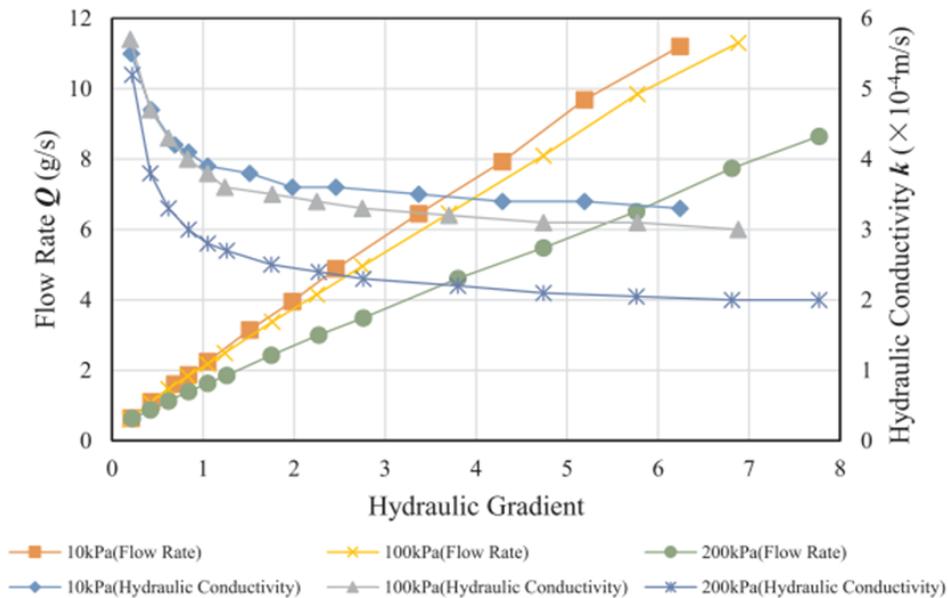


Figure 1.35 : Evolutions du débit d'écoulement en fonction du gradient hydraulique selon Zhou et al. (2018)

Par ailleurs, Zhou et al. (2018) ont montré que la suffusion fait référence à la redistribution de la fraction fine dans la fraction grossière, ce qui entraîne une modification relativement faible et lente de la conductivité hydraulique locale. De plus, à faible gradient hydraulique, à l'initiation de la suffusion, le volume total de l'échantillon reste quasiment le même pendant le processus de suffusion, car seules les particules fines érodables se déplacent dans les vides des particules grossières et aucun mouvement ne se produit pour les particules grossières qui constituent le squelette du sol. L'augmentation du gradient hydraulique montre que la suffusion se poursuit et se développe avec un changement de volume total dû probablement à la perte plus importante de fines et un réarrangement des particules grossières. Ces changements peuvent conduire à un « effondrement » du squelette du sol et provoquer un changement relativement important et rapide de la conductivité hydraulique et de la perméabilité locale (Fannin et Moffat, 2006 ; Richards et Reddy, 2007).

Pour Bendahmane (2005), l'échantillon de diamètre 50 mm et de hauteur 50 mm est placé dans

une cellule avec une pression de confinement de 200 kPa. Cette étude a permis d'apprécier l'influence du gradient hydraulique appliqué sur différents teneurs en particules fines contenant 10 % et 30 % de Kaolinite et de la contrainte de consolidation sur l'érodabilité des matériaux reconstitués. A la Figure 1.36, quand la quantité des particules fines de kaolinite augmente de 10 % à 30 %, la masse des particules fines érodées diminue considérablement pour la même contrainte de consolidation de 100 kPa avec les mêmes sollicitations hydrauliques. On observe ainsi une diminution de l'érodabilité des échantillons de sols testés avec l'accroissement de la contrainte de consolidation à des gradients hydrauliques faibles et, par contre, une augmentation de l'érodabilité pour des gradients hydrauliques plus élevés, se traduisant par la perte importante de particules fines.

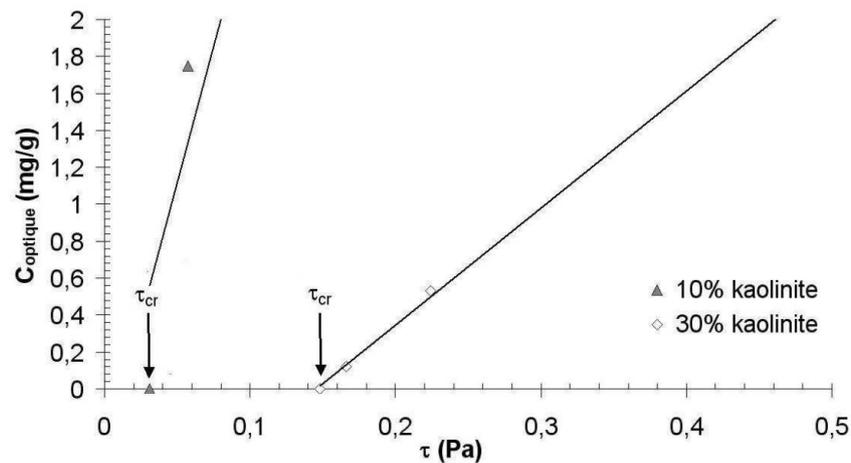


Figure 1.35 : Concentration maximale de perte de fines en fonction de la contrainte de cisaillement hydraulique selon Bendahmane (2005).

Ke et Takahashi (2014) ont également étudié la suffusion de sols homogènes non cohésifs et de sols sableux saturés obtenus par mélange de deux types de sables siliceux (silice n°3 et silice n°8 sur la Figure 1.37) avec une fraction de fines allant de 15 % à 35 %.

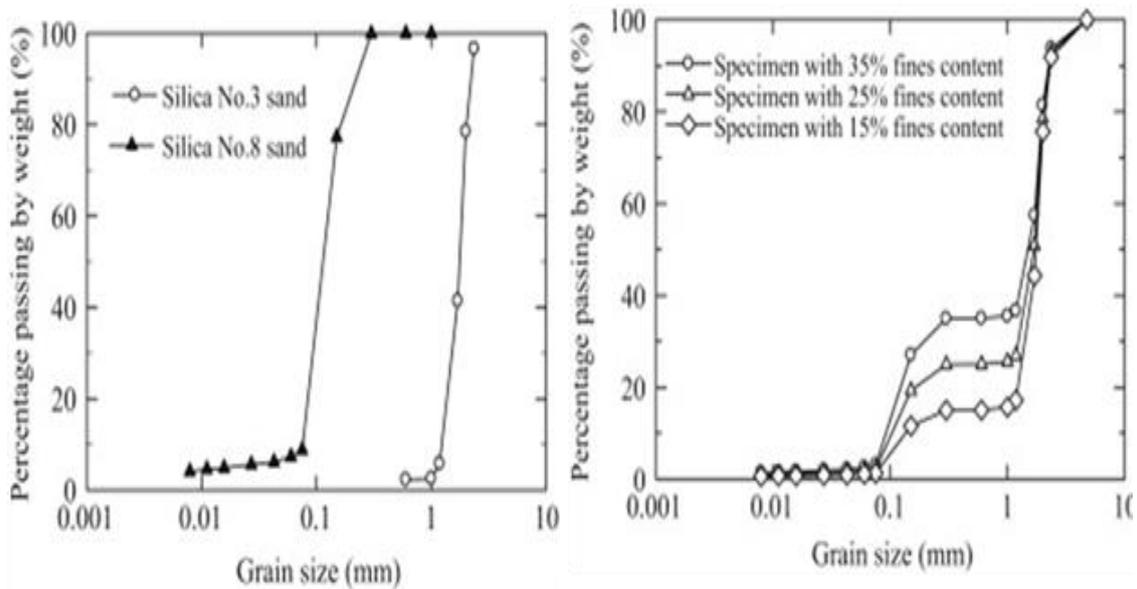


Figure 1.36 : Courbes granulométriques des deux types de sables et celles des différents mélanges (Ke et Takahashi, 2014) .

Dans ces mélanges, la silice n°3 sert de squelette granulaire (non érodable) et la silice n°8 correspond aux fines érodables. Les auteurs expliquent que la masse cumulée des particules fines du mélange érodé et le taux d'érosion maximal diminuent avec la pression de confinement effective, en revanche ces paramètres augmentent avec la teneur initiale en fines, probablement dus à la nature des fines, dans les mêmes conditions expérimentales comme le montre la Figure 1. 38.

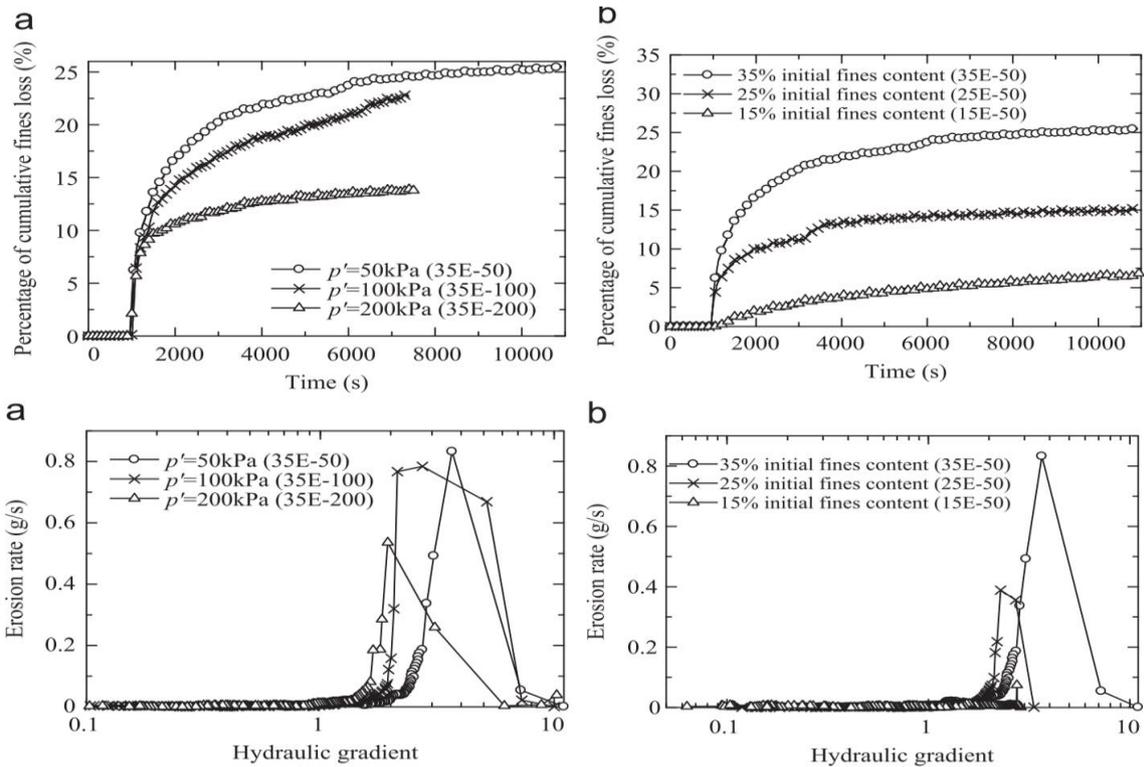


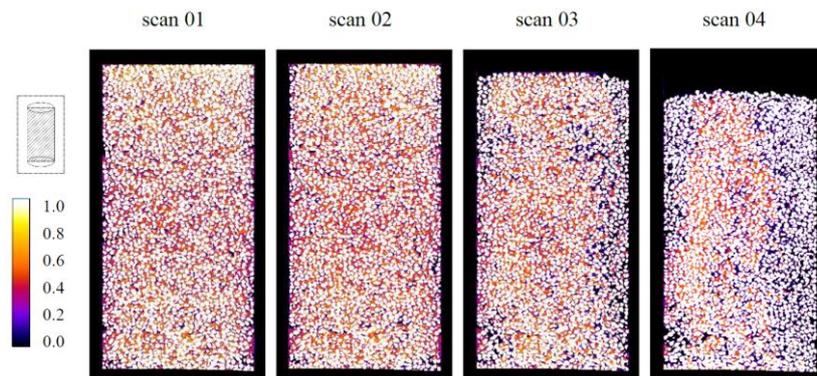
Figure 1.37 : Pourcentage de perte cumulée de fines pendant la période d'essai d'infiltration et évolution du taux d'érosion en fonction du gradient hydraulique (échelle semi-logarithmique) selon Ke et Takahashi, (2014).

De plus, l'analyse granulométrique après suffusion montre une perte de particules fines plus importante dans la couche supérieure. Ke et Takahashi (2014) observent aussi que les conséquences des essais de suffusion sur des éprouvettes reconstituées initialement homogènes deviennent hétérogènes lorsqu'elles sont soumises à un écoulement d'eau. D'autres auteurs comme Chang et Zhang (2011) ont également trouvé que la structure granulaire des couches d'échantillons testés devient localement riche en fines particules et pourrait conduire à un renforcement de la matrice granulaire de l'échantillon après suffusion.

Par ailleurs, pour Reddi et al. (2000), le taux d'érosion obtenu à partir de leurs essais atteint un point maximal après le début de la suffusion puis décroît jusqu'à un taux faible et constant. Ils montrent également une diminution modérée de la conductivité hydraulique après une période d'essai significativement longue, due probablement au colmatage des fines à l'intérieur des éprouvettes. L'érosion des particules fines entraîne aussi une augmentation de la déformation volumique.

Ainsi, pour mieux apprécier la microstructure de l'échantillon soumis à l'essai de suffusion, Nguyen (2018) a utilisé la tomographie à rayons X sur des échantillons après essais de suffusion. L'étude de la suffusion par tomographie à rayons X consiste à suivre l'évolution de

la distribution granulométrique au sein de l'éprouvette soumise à l'essai de suffusion par différents scans successifs sur un échantillon de plus en plus érodé. Il a montré une perte de particules fines plus significative près des parois en plexiglas et l'apparition d'hétérogénéités granulaires à différentes phases de scans après l'infiltration d'eau comme l'indique la Figure 1.39. Il explique par ailleurs que cette apparition d'hétérogénéités est plus significative en termes de distribution de particules fines dans la direction radiale, et en particulier à l'interface paroi-matériau.



*Figure 1.39 : Répartition spatiale de la fraction de fines dans l'espace entre grains grossiers pour les 4 scans successifs (coupes verticales médianes) selon Nguyen (2018)*

Après suffusion, Nguyen (2018) observe (Figure 1.39) que les particules fines des couches supérieures migrent vers les couches inférieures entraînant une ségrégation.

Deng et al. (2020) ont réalisé des tests de suffusion avec un écoulement horizontal sous contrainte verticale et gradient hydraulique contrôlés. Le flux de drainage et la masse des particules fines érodées, ainsi que les gradients hydrauliques locaux ont été mesurés. L'étude a porté sur les effets de la densité sèche initiale et de la teneur initiale en fines sur les caractéristiques d'un sol sans cohésion. Les résultats ont montré qu'après l'initiation de la suffusion, une diminution et une augmentation alternées du coefficient de perméabilité se sont produites, probablement en raison du colmatage et du débouillage des pores du sol par les particules fines mobiles. Une distribution inégale des gradients hydrauliques locaux le long du chemin d'écoulement a été observée et ceci pourrait être considéré comme un signe de l'initiation de la suffusion (en dehors d'une présence éventuelle d'hétérogénéité). Aussi, les gradients hydrauliques d'initiation et de rupture ont augmenté avec la densité sèche initiale et la teneur initiale en fines.

Horikoshi et Takahashi (2015) ont réalisé des essais de suffusion avec un écoulement unidirectionnel vertical et ont montré une tendance similaire, c'est-à-dire une diminution de la

conductivité hydraulique avec le temps (observé aussi par d'autres auteurs comme Lafleur, 1999 ; Bendahmane et al., 2008 ; Marot et al., 2012 ; Chang 2013. Ils expliquent que cette diminution de la conductivité hydraulique peut être le résultat du colmatage induit par la suffusion dans l'échantillon de sol. Lafleur (1999) a montré que les variations de la conductivité hydraulique générale d'une éprouvette dépendent de la distribution spatiale des fines dans les éprouvettes dans son interprétation des essais de filtration descendante sur géotextiles et sols sans cohésion. La conductivité hydraulique de l'ensemble du remblai dépend étroitement de la distribution spatiale de la fraction des fines dans le remblai.

D'autres notions, telles que le taux d'érosion et la puissance d'érosion, nous permettent de compléter l'analyse sur la migration interne des particules fines érodables dans la matrice granulaire. Dans les études expérimentales de Rochim et al. (2017), le taux d'érosion dépend de la conductivité hydraulique et de la porosité, qui évoluent dans le temps. Pour le calcul de la porosité au cours du temps, la hauteur de l'éprouvette est supposée constante et la mesure de la masse érodée est prise en compte. La diminution de la conductivité hydraulique est systématiquement accompagnée d'une diminution du taux d'érosion, ce qui suggère que certaines particules détachées peuvent être filtrées au sein même du sol. Cette filtration peut induire un colmatage suivi d'une diminution de la conductivité hydraulique. Il s'ensuit un repositionnement des fines qui amène Fell et al. (2003) à expliquer la vulnérabilité à la rupture d'un barrage lors du premier remplissage ou pour des niveaux d'eau historiquement élevés du réservoir.

Hama (2016) indique également que lors de ses essais réalisés sous gradient hydraulique contrôlé croissant, trois étapes du développement de la suffusion successives peuvent être identifiées en comparant l'évolution au cours du temps de la conductivité hydraulique d'une part, et du taux d'érosion d'autre part. La première étape se caractérise par un faible taux d'érosion et la diminution de la conductivité hydraulique, ce qui indique que la filtration d'une partie des grains détachés apparaît comme le processus prédominant. Dans la couche inférieure, le processus prédominant est l'érosion qui se caractérise par un accroissement du taux d'érosion et de la conductivité hydraulique. La troisième étape est marquée par la constance de la conductivité hydraulique qui indique qu'un état permanent est atteint. Cependant, pour des essais à palier unique de gradient hydraulique ou à débit imposé, seules les étapes 1 puis 3 sont observées et l'érosion se développe très peu.

Afin de prendre en compte la complexité de la suffusion, une nouvelle approche énergétique simplifiée a été développée par Marot et al. (2011). Elle consiste à déterminer la masse érodée

sèche cumulée et l'énergie correspondante dissipée par le fluide interstitiel au cours du temps, jusqu'au régime permanent qui est caractérisé par la constance de la conductivité hydraulique. L'analyse des résultats a montré que, pour les sols testés suivant les différents historiques de chargement hydraulique, il est possible d'obtenir une même classification relative de sensibilité à la suffusion.

Bendahmane et al. (2006) constatent une absence de migration de particules fines pour un gradient hydraulique faible de 2 m/m, en accord avec une conductivité hydraulique associée faible. On note que pour l'échantillon reconstitué avec une teneur en kaolin de 10 %, la conductivité hydraulique est autour de  $1.10^{-5}$  m/s et est quasiment constante (Figure 1.42). En revanche, pour un gradient hydraulique important ( $i = 8$  m/m) avec la même teneur en Kaolin, la diminution de la vitesse d'érosion est observée entre 70 s et 400s avec également une diminution de la conductivité hydraulique  $k$  de  $1.10^{-5}$  m/s à  $1.10^{-6}$  m/s. Aucun changement de volume significatif n'étant observé, les auteurs expliquent que cette diminution de la perméabilité peut être due à l'altération locale de la porosité due elle-même au réarrangement interne des particules d'argile. Les taux d'érosion mesurés sont variables et croissent en même temps que les gradients hydrauliques.

Le processus d'érosion se manifeste par une première étape correspondant à une très faible masse érodée, puis une deuxième étape pour laquelle une forte augmentation de la masse érodée est constatée et enfin, une dernière étape où la masse érodée augmente légèrement. Ces observations sont faites aux gradients hydrauliques de 48 et 92 m/m avec des échantillons d'une teneur en kaolin de 30 % (Figure 1.40).

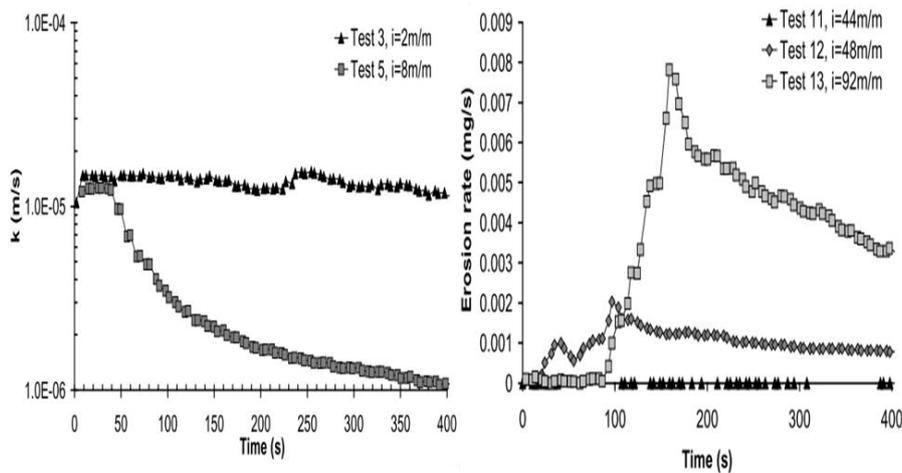


Figure 1.38 : a) Perméabilité en fonction du temps mesurée sur des échantillons de kaolin à 10%, avec  $i = 2$  m/m et  $i = 8$  m/m ; b) Taux d'érosion sur échantillons de kaolin à 30% pour différents  $i = 44$ , 48 et 92 m/m selon Bendahmane et al., (2006).

Pour Nguyen et al. (2012), comme le montre la Figure 1.41, les essais de suffusion à gradient hydraulique contrôlé ont permis de montrer que la conductivité hydraulique des échantillons diminue, probablement du fait du phénomène du réaménagement des grains et de la formation interne de zones de colmatage dans la structure granulaire. En revanche, dans les essais à débit contrôlé, la perméabilité diminue également au début des essais, mais ensuite augmente avec l'érosion des particules plus fines. Par ailleurs, cette diminution de la conductivité hydraulique au sein de la structure granulaire, dans les premiers temps de l'essai à débit contrôlé, correspond à une augmentation du gradient hydraulique comme on le constate sur les courbes de la Figure 1.41.

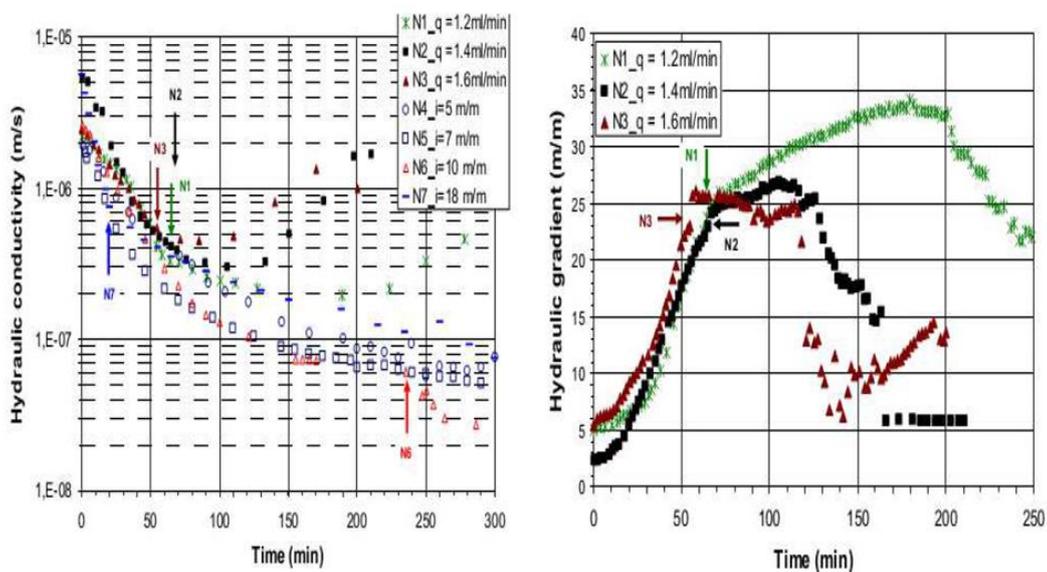


Figure 1.39 : Evolutions de la masse des particules érodées pour les différents essais (Nguyen et al., 2012).

Cependant, concernant la vitesse d'écoulement, plusieurs études réalisées sur milieux homogènes ont montré son influence sur le transport des particules fines. Reddi et al. (2000) expliquent dans leurs différents tests qu'une vitesse d'écoulement faible provoque une importante rétention des particules dans la structure granulaire, induisant ainsi une diminution plus importante du réseau de vides et donc un colmatage plus important. En revanche, avec une vitesse plus importante dans le dispositif expérimental, la migration et le dépôt de particules se feront plus en profondeur. Ce constat démontre que, pour des vitesses d'écoulement faibles, le colmatage de l'espace poral par les fines particules se fait rapidement entraînant une réduction de la conductivité hydraulique de la matrice granulaire alors qu'à contrario, avec des vitesses importantes, le colmatage sera réparti le long de la cellule d'essai, entraînant une réduction moins importante de l'espace poral dans toute la cellule d'essai. Il est alors difficile de

déterminer l'emplacement exact du colmatage au sein de la structure granulaire par rapport à l'écoulement.

### 1.3.4. Influence de l'hétérogénéité

La plupart des études sur l'érosion interne par suffusion ont été réalisées sur des sols initialement homogènes. Cependant, quelques études expérimentales récentes, comme celle de Oueidat et al. (2021), ont été menées en imposant une configuration d'hétérogénéité granulaire. Pour tenter d'évaluer l'influence de la nature des particules fines, du taux et de la distribution de l'hétérogénéité sur l'apparition et le développement de la suffusion, ces auteurs ont reconstitué des échantillons avec deux taux d'hétérogénéité (20 % et 60 %) qui représentent le pourcentage massique de sable grossier dans le mélange composé de sable grossier d'Hostun et de particules fines (kaolinite, illite, limon). Les échantillons hétérogènes sont ensuite introduits dans une colonne transparente de 12 cm de long et de 4,5 cm de diamètre, positionnée horizontalement et soumise à l'essai de suffusion. Les auteurs montrent que l'influence des hétérogénéités augmente lorsque la teneur en particules fines érodables devient plus forte et que la conductivité hydraulique diminue rapidement dans toutes les configurations testées en raison de la filtration des particules à travers les pores étroits de la matrice granulaire (Figure 1.42).

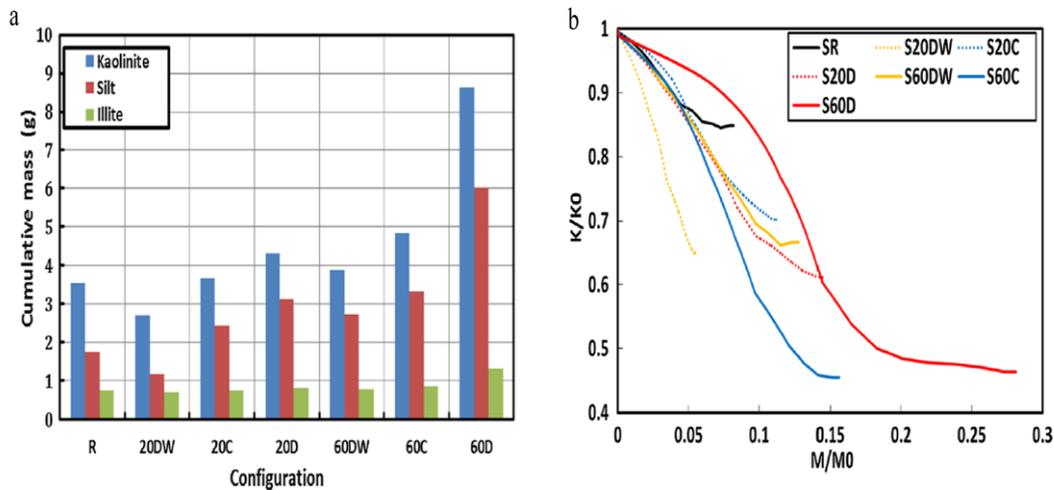


Figure 1.40 : a) Variation de la masse érodée en fonction de la configuration du spécimen et b) évolution de la conductivité hydraulique en fonction de la masse érodée selon Oueidat et al. (2021).

Karoui (2014) a utilisé un protocole expérimental avec un écoulement descendant qui lui a permis d'introduire des hétérogénéités granulaires dans des échantillons de différentes tailles. Une première méthode a consisté à préparer un échantillon de sol dont la granulométrie initiale

était coupée à partir d'un diamètre afin d'obtenir deux couches distinctes (une fine et une grossière) correspondant à des configurations appelées « *filtre* » ou « *ségrégée* » en fonction du sens de l'écoulement hydraulique qui était établi. Les configurations *filtre* ou *ségrégée* correspondaient à une couche fine placée respectivement en amont ou en aval de l'écoulement. La procédure était répétée en faisant varier le diamètre de coupure choisi afin de savoir s'il existe une valeur particulière de ce diamètre correspondant à une configuration du sol plus stable vis-à-vis du phénomène de suffusion. Le sol était un sable de carrières (Balloy, en Ile-de-France) et l'essai de suffusion utilisait une colonne de petites dimensions (9 cm de diamètre et 16 cm de hauteur). Les résultats étaient exprimés en fonction du rôle de filtre d'une couche par rapport à l'autre en fonction du diamètre de coupure et étaient comparés à ceux obtenus pour un échantillon homogène du même sol (sol de référence avec la même granulométrie et le même pourcentage de fines). Dans cette étude, les configurations *ségrégée* et *filtre* présentaient des masses érodées assez similaires, mais toutes deux plus faibles que celle obtenue pour la configuration homogène. Une valeur plus importante du diamètre de coupure a conduit à une suffusion plus importante pour la configuration *ségrégée*. Globalement, les résultats étaient interprétés en termes de suffusion mais aussi en termes de filtration et l'auteur a indiqué que son étude devait être complétée par la prise en compte d'autres valeurs du diamètre de coupure, d'autres types de sol, avec des tailles de particules et des granulométries différentes.

Une autre méthode utilisée dans les travaux de Karoui a consisté à préparer des échantillons de sol *ségrégés* en utilisant un dispositif de ségrégation de type goulotte inclinée (Figure 1.43) pour obtenir une évolution continue de la granulométrie le long de la colonne, censée être plus proche d'un cas réel. Un indice de ségrégation, défini comme le rapport entre le diamètre moyen du sol *ségrégé* et celui du sol de référence, a révélé les difficultés pour créer une ségrégation prononcée permettant des comparaisons aisées entre résultats des sols *ségrégés* et de sols de référence. Après suffusion, il observe que les particules fines des couches supérieures migrent vers les couches inférieures entraînant une ségrégation prononcée par la diminution de l'indice de ségrégation  $I_s$  pour les couches supérieures (Figure 1.44). Afin d'avoir une répétabilité de nos essais de suffusion et être proche de la réalité lors du déversement des matériaux sur site, nous avons opté pour une ségrégation contrôlée avec des particules grossières plus importantes dans le fond de la colonne de suffusion et sera plus détaillée dans le deuxième chapitre.

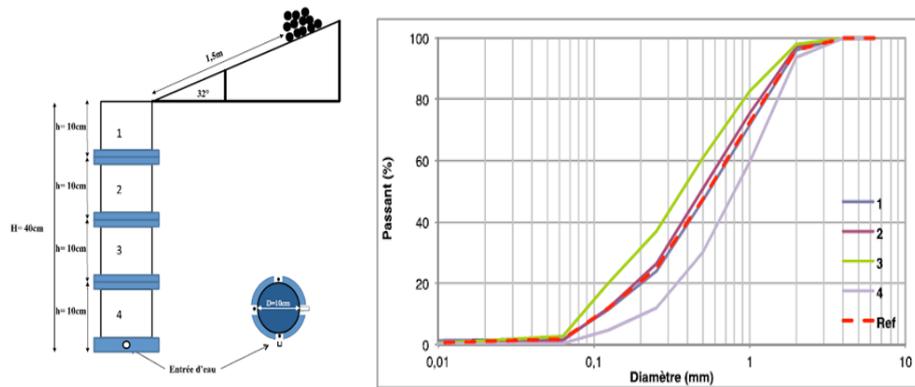


Figure 1.41 : Protocole expérimental et distribution granulométrique après déversement selon Karoui (2014).

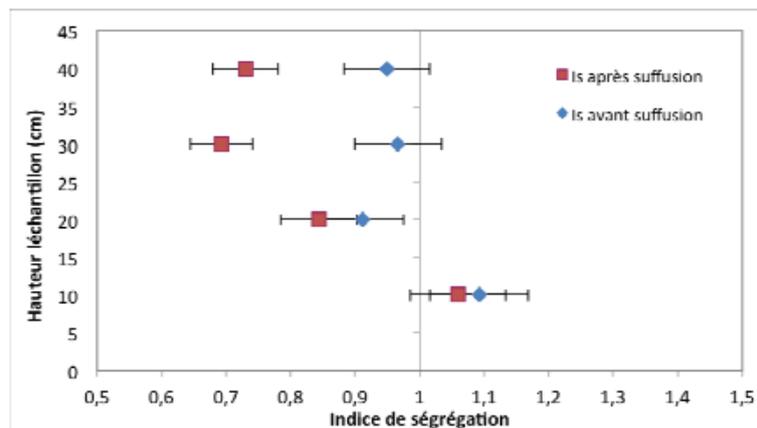


Figure 1.42 : Indice de ségrégation selon Karoui (2014).

Toujours dans la thèse de Karoui (2014), une étude a été réalisée sur un sol naturel (graves du Rhin). Le mode de reconstitution utilisé, par couches (division du sol réel par fractions granulaires et mélange pour retrouver la granulométrie initiale du sol réel), permet d'assurer un remplissage uniforme de la colonne de 260 mm de diamètre. Les résultats d'essais de suffusion ont montré une diminution de la perméabilité avec l'augmentation de la charge hydraulique, bien que la masse érodée et le débit augmentent au cours du temps, évolution interprétée comme le résultat d'un colmatage progressif de l'échantillon de sol.

Au final, le phénomène complexe de la suffusion apparaît comme la combinaison de trois processus : le détachement, le transport et la filtration éventuelle de la fraction la plus fine. Cette combinaison entraîne de fortes hétérogénéités dans la granulométrie du sol initialement homogène et des changements de la conductivité hydraulique et de la vitesse d'érosion. Le

## Chapitre 1 : Etude bibliographique

développement de ces processus couplés est influencé par la distribution granulométrique et la densité (i.e., l'indice de densité), ainsi que l'évolution de la charge hydraulique. En outre, plusieurs recherches en laboratoire ont été menées pour étudier le développement de la suffusion et ses effets induits sur les propriétés de la structure granulaire du sol. En effet, comme le montrent Sibille et al. (2015), la teneur initiale en fines et l'historique de la charge hydraulique jouent un rôle majeur dans le développement de la suffusion.

### Synthèse partielle

---

Dans cette partie d'étude bibliographique du premier chapitre, en plus de la description de l'importance, de l'ancienneté du parc d'ouvrages hydrauliques en France et des statistiques des incidences dues à l'érosion interne des sols initialement homogènes dans le corps des ouvrages, nous avons mis en évidence la présence de modification de la distribution granulaire et de la variation de la porosité au sein de la structure granulaire. Cette modification, créée parfois par l'infiltration d'eau ou encore par des défauts de conception et de mise en œuvre des matériaux, provoque la variation locale de la teneur des particules fines internes et la variation de la densité appliquée à la structure granulaire, induit différentes formations d'hétérogénéité granulaire dans le corps des ouvrages hydrauliques en terre.

Au bilan, il convient tout d'abord de bien noter que plusieurs résultats expérimentaux rapportés dans la bibliographie correspondent à des conditions et dispositifs expérimentaux différents, mais réalisés sur des échantillons de sols initialement supposés homogènes. Cet état de l'art ayant ainsi permis de montrer des évolutions de la distribution granulaire et de la variation de porosité dans la structure granulaire composant l'ouvrage hydraulique a mis en évidence que peu d'études de recherche de l'initiation et du développement de la suffusion sur ces types de sols devenus hétérogènes ont été menés.

La présence d'hétérogénéités dans une structure granulaire constituant un ouvrage peut-être le siège du processus de l'érosion interne, cause de rupture de nombreux ouvrages hydrauliques. La suffusion, migration progressive des particules fines du sol à travers les vides du squelette du sol formé par les particules grossières, est l'un des principaux modes d'érosion interne des sols et est influencée par des paramètres intrinsèques du sol tels que la teneur en fines et la densité de la structure granulaire soumise à différentes sollicitations hydrauliques.

Ainsi, dans le cadre de ce travail de thèse d'étude expérimentale sur la suffusion, des éprouvettes de sols non-cohérents seront reconstituées avec différentes hétérogénéités. Comme cela sera décrit en détail dans le second chapitre, nous avons retenu le choix d'une colonne en plexiglas à paroi rigide pour étudier le comportement de sols hétérogènes soumis à des essais de suffusion. Par ailleurs, le chargement hydraulique se fera à gradient hydraulique imposé par paliers.

**CHAPITRE 2 :**  
**TECHNIQUES ET PROTOCOLES**  
**EXPERIMENTAUX**

## CHAPITRE 2 : TECHNIQUES ET PROTOCOLES EXPERIMENTAUX

### Introduction

---

Ce chapitre décrit les techniques et les protocoles expérimentaux mis en place pour caractériser la sensibilité à l'érosion interne par suffusion pour des éprouvettes homogènes et hétérogènes. Le principe des essais de colonne de suffusion, basé sur le concept d'un perméamètre à charge constante, consiste à reconstituer dans une cellule en plexiglas une éprouvette constituée d'un mélange de sols non cohésifs dont les caractéristiques initiales sont connues, d'utiliser une technique de saturation appropriée et enfin de le soumettre à un écoulement vertical descendant par augmentation progressive du gradient hydraulique. Durant les différents paliers de chargement hydraulique, un suivi métrologique est réalisé par la mesure des pressions le long de la paroi en plexiglas, du débit d'eau en aval et enfin de la quantité de particules fines érodées. Ce chapitre présente dans un premier temps les matériaux de base qui ont servi à la reconstitution des éprouvettes testées. Ces matériaux de base ont fait l'objet de différentes caractérisations comme l'analyse granulométrique, la détermination des indices des vides maximal ( $e_{\max}$ ) et minimal ( $e_{\min}$ ) du mélange. A la suite de ces caractérisations, la procédure de reconstitution des éprouvettes est détaillée, puis le dispositif expérimental et le protocole de réalisation de l'essai de suffusion sont décrits. On termine cette partie par la validation de l'ensemble du protocole expérimental, en détaillant les résultats d'essais homogènes typiques.

## **2.1. Matériaux, types d'hétérogénéités et méthodes de caractérisation**

### **2.1.1. Matériaux de base utilisés et paramètres associés**

Dans une première approche de l'étude du comportement des sols à structure hétérogène et afin d'éviter des interactions de plasticité pouvant intervenir au sein des sols fins, nous avons choisi de ne pas utiliser de matériaux argileux et opté pour des matériaux sableux qui ont fait l'objet de plusieurs études sur l'érosion interne par suffusion. Nous avons également utilisé dans cette étude des sols à granulométrie discontinue plus susceptibles à la suffusion. Le choix des matériaux de référence pour la reconstitution des éprouvettes de sols non-cohérents est une phase importante permettant de s'assurer de la répétabilité du procédé et d'obtenir des mélanges homogènes. Deux granulométries du sable d'Hostun (HN34 et HN1/2,5), dont la forme des grains est sub-anguleuse, ont été utilisées (Figure 2.1b). Il faut noter que les particules fines sont représentées par le sable d'Hostun HN34 et les particules « grossières » sont celles du sable d'Hostun HN1/2,5. Les deux sables sont composés essentiellement de silice à plus de 98 %, et sont classés comme étant des matériaux uniformes (coefficient d'uniformité  $C_u < 2$ ). La masse volumique des grains est de 2,65 t/m<sup>3</sup>. Ces sables, appelés matériaux de référence, ont été utilisés dans plusieurs études sur l'érosion interne (Bendahmane et al., 2006, Benamar et al., 2012, Sibille, 2016, Fellag, 2016 et Nguyen, 2018). Les deux sables d'Hostun, HN34 et HN1/2.5, sont présentés sur la figure 2.1a et ont fait l'objet de plusieurs essais de caractérisation, dont l'analyse granulométrique (Figure 2.1b).

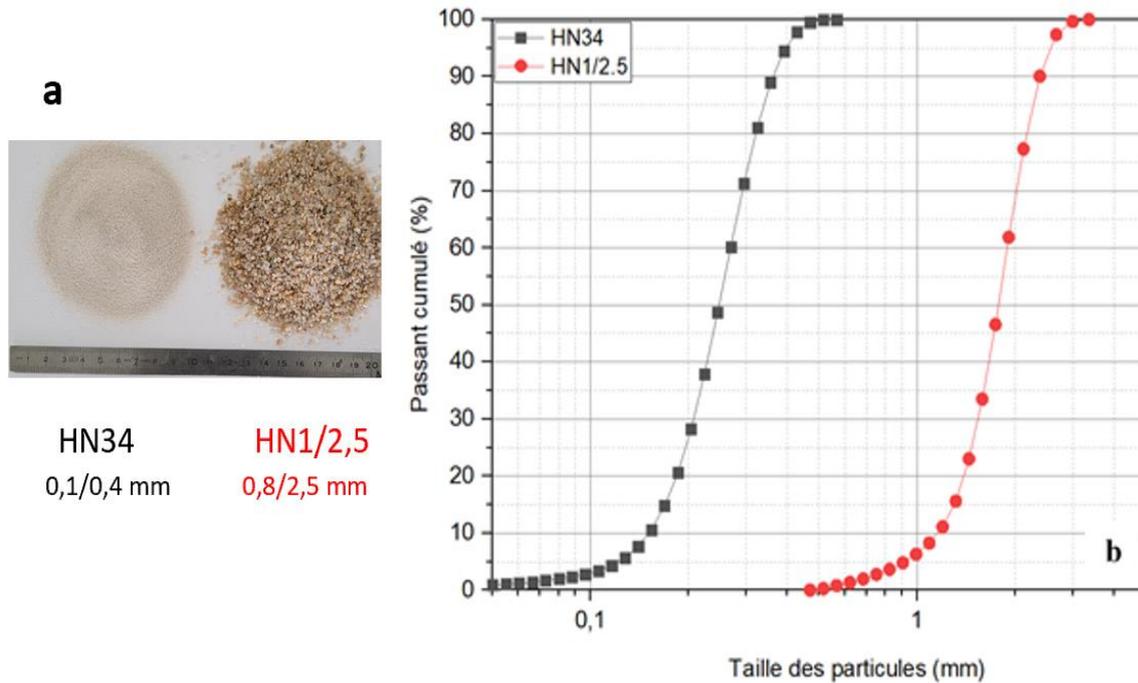


Figure 2.1 : a) Matériaux de référence (sables d'Hostun HN34 et HN1/2,5) ; b) Distribution granulométrique des sables d'Hostun HN34 et HN1/2,5

Les autres caractéristiques des matériaux de référence utilisés dans ce travail sont présentées dans le Tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Caractéristiques des matériaux de référence (Sable d'Hostun)

Propriétés physiques	Matériaux de référence (sables d'Hostun)	
	Fines particules <b>HN34</b>	Grosses particules <b>HN1/2,5</b>
Masse volumique des grains solides, $\rho_s$ ( $t/m^3$ )	2,65	2,65
Indice des vides maximal, $e_{max}$	1,11	0,82
Indice des vides minimal, $e_{min}$	0,74	0,61
$d_{10}$ (mm)	0,15	1,20
$d_{15}$ (mm)	0,17	1,31
$d_{30}$ (mm)	0,21	1,57
$d_{50}$ (mm)	0,24	1,85
$d_{60}$ (mm)	0,27	1,88
$d_{85}$ (mm)	0,32	2,37
$d_{90}$ (mm)	0,38	2,38
Coefficient d'uniformité, $C_u$	1,75	1,51
Coefficient de courbure, $C_c$	1,12	1,09

## Chapitre 2 : Techniques et protocoles expérimentaux

Dans cette étude expérimentale, la fraction massique de fines ( $F_c$ ) érodables, correspondant à la masse de la fraction de fines par rapport à la masse totale de l'éprouvette, est constituée des particules du sable d'Hostun HN34 dont le diamètre maximal est inférieur à 0,4 mm. Cette fraction peut être calculée à partir de l'expression suivante :

$$F_c = \frac{M_f}{M_f + M_g} \quad (2.1)$$

où  $M_f$  et  $M_g$  sont respectivement les masses des particules fines (HN34) et des particules plus grossières (HN1/2,25).

On a également utilisé d'autres paramètres physiques de l'éprouvette de sol reconstituée comme l'indice des vides, l'indice des vides inter-granulaire, et l'indice de densité. L'indice des vides ( $e$ ) et l'indice de densité ( $I_D$ ) peuvent être définis par les expressions :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.2)$$

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (2.3)$$

où  $V_v$  est le volume des vides,  $V_s$  le volume des grains solides (fractions fines et grossières),  $e_{\max}$  et  $e_{\min}$ , les indices des vides maximal et minimal.

L'indice des vides inter-granulaire ( $e_g$ ) tel que défini par Thevanayagam et al., (2002), a pour expression :

$$e_g = \frac{e + F_c}{1 - F_c} \quad (2.4)$$

où  $F_c$  (%) est la fraction massique de fines contenue dans le mélange des matériaux de référence.

Cet indice des vides  $e_g$  caractérise le comportement des sols dans lesquels la structure granulaire est dominée par les grosses particules avec des valeurs de  $F_c$  inférieures à une fraction seuil notée  $F_{cth}$ . Dans ce cas, les fines particules sont considérées comme faisant partie du volume des vides. Plus  $e_g$  est élevé, plus la quantité de fines est importante.

Dans notre étude, la fraction de fines critique ( $F_{cth}$ ) pour des éprouvettes de sol homogènes est déterminée expérimentalement par le mélange à différentes proportions massiques (HN34, HN1/2,5) et d'indice de densité dans un moule qui permet à chaque opération de déterminer les indices vides minimal et maximal ( $e_{\min}$  et  $e_{\max}$ ).

Les courbes d'évolution des indices des vides minimal ( $e_{\min}$ ) et maximal ( $e_{\max}$ ) montrent qu'avec l'augmentation de  $F_c$ , les fines commencent à remplir les pores. A la suite,  $e_{\min}$  et  $e_{\max}$  diminuent et permettent de déterminer la fraction de fines seuil ( $F_{cth}$ ) (Figure 2.2). Aussi, au-delà de cette valeur seuil, les fines commencent à séparer les particules grossières et  $e_{\min}$  et  $e_{\max}$  augmentent. On observe que cette valeur seuil de la fraction fine  $F_{cth}$  est voisine de 30-35 % (Figure 2.2).

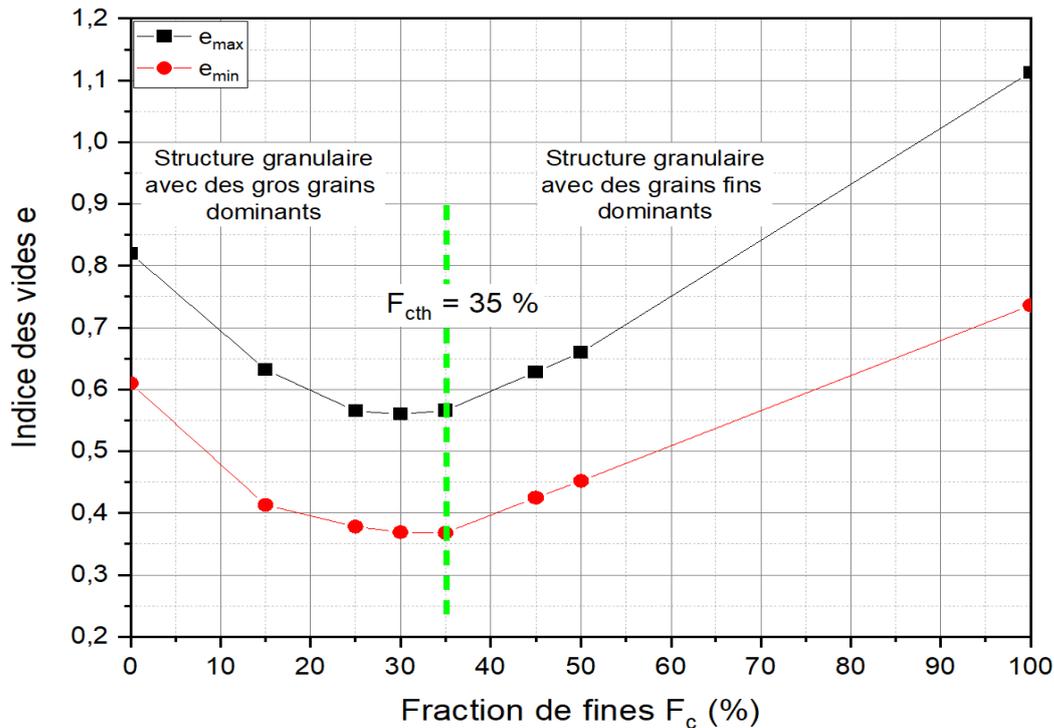


Figure 2.2 : Courbes d'évolution des indices des vides maximal et minimal du mélange de sables HN34 et HNI/2,5.

Pour l'ensemble des essais de suffusion, trois fractions de fines ( $F_c$ ) sont retenues : 15 %, 25 % et 35%, caractéristiques de structures à grains grossiers dominantes.

### 2.1.2. Configurations des différents types d'hétérogénéités

Comme déjà évoqué, dans le cadre du projet national ERINOH, François et al. (2017b) distinguent cinq causes favorisant l'amorce de l'érosion interne dans les ouvrages hydrauliques en remblai, pouvant conduire à une instabilité, voire à la rupture de ces ouvrages, dont la présence d'hétérogénéités dans le remblai et/ou dans sa fondation. Nous proposons d'étudier trois catégories d'hétérogénéités plus particulièrement. Une première catégorie, que nous appellerons dans la suite hétérogénéité de type T1, est celle qui surviendrait lors des travaux de maintenance/entretien à la

jonction de deux couches de sol ayant des teneurs en fines différentes. La deuxième catégorie d'hétérogénéité, notée T2, est celle qui correspond à un défaut de compactage et qui se présente sous la forme de couches de densités différentes. Enfin, la troisième catégorie, notée T3, est celle liée à la ségrégation des matériaux lors de leur mise en œuvre, qui induit une juxtaposition de couches caractérisée par un accroissement de la taille des particules avec la profondeur. On détaille ci-après ces trois configurations d'hétérogénéités (Figure 2.3) :

- Configuration d'hétérogénéité de type T1 : deux couches de sol de teneurs en fines différentes et de même indice de densité ;
- Configuration d'hétérogénéité de type T2 : deux couches de même teneur en fines et d'indices de densité différents (0,1 pour la couche supérieure et 0,4 pour la couche inférieure) ;
- Configuration d'hétérogénéité de type T3 : Ségrégation contrôlée avec 4 couches de même indice de densité et de teneurs en fines différentes.

La position des capteurs de pression (P1, P2, ... P5) est également indiquée sur la Figure 2.3.

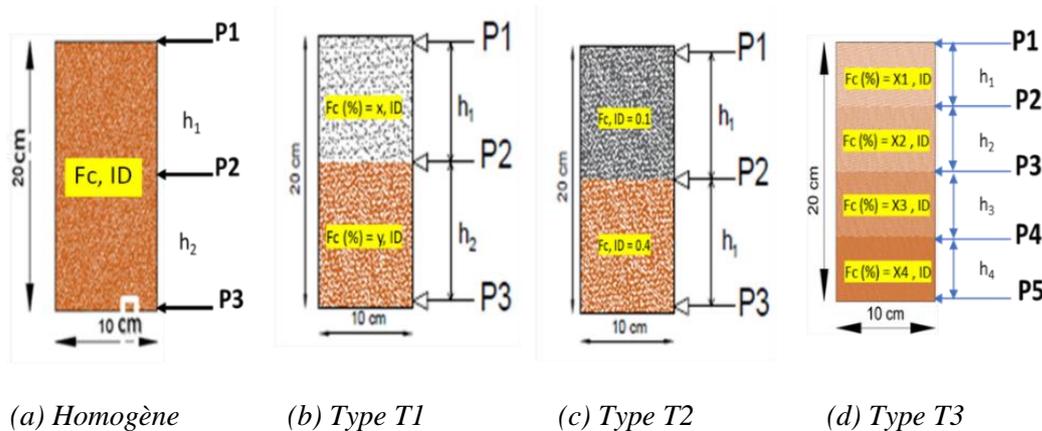


Figure 2.3 : Configurations des éprouvettes : (a) Homogène ; (b) Hétérogène T1 (teneur en fines différentes) ; (c) Hétérogène T2 (indice de densité différent) ; (d) Hétérogène T3 (ségrégation contrôlée)

Les éprouvettes reconstituées selon les configurations choisies seront soumises à l'essai de suffusion sur lequel repose cette étude menée selon deux variables : la fraction massique de fines ( $F_c = 15\%$  ;  $25\%$  et  $35\%$ ) et l'indice de densité ( $I_D = 0,1$  et  $I_D = 0,4$  correspondant respectivement à des sols lâches et moyennement denses).

Ainsi, la notation des éprouvettes (homogènes et hétérogènes) reconstituées dans cette étude est basée sur leur composition et est définie de la façon suivante :

## Chapitre 2 : Techniques et protocoles expérimentaux

- Les éprouvettes homogènes et hétérogènes seront notées respectivement HM et HT ;
- La fraction de fines globale sera notée  $F_c$  ;
- Le nom d'une éprouvette contiendra la lettre L pour un sol lâche ( $I_D = 0,1$ ) ou M pour un sol moyennement dense ( $I_D = 0,4$ ) ;
- Enfin les configurations d'hétérogénéité décrites plus haut seront notées T1, T2 et T3.

Par exemple, les éprouvettes homogènes composées de 15 % de fraction de fines érodables et moyennement dense (indice de densité  $I_D = 0,4$ ), seront notées HM15M. De même les éprouvettes hétérogènes moyennement denses de type T1 et composées de 15 % de fraction de fines globale seront notées HT15MT1.

### Cas de la configuration homogène (référence)

Les éprouvettes de granulométrie homogène sont reconstituées à différentes fractions de fines ( $F_c = 15\%$  ;  $25\%$  et  $35\%$ ) et à deux indices de densité ( $I_D = 0,1$  pour les sols lâches et  $0,4$  pour les sols moyennement denses) correspondant à deux porosités différentes (Figure 2.4).

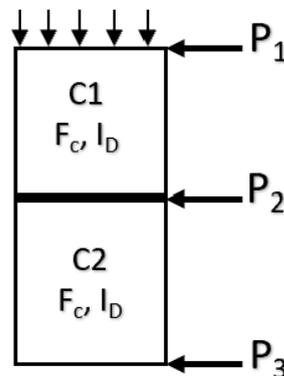
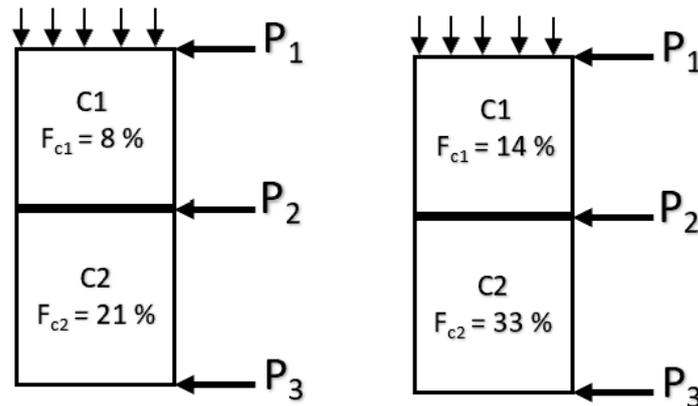


Figure 2.4 : Eprouvette homogène reconstituée à partir d'une fraction de fines ( $F_c$ ) et d'un indice de densité ( $I_D$ )

### Cas de configuration d'hétérogénéité de type T1 : deux couches de sol de teneurs en fines différentes et de même indice de densité

Les éprouvettes hétérogènes sont obtenues par une modification de l'éprouvette homogène initiale (Figure 2.4). Cette modification porte sur la répartition massique des fines dans la structure granulaire avec 25 % de la masse totale des fines ( $M_{fi}$ ) pour la moitié supérieure de l'éprouvette et 75% pour la moitié inférieure, l'indice de densité restant constant sur toute la hauteur de

l'éprouvette et cela pour les deux valeurs de fraction des fines globales considérées ( $F_c = 15\%$  et  $25\%$ ). Cette répartition massique de fines se traduit par les fractions de fines par couche indiquées sur la Figure 2.5. Nous n'avons pas effectué d'essai de suffusion sur les éprouvettes hétérogènes HT35LT1 et HT35MT1 car, dans les couches inférieures (C2) de ces éprouvettes, la fraction de fines aurait été de  $41\%$ , nettement supérieure à la fraction de fines seuil de  $35\%$ , et nous aurions eu selon toute vraisemblance une érosion très importante de type renard.



(a) Fraction de fines globale  $F_c = 15\%$  (b) Fraction de fines globale  $F_c = 25\%$

Figure 2.5 : Eprouvettes hétérogènes reconstituées de type T1 avec des fractions de fines locales différentes et un indice de densité identique

Un exemple de calcul des fractions locales de fines  $F_{c1}$  et  $F_{c2}$  est développé ci-dessous. A partir de la fraction de fines globale  $F_c$ , on obtient la masse totale des particules fines ( $M_{ft}$ ) et celle des particules grossières ( $M_{gt}$ ) connaissant l'indice de densité.

On en déduit la masse des particules fines dans les deux couches :

$$M_{f1} = 0,25 \times M_{ft}$$

et celle dans la couche inférieure :

$$M_{f2} = 0,75 \times M_{ft}$$

La masse totale ( $M_t$ ) des particules est la même, que l'éprouvette soit homogène ou hétérogène :

$$M_t = M_{ft} + M_{gt}$$

$$F_c = \frac{M_{ft}}{M_t} \quad (2.5)$$

## Chapitre 2 : Techniques et protocoles expérimentaux

Si on suppose que les particules grossières sont uniformément réparties sur toute la hauteur de l'éprouvette, on obtient :

$$F_{cx} = \frac{M_{fx}}{M_{fx} + \frac{M_{gt}}{2}} \quad (2.6)$$

où  $F_{cx}$  correspond à la fraction de fines dans la couche locale (où  $x$  représente la couche supérieure (C1) ou inférieure (C2) soit  $F_{c1}$  : fraction de fines de la couche supérieure,  $F_{c2}$  : fraction de fines de la couche inférieure) ;  $M_{fx}$  correspond à la masse de fines dans la couche locale (où  $x$  représente la couche supérieure ou inférieure soit  $M_{f1}$  : masse de fines de la couche supérieure,  $M_{f2}$  : masse de fines de la couche inférieure) ;  $M_{ft}$  est la masse totale des fines dans toute l'éprouvette ( $=M_{f1} + M_{f2}$ ) ;  $M_{gt}$  est la masse totale des particules grossières dans toute l'éprouvette.

Les différents essais de suffusion sont réalisés sur des éprouvettes de hauteur totale identique égale à 20 cm, mais dans des éprouvettes hétérogènes, les hauteurs des différentes couches constitutives de l'éprouvette sont variables. Dans ce cas, le calcul de la hauteur des couches est réalisé, en se donnant la valeur de la fraction de fines de chaque couche ( $F_{c1}$  ou  $F_{c2}$ ) et leur indice de densité  $I_D$ , à partir des expressions suivantes :

$$e = e_{\max} - I_D \cdot (e_{\max} - e_{\min}) \quad (2.7)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e} \quad (2.8)$$

$$V_{tx} = \frac{M_{fx} + \frac{M_{gt}}{2}}{\gamma_d} \quad (2.9)$$

$$h_x = \frac{V_{tx}}{S} \quad (2.10)$$

où  $V_{tx}$  est le volume total de la couche considérée (supérieure ou inférieure) ;  $h_x$  est la hauteur de la couche (supérieure ou inférieure) ;  $S$  est la section de l'éprouvette ;  $\gamma_s$  est le poids volumique spécifique du sol (2,65 t/m<sup>3</sup>). Il faut noter que les valeurs de  $e_{\min}$  et  $e_{\max}$  sont choisies à partir de la Figure 2.2.

Les hauteurs des deux couches sont synthétisées dans le Tableau 2.2.

Tableau 2.2 : Hauteur des couches constitutives des éprouvettes hétérogènes de type T1

	Eprouvettes avec des fractions de fines $F_c$ (%)			
	$F_c = 15 \%$		$F_c = 25 \%$	
	HT15LT1	HT15MT1	HT25LT1	HT25MT1
	C1	C2	C1	C2
Fraction de fines ( $F_{cx}$ ) locale par couche (%)	8	21	14	33
Hauteur de la couche (mm)	96	104	90	110

**Cas de configuration d’hétérogénéité de type T2 : deux couches de même teneur en fines et d’indices de densité différents**

Dans la configuration d’hétérogénéité de type T2 (hétérogénéité T2), on fait varier l’indice de densité entre la couche supérieure et la couche inférieure. La partie supérieure a un indice de densité de 0,1 et la partie inférieure a un indice de densité de 0,4. Dans ce type d’éprouvette hétérogène, les couches supérieure et inférieure conservent la même fraction de fines locale ( $F_{c1} = F_{c2} = F_c$  où  $F_c = 15 \%$  25 % et 35 %). La hauteur de chaque couche est 100 mm (Figure 2.6).

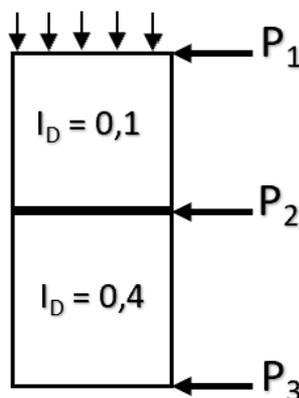
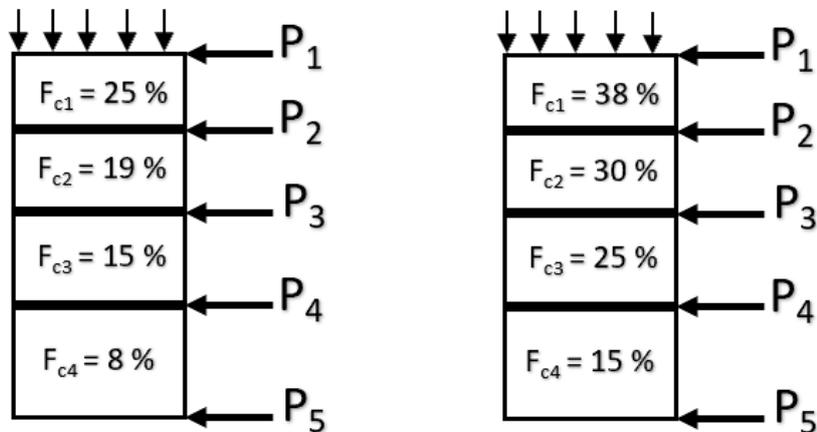


Figure 2.6 : Eprouvettes hétérogènes reconstituées de type T2 avec la même fraction de fines locale et des indices de densités différents

**Configuration d’hétérogénéité de type T3 : Ségrégation contrôlée avec 4 couches de même indice de densité et de teneurs en fines différentes.**

La dernière configuration d’hétérogénéité de type T3 (Figure 2.7), correspondant à une ségrégation contrôlée. L’éprouvette est constituée de quatre couches de fractions grossières croissantes du haut vers le bas (15 %, 20 %, 25 % et enfin 40 %), se traduisant en parallèle par une diminution de la

fraction de fines locale.



(a) Fraction de fines globale  $F_c = 15 \%$  (b) Fraction de fines globale  $F_c = 25 \%$

Figure 2.7 : Eprouvettes hétérogènes reconstituées de type T3 avec différentes fractions locales de fines dans toute la colonne et un indice de densité identique

Dans cette configuration, les masses locales de fines ( $F_{cx}$ ) et de particules grossières varient dans les différentes couches. Nous pouvons déterminer la proportion de la fraction de fines dans chacune des couches selon l'expression suivante :

$$F_{cx} = \frac{m_{fx}}{m_{fx} + P \times M_{gt}} \quad (2.11)$$

où  $P$  est le pourcentage des particules grossières dans chaque couche dans le sens de l'écoulement (15 %, 20 %, 25 %, et enfin 40 %,) ;  $F_{cx}$  est la fraction fine locale de la couche  $Cx$  ;  $m_{fx}$  est la masse des particules fines dans la couche  $Cx$  ( $x$  allant de 1 à 4) et dans le sens de l'écoulement ;  $M_{gt}$  est la masse totale de la fraction grossière contenue dans l'éprouvette.

Le calcul des hauteurs des couches suit la même procédure que pour le cas des hétérogénéités de type T1.

Tableau 2.3 : Hauteur des différentes couches constitutives des éprouvettes hétérogènes de type T3

	<b>Éprouvettes avec des fractions de fines <math>F_c</math> (%)</b>							
	<b><math>F_c = 15 \%</math></b>				<b><math>F_c = 25 \%</math></b>			
	<b>Couches ségréguées contrôlées</b>				<b>Couches ségréguées contrôlées</b>			
	<b>HT15LT3 HT15MT3</b>				<b>HT15LT3 HT15MT3</b>			
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4
Fraction de fines ( $F_{cx}$ ) locale par couche (%)	25	19	15	8	38	30	25	15
Hauteur de la couche (mm)	32	41	50	77	36	42	50	72

### 2.1.3. Application des critères de stabilité interne aux éprouvettes testées

La sensibilité à l'érosion interne des éprouvettes a été évaluée par l'application de plusieurs critères géométriques présentées au chapitre 1 : Istomina (1957), Kezdi (1979), Kenney et Lau (1985, 1986), Burenkova (1993), Wan et Fell (2008), et Li et Fannin (2008). Plus précisément, ces critères ont été appliqués aux éprouvettes homogènes et aux différentes couches des éprouvettes hétérogènes. Les résultats obtenus (Tableaux 2.4 et 2.5), montrent que sur les 7 critères appliqués, 5 indiquent un caractère instable. Le critère de Chang et Zhang (2011) révèle un caractère stable pour l'ensemble des échantillons testés tandis que le critère d'Istomina (1957) indique de l'instabilité pour les échantillons homogènes contenant 35% de fines et pour la couche inférieure des échantillons HT35LT1 et HT35MT1. Les résultats expérimentaux devraient donc permettre de répondre à la question : quel est le critère le mieux adapté pour des sols hétérogènes ?

L'utilisation des critères hydrauliques de Terzaghi (1939) et de Skempton et Brogan (1994) basés sur le gradient hydraulique critique pour des sols à granulométrie homogène est résumée dans le tableau 2.6.

## Chapitre 2 : Techniques et protocoles expérimentaux

Tableau 2.4 : Critères géométriques appliqués aux différentes éprouvettes homogènes et de type T1 testées (S : stable, U : instable)

Eprouvettes reconstituées avec différentes fractions de fines F <sub>c</sub> (%)							
Critère d'instabilité interne géométrique	HM15L HM15M	HT15LT1 HT15MT1		HM25L HM25M	HT25LT1 HT25MT1		HM35L HM35M
		C1	C2		C1	C2	
Fraction de fines initiale (%)		15			25		35
Istomina (1957)	S	S	S	S	S	S	U
Kezdi (1969)	U	U	U	U	U	U	U
Kenney and Lau (1985, 1986)	U	S	U	U	U	U	U
Burenkova (1993)	U	S	U	U	U	U	U
Wan et Fell (2008)	U	U	U	U	U	U	U
Li and Fannin (2008)	U	U	U	U	U	U	U
Chang et Zhang (2011)	S	S	S	S	S	S	S

Tableau 2.5 : Critères géométriques appliqués aux différentes éprouvettes homogènes et de type T3 testées (S : stable, U : instable)

Eprouvettes reconstituées avec différentes fractions de fines F <sub>c</sub> (%)									
Critère d'instabilité interne géométrique	HT15LT3 HT15MT3				HT25LT3 HT25MT3				
	15				25				
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4	
Fraction de fines locale initiale (%)	25	19	15	8	38	30	25	15	
Istomina (1957)	S	S	S	S	U	U	S	S	
Kezdi (1969)	U	U	U	U	U	U	U	U	
Kenney and Lau (1985, 1986)	U	U	U	U	U	U	U	U	
Burenkova (1993)	U	U	U	U	U	U	U	U	
Wan et Fell (2008)	U	U	U	U	U	U	U	U	
Li and Fannin (2008)	U	U	U	U	U	U	U	U	
Chang et Zhang (2011)	S	S	S	S	S	S	S	S	

Tableau 2.6 : Gradients hydrauliques critiques issus des critères hydrauliques de stabilité

Critères d'instabilité interne hydrauliques (Gradient critique)	Eprouvettes reconstituées avec différentes fractions de fines F <sub>c</sub> (%)					
	HM15L	HM15M	HM25L	HM25M	HM35L	HM35M
Terzaghi (1939)	1,02	1,07	1,07	1,11	1,06	1,11
Skempton - Brogan (1994)	0,34	0,36	0,36	0,37	0,35	0,37

Dans l'évaluation de la susceptibilité à l'érosion interne, nous avons vu au chapitre 1 qu'il existe également des critères basés sur les constriction formées par les grosses particules du milieu granulaire. Selon Silveira et al. (1975) et Wittman (1979), la possibilité de filtration des particules fines entre les grosses particules est liée à la géométrie du réseau poral et en particulier aux dimensions des constriction de la structure primaire du sol. Cette distribution de la taille des constriction dans un milieu granulaire permet de déterminer la capacité de rétention d'un sol (Silveira et al., 1975 ; Indraratna et al., 2007 ; Dallo et al., 2013 ; Vincens et al., 2015 ; Shire et O'Sullivan, 2016). Par ailleurs l'évaluation de la stabilité interne des sols par cette approche est basée sur la détermination d'un diamètre de contrôle noté D<sub>c35</sub>, à partir de la courbe représentant la distribution cumulée de la taille des constriction de la partie grossière (selon la distribution et l'indice de densité). Ce diamètre D<sub>c35</sub>, représentant la taille maximale des particules qui peuvent être transportées à travers le filtre, est comparé à un diamètre caractéristique de la fraction des particules fines pour vérifier la possibilité de filtration. Dallo et Wang (2016) ont proposé un critère basé sur la détermination d'un diamètre de contrôle de la taille des constriction avec une limite entre les sols stables et instables qui peut être exprimée par la relation suivante :

$$\frac{D_{c35}}{d_{85f}} = 1 \quad (2.13)$$

Où d<sub>85f</sub> est le diamètre des particules fines à 85 % de passant. Si le rapport D<sub>c35</sub>/ d<sub>85f</sub> < 1 le sol est stable, et inversement si D<sub>c35</sub>/ d<sub>85f</sub> > 1. Les résultats de l'application du critère sont présentés dans le Tableau 2.7.

Tableau 2.7 : Critère de filtre basé sur la taille des constriction (D<sub>c35</sub> : diamètre de contrôle) d'éprouvettes hétérogènes avec une fraction de fines F<sub>c</sub> = 25 %

	Différentes couches	Taille des constriction, diamètre de contrôle (D <sub>c35</sub> ) en fonction de l'indice de densité (I <sub>D</sub> )		Diamètre particules fines érodables (mm) d <sub>85f</sub>	Rapport D <sub>c35</sub> / d <sub>85f</sub>		
		I <sub>D</sub> = 0,1	I <sub>D</sub> = 0,4		I <sub>D</sub> = 0,1	I <sub>D</sub> = 0,4	
Eprouvette Type T3	C1	0,080	0,069	0,325	0,25	0,21	< 1 (Stable)
	C2	0,087	0,073		0,27	0,22	
	C3	0,090	0,076		0,28	0,23	
	C4	0,115	0,097		0,35	0,30	
Eprouvette Type T1	C1	0,093	0,078		0,29	0,24	
	C2	0,072	0,061		0,22	0,19	

Ce critère basé sur la taille des constriction montre que la totalité des différentes couches des éprouvettes hétérogènes prises individuellement sont stables. Ceci est en accord avec le critère de Chang et Zhang (2011), plus adapté aux sols granulaires discontinus qui a montré que la totalité des sols testés sont stables.

Avec nos conditions expérimentales, nous avons eu recours à l'utilisation au premier palier des essais au gradient hydraulique  $i = 1$  m/m bien qu'il était aussi intéressant d'évaluer le gradient critique pour les configurations hétérogènes.

Au cours de cette étude, les matériaux utilisés pour la reconstitution des éprouvettes de sol ont fait l'objet de plusieurs essais de caractérisation. Les courbes granulométriques des éprouvettes reconstituées sont présentées dans les Figures 2.8 à 2.10 et les autres caractéristiques sont résumées dans les Tableaux 2.8 et 2.10.

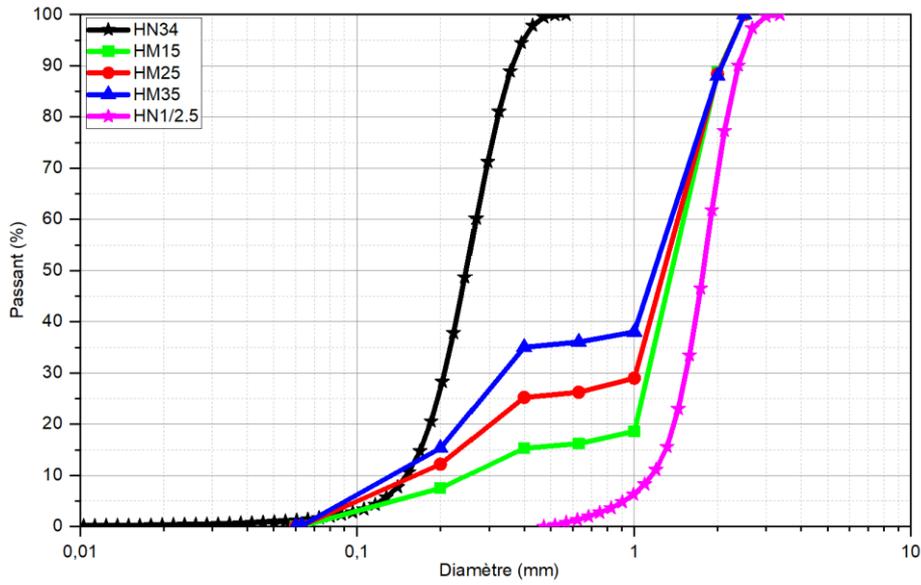


Figure 2.8 : Distributions granulométriques des éprouvettes homogènes reconstituées HM15, HM25 et HM35 à partir des matériaux de base HN34 et HN1/2,5

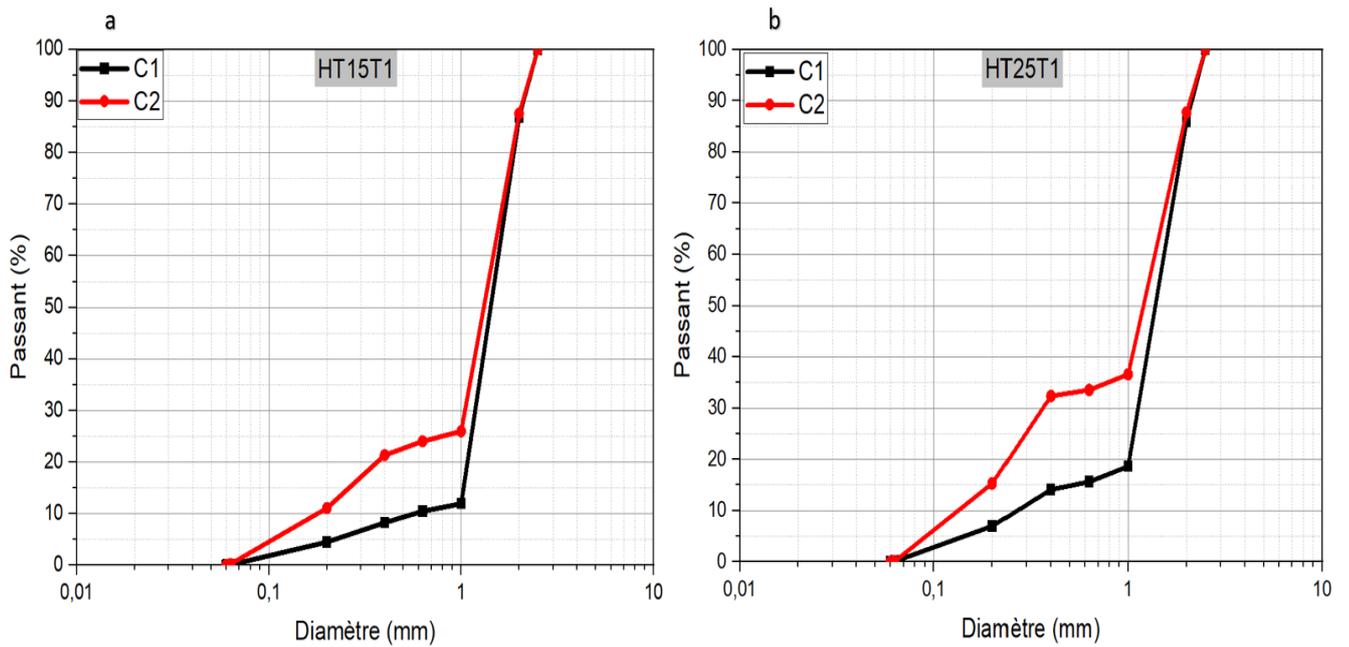


Figure 2.9 : Distributions granulométriques des différentes couches constituant (a) l'éprouvette hétérogène HT15T1 avec une fraction de fines globale de 15 % et l'éprouvette hétérogène HT25T1 avec une fraction de fines 25 %

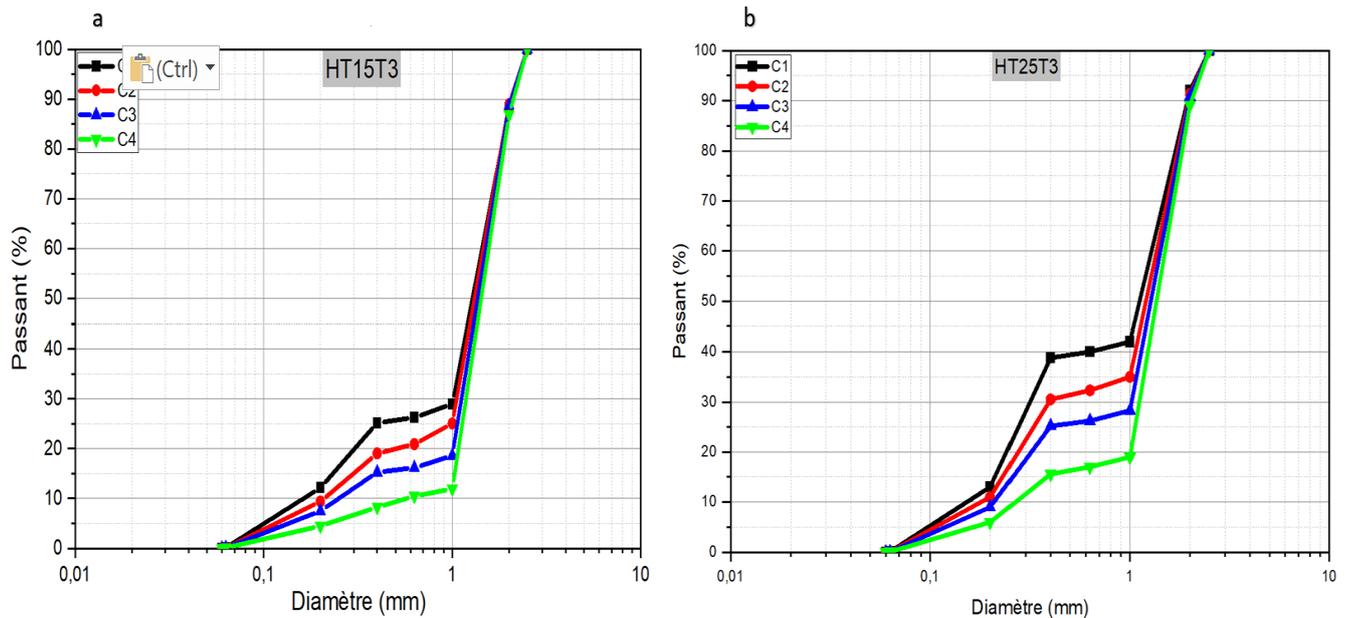


Figure 2.10 : Distributions granulométriques des différentes couches constituant (a) l'éprouvette hétérogène HT15T3 avec une fraction de fines globale de 15 % et l'éprouvette hétérogène HT25T3 avec une fraction de fines 25 %

Tableau 2.8 : Caractéristiques des couches des éprouvettes homogènes

	HM15L	HM15M	HM25L	HM25M	HM35L	HM35M
Fraction de fines ( $F_c$ ) (%)	15		25		35	
Masse volumique sèche ( $\rho_d$ ) ( $\text{g/cm}^3$ )	1,65	1,72	1,71	1,78	1,71	1,78
Indice de densité ( $I_D$ )	0,10	0,4	0,10	0,4	0,10	0,4
Indice des vides maximal ( $e_{\max}$ )	0,63	0,63	0,57	0,57	0,57	0,57
Indice des vides minimal ( $e_{\min}$ )	0,41	0,41	0,38	0,38	0,37	0,37
Indice des vides initial ( $e_0$ )	0,61	0,54	0,55	0,49	0,55	0,49
Indice des vides inter-granulaire initial ( $e_g$ )	0,89	0,82	1,06	0,99	1,39	1,29
Coefficient d'uniformité, $C_u$	7,80		9,74		12,07	
Coefficient de courbure, $C_c$	3,88		4,33		0,65	

Tableau 2.9 : Caractéristiques des couches des éprouvettes hétérogènes de type T1

	Différentes couches des éprouvettes (T1) (Fraction de fines érodables globale $F_c = 15\%$ )			
	Type T1		Type T1	
	C1	C2	C1	C2
Fraction de fines locale ( $F_c$ ) (%)	8	21	8	21
Masse volumique sèche ( $\rho_d$ ) (g/cm <sup>3</sup> )	1,57	1,70	1,64	1,76
Indice de densité ( $I_D$ )	0,1		0,4	
Indice des vides maximal ( $e_{max}$ )	0,71	0,58	0,63	0,63
Indice des vides minimal ( $e_{min}$ )	0,47	0,39	0,41	0,413
Indice des vides initial ( $e_0$ )	0,69	0,56	0,61	0,55
Coefficient d'uniformité, $C_u$	7,92	8,51	7,92	8,51
Coefficient de courbure, $C_c$	3,75	4,92	3,75	4,92

	Différentes couches des éprouvettes (T1) (Fraction de fines érodables globale $F_c = 25\%$ )			
	Type T1		Type T1	
	C1	C2	C1	C2
Fraction de fines locale ( $F_c$ ) (%)	13	45	14	45
Masse volumique sèche ( $\rho_d$ ) (g/cm <sup>3</sup> )	1,67	1,72	1,74	1,79
Indice de densité ( $I_D$ )	0,1		0,4	
Indice des vides maximal ( $e_{max}$ )	0,61	0,56	0,61	0,56
Indice des vides minimal ( $e_{min}$ )	0,41	0,37	0,41	0,37
Indice des vides initial ( $e_0$ )	0,59	0,54	0,53	0,48
Coefficient d'uniformité, $C_u$	7,77	10,30	7,77	10,30
Coefficient de courbure, $C_c$	3,95	0,63	3,95	0,63

Tableau 2.10 : Caractéristiques des couches des éprouvettes hétérogènes de type T3

	Différentes couches des éprouvettes (T3) (Fraction de fines érodables globale $F_c = 15\%$ )							
	C1		C2		C3		C4	
Fraction de fines locale ( $F_c$ ) (%)	25		19		15		8	
Indice de densité ( $I_D$ )	0,10	0,4	0,10	0,4	0,10	0,4	0,10	0,4
Indice des vides maximal ( $e_{max}$ )	0,57		0,60		0,63		0,71	
Indice des vides minimal ( $e_{min}$ )	0,38		0,39		0,41		0,47	
Indice des vides initial ( $e_0$ )	0,55	0,49	0,58	0,52	0,61	0,54	0,69	0,61
Coefficient d'uniformité, $C_u$	9,74		7,79		7,80		7,92	
Coefficient de courbure, $C_c$	4,33		4,78		3,88		3,75	

	Différentes couches des éprouvettes (T3) (Fraction de fines érodables globale $F_c = 25\%$ )							
	C1		C2		C3		C4	
Fraction de fines locale ( $F_c$ ) (%)	38		30		25		15	
Indice de densité ( $I_D$ )	0,10	0,4	0,10	0,4	0,10	0,4	0,10	0,4
Indice des vides maximal ( $e_{max}$ )	0,57		0,56		0,57		0,63	
Indice des vides minimal ( $e_{min}$ )	0,38		0,37		0,38		0,41	
Indice des vides initial ( $e_0$ )	0,55	0,49	0,54	0,48	0,55	0,49	0,61	0,54
Coefficient d'uniformité, $C_u$	11,12		10,74		9,74		7,80	
Coefficient de courbure, $C_c$	0,55		0,82		4,33		3,88	

## **2.2. Dispositif expérimental**

Nous avons développé un dispositif expérimental inspiré de l'essai de perméabilité des sols et utilisant un perméamètre à charge constante. Cette technique a déjà été utilisée par plusieurs auteurs comme Elandaloussi (2015), Karoui (2014) et Nguyen (2018). L'étude expérimentale consiste à caractériser la sensibilité au processus de suffusion de sols homogènes et hétérogènes. Elle est réalisée en laboratoire à l'aide d'une colonne en plexiglas équipée de capteurs de pression hydraulique, d'un capteur laser de déplacement permettant d'évaluer la déformation axiale des éprouvettes testées. Tous les capteurs sont reliés à un système d'acquisition de données en temps réel. L'écoulement de l'eau à travers l'échantillon de sol est établi grâce à l'application de 6 gradients hydrauliques successifs, pendant 60 minutes chacun, de 1 m/m à 6 m/m. Un système de trop-plein permet de maintenir constant le niveau d'eau dans le réservoir d'alimentation, quelle que soit sa position verticale. Le trop-plein est acheminé du réservoir vers une cuve, qui est en même temps alimentée par l'eau du robinet, pour être ensuite redirigé vers le réservoir, grâce à une pompe. Le dispositif est présenté à la section suivante.

### **2.2.1. Perméamètre à charge constante à l'aide d'une colonne de suffusion**

Le dispositif expérimental utilisé est représenté sur les Figures 2.11a, 2.11b et 2.12. La hauteur totale de la cellule de suffusion est de 267 mm. Dans sa partie supérieure, en amont de l'écoulement, on met en place, entre deux grilles métalliques, une couche de billes de verre monodisperse de 4 mm de diamètre sur une hauteur de 1,5 mm. Celle-ci permet d'homogénéiser l'écoulement d'eau sur la surface totale de l'éprouvette. Dans la partie inférieure de la cellule, on met en place également entre deux grilles métalliques, une couche de billes de verre monodisperse de 10 mm de diamètre sur une même hauteur. La grille métallique en contact avec l'éprouvette est constituée de mailles d'ouverture 0,5 mm. Elle permet le passage des particules fines érodées tout en retenant les particules grossières.

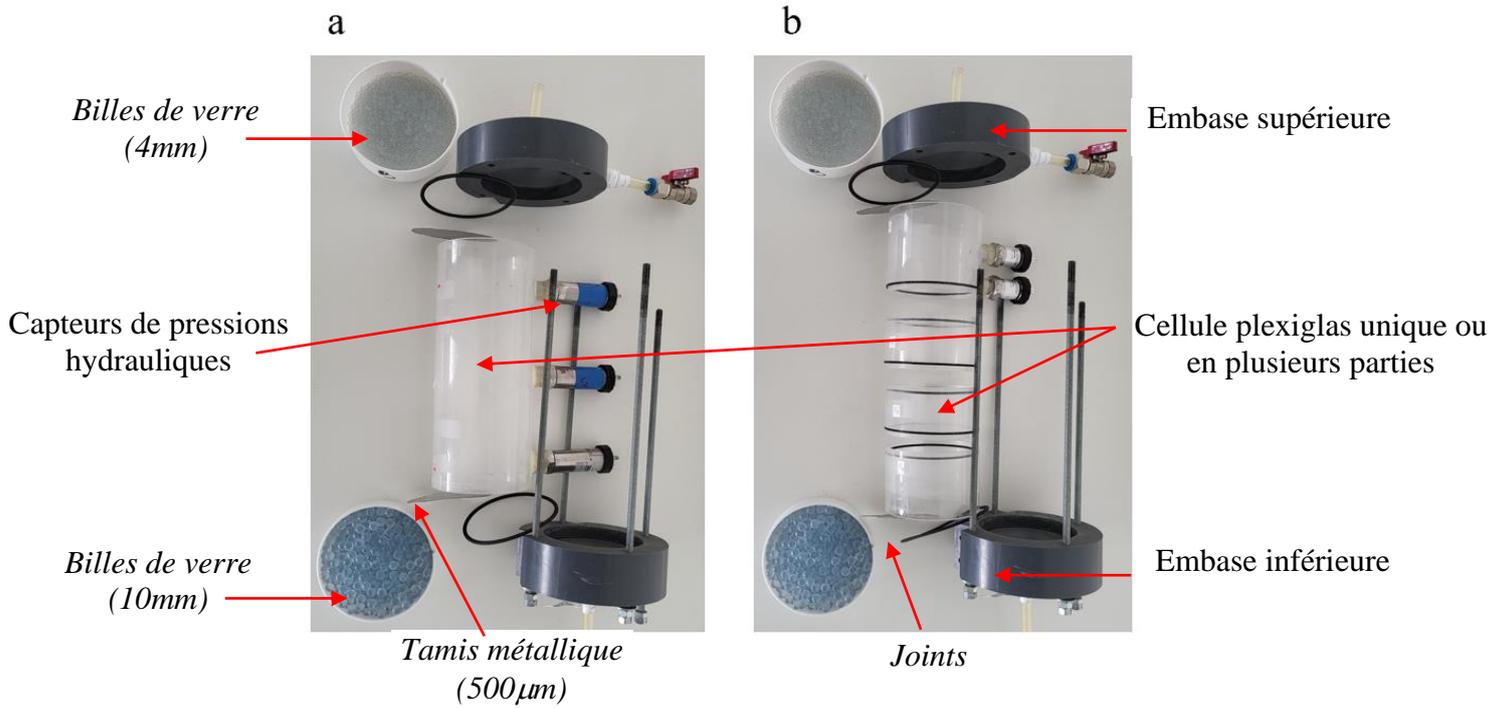


Figure 2.11 : Vues des éléments de la colonne de suffusion

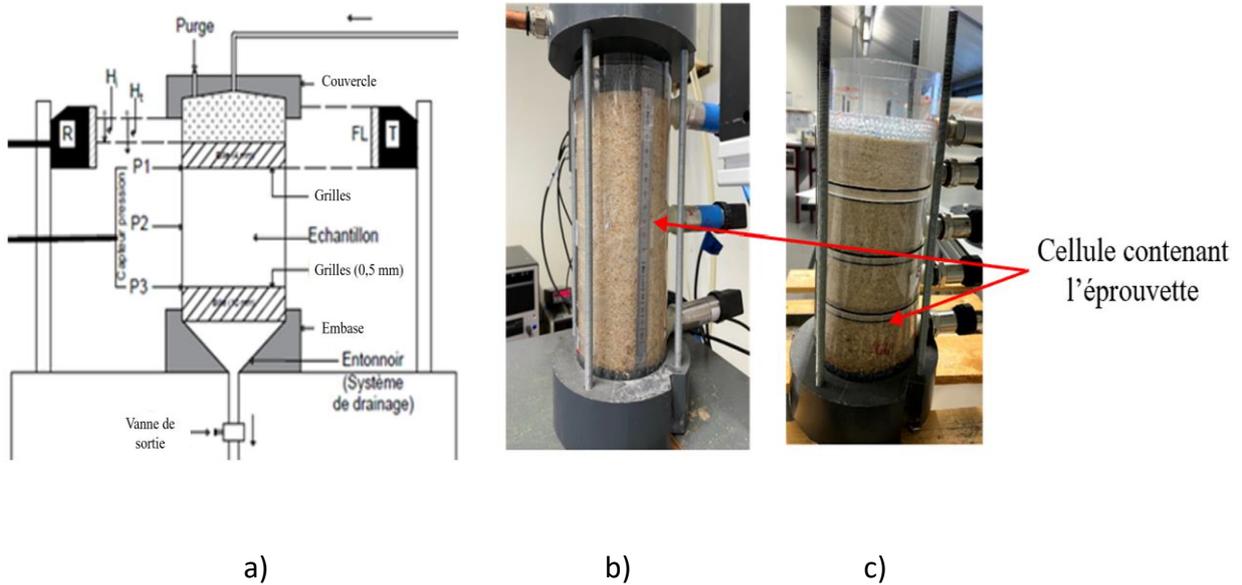


Figure 2.12 : Configuration de la colonne de suffusion en phase d'essai : a) schéma de principe simplifié ; b) cas homogène ; c) cas hétérogène

Dans les configurations homogènes et hétérogènes de types T1 et T2, constituées de deux couches, trois capteurs de pression hydraulique sont utilisés sur la colonne de suffusion. Deux capteurs de

pression sont positionnés aux deux extrémités, et l'autre est placé à l'interface des deux couches. En effet, les trois capteurs de pression permettent de mesurer les pressions hydrauliques à partir desquelles on déduit les conductivités hydrauliques des deux couches, ainsi que la valeur globale du milieu granulaire pendant l'essai de suffusion. Pour la configuration hétérogène de type T3, avec quatre couches de granulométries différentes, nous avons utilisé cinq capteurs de pression placés le long de la cellule de suffusion dont deux aux extrémités de l'éprouvette et les trois autres à l'interface des différentes couches. La disposition des capteurs de pression hydraulique est représentée sur les Figures 2.12b et 2.12c.

L'utilisation d'un capteur laser permet de suivre l'évolution temporelle de la hauteur de l'éprouvette, et donc de la déformation axiale, grâce à la mesure de la variation de l'épaisseur du faisceau laser traversant une zone transparente aménagée juste au-dessus de la grille supérieure de l'éprouvette. Cette déformation axiale est liée soit au réarrangement interne des grains, soit à l'érosion des particules fines de la structure granulaire lors de l'application d'un chargement hydraulique (Figure 2.12a, 2.13 et 2.14).

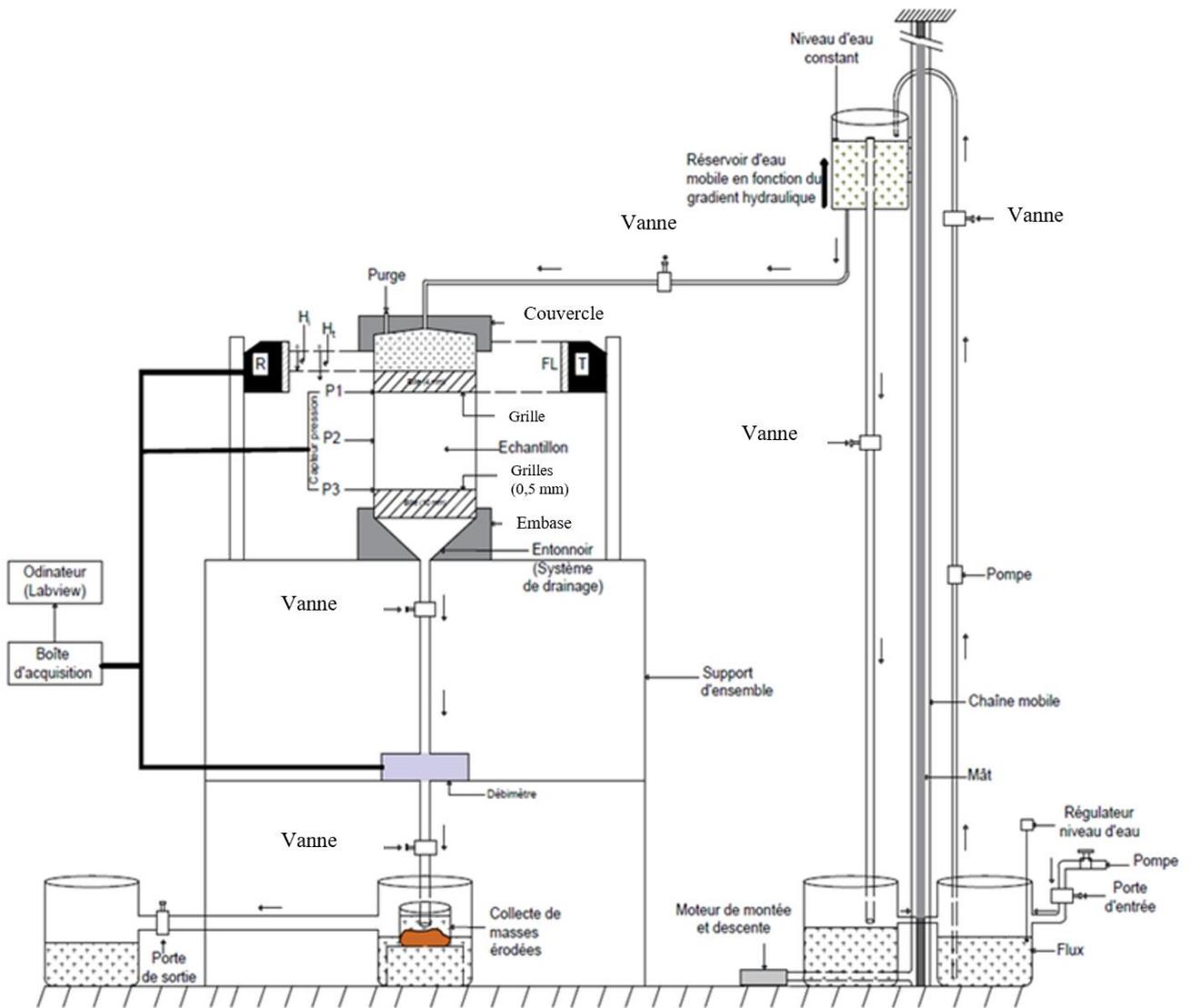


Figure 2.13 : Schéma de principe complet de l'essai expérimental en colonne de suffusion

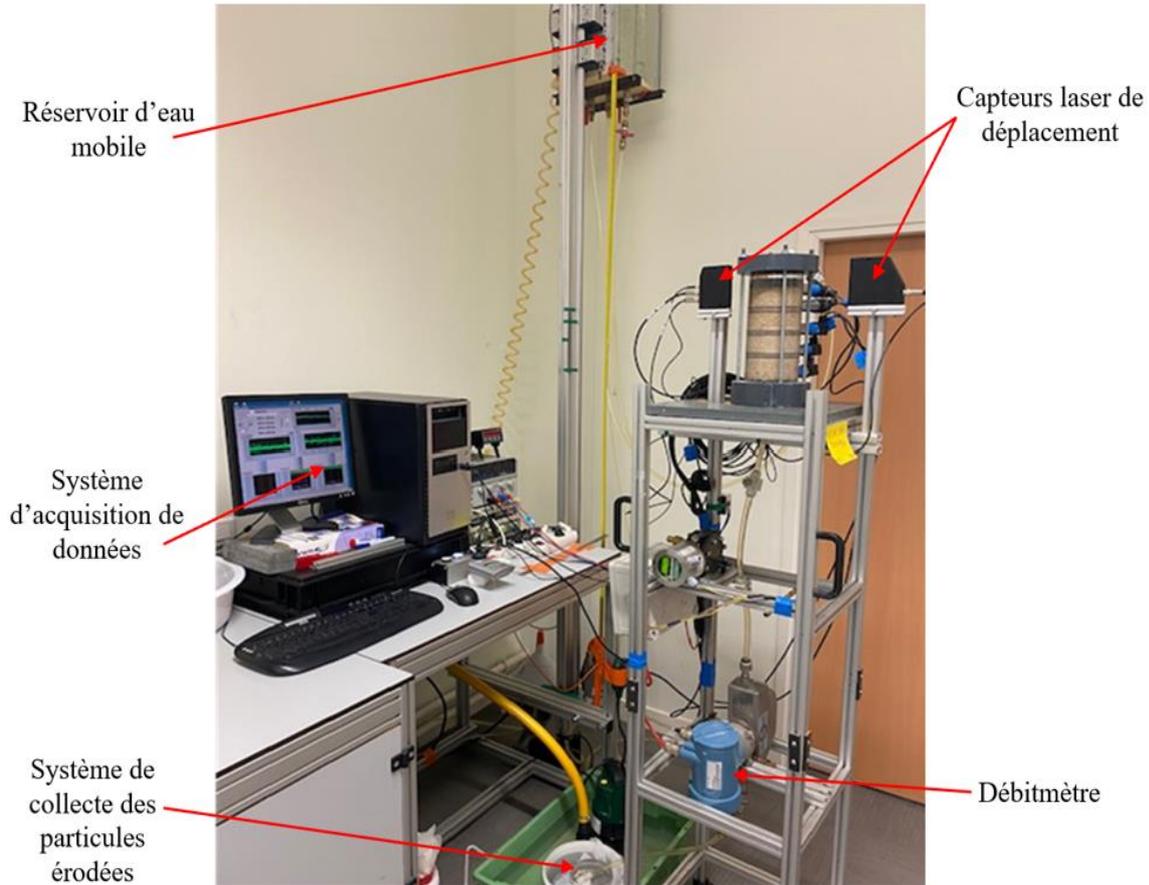


Figure 2.14 : Vue du dispositif expérimental de la colonne de suffusion

Toutes les éprouvettes ont une hauteur initiale de 200 mm et un diamètre de 100 mm. Le choix de ces dimensions est lié d'une part à la perspective de pouvoir réaliser des essais triaxiaux permettant de corréler les résultats des deux types d'essais, hydraulique et mécanique, et d'autre part, au souci de faire des comparaisons avec des études antérieures qui ont été réalisées sur des cellules ayant des dimensions équivalentes. La surface interne de la paroi de la cellule de suffusion est rendue rugueuse à l'aide de papier abrasif afin de réduire des écoulements d'eau parasites et préférentiels sur la paroi (Nguyen, 2018). Cette pratique n'altère pas la propriété de transparence de la cellule plexiglas. En fonction de la configuration à étudier, homogène ou hétérogène, la cellule de suffusion est composée soit d'une seule partie, soit de plusieurs parties qui s'emboîtent entre elles comme le montre la Figure 2.11.

La Figure 2.13 présente le dispositif de collecte des particules érodées. Il est placé après le débitmètre, et il est constitué d'un tamis d'ouverture de maille 50  $\mu\text{m}$ , inférieure à la taille des particules fines érodables (HN34).

### 2.2.2. Equipements associés et étalonnage des capteurs

Comme on vient de le voir, plusieurs types de capteurs ont été utilisés pour mesurer les principaux paramètres de contrôle de l'essai de suffusion : la pression hydraulique à différents niveaux de l'éprouvette, le débit massique d'écoulement de l'eau à travers l'éprouvette et enfin la variation de hauteur de celle-ci. Afin de pouvoir les utiliser dans les meilleures conditions possibles, les différents instruments de mesure ont fait l'objet d'essais d'étalonnage.

Les capteurs de pression hydraulique sont des capteurs de type Sensor Technics BTE6001G4 (Figure 2.15) ayant une plage de mesure comprise entre 0 et 100 kPa et une précision de 0,1 kPa.



Figure 2.15 : Photo du capteur de pression hydraulique de type Sensor Technics BTE6001G4.

L'étalonnage des capteurs de pression est réalisé en utilisant l'éprouvette de sol de référence à granulométrie homogène, moyennement dense, de teneur en fines  $F_c = 25\%$  et d'indice de densité  $I_D = 0,4$ . Pour cela le réservoir mobile est placé à différentes hauteurs correspondant chacune à une valeur particulière du gradient hydraulique et du principe de calcul indiqué à la Figure 2.17. La courbe d'étalonnage des capteurs (Figure 2.16) permet la conversion du signal électrique (mA) en pression hydraulique (kPa). Les signaux électriques (intensités) mesurés par les capteurs sont convertis en pression hydraulique.

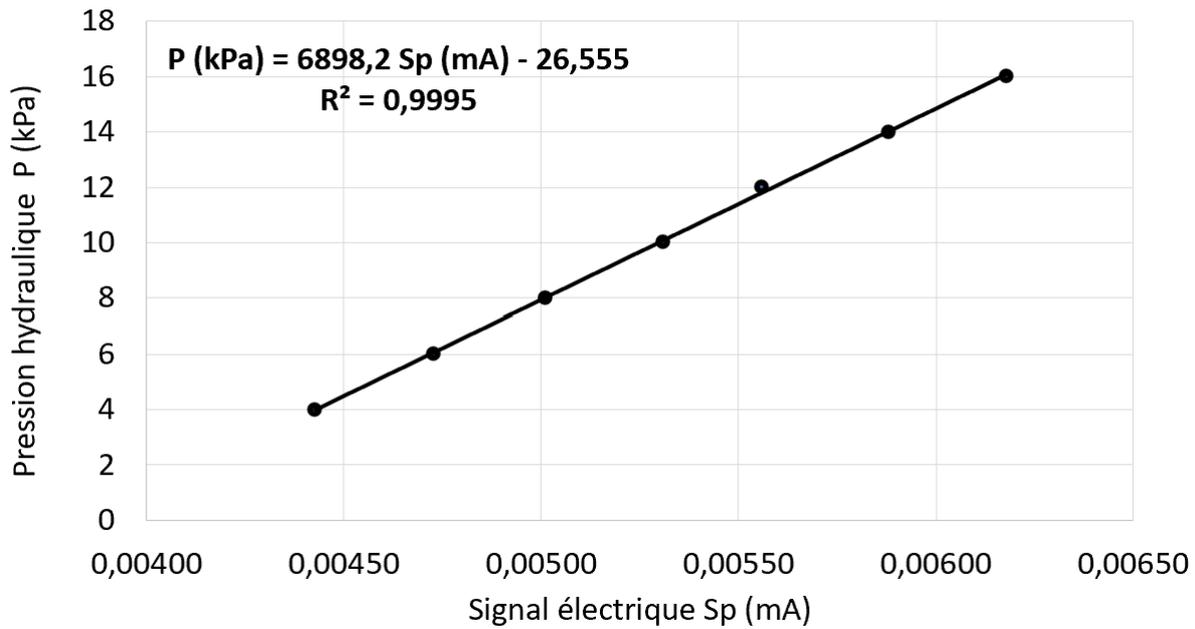


Figure 2.16 : Courbes d'étalonnage et de conversion du signal électrique (mA) en pression hydraulique (kPa) des capteurs de pressions

A partir du réservoir d'eau à niveau constant, un écoulement hydraulique descendant est appliqué sur l'éprouvette et les pressions sont mesurées à ses deux extrémités. La différence de ces deux pressions mesurées permet de calculer le gradient hydraulique global expérimental qui est ensuite comparé à celui imposé et contrôlé via la position du réservoir d'eau par rapport à l'éprouvette.

$P_{sup}$  et  $P_{inf}$  sont les pressions hydrauliques respectivement supérieure et inférieure entre les extrémités amont et aval de l'éprouvette testée (figure 2.17), sur une hauteur  $\Delta z$  de 200 mm, et  $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau égal à 9,81 kN/m<sup>3</sup>. Le gradient hydraulique global imposé et appliqué  $i_{g,imposé}$  représente la perte de charge  $\Delta h$ , par unité de distance d'écoulement. Il s'exprime par l'expression :

$$i_{g,imposé} = \frac{H}{\Delta z} \quad (2.12)$$

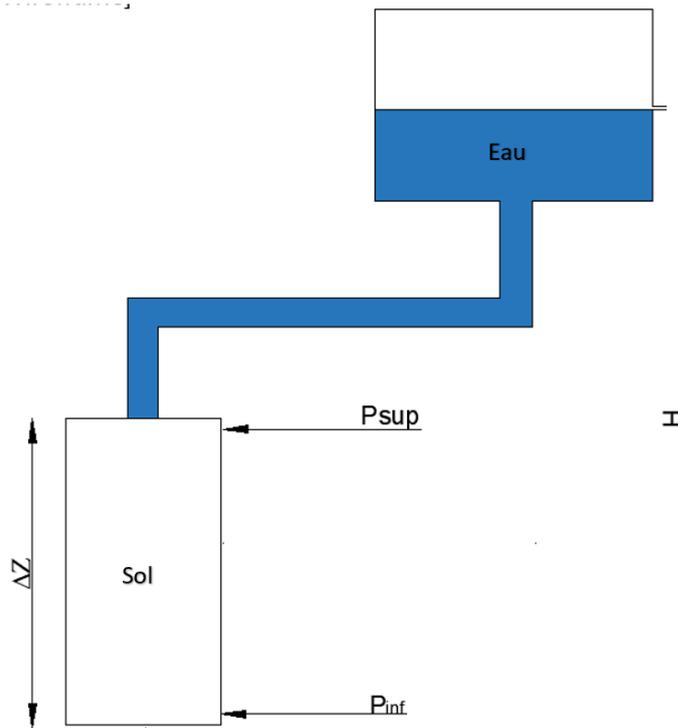


Figure 2.17 : Représentation schématique des pressions hydrauliques mesurées qui s'exercent sur l'éprouvette reconstituée sous un écoulement descendant.

Les pressions hydrauliques mesurées grâce aux capteurs de pressions permettent d'évaluer les charges hydrauliques avec les expressions suivantes :

$$h_{\text{sup}} = \frac{P_{\text{sup}}}{\gamma_w} + \Delta Z \quad (2.13)$$

$$h_{\text{inf}} = \frac{P_{\text{inf}}}{\gamma_w} \quad (2.14)$$

$$i_{\text{g,calculé}} = \frac{\Delta P}{\gamma_w \Delta Z} + 1 \quad (2.15)$$

où  $i_{\text{g,calculé}}$  est le gradient hydraulique global expérimental déduit des pressions hydrauliques mesurées.  $\Delta P$  est la différence de pression hydraulique entre les extrémités de l'éprouvette reconstituée de hauteur  $\Delta z$ .

En ce qui concerne la mesure du débit, on utilise un débitmètre de type Coriolis Emerson-Micro

de série R025. Il permet de mesurer un débit massique allant jusqu'à 2720 l/h avec une précision de  $\pm 0,5$  l/s. La procédure d'étalonnage du débitmètre consiste, en traduisant le signal électrique (mA) en débit (l/s), à faire passer de l'eau à travers la cellule du débitmètre à différentes vitesses d'écoulement. Le signal électrique (mA) est enregistré pour différents débits mesurés (temps écoulé mesuré pour remplir un volume d'eau déterminé). La courbe ci-après montre le résultat d'étalonnage obtenu (Figure 2.18).

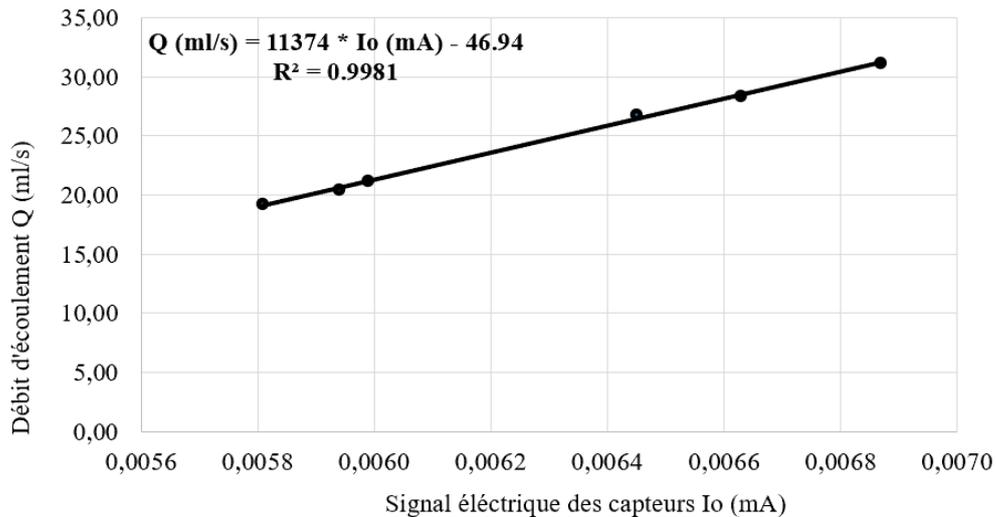


Figure 2.18 : Courbes d'étalonnage du débitmètre

Concernant la mesure de la déformation axiale, l'évolution de la hauteur des éprouvettes soumises au test de suffusion est enregistrée à l'aide d'un capteur laser transmetteur-récepteur placé dans la partie supérieure de l'éprouvette. Ce capteur est de marque Laser Line Sensors de type L-LAS-TB-28-CL, ayant une gamme de mesure de 28 mm d'épaisseur, et une précision de  $\pm 0.2 \mu\text{m}$  (Figure 2.19). Le suivi de la hauteur de l'éprouvette de sol est basé sur la mesure de la variation d'épaisseur d'une petite bande transparente aménagée juste au-dessus de la couche de billes posée sur la face supérieure de l'éprouvette.

Le faisceau laser est émis à travers des collimateurs et des ouvertures appropriées sous forme de lumière laser parallèle. Dans l'unité de réception optique, la ligne laser frappe un récepteur composé de nombreux éléments récepteurs individuels (pixels) très proches les uns des autres et disposés en ligne. La quantité de lumière de chacun de ces éléments récepteurs qui est collectée pendant le temps de mesure peut être lue séparément comme une tension analogique et stockée comme une valeur numérique après avoir effectué une conversion analogique-numérique.

## Chapitre 2 : Techniques et protocoles expérimentaux

Lorsqu'un objet de mesure non transparent se trouve dans la ligne laser, il occulte partiellement la lumière laser. Seuls les éléments récepteurs (pixels) de la ligne qui se trouvent en dehors de la zone d'ombre de l'objet de mesure sont éclairés. Les pixels situés dans la zone d'ombre émettent alors une tension analogique nettement inférieure à celle des pixels éclairés.

L'utilisation d'algorithmes appropriés, intégrés à l'appareil de mesure, permet la détermination des zones d'ombre à partir du champ de données enregistré. La distance entre les pixels du détecteur de lignes étant connue, il est possible de déterminer la taille et la position de l'objet à mesurer. L'éprouvette de sol est mise en place dans la cellule et maintenue par un dispositif laissant apparaître une petite bande transparente située au-dessus de la couche de billes. L'intensité de la lumière laser qui la traverse est fonction de son épaisseur qui varie en fonction du déplacement de la face supérieure de l'éprouvette de sol.



Figure 2.19 : Capteur laser de marque Laser Line Sensors de type L-LAS-TB-28-CL, Transmetteur – récepteur de laser (plage de mesure 28 mm, précision :  $\pm 2 \mu\text{m}$ )

L'étalonnage de l'appareil a été réalisé par le suivi du déplacement de la face supérieure d'un cylindre plein coulissant à l'intérieur d'une cellule semblable à la cellule d'essai et dans des conditions similaires à celles de l'essai. Le cylindre, sur lequel est posé un tube PVC à la base duquel une ouverture permet le passage du rayon laser traversant la cellule, est posé lui-même sur 4 ressorts identiques (Figure 2.20). Des charges verticales, appliquées par paliers sur le tube PVC, entraînent des déplacements successifs du cylindre qui sont mesurés simultanément par le capteur laser et par un comparateur de précision  $2 \mu\text{m}$ . Durant l'essai d'étalonnage, la cellule plexiglas contient de l'eau en écoulement continu comme lors d'un essai de suffusion. Une série de chargements-déchargements avec des charges unitaires (1 kg) a permis de mesurer les

déplacements correspondants.

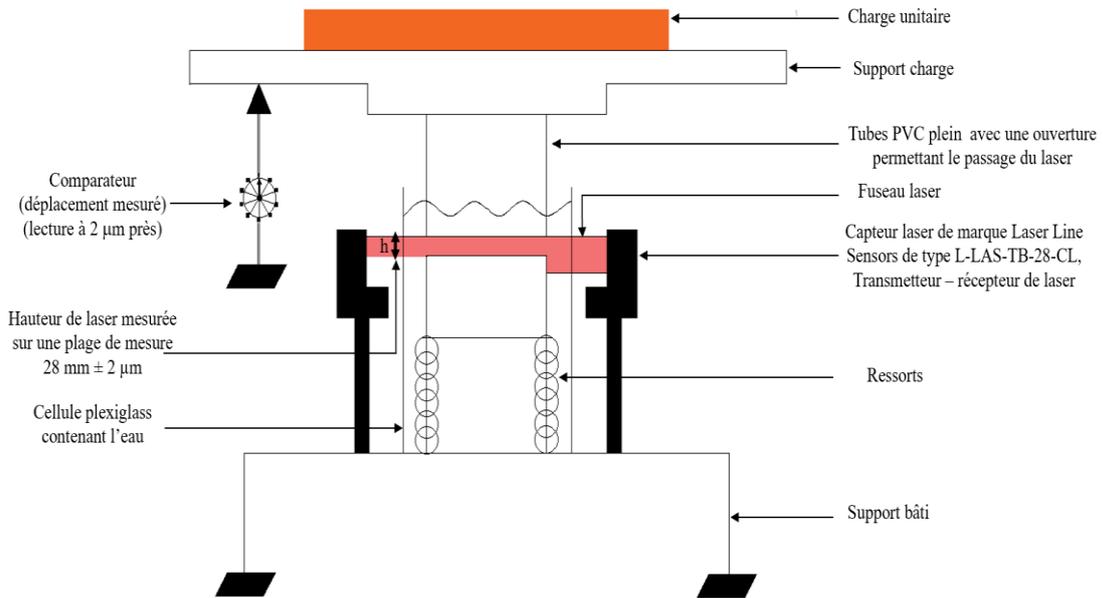


Figure 2.20 : Dispositif d'étalonnage du capteur laser de type L-LAS-TB-28-CL

L'évolution du déplacement axial mesuré avec le capteur laser est similaire à celui du comparateur (référence) (Figure 2.21). La moyenne d'écart pour une lecture réalisée des hauteurs permettant l'évaluation des déplacements axiaux à l'aide du capteur de laser durant les phases de répétabilité est  $\pm 0,04$  mm. Aussi, la différence des déplacements axiaux mesurés entre le comparateur et le capteur laser est de  $\pm 0,13$  mm.

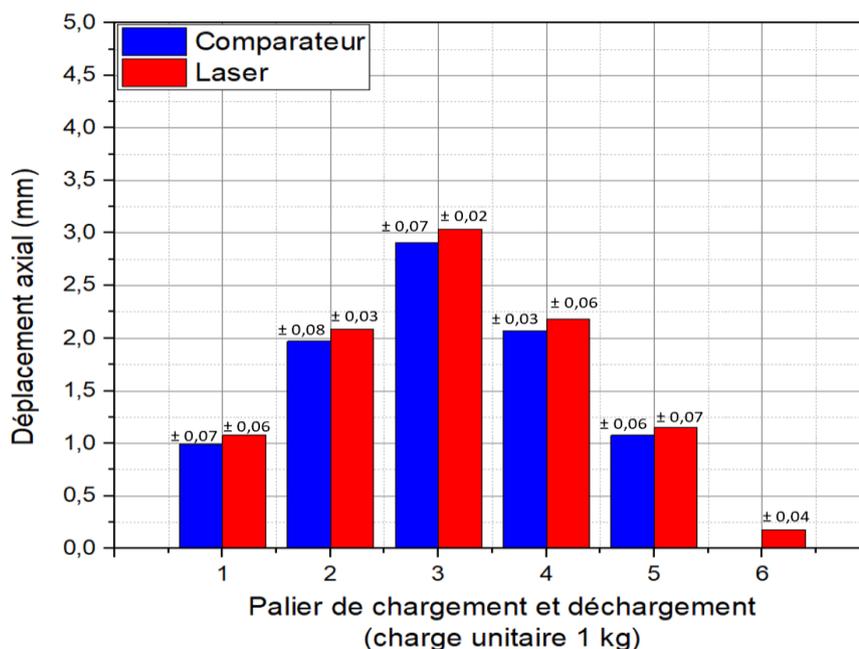


Figure 2.21 : Déplacement axial mesuré entre le comparateur et le capteur Laser

### **2.2.3. Acquisition des données**

A l'aide d'un ordinateur relié au dispositif expérimental, un programme développé sous LABVIEW permet l'acquisition et l'enregistrement des pressions hydrauliques le long de la cellule de suffusion, un débit massique d'écoulement et un déplacement du bord supérieur de l'éprouvette de sol. Le pas d'acquisition choisi pour les mesures est de trente secondes pour chaque paramètre.

### **2.3. Protocole expérimental**

La réalisation des essais nécessite la mise en place d'un protocole expérimental adapté en fonction des matériaux testés et de la configuration des échantillons. Le protocole expérimental adopté comporte les cinq phases suivantes :

- Fabrication des mélanges,
- Reconstitution de l'éprouvette à partir des mélanges,
- Saturation de l'éprouvette (écoulement du bas vers le haut) réalisée avec un faible gradient hydraulique (inférieur à 0,1 m/m),
- Essai de suffusion (application de gradients par paliers de 60 minutes : de 1 à 6 m/m et écoulement du haut vers le bas)
- Démontage de la colonne et analyses granulométriques après essai.

#### **2.3.1. Techniques de fabrication des mélanges et de reconstitution des éprouvettes**

Rappelons que les paramètres de contrôle de la méthode de reconstitution des éprouvettes granulaires sont :

- La fraction massique de fines ( $F_c$ ),
- L'indice de densité ( $I_D$ ).

Pour fabriquer les différentes éprouvettes de sable, nous avons utilisé la technique de préparation par damage humide qui est la technique la plus utilisée permettant d'éviter la ségrégation entre les petits et les gros grains de sable et ainsi obtenir des éprouvettes lâches ou denses avec une structure granulaire localement homogène comme l'ont montré Nguyen (2014), Fellag (2016) et Nguyen (2018). Cette technique de damage humide a également été utilisée dans les travaux de

Elandaloussi (2015), Chang et Zhang (2011) et Ke et Takahashi (2012).

La préparation des éprouvettes homogènes et hétérogènes est faite en deux étapes :

- Détermination des proportions des matériaux de base en fonction des configurations d'éprouvettes souhaitées (HN34 pour les particules fines et HN1/2,5 pour les particules grossières),
- Malaxage du mélange à une teneur en eau de 9 %. Cette teneur en eau permet d'avoir une meilleure cohésion durant le malaxage et a été également utilisée dans les travaux de Nguyen (2018) avec des matériaux de base équivalents.

Pour illustrer la reconstitution des éprouvettes, on prend pour exemple les deux cas suivants : éprouvettes homogène HM25M et hétérogène HT25MT1, ayant la même fraction de fines globale ( $F_c$ ) de 25 % dans toute la colonne de suffusion et un indice de densité  $I_D$  de 0,4. Pour l'éprouvette hétérogène (HT25MT1) la quantité globale de fines est répartie en proportion respectives de 25 % pour la couche supérieure et 75 % pour la couche inférieure, ce qui donne pour les fractions de fines locales ( $F_{cx}$ ) les valeurs indiquées dans le Tableau 2.11.

Tableau 2.11 : Eprouvettes homogènes HM25M et hétérogène HM25MT1 ayant les mêmes fractions de fines  $F_c$  de 25 % et indice de densité  $I_D$  de 0,4.

		Homogène	Hétérogène de type T1	
		HM25M	HT25MT1	
		Une seule couche	Couche supérieure (25%)	Couche inférieure (75%)
Fraction de fines locale $F_{cx}$ (%)		25	14	33
Masse des matériaux de base (g)	HN34 (Fines)	698,4	174,6	523,8
	HN1/2,5	2095,2	1047,6	1047,6
Masse totale (g)		2793,7	1222,2	1571,5
Hauteur de la couche (mm) avec un indice de densité $I_D = 0,4$		200	90	110

## Chapitre 2 : Techniques et protocoles expérimentaux

Le mélange des matériaux utilisés pour chaque couche (sables HN34 et HN1/2,5) est réalisé par malaxage pendant une durée de 120 secondes (figure 2.22).

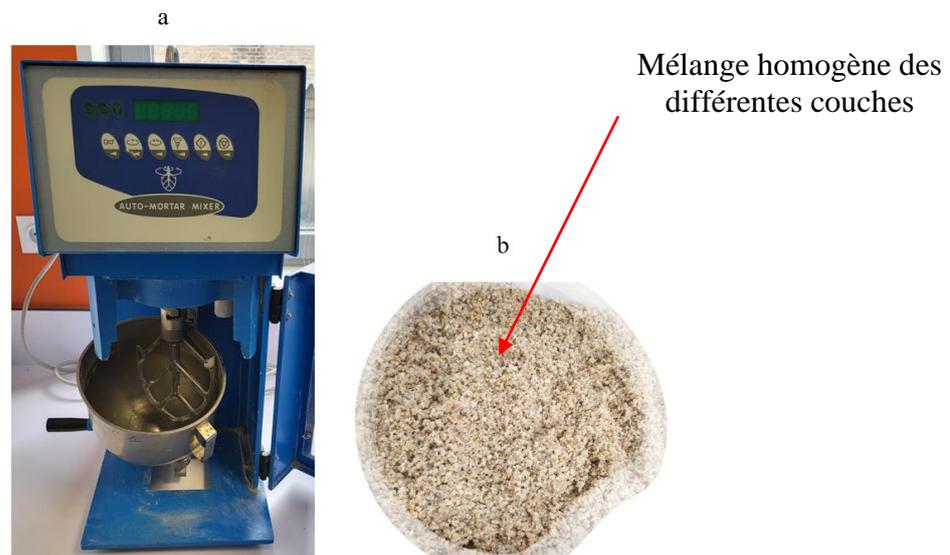


Figure 2.22 : a) Malaxeur et b) Préparation du mélange des matériaux de base de sable d'Hostun (HN34 et HN1/2,5).

Une fois le malaxage terminé, le sol est mis en place dans la colonne de suffusion par couches successives compactées à la densité visée (Figure 2.23).

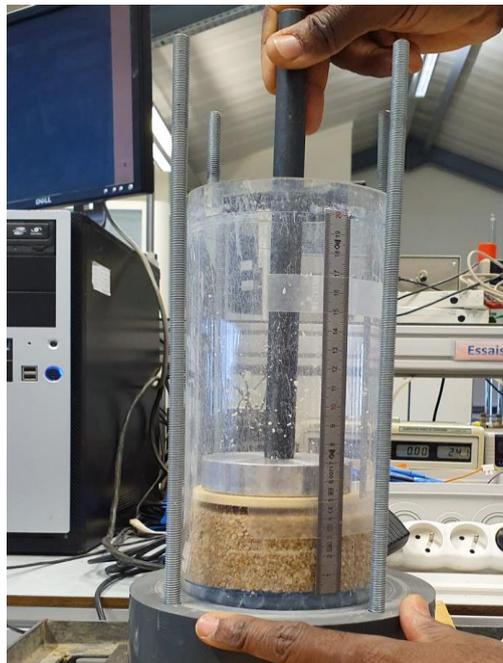


Figure 2.23 : Reconstitution d'éprouvette par compactage du mélange en sous-couches successives.

### 2.3.2. Saturation et chargement hydraulique par palier constant

À la suite des étapes précédentes, intervient la phase de saturation qui prend approximativement 60 minutes. S'appuyant sur le procédé établi dans les travaux de Nguyen (2018), dans un premier temps, on fait circuler du CO<sub>2</sub> sous une pression de 15 kPa durant 20 minutes, du bas vers le haut de l'éprouvette afin de purger l'air emprisonné. Puis on procède à la phase de saturation d'eau durant une heure toujours du bas vers le haut de l'éprouvette, en appliquant un gradient hydraulique très faible (inférieur à 0,1 m/m) pour éviter toute modification de la structure granulaire initiale par migration interne des particules fines. Ce procédé permet de garantir un degré de saturation élevé du fait d'une meilleure dissolution du CO<sub>2</sub> que l'air dans l'eau.

### 2.3.3. Essai d'érosion

Les éprouvettes sont soumises à un écoulement descendant établi grâce à l'application de 6 gradients hydrauliques successifs (1 m/m à 6 m/m), chacun maintenu constant pendant 60 minutes. La durée totale d'un essai de suffusion étant ainsi d'environ 6 heures (Figure 2.24).

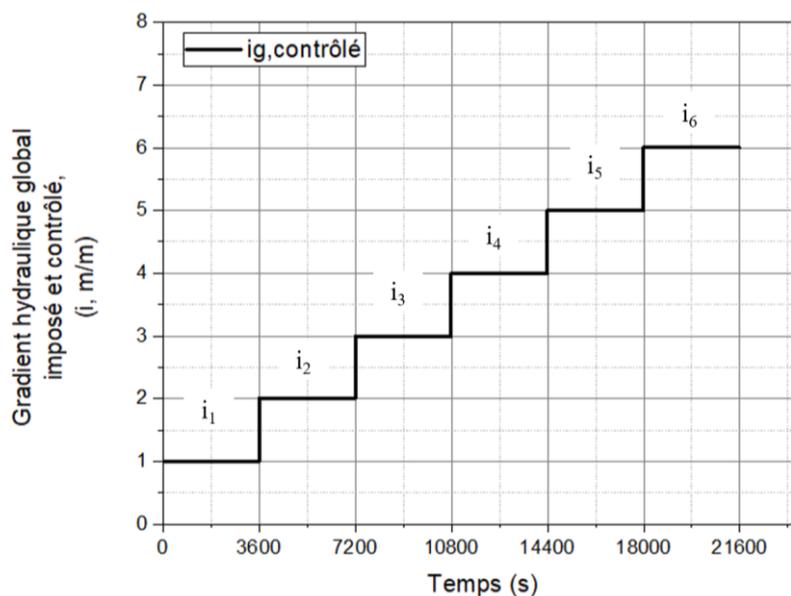
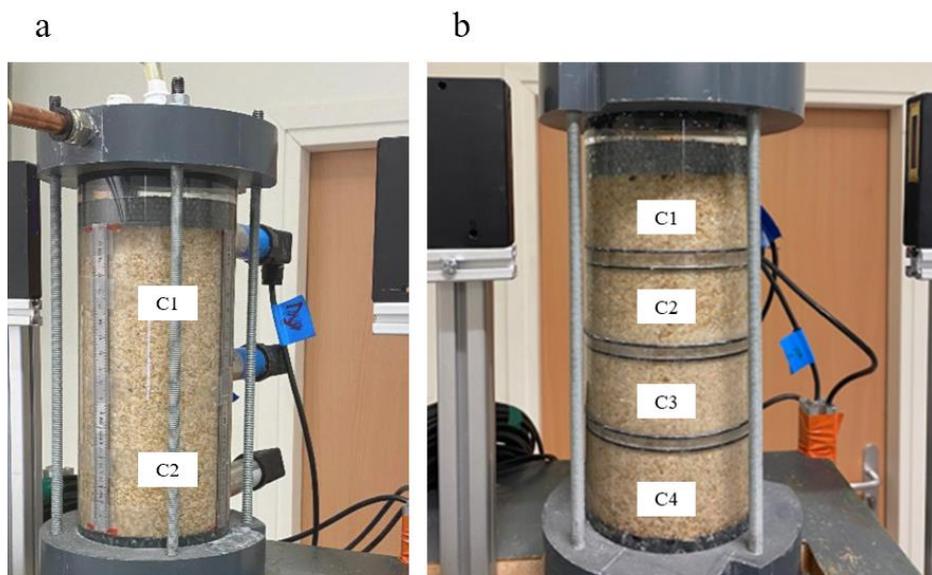


Figure 2.24 : Schématisation des sollicitations hydrauliques appliquées (gradient hydraulique global imposé et contrôlé,  $i$  (m/m))

Les particules fines du sable d'Hostun HN34 érodées sont récupérées dans un collecteur du dispositif expérimental à la fin de chaque palier, puis elles sont séchées et pesées. A la fin de chaque essai de suffusion, on récupère les données enregistrées par le système (pression hydraulique à différents niveaux, hauteur de l'éprouvette et débit d'écoulement).

### 2.3.4. Démontage et analyses granulométriques post-essai

A la fin de l'essai de suffusion, les sols des différentes couches sont récupérés pour faire l'objet d'analyses granulométriques. Cette opération de récupération des matériaux est délicate, car préalablement il faut tenir compte de la hauteur initiale des différentes couches (limites entre les couches lors de la reconstitution). Au niveau de la jonction entre deux des cellules constituant la colonne d'essai, C1/ C2, C2/C3 ou C3/C4 (Figure 2.25), ces derniers sont légèrement écartés pour permettre d'introduire très lentement une fine plaque d'acier (de l'ordre de 1 à 2 mm) et isoler ainsi les couches une à une. Chaque couche récupérée est alors soumise à une analyse granulométrique.



(a) Cas homogène, T1 et T2

(b) Cas T3

Figure 2.25 : Section des différentes couches prélevées a) cas homogène, T1 et T2 ; b) cas T3 pour l'analyse granulométrique post-essai

## 2.4. Essai typique, répétabilité et validation du protocole expérimental

Pour rappel, l'objectif de cette étude expérimentale est l'influence de l'hétérogénéité granulaire sur l'érosion interne par suffusion. L'objectif des premiers essais de suffusion sous écoulement vertical descendant est la validation du dispositif expérimental et du protocole qui viennent d'être décrits.

### 2.4.1. Essai typique

Afin de vérifier la qualité des mesures réalisées pour la masse des fines érodées avec notre dispositif, nous avons utilisé un sol homogène avec une teneur en fine de 25 % (HM25M). De récentes études ont été réalisées avec le même type de sol et dans des conditions similaires (échantillons homogènes de sable d'Hostun de même granulométrie, avec 25% de fines). Ces études sont celles de Aboul Hosn, 2017, Nguyen, 2018, et Wautier, 2018.

Les caractéristiques de l'éprouvette homogène HM25M ainsi que sa sensibilité à l'érosion interne par suffusion sont présentées dans les Tableaux 2.4 et 2.8. Cette éprouvette présente une stabilité interne comme indiqué dans le tableau 2.4. L'éprouvette HM25M est constituée d'un sol de granulométrie étalée (coefficient d'uniformité  $C_u = 9,74$ ) ayant un indice des vides inter-granulaire  $e_g$  de 0,99. Sa teneur en fines (25%) est inférieure à la teneur en fines critique  $F_{cth}$  (35%).

Ainsi, nous avons répété l'essai de suffusion sur l'éprouvette granulaire HM25M dans les mêmes conditions. Les résultats obtenus pour les deux éprouvettes HM25M et HM25M-rep sont résumés dans le Tableau 2.12.

Tableau 2.12 : Résultats des tests expérimentaux sur les éprouvettes homogènes HM25M et HM25M-rep

Paramètres de contrôle			Synthèse des résultats			
Gradient hydraulique appliqué $i$ (m/m)	Fraction de fines $F_c$ (%)	Indice de densité $I_D$	Eprouvette reconstituée homogène	Masse érodée cumulée (g)	Perte de fines par rapport à $M_{ft}$ (%)	Déformation axiale (%)
6	25	0,4	HM25M	23,7	3,39	0,67
			HM25M-rep	22,4	3,21	0,60
Différence relative				<b>0,65</b>	<b>0,09</b>	<b>0,04</b>

$M_{ft}$  : Masse de particules fines érodables totale dans l'éprouvette testée.

La Figure 2.26 présente l'évolution de la pression hydraulique mesurée par les capteurs P1, P2 et P3 au cours des essais. Lors de l'application de chaque nouveau palier de gradient hydraulique, la pression P1 de l'éprouvette subit un accroissement presque instantané pour ensuite tendre vers la stabilité pendant toute la durée du palier (1 heure), à l'exception du premier palier. En effet, pour le premier palier, la pression hydraulique P1 augmente continuellement et atteint la valeur de 3,24 kPa. Cette augmentation est probablement due à une phase de réarrangement des particules de l'échantillon avec une très faible masse érodée (4 g). Ce phénomène d'évolution de la pression au niveau du capteur P1 est également observé par (Aboul Hosn, (2017), Fellag, (2016), Horikoshi et Takahashi, (2015), Ke et Takahashi, (2014b) et Nguyen, (2018). Puis à chaque nouveau palier de changement, la pression P1 passe à une nouvelle valeur constante avec un accroissement d'environ 2 kPa, jusqu'à atteindre une valeur de 12 kPa au dernier palier (6 m/m).

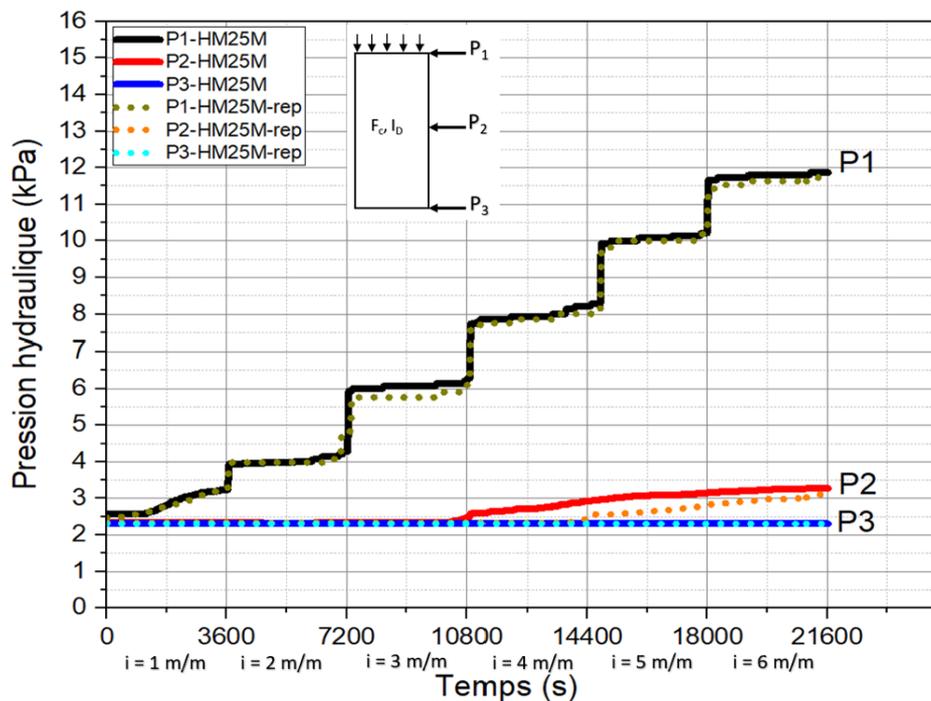


Figure 2.26 : Evolutions des pressions hydrauliques en fonction des gradients hydrauliques appliqués aux éprouvettes granulaires homogènes HM25M et HM25M-rep avec la fraction de fines  $F_c = 25\%$  et pour un indice de densité  $I_D = 0,4$ .

La pression P3 a une valeur constante de 2,30 kPa du début jusqu'à la fin de l'essai. Le capteur P2 situé au milieu de l'éprouvette indique une pression identique à celle de P3 jusqu'à la fin du 3ème palier pour l'éprouvette HM25M et jusqu'à la fin du 4ème palier pour l'éprouvette HM25M-rep. Ensuite, cette pression P2 augmente pour les paliers de chargement hydraulique suivants jusqu'à atteindre une valeur proche de 3 kPa à la fin de l'essai. Cette évolution de la pression P2 est liée à

la migration et au transport des fines et aux diverses formes de restructuration interne de l'échantillon de sol comme l'ont montré Ke et Takahashi (2012) et Nguyen (2018). Cette migration de fines particules peut provoquer localement un colmatage du réseau poral, qui induit une réduction de la taille des constriction formées par le squelette granulaire.

A partir des pressions mesurées, nous déterminons les gradients hydrauliques générés, calculés comme indiqué en page 102 ( $i_{g, \text{calculé}}$ ) pour l'éprouvette homogène de référence HM25M :

- Pour le 1<sup>er</sup> palier de gradient hydraulique ( $i_{g, \text{imposé}} = 1$ ) : on a  $1,13 < i_{g, \text{calculé}} < 1,46$  ;
- Pour le 2<sup>ème</sup> palier de gradient hydraulique ( $i_{g, \text{imposé}} = 2$ ) : on a  $1,81 < i_{g, \text{calculé}} < 1,99$  ;
- Pour le 3<sup>ème</sup> palier de gradient hydraulique ( $i_{g, \text{imposé}} = 3$ ) : on a  $2,81 < i_{g, \text{calculé}} < 2,99$  ;
- Pour le 4<sup>ème</sup> palier de gradient hydraulique ( $i_{g, \text{imposé}} = 4$ ) : on a  $3,79 < i_{g, \text{calculé}} < 3,99$  ;
- Pour le 5<sup>ème</sup> palier de gradient hydraulique ( $i_{g, \text{imposé}} = 5$ ) : on a  $4,81 < i_{g, \text{calculé}} < 4,95$  ;
- Pour le 6<sup>ème</sup> palier de gradient hydraulique ( $i_{g, \text{imposé}} = 6$ ) : on a  $5,68 < i_{g, \text{calculé}} < 5,78$ .

A partir des pressions hydrauliques mesurées par les capteurs placés aux extrémités de l'éprouvette HM25M, nous avons calculé le gradient hydraulique global ( $i_{g, \text{calculé}}$ ) pour chaque palier de chargement. Les valeurs obtenues sont comparables à celles du gradient global imposé ( $i_{g, \text{imposé}}$ ) déterminé par la position du réservoir (Figure 2.27). L'écart type moyen entre la valeur moyenne des gradients calculés ( $i_{g, \text{calculé}}$ ) et du gradient hydraulique imposé ( $i_{g, \text{imposé}}$ ) est de 0,08.

Ces résultats peuvent s'expliquer comme suit : au 1<sup>er</sup> palier de gradient hydraulique imposé ( $i = 1$  m/m), les pressions mesurées au capteur P1 sont importantes et sont dues à un effet combiné de réaménagement et de resserrage des particules, où la perte de fines est quasiment nulle. Après le 1<sup>er</sup> palier de gradient global imposé, les variations de pression mesurées au capteur P1 restent faibles dans chaque palier, dues au détachement et à la migration des particules fines dans l'ensemble du milieu granulaire.

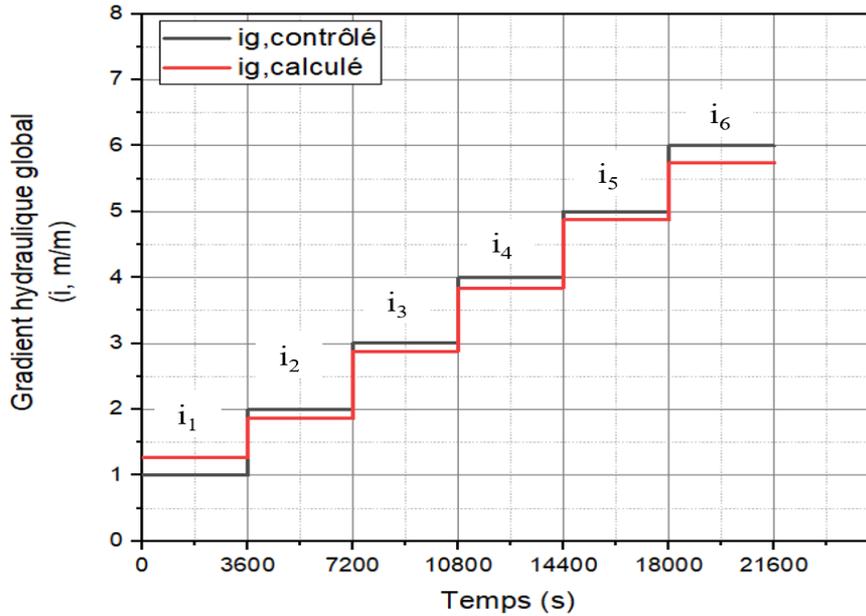


Figure 2.27 : Gradients hydrauliques appliqué ( $i_g$ , contrôlé) et calculé ( $i_g$ , calculé) en fonction du temps

En parallèle à l'évolution des pressions mesurées P1, P2 et P3, on observe également l'évolution du débit d'écoulement de l'eau à l'aide du débitmètre installé en aval de la cellule (Figures 2.28 et 2.29). Pour tous les essais réalisés, nous constatons que le débit et la vitesse d'écoulement ont une évolution similaire, et diminuent brusquement puis progressivement avant d'augmenter à chaque changement de palier de chargement hydraulique ( $V = QS$ , V est la vitesse d'écoulement, S est la section constante de l'éprouvette et Q est le débit d'écoulement).

Les deux paramètres hydrauliques, la vitesse d'écoulement et la conductivité hydraulique, sont obtenus respectivement l'un à l'aide du débit d'écoulement mesuré pour une section constante de l'éprouvette (cellule expérimentale rigide) et l'autre à l'aide de la Loi de Darcy. La conductivité hydraulique est alors déterminée à l'aide du gradient hydraulique déduit des pressions mesurées le long de l'éprouvette. Ainsi pour l'éprouvette homogène de référence HM25M, sur les courbes d'évolution de la vitesse d'écoulement moyenne et de la conductivité hydraulique globale moyenne en fonction du gradient hydraulique appliqué (Figure 2.28), on constate une importante diminution de la vitesse d'écoulement au premier palier de 0,20 cm/s à 0,13 cm/s qui est très probablement due à un réarrangement des grains, réduisant le réseau poral de la matrice granulaire. Cette diminution de la vitesse d'écoulement s'accompagne d'une diminution de la conductivité hydraulique globale qui passe de  $2,50 \cdot 10^{-3}$  m/s à  $0,74 \cdot 10^{-3}$  m/s (Figure 2.28). Par contre, entre le 2<sup>ème</sup> et le 3<sup>ème</sup> palier de chargement, la vitesse se stabilise tandis que la conductivité hydraulique continue à diminuer traduisant probablement la présence d'un colmatage au sein de la structure

granulaire. Après le 3<sup>ème</sup> palier, on observe simultanément une augmentation de la vitesse d'écoulement moyenne et une poursuite de la diminution de la conductivité hydraulique globale moyenne jusqu'à une valeur très faible de  $0,3 \cdot 10^{-3}$  m/s (Figure 2.28). Cette évolution peut être liée à un départ des particules fines ou à l'existence de chemins préférentiels dans la colonne de suffusion à partir du 4<sup>ème</sup> palier de gradient hydraulique imposé ( $i = 4$  m/m), l'écoulement étant plus hétérogène dans l'éprouvette testée. Aussi, la vitesse d'écoulement déduite du débit mesuré à l'aval de l'éprouvette avec une section constante est probablement impactée par des écoulements hétérogènes dans la matrice granulaire ou par des canaux d'écoulement d'eau formés durant les essais. La décroissance de l'indice de vides durant les différents paliers indique une réduction de l'espace poral et par conséquent génère des conductivités hydrauliques globales plus faibles.

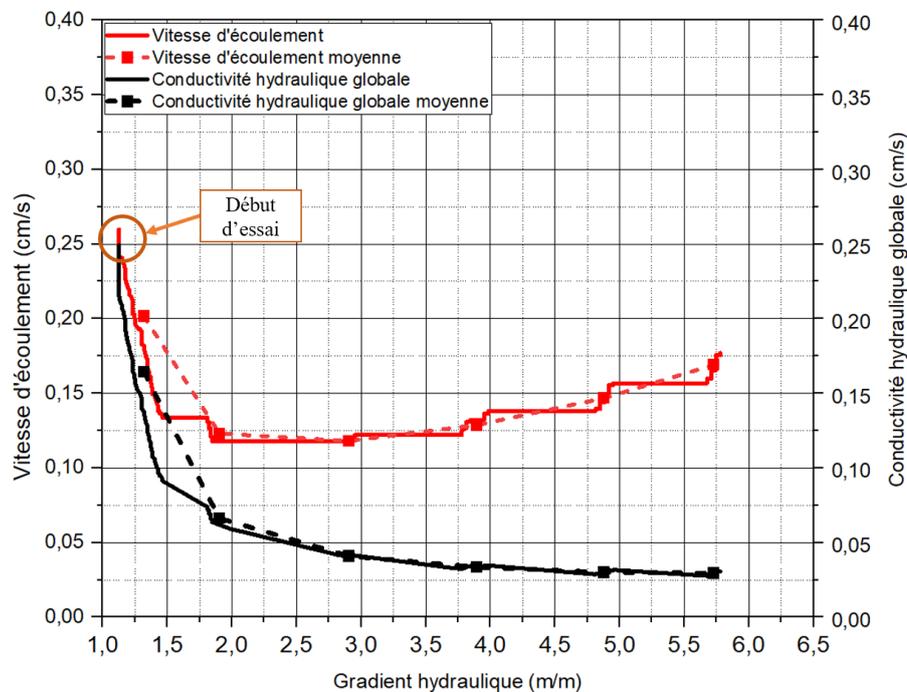


Figure 2.28 : Evolutions de la vitesse d'écoulement et de la conductivité hydraulique en fonction du gradient hydraulique appliqué sur l'éprouvette homogène HM25M

Les courbes de la vitesse d'écoulement (Figure 2.29) indiquent, pour chacun des trois échantillons, une diminution, stabilisation puis augmentation de la vitesse, avec un décalage entre les trois courbes qui rend compte de l'influence de la teneur en fines, la vitesse d'écoulement devenant globalement plus faible lorsque la teneur en fines augmente. La Figure 2.29 montre également que lorsque l'indice de densité passe de 0,1 à 0,4, les courbes des échantillons HM15 et HM25 sont situées légèrement plus bas, traduisant, globalement, une diminution de la vitesse d'écoulement. Ces résultats restent conformes aux résultats de Ke et Takahashi (2012). Cette

diminution est plus prononcée au 1<sup>er</sup> palier de chargement, du fait vraisemblablement du resserrage/réaménagement des grains au sein de la structure granulaire, et entraîne une réduction du réseau poral. Dans la suite de l'étude du comportement des éprouvettes, nous analyserons l'évolution de la vitesse d'écoulement moyenne (moyenne des valeurs de la vitesse d'écoulement enregistrées sur la durée totale d'un palier, soit 60 minutes).

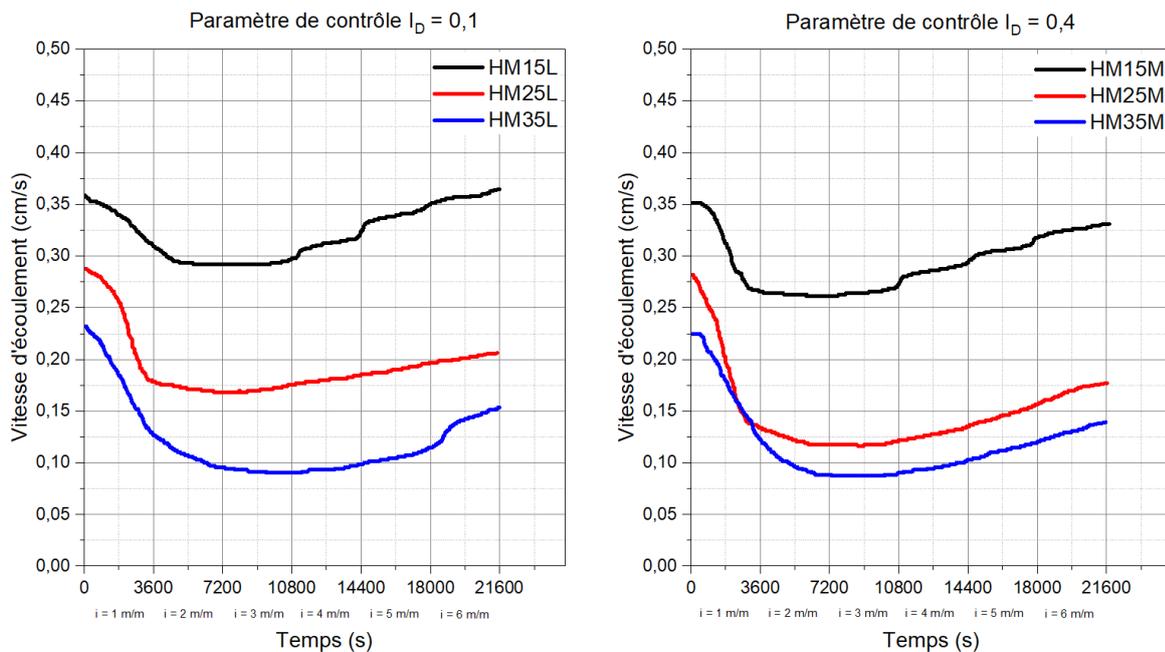


Figure 2.29 : Evolutions des vitesses d'écoulement induites en fonction des gradients hydrauliques appliqués aux éprouvettes homogènes pour différents indices de densité  $I_D = 0,1$  et  $0,4$ .

#### 2.4.2. Paramètres significatifs (Puissance d'érosion, taux d'érosion et déformation axiale)

On peut interpréter les résultats des essais de suffusion en utilisant d'autres critères que ceux basés sur la granulométrie (Cf. 1.2.1), comme celui de Marot et al. (2012) fondés sur une méthode « énergétique ».

Dans notre étude, on a évalué la puissance d'érosion, notée  $P_{er}$ , pour caractériser la sollicitation hydraulique appliquée qui est influencée simultanément par deux paramètres hydrauliques, à savoir le gradient hydraulique et le débit d'écoulement qui agissent sur l'initiation et l'évolution de l'érosion par suffusion. Cette puissance d'érosion est définie comme le produit de la différence de pression entre les extrémités de l'éprouvette testée par le débit d'écoulement mesuré. Elle prend en compte la hauteur des couches de l'éprouvette afin d'éviter l'effet d'échelle lié aux dimensions

des dispositifs d'essais.

L'expression simplifiée de cette puissance d'érosion  $P_{er}$  est :

$$P_{er} = Q (\Delta P + \rho_w g \Delta z) \quad (2.16)$$

où  $P_{er}$  représente la puissance d'érosion,  $\Delta P = P_a - P_b$  est la perte de charge entre la section amont (a) et la section aval (b),  $\Delta z = Z_1 - Z_2$ , avec  $Z_1$  et  $Z_2$  les coordonnées verticales des sections a et b,  $\rho_w$  est la masse volumique de l'eau et  $g$  la pesanteur. Cette puissance d'érosion caractérisant la cinétique de la migration des particules, diminue avec l'augmentation du pourcentage de particules fines initiales.

En ce qui concerne le taux d'érosion surfacique, noté  $T_{er}$ , également utilisé dans cette étude pour quantifier l'intensité de l'érosion, il correspond au débit massique des particules de sol érodées par unité de temps et par unité de section transversale de l'éprouvette ( $g/cm^2/s$ ). Il est donné par l'expression suivante :

$$T_{er} = \frac{\Delta m_{er}}{S \Delta t} \quad (2.17)$$

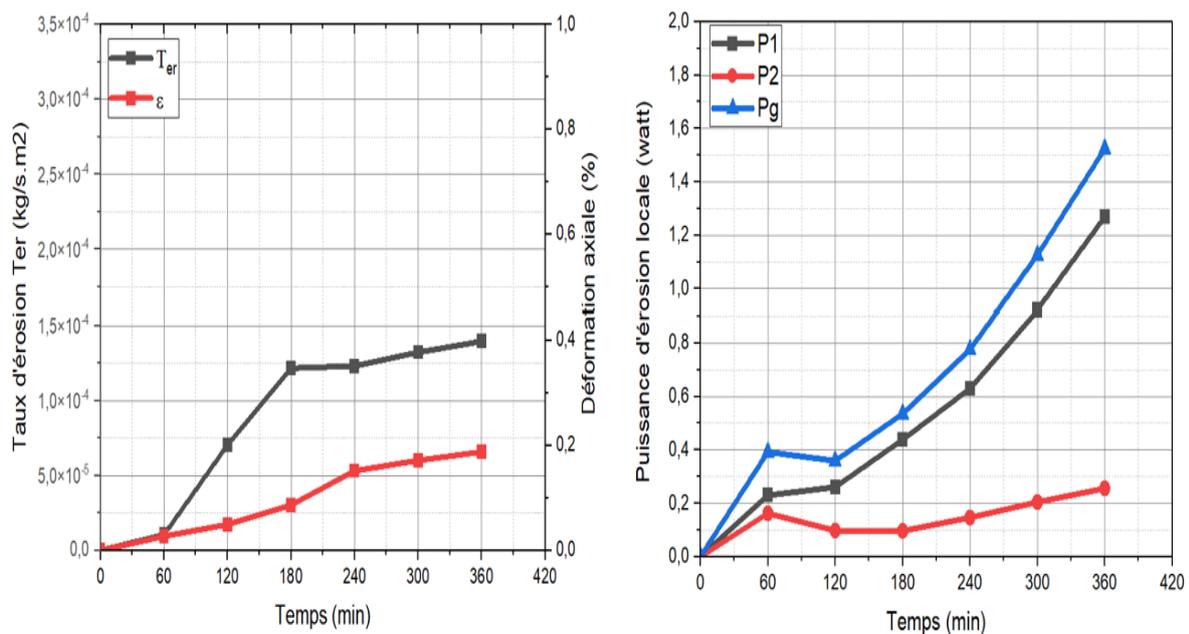
où  $\Delta m_{er}$  est la masse sèche de particules fines érodées collectée pendant une durée  $\Delta t$ , et  $S$  est la section de l'échantillon soumis à l'essai de suffusion.

La Figure (2.30a) permet de distinguer trois étapes d'évolution :

- Entre 0 et 60 minutes : une légère augmentation du taux d'érosion annonçant le départ des particules fines en début d'essai accompagnée d'une faible déformation axiale. Cette faible déformation pourrait s'expliquer par la restructuration et le réarrangement des particules sans départ de masse érodée significative en fin de palier (moins de 1 g) ;
- Entre 60 et 180 minutes : la déformation axiale augmente avec le taux d'érosion. Ce taux d'érosion plus important s'explique par la perte continue de particules fines avec l'augmentation de la charge hydraulique imposée ;
- Entre 180 et 360 minutes : en fin d'essai on constate une relative stabilisation du taux d'érosion et de la déformation axiale. Cette stabilisation peut être liée à un colmatage partiel qui persiste malgré l'augmentation du gradient hydraulique.

De façon générale, pour l'éprouvette granulaire homogène HM25M, on observe aussi que la déformation axiale évolue de façon proportionnelle avec le taux d'érosion global.

La Figure 2.30b présente l'évolution de la puissance d'érosion de l'éprouvette en fonction du temps. Ainsi, en fin d'essai (360 minutes), les valeurs de la puissance d'érosion pour la partie supérieure et inférieure de l'éprouvette homogène (HM25M) sont respectivement de 1,25 watt et 0,25 watt dont la somme correspond bien à la valeur de la puissance d'érosion globale calculée (1,5 watt). La puissance d'érosion plus importante dans la couche supérieure montre une migration et un détachement plus importants des particules fines vers les zones sous-jacentes. Les particules fines qui se déplacent de la partie supérieure vers la partie inférieure de l'éprouvette provoquent des colmatages qui réduisent leur migration dans la partie inférieure avec comme conséquence une valeur de la puissance d'érosion plus faible.



a) Taux d'érosion et déformation axiale

(b) Puissance d'érosion

Figure 2.30 : Evolutions de paramètres en fonction du temps pour l'échantillon HM25M. (a) : Taux d'érosion et déformation axiale, (b) : Puissance d'érosion ( $P_1$ ,  $P_2$  et  $P_g$  sont respectivement la puissance d'érosion dans la moitié supérieure, la moitié inférieure et la globalité de l'échantillon -  $P_g = P_1 + P_2$ )

Notons que le taux d'érosion aurait pu être exprimé en considérant le volume de l'échantillon plutôt que sa section. Une étude dans ce sens avait été réalisée par Sibille et al. (2015).

### 2.4.3. Evolution de paramètres hydrauliques et physiques en cours d'essai

Les conductivités hydrauliques locale et globale sont des paramètres qui peuvent également nous renseigner sur les processus de migration des particules dans les différentes parties de l'éprouvette (parties supérieure et inférieure) ou dans l'ensemble de la matrice granulaire.

La Figure 2.31 présente la conductivité hydraulique globale. Elle décroît dans l'intervalle  $2,5 \cdot 10^{-3}$  m/s à  $3 \cdot 10^{-4}$  m/s. Les valeurs de la conductivité hydraulique locale dans les parties supérieure ( $k_1$ ) et inférieure ( $k_2$ ) sont respectivement de  $2,28 \cdot 10^{-3}$  m/s avant de décroître à  $1,85 \cdot 10^{-4}$  m/s et de  $2,75 \cdot 10^{-3}$  m/s pour diminuer à  $9 \cdot 10^{-4}$  m/s. Cette diminution de la conductivité hydraulique peut s'expliquer par un piégeage d'une partie des fines dans les parties sous-jacentes et donc à la réduction progressive de l'espace poral. Cette évolution a été également observée par Rochim et al. (2017) et (Zhou et al. (2018). Koaser et al. (2006) ont établi une relation entre le taux d'érosion et la conductivité hydraulique dans l'étude de l'influence de l'érosion interne sur la variation de la perméabilité de mélanges homogènes constitués de sable et de bentonite.

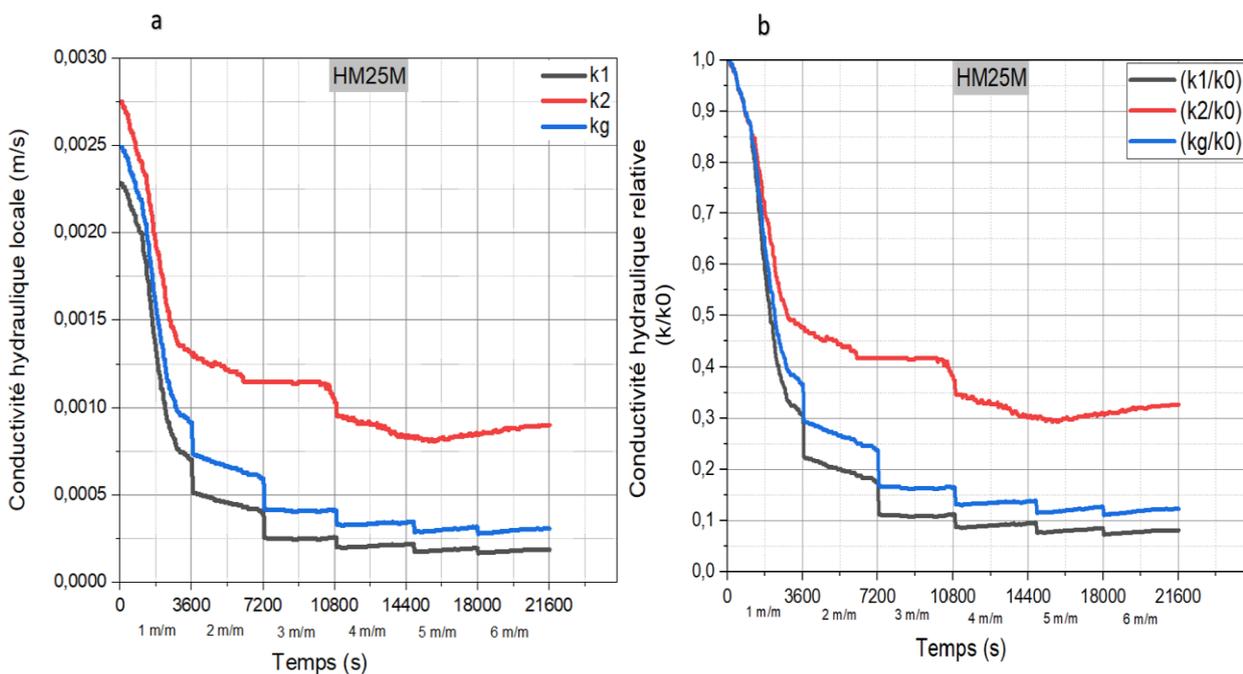


Figure 2.31 : Evolutions temporelles des (a) conductivités hydrauliques locale et globale et (b) des conductivités relatives ( $k/k_0$ ) par couches de l'éprouvette homogène HM25M

Le rapport de la conductivité hydraulique mesurée pendant l'essai en fonction du temps ( $k_g$ ,  $k_1$  ou  $k_2$ ) sur la conductivité hydraulique initiale ( $k_0$ ) des éprouvettes obtenues en début d'essai est la conductivité hydraulique relative ( $k_1/k_0$ ,  $k_2/k_0$  ou  $k_g/k_0$ ). Ainsi, l'évolution de cette conductivité

## Chapitre 2 : Techniques et protocoles expérimentaux

hydraulique relative constitue un indicateur permettant de mieux comprendre le processus de suffusion. On observe une diminution similaire de la conductivité hydraulique relative, qui signifie qu'une partie des fines détachées sont bloquées à travers les constriction formées par des particules.

Les deux paramètres (indice des vides global et local) permettant également d'apprécier l'évolution des vides au sein de la structure granulaire sont obtenus l'un par la formule classique de l'indice des vides global et l'autre par l'équation semi-empirique de la perméabilité intrinsèque  $k$  de Chapuis (2004) (obtenue à partir de la relation de Kozeny-Carman) (2.18), et de la formule reliant la conductivité hydraulique  $K$  et la perméabilité intrinsèque  $k$  (2.19).

$$k = 1,25 (10^{-4}) \alpha^{0,7825} \quad \text{avec} \quad \alpha = (d_{10})^2 \frac{n^3}{(1-n)^2} \quad (2.18)$$

$$K = k \frac{\rho g}{\eta e} \quad (2.19)$$

où  $n$  = la porosité du sol granulaire

$d_{10}$  = le diamètre des particules correspondant à 10 % de passant (m)

$K$  = conductivité hydraulique (m/s)

$k$  = perméabilité intrinsèque du sol ( $m^2$ )

$g$  = accélération gravitationnelle ( $9,81 \text{ m/s}^2$ )

$\rho$  = masse volumique de l'eau ( $999,973 \text{ kg/m}^3$ )

$\eta$  = viscosité dynamique de l'eau (pour l'eau à  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  entre  $0,1 \text{ MPa}$  à  $10 \text{ MPa}$ , on estime que  $\mu = 10^{-3} \text{ Pa s}$ )

A partir de l'équation (2.18), on obtient l'équation (2.20), permettant la détermination de la porosité  $n$  du sol granulaire :

$$n^3 - \beta n^2 + 2\beta n - \beta = 0 \quad (2.20)$$

où  $\beta$  est une variable, fonction des paramètres  $d_{10}$  et  $\alpha$  :

$$\beta = \frac{\alpha}{(d_{10})^2} \quad (2.21)$$

$$\alpha = \left( \frac{k}{1,25(10^{-4})} \right)^{\frac{1}{0,7825}} \quad (2.22)$$

A partir de l'équation (2.19), on détermine l'expression de  $k$  :

$$k = K \frac{\eta e}{\rho g} \quad (2.23)$$

$\alpha$  devient

$$\alpha = \left( \frac{K \frac{\eta e}{\rho g}}{1,25(10^{-4})} \right)^{\frac{1}{0,7825}} \quad (2.24)$$

et finalement, on obtient  $\beta$  :

$$\beta = \frac{\left( \frac{K \frac{\eta e}{\rho g}}{1,25(10^{-4})} \right)^{\frac{1}{0,7825}}}{(d_{10})^2} \quad (2.25)$$

A partir de la porosité, de laquelle on détermine ensuite l'indice des vides local :

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (2.26)$$

Comme exemple, on présente dans le Tableau 2.13 le calcul de l'indice des vides ( $e$ ) de la partie supérieure de l'éprouvette HM15L. On peut alors tracer les courbes d'évolution de l'indice des vides pour les différents paliers de chargement de l'essai HM15L (figure 2.32).

Tableau 2.13 : Résultats du calcul des indices des vides locaux en fonction des conductivités hydrauliques moyennes à partir de la méthode Chapuis (2004)

Eprouvette homogène	Gradient hydraulique imposé $i$ (m/m)	Conductivité hydraulique locale à $t = 30$ s	Conductivité hydraulique locale moyenne sur un palier donné $k$ (m/s)	Porosité calculée ( $n$ )	Indice des vides calculé $e$
HM15L	0	3,58E-03			
	1		3,34E-03	0,348	0,534
	2		2,04E-03	0,297	0,423
	3		1,65E-03	0,277	0,382
	4		1,25E-03	0,251	0,336
	5		1,03E-03	0,235	0,307
	6		8,53E-04	0,220	0,281

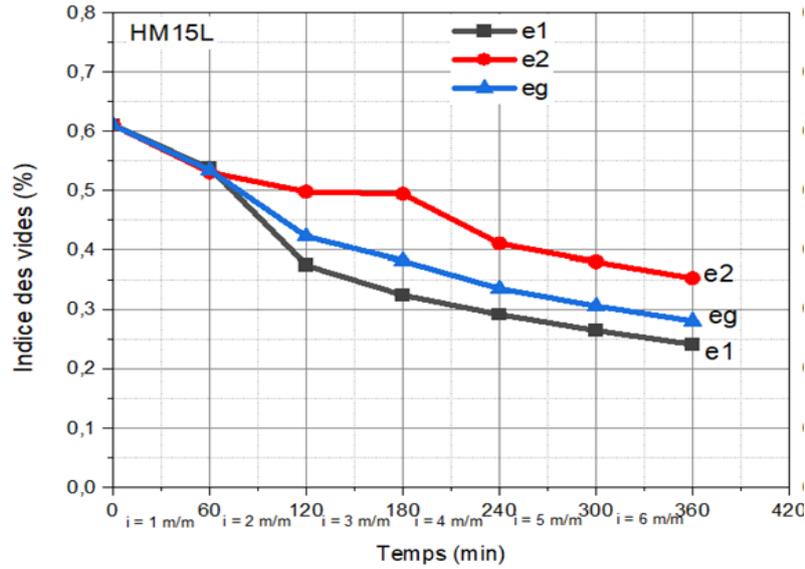


Figure 2.32 : Evolutions des indices des vides en fonction du gradient hydraulique imposé sur l'éprouvette homogène HM15.

La Figure 2.32 montre une baisse générale de l'indice des vides avec l'augmentation du gradient hydraulique appliqué, mais une baisse plus importante pour la couche supérieure (e passant de 0,55 à 0,25) que pour la couche inférieure (variation de 0,55 à 0,35). On peut expliquer ce phénomène par le départ d'une plus grande quantité de fines dans la couche inférieure, plus proche de l'exutoire, que dans la couche supérieure (Hama (2016)).

#### 2.4.4. Erodabilité et validation du protocole

La Figure 2.34 montre l'évolution de la masse érodée en fonction du gradient hydraulique appliqué sur les deux éprouvettes homogènes HM25M et HM25M-rep. On constate que les valeurs des masses des fines érodées sont très proches pour les deux essais : 23,7 g pour l'éprouvette HM25M et 22,4 g pour l'éprouvette HM25M-rep, qui correspondent respectivement à 3,39 % et 3,21 % de la masse totale des fines. L'écart type moyen avoisine 0,46 et est illustré par la Figure 2.33.

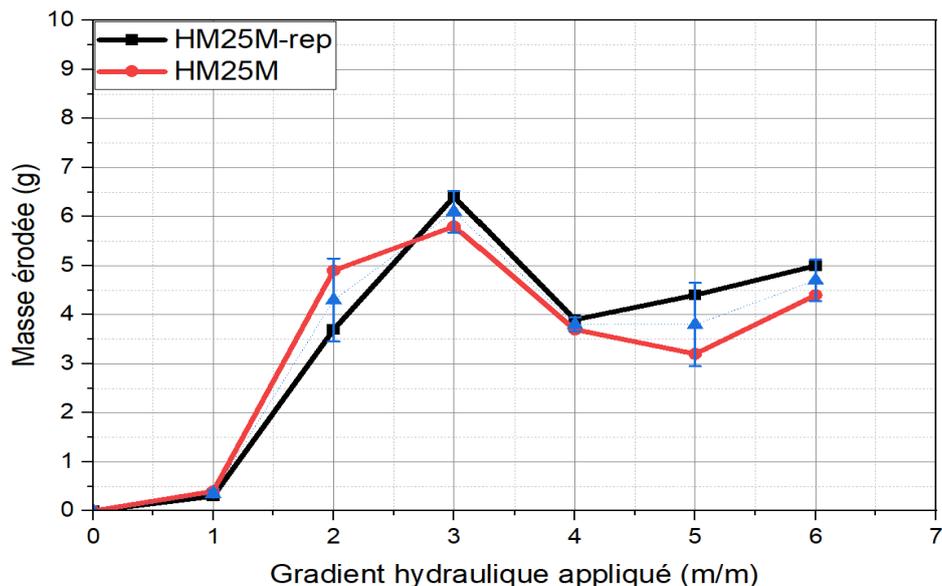


Figure 2.33 : Evolutions de la masse érodée en fonction du gradient hydraulique appliqué sur deux éprouvettes homogènes identiques HM25M et HM25M-rep.

La bonne répétabilité en termes de quantité de fines érodées montre que le dispositif expérimental et le protocole élaboré sont adaptés à cette étude. Nous avons également vérifié la répétabilité sur d'autres éprouvettes homogènes pour d'autres valeurs de la fraction de fines et d'indice des vides (Tableau 214). Les résultats montrent des écarts très faibles. Les différences observées sont certainement dues à des écoulements hétérogènes dans la structure granulaire comme l'a montré expérimentalement Nguyen (2018).

Tableau 2.14 : Résultats des tests expérimentaux sur les éprouvettes homogènes avec répétabilités

Eprouvettes hétérogènes	Masse érodée cumulée (g) 1 <sup>er</sup> essai	Masse érodée cumulée (g) 2 <sup>ième</sup> essai (répétabilité)	Différence relative
HM15L	18,2	16,7	0,75
HM15M	16,5	14,9	0,80
HM35L	52,4	53,9	0,75
HM35M	39,9	38,5	0,70

La masse érodée étant un paramètre significatif pour l'évaluation de la susceptibilité des sols à l'érosion interne par suffusion, des essais de répétabilité ont également été réalisés sur certaines éprouvettes hétérogènes. On présente dans le Tableau 2.15 les résultats obtenus en termes de masse

érodée cumulée en fin d'essai.

Tableau 2.15 : Résultats des tests expérimentaux sur les éprouvettes hétérogènes avec répétabilité

Eprouvettes hétérogènes	Masse érodée cumulée (g) 1 <sup>er</sup> essai	Masse érodée cumulée (g) 2 <sup>ème</sup> essai (répétabilité)	Différence relative
HT15MT1	22,5	23,2	0,35
HT15T2	13,6	13	0,30
HT15LT3	5,2	5,5	0,15

Finalement, nous avons réalisé une analyse granulométrique post-essai pour comparer les courbes granulométriques avant et après l'essai de suffusion (Figure 2.34), on constate que les particules fines sont détachées et transportées entre les différentes couches de l'éprouvette testée, modifiant ainsi la distribution granulaire au sein de l'éprouvette.

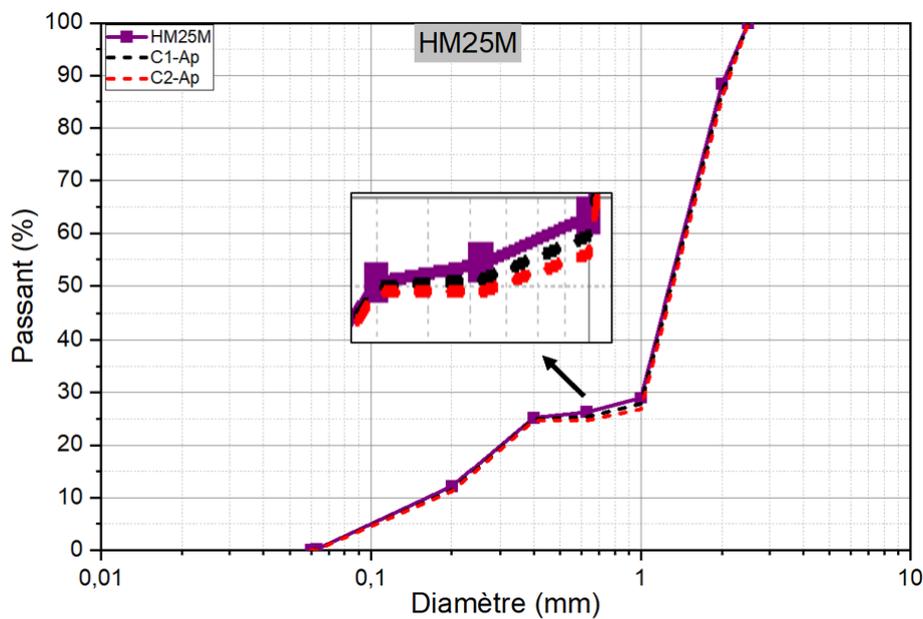


Figure 2.34 : Distribution granulaire de l'éprouvette testée avant (HM25M) et après (C1-Ap couche supérieure et C2-Ap couche inférieure) essai de suffusion.

### Synthèse partielle

---

Nous avons présenté dans ce chapitre les matériaux utilisés et la méthode de préparation des échantillons de sol à tester, le dispositif expérimental et le protocole d'essai associé, ainsi que l'ensemble des résultats d'un essai typique.

Les matériaux testés sont des matériaux reconstitués au laboratoire par mélange de différents matériaux de base (sables d'Hostun HN34 et HN1/2,5). Un protocole de reconstitution des matériaux a été élaboré et validé afin d'obtenir des éprouvettes homogènes de sols non cohérents (références) tout en assurant la répétabilité du processus de reconstitution.

Le dispositif utilisé pour notre étude est une colonne de suffusion en plexiglas de 10 cm de diamètre et 20 cm de longueur. Cette colonne est équipée de capteurs pour la mesure de la pression hydraulique à différents niveaux de la colonne et de capteurs de déplacement pour la mesure de la déformation axiale de l'éprouvette. Le dispositif expérimental, qui comprend également, en aval de la colonne, un débitmètre, est relié à un système d'acquisition de données. La masse érodée est récoltée en fin de chaque palier de chargement hydraulique.

L'essai typique présenté pour la validation du dispositif a permis de mettre en évidence la qualité des mesures et la pertinence des résultats (variation des vitesses d'écoulement et conductivités hydrauliques locale et globale, indice des vides, et enfin l'érodabilité avec le taux d'érosion) ainsi que la cinétique des processus avec la puissance d'érosion. Aussi les comportements des éprouvettes de référence obtenus sont similaires à ceux de plusieurs études expérimentales, menées sur des éprouvettes ayant une structure granulaire homogène, telles que celles de Ke et Takahashi (2012), Fellag, (2016), Aboul Hosn (2017), Nguyen (2018) .

L'analyse des résultats de l'essai type a montré, pour l'éprouvette homogène de référence (HM25M) avec une fraction de fines  $F_c = 25\%$  et un indice de densité  $I_D = 0,4$ , que le processus de suffusion est accompagné de filtration et colmatage du réseau poral par les fines migrantes. La tendance de l'évolution de la conductivité hydraulique reste fonction du réseau poral et l'utilisation des paramètres locaux tels que la cinétique d'érosion avec la puissance d'érosion ont montré que le dispositif d'essai développé est adapté pour apprécier le processus de suffusion. Aussi, les résultats de répétabilité, au niveau des masses érodées avec des plages de tolérance acceptable, montrent la validité du dispositif expérimental.

Le chapitre suivant sera consacré à l'exposé des principaux résultats obtenus des essais de suffusion sur des sols granulaires à différentes configurations hétérogènes et leur comparaison

## Chapitre 2 : Techniques et protocoles expérimentaux

avec ceux à granulométrie homogène de référence. Principalement, on s'intéressera à l'évolution de l'érosion (taux d'érosion), à l'étude du comportement hydraulique des éprouvettes hétérogènes et à la puissance d'érosion contribuant au déclenchement des particules fines érodables. Aussi un accent sera mis sur une approche d'évaluation de l'instabilité interne des sols devenus hétérogènes basée sur les critères géométriques proposés par les différents auteurs.

# **CHAPITRE 3 :**

## **EFFET DE L'HETEROGENEITE GRANULAIRE SUR LA SUFFUSION**

## **CHAPITRE 3 : EFFET DE L'HETEROGENEITE GRANULAIRE SUR LA SUFFUSION**

### **Introduction**

---

Ce chapitre est consacré à la présentation de l'ensemble des résultats d'essais de suffusion obtenus pour les éprouvettes granulaires homogènes d'une part et hétérogènes de type T1, T2 et T3 d'autre part. En premier lieu, il sera présenté une étude paramétrique des essais de suffusion pour différentes fractions de fines et deux indices de densité. On évaluera pour chaque fraction de fines et chaque indice de densité, la variation de plusieurs paramètres (masse de sol érodée, taux d'érosion, vitesse d'écoulement, conductivité hydraulique, déformation de l'éprouvette et puissance d'érosion).

Après cette première partie du chapitre, une synthèse comparative des différentes configurations sera proposée.

Finalement, une première approche de l'évaluation de la susceptibilité à la suffusion des sols granulaires hétérogènes sera proposée sur la base des critères géométriques présentés dans la littérature et en tenant en compte des principaux paramètres pouvant contribuer à la réponse des sols à l'érosion à partir de résultats expérimentaux obtenus.

### 3.1. Programme expérimental

Une étude paramétrique a été réalisée sur des éprouvettes reconstituées dans différentes configurations. Il s'agit des éprouvettes granulaires homogènes et hétérogènes de type T1, T2 et T3 présentées dans le Chapitre 2. Ainsi, l'étude a consisté à évaluer l'impact d'hétérogénéités granulaires sur les phénomènes de suffusion et de filtration. Les résultats sont comparés à ceux obtenus avec des éprouvettes homogènes. Trois teneurs en fines ( $F_c$  : 15 %, 25 %, et 35 %) et deux indices de densité ( $I_D = 0,1$  et  $I_D = 0,4$ ) ont été considérés. Le programme expérimental des essais de suffusion réalisés avec six paliers de chargement hydraulique (gradients de 1 à 6 m/m) pour une durée d'une heure par palier sur les différentes éprouvettes est présenté à travers l'organigramme de la Figure 3.1.

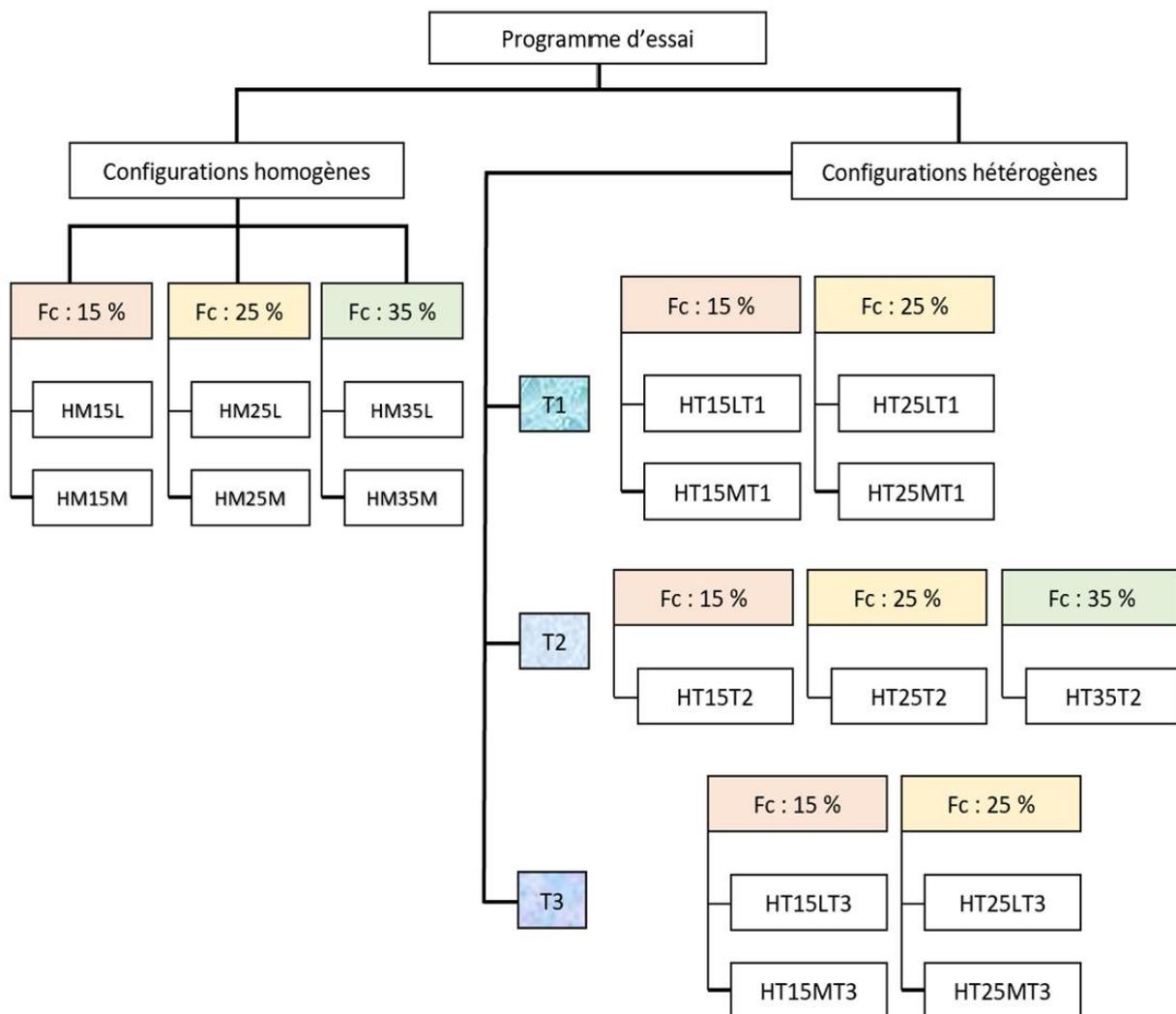


Figure 3.1 : Programme expérimental

### 3.2. Etude paramétrique par type d'hétérogénéité

Pour rappel, les essais réalisés nous permettent d'évaluer les comportements des éprouvettes hétérogènes vis-à-vis de la suffusion ou infiltration sous l'effet des différents paramètres. Ces essais de suffusion sont faits à partir d'un écoulement vertical descendant avec l'application successive de gradients hydrauliques croissants. Durant les phases d'essai, les paramètres mesurés sont la masse des particules érodées, la vitesse d'écoulement (débit d'écoulement), la pression hydraulique et la déformation axiale en fonction des gradients hydrauliques imposés. Le déroulement des essais de suffusion est schématisé dans la Figure 3.2.

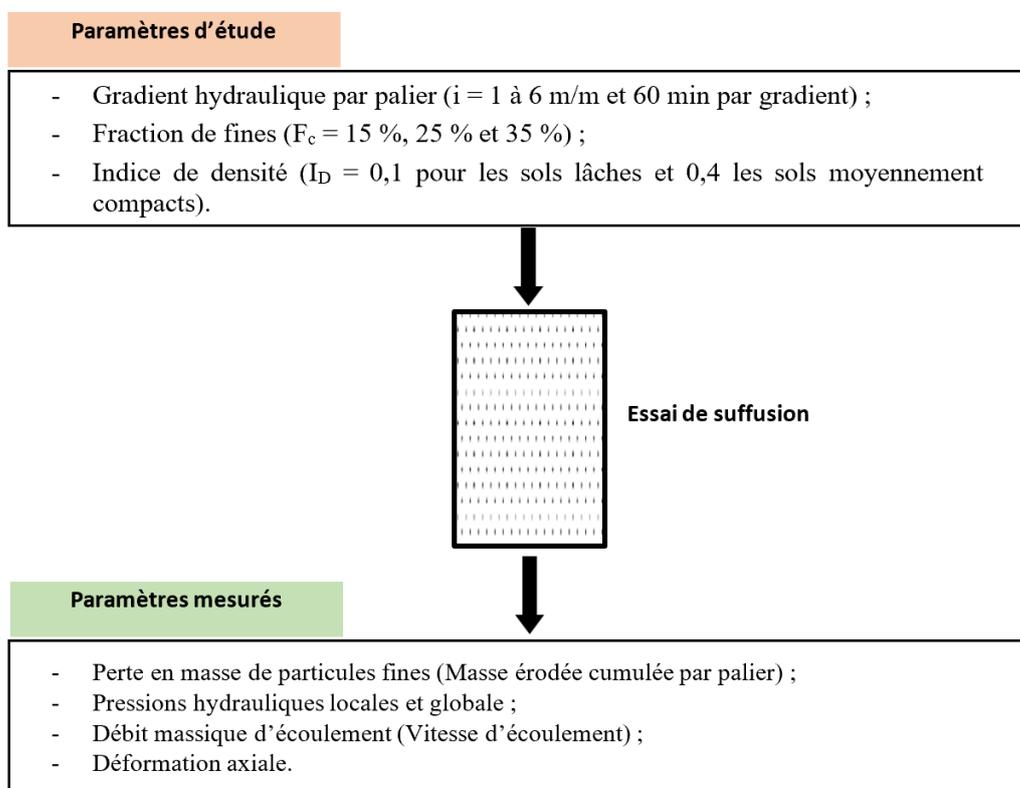


Figure 3.2 : Schéma du déroulement des essais de suffusion

Les données mesurées à chaque palier de gradient hydraulique seront utilisées pour déterminer le taux d'érosion, la puissance d'érosion, la conductivité hydraulique locale et globale, et les indices des vides globaux et intergranulaire.

L'influence de la teneur en fines érodables et l'indice de densité sont les deux paramètres pris en compte dans l'étude du comportement des sols hétérogènes dans le processus de l'érosion. On

rappelle brièvement que les trois configurations d'hétérogénéité considérées (cf. la section 2.1.2 du chapitre 2) dans cette étude sont :

1. Configuration d'hétérogénéité de type T1 : deux couches de sol de teneurs en fines différentes et de même indice de densité ;
2. Configuration d'hétérogénéité de type T2 : deux couches de même teneur en fines et d'indices de densité différents (0,1 pour la couche supérieure et 0,4 pour la couche inférieure) ;
3. Configuration d'hétérogénéité de type T3 : Ségrégation contrôlée avec 4 couches de même indice de densité et de teneurs en fines différentes.

### 3.2.1. Hétérogénéité granulaire de type T1

Dans ce travail, l'étude du comportement à l'érosion des sols de granulométrie hétérogène a été effectuée sur des sols sableux qui ont fait l'objet de plusieurs études sur l'érosion interne par suffusion. Nous avons ainsi écarté l'utilisation de fine plastique afin d'éviter les interactions avec l'eau. Pour rappel, cette hétérogénéité de type T1 correspond à celle qui peut être provoquée par les opérations de mise en œuvre des matériaux sur le chantier et aboutissant à la formation de deux couches de sol juxtaposées de teneurs en fines différentes et de même indice de densité. Dans notre étude, la répartition des fines correspond à 25% et 75% de la masse totale des fines érodables entre les couches amont et aval respectivement, par rapport au sens de l'écoulement. Nous allons dans ce qui suit présenter les résultats obtenus sur les sols hétérogènes de type T1 par rapport à ceux obtenus sur les sols homogènes de référence. La comparaison se fera essentiellement sur les paramètres suivants : la masse érodée cumulée, le taux d'érosion, le comportement hydraulique (pression, conductivité hydraulique), la puissance d'érosion et la modification granulaire après le processus de la suffusion.

#### 3.2.1.1. Masse érodée cumulée

L'évolution de la masse érodée cumulée au cours de l'essai de suffusion est présentée sur la Figure 3.3. La masse érodée augmente avec le gradient hydraulique appliqué pour toutes les éprouvettes testées, quel que soit l'indice de densité. Elle augmente également avec la proportion initiale de fines érodables. On peut noter qu'avec un indice de densité  $I_D = 0,1$ , les éprouvettes hétérogènes HT25LT1 et HT15LT1 ont, en fin d'essai, une masse érodée de 70,7 g et 40,6 g contre 53,9 g, 30,4 g et 18,2 g pour les éprouvettes homogènes HM35L, HM25L et HM15L respectivement.

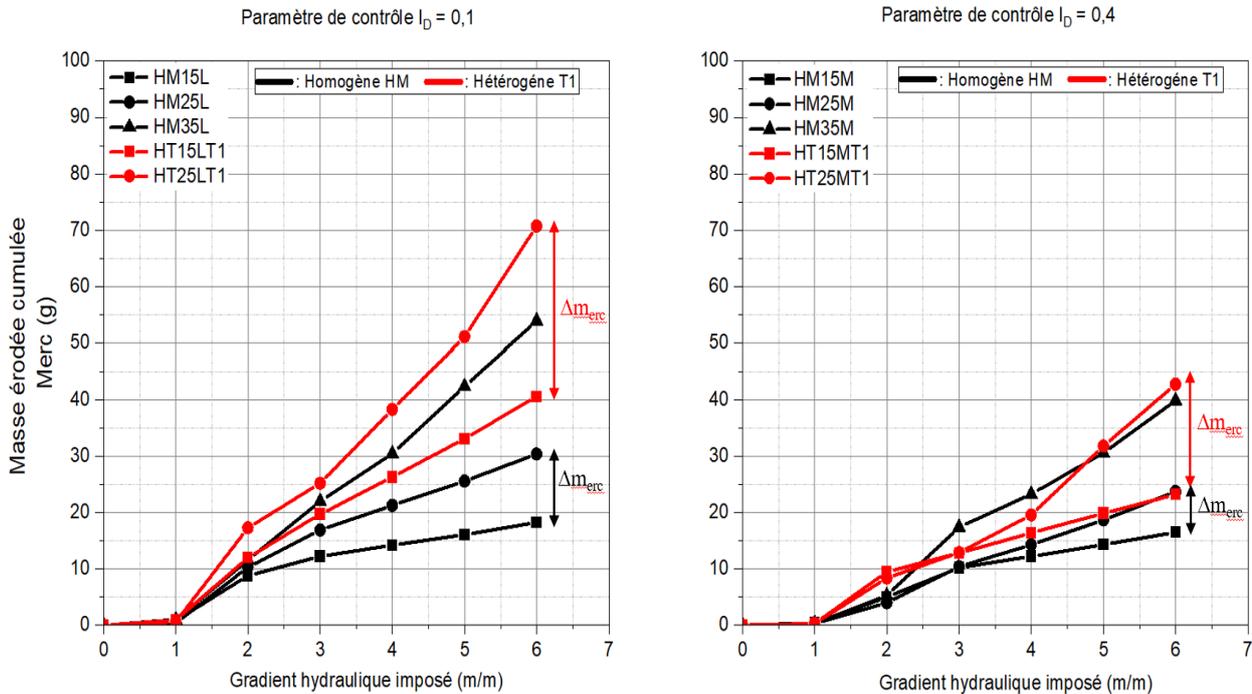


Figure 3.3 : Evolutions de la masse érodée cumulée au cours des essais de suffusion pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes T1 à différentes fractions de fines  $F_c = 15 \%$ ,  $25 \%$  et  $35 \%$  et deux indices de densité  $I_D = 0,1$  et  $0,4$

La masse de particules fines érodées est donc plus importante dans la configuration d'hétérogénéité de type T1 par rapport à celle des éprouvettes homogènes. Ceci peut s'expliquer par la présence d'une quantité de fines érodables plus importante dans la couche inférieure (aval) des éprouvettes T1 (75 % de la masse totale de fines, correspondant à 21 % et 33 % de teneurs en fines pour des teneurs en fines globales de 15 % et 25 % respectivement). Cependant, une diminution remarquable de la masse érodée est observée lorsque l'indice de densité passe de 0,1 à 0,4. Ainsi, pour les éprouvettes hétérogènes de type T1 à 25 % de fraction de fines, la masse érodée passe de 70,7 g pour  $I_D = 0,1$  à 42,8 g pour  $I_D = 0,4$ . Pour les éprouvettes homogènes à 25% de fraction de fines, la masse érodée passe de 30,4 g pour  $I_D = 0,1$  à 23,7 g pour  $I_D = 0,4$ . Cette baisse de la masse érodée avec l'augmentation de l'indice de densité s'explique par la réduction de l'espace poral induisant localement des phénomènes de colmatage (cf. Figures 3.5 et 3.6, évolution des pressions hydrauliques mesurées par palier). La réduction de l'espace poral sera confirmée par les analyses en termes d'indices des vides locaux dans la Section 3.2.1.4. De plus, la réduction de l'espace poral accroît la résistance à l'érosion du sol et rend plus difficile la migration des particules fines.

Ces résultats sont conformes à ceux présentés par Deng et al. (2020). En effet, ces auteurs indiquent qu'une densité importante a une influence significative sur la masse érodée pour des mélanges de

sables à différentes proportions. Bien que la tendance des courbes en termes de perte de particules fines soit identique (Figure 3.3), les écarts en termes de masse érodée par rapport à l'accroissement de la teneur en fines restent plus importants pour les éprouvettes hétérogènes de type T1. En augmentant la fraction de fines de 15 à 25 %, les résultats montrent que la variation de perte de particules fines ( $\Delta M_{\text{erc}}$ ) est deux fois plus importante pour les éprouvettes hétérogènes de type T1 par rapport aux éprouvettes homogènes, en fin d'essai et quel que soit l'indice de densité (Figure 3.3).

### 3.2.1.2. Taux d'érosion et déformation axiale

Afin de caractériser plus précisément les résultats des essais, les évolutions du taux d'érosion et de la déformation axiale sont synthétisées sur la Figure 3.4. Cette figure montre qu'entre la fin du palier de gradient  $i = 1$  m/m et celle du palier de gradient  $i = 2$  m/m, le taux d'érosion augmente de manière significative pour les éprouvettes hétérogènes par rapport aux éprouvettes homogènes, quel que soit l'indice de densité.

Par ailleurs, à partir du palier de chargement  $i = 3$  m/m, les résultats montrent que, pour un faible indice de densité ( $I_D = 0,1$ ), les éprouvettes hétérogènes HT15LT1 et HT25LT1 donnent des taux d'érosion plus élevés avec  $2,41 \cdot 10^{-4}$  kg/s.m<sup>2</sup> et de  $4,21 \cdot 10^{-4}$  kg/s.m<sup>2</sup> respectivement pour 15 % et 25 % de fraction de fines. Contrairement aux éprouvettes homogènes HM15L et HM25L qui présentent plus de résistance à l'érosion avec des taux d'érosion faibles avec  $1,07 \cdot 10^{-4}$  kg/s.m<sup>2</sup> et  $1,80 \cdot 10^{-4}$  kg/s.m<sup>2</sup> respectivement pour 15 % et 25 % de fraction de fines. Ces résultats peuvent s'expliquer par le fait que, pour les éprouvettes T1, il y a une présence importante de fines dans la couche inférieure (C2) qui sont susceptibles de vite migrer vers l'exutoire. De plus, pour un indice de densité faible, le réseau poral est suffisamment « aéré » pour permettre une plus forte migration des fines dans les éprouvettes hétérogènes sous l'effet de la force d'écoulement.

Dans le cas de la densité plus élevée ( $I_D = 0,4$ ), on observe bien une diminution du taux d'érosion par rapport au cas lâche, qu'on attribue à la réduction de l'espace poral. Cependant, les éprouvettes hétérogènes restent plus érodables que celles homogènes. De plus, après le palier de chargement de gradient  $i = 3$  m/m et jusqu'à la fin de l'essai, les taux d'érosion des éprouvettes HM15M, HM25M et HT15LT1 tendent à se stabiliser (aussi observé par Nguyen, 2018). Ceci pourrait s'expliquer par un colmatage relatif des vides par les fines, dont une partie participe aux liaisons intergranulaires (chaîne de contacts intergranulaires) ce qui conduit à une stabilisation.

Concernant la déformation axiale (Figure 3.4), elle résulte de la perte de particules et du réaménagement/restructuration des grains de la matrice granulaire de l'éprouvette. Les résultats montrent que la configuration d'hétérogénéité de type T1 présente une déformation axiale plus importante, qu'on peut relier à un taux d'érosion plus élevé, par rapport à la configuration homogène de référence (cf. l'évolution des indices des vides locaux et intergranulaires dans la Section 3.2.1.4).

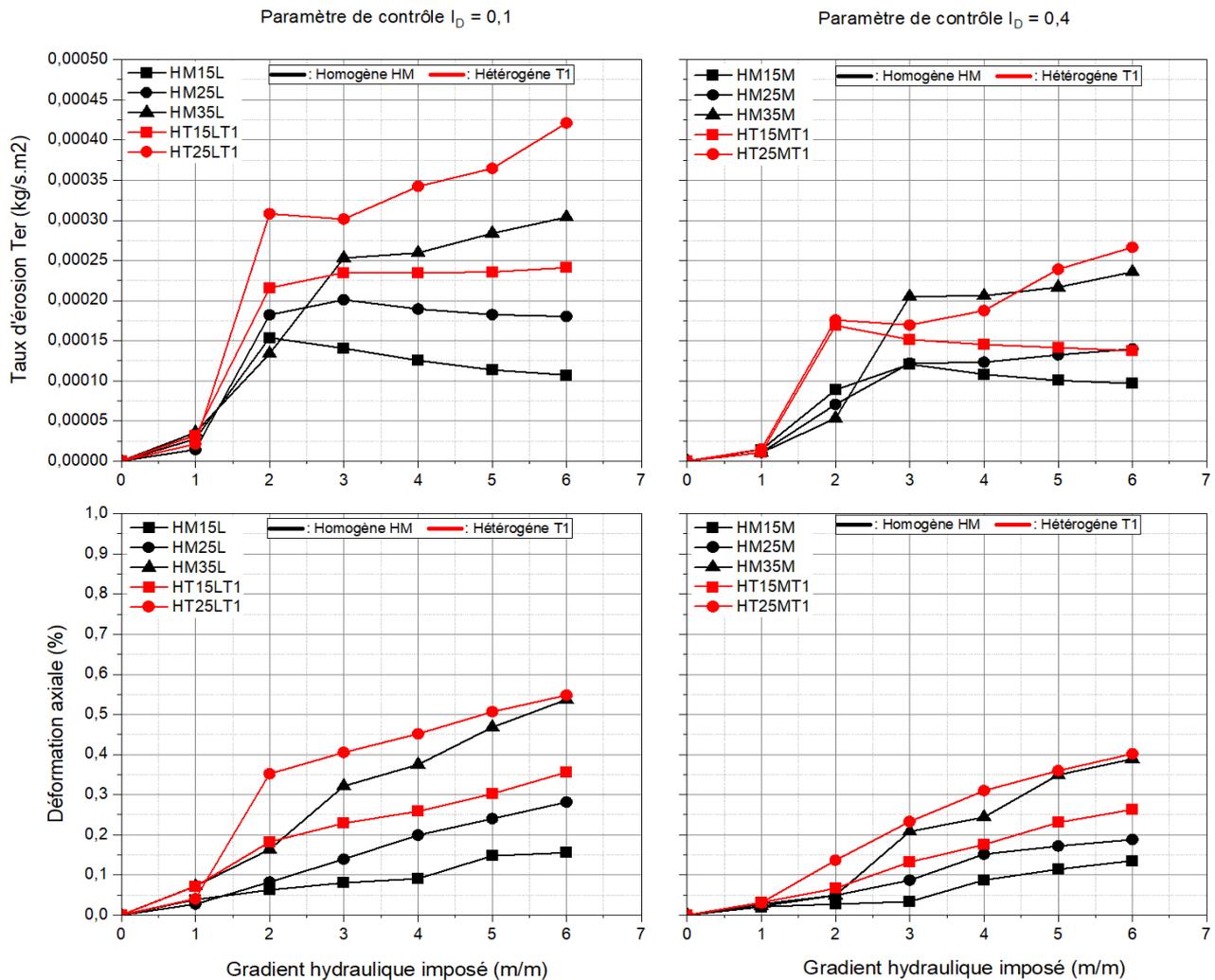


Figure 3.4 : Evolutions de la déformation axiale et du taux d'érosion  $T_{er}$  au cours des essais de suffusion pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1

La déformation axiale continue de croître, pour toutes les éprouvettes, après le deuxième palier ( $i = 2$  m/m). Il faut noter également que l'éprouvette HT25LT1 présente la plus grande déformation axiale, ce qui s'explique par le fort taux d'érosion de cette éprouvette. On peut donc relier la déformation axiale au taux d'érosion. En effet, l'érosion des fines engendre une augmentation de

la porosité, ce qui conduit à un tassement du sol. Cette tendance a également été observée par Tomlinson et Vaid (2000) et Nguyen (2018).

On peut conclure que l'érodabilité des sols d'hétérogénéité de type T1 est plus importante que pour les sols homogènes, et qu'elle s'accroît avec l'augmentation de la teneur en fines globale et de la diminution de l'indice de densité.

### 3.2.1.3. Comportement hydraulique : pressions hydrauliques, conductivités hydrauliques et vitesses d'écoulement

L'application de la sollicitation hydraulique (i.e., gradient hydraulique imposé par paliers dans notre cas d'étude) provoque le détachement et la migration des particules fines induisant des variations de pression le long de l'éprouvette. On rappelle que, dans ces deux configurations (homogène et T1), on dispose de trois capteurs, deux sont placés près des deux extrémités et le troisième se trouve au milieu de l'éprouvette. On peut donc déterminer les conductivités hydrauliques globale et locales (par couche) à partir de la loi de Darcy, car la vitesse d'écoulement est déterminée à partir de la mesure du débit.

Les Figures 3.5 et 3.6 présentent l'évolution des pressions hydrauliques locales en fonction du gradient hydraulique appliqué et de l'indice de densité. On constate que les pressions locales au niveau des capteurs P1 et P2 augmentent de manière importante avec le gradient hydraulique appliqué, et que pour la pression au niveau du capteur P3 (situé à la sortie), reste, elle, constante, quel que soit l'indice de densité.

On observe également que l'augmentation de la pression au niveau de P1 reste moins importante pour les éprouvettes homogènes que pour les éprouvettes hétérogènes. En ce qui concerne la pression au niveau du capteur P2 (milieu), elle ne commence à croître qu'à partir du 3<sup>ème</sup> palier de gradient ( $i = 3$  m/m) pour les sols homogènes, et dès l'application du 1<sup>er</sup> palier de gradient ( $i = 1$  m/m) pour les sols hétérogènes. Ces résultats peuvent s'expliquer pour les éprouvettes homogènes par la migration des fines durant le processus de suffusion dès le premier palier, contrairement aux éprouvettes hétérogènes. Cette pression plus importante est reliée à la proportion de fines plus grande dans la couche aval, et par conséquent à un espace poral plus petit. En effet l'indice des vides initial ( $e_0$ ) des couches inférieures pour une fraction de fines globale érodable  $F_c = 15$  % et un indice de densité  $I_D = 0,1$  est de 0,61 et 0,58 respectivement pour l'éprouvette homogène et pour l'éprouvette hétérogène. Dans le cas de l'indice de densité  $I_D = 0,4$

( $F_c=15\%$ ), l'indice des vides initial ( $e_0$ ) des couches inférieures est de 0,54 et 0,50 respectivement pour l'éprouvette homogène et pour l'éprouvette hétérogène.

Paramètre de contrôle  $ID = 0,1$

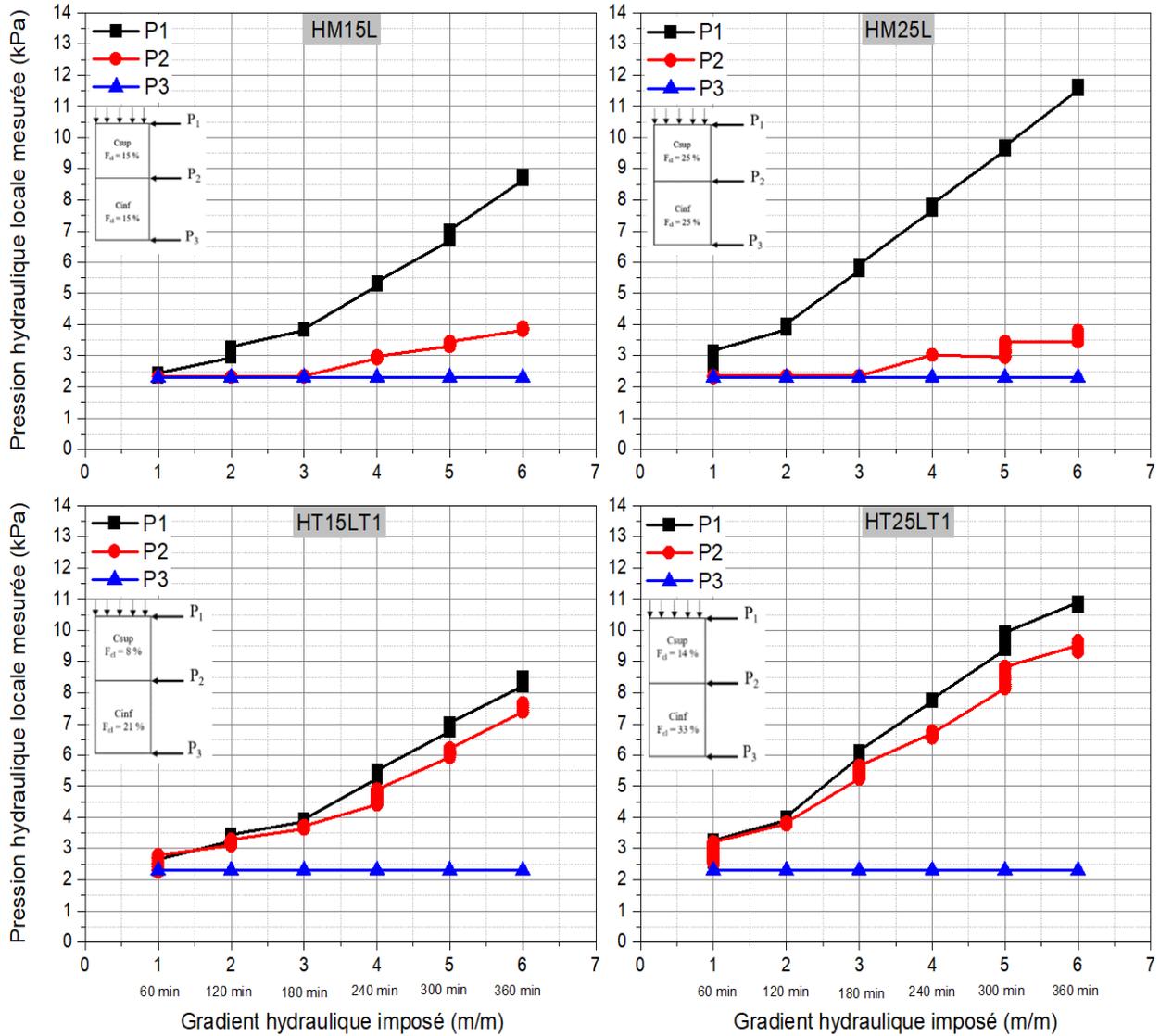


Figure 3.5 : Evolutions des pressions hydrauliques  $P_1$ ,  $P_2$  et  $P_3$  pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 pour  $F_c = 15\%$  et  $25\%$  et  $ID = 0,1$

Paramètre de contrôle  $I_D = 0,4$

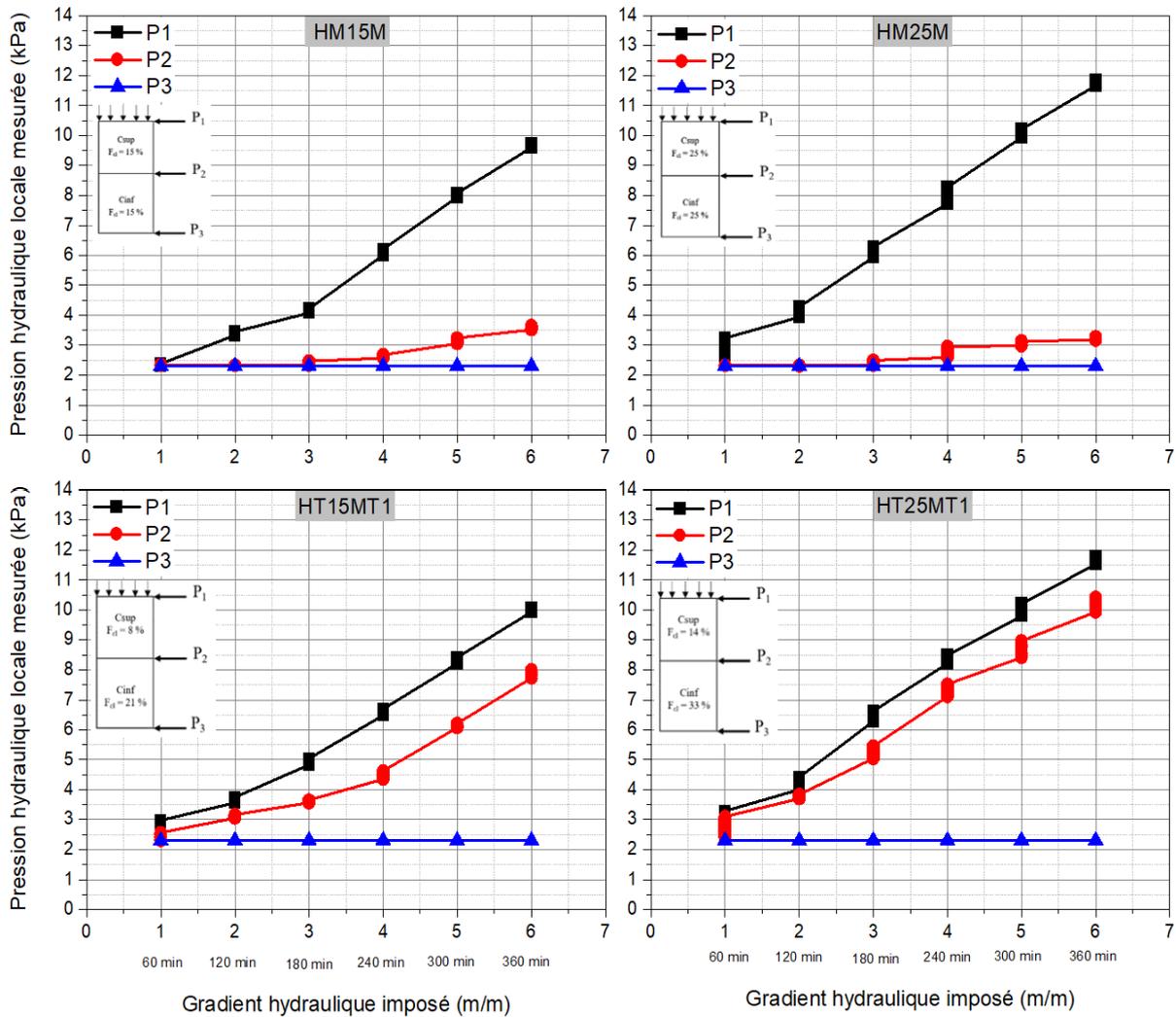


Figure 3.6 : Evolutions des pressions hydrauliques  $P_1$ ,  $P_2$  et  $P_3$  pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 pour  $F_c = 15\%$  et  $25\%$  et  $I_D = 0,4$

Pour l'indice de densité  $I_D = 0,1$ , la pression hydraulique  $P_1$  atteint les valeurs de 11,7 kPa et 10,8 kPa respectivement pour les éprouvettes HM25L et HT25LT1 (fraction de fines  $F_c = 25\%$ ). Cette pression  $P_1$  est plus faible pour une fraction de fines  $F_c = 15\%$ . Elle prend les valeurs de 8,8 kPa et 8,5 kPa pour les éprouvettes HM15L et HT15LT1. Pour l'indice de densité plus important  $I_D = 0,4$ , les pressions hydrauliques sont légèrement supérieures : 11,9 kPa (HM25M) et 11,8 kPa (HT25MT1) pour une fraction de fines de 25% et 9,7 kPa (HM15M) et 10,1 kPa (HT15MT1) pour une fraction de fines de 15%.

Le réseau poral initial correspondant à un indice de densité ( $I_D$ ) influence fortement le détachement et le transport des particules fines. Quelles que soient les éprouvettes granulaires reconstituées homogènes et hétérogènes, la pression hydraulique mesurée au niveau du capteur  $P_1$

augmente avec l'indice de densité initiale du sol. Cette évolution des pressions avec l'indice de densité est tout à fait normale, mais elle dépend également de la migration des fines au sein de la matrice qui peut provoquer la formation de zones de colmatage. Ces zones de colmatage ont été observées dans les travaux de plusieurs auteurs (Bendahmane, 2005 ; Bendahmane et al., 2008 ; Fellag, 2016 ; Nguyen, 2018).

On peut conclure que l'augmentation de la pression hydraulique au niveau de P2 est due certainement à un déplacement des particules fines qui modifie la distribution granulométrique localement (réarrangement des grains) (Cf. §3.2.1.6) et à la variation du réseau poral (Cf. §3.2.1.4). Le fait que la pression P2 soit plus élevée pour les éprouvettes hétérogènes que pour les éprouvettes homogènes est attribué à la migration d'une partie des fines de la couche supérieure qui, arrivant au niveau de l'interface des deux couches, viennent s'ajouter à celles de la couche inférieure dont la teneur en fines est très importante (75 % de la masse totale de fines). Ce phénomène crée une zone de colmatage/blocage, qui est confirmée par le calcul des vitesses d'écoulement (cf. ci-dessous).

Les mécanismes définissant les processus de migration et de rétention des particules dans un milieu poreux sont très complexes, et influent sur la vitesse d'écoulement. Les résultats des vitesses d'écoulement sont présentés sur la Figure 3.7. Les particules fines érodables sont soit transportées dans le milieu, soit bloquées à différents endroits provoquant un colmatage comme le montre la Figure 3.7 avec une inversion de la vitesse moyenne d'écoulement.

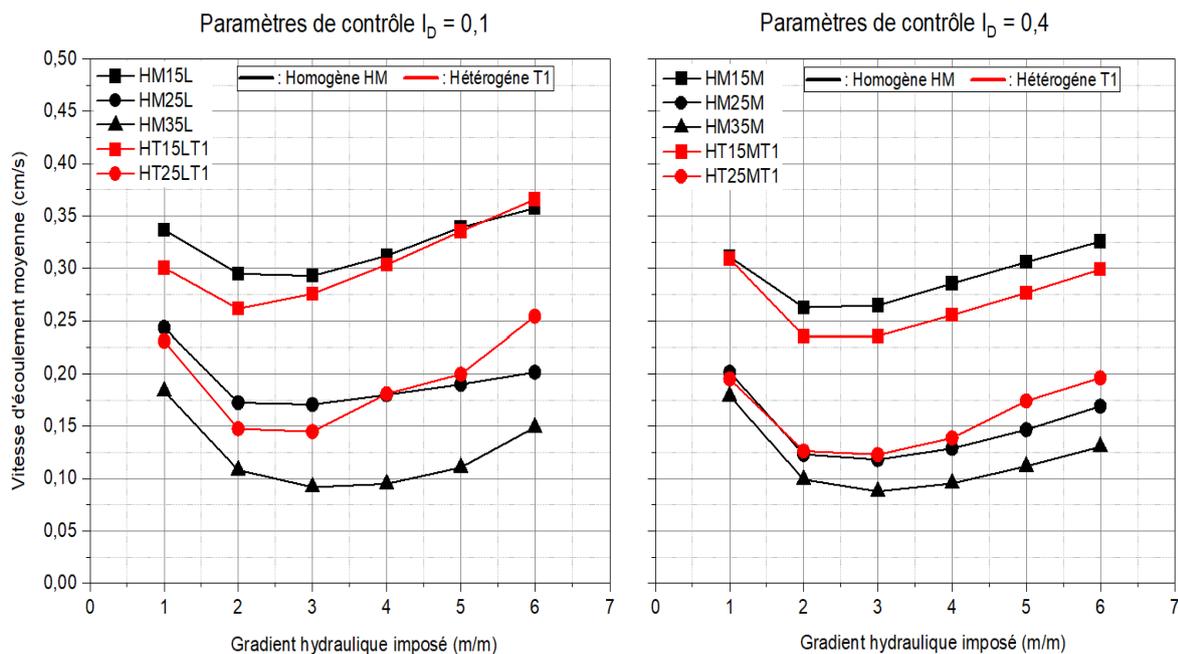


Figure 3.7 : Evolutions de la vitesse d'écoulement moyenne des éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 pour  $F_c = 15 \%$ ,  $25 \%$  et  $35 \%$  et  $I_D = 0,1$  et  $0,4$

Les résultats présentés sur la Figure 3.7 montrent trois phases d'évolution de la vitesse d'écoulement moyenne. La première correspond à une baisse de la vitesse d'écoulement entre le premier palier et le second palier de chargement pour toutes les éprouvettes testées. Par exemple, elle passe respectivement de 0,34 à 0,29 cm/s puis de 0,30 à 0,26 cm/s pour les éprouvettes HM15L et HT15LT1 respectivement. Ce résultat montre également une plus forte vitesse d'écoulement au niveau des éprouvettes homogènes comparativement à celles hétérogènes, et donc que l'écoulement de la structure granulaire est bien gouverné par les couches les moins poreuses. Puis, entre le 2<sup>ème</sup> palier et le 3<sup>ème</sup> palier de chargement, la vitesse diminue plus faiblement, ou se stabilise ou présente une légère augmentation. Finalement, lors des paliers suivants (4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup>), on observe une augmentation de cette vitesse. A titre d'exemple, elle passe de 0,29 à 0,36 cm/s pour le HM15L et de 0,28 à 0,37 cm/s pour le HT15LT1.

Ces résultats peuvent s'expliquer de la façon suivante : au 1<sup>er</sup> palier de chargement ( $i = 1$  m/m), on a un réarrangement des particules (contraction, rétention, colmatage...), ce qui induit une décroissance de la vitesse d'écoulement. En particulier, le phénomène de colmatage se produit rapidement entraînant une réduction de la conductivité hydraulique comme l'ont montré Reddi et al. (2000) lors de leurs études. Après une certaine stabilisation pour les paliers  $i=2$  et  $i=3$ , la vitesse d'écoulement augmente au cours des paliers suivants du fait de l'espace laissé par le départ des particules fines avec l'application de gradients hydrauliques supérieurs. Les gradients successifs occasionnent des forces de déblocage nécessaires à la migration des fines particules dans le réseau poral. On peut également remarquer que cette vitesse d'écoulement est plus élevée dans les sols à faible fraction de fines quel que soit l'indice de densité. L'augmentation de l'indice de densité a pour effet de réduire la vitesse d'écoulement dans les éprouvettes.

La conductivité hydraulique (locale et globale), déterminée à partir des mesures de pressions locales et du débit d'écoulement, est un paramètre indirect qui peut nous renseigner sur le phénomène de déplacement des particules dans l'éprouvette. Avec la loi de Darcy, les conductivités hydrauliques moyennes globale ( $k_g$ ) et locale ( $k_x$ , où  $x$  est la couche concernée,  $k_1$  pour la couche supérieure et  $k_2$  pour la couche inférieure) sont déterminées par pas de 30 secondes pendant toute la durée de l'essai. En effet, la modification de la microstructure du sol par le déplacement ou l'évacuation des particules fines, peut produire des changements locaux des caractéristiques hydrauliques du sol. Les valeurs de la conductivité hydraulique moyenne globale en début et fin d'essai de suffusion montrent ce phénomène (Tableau 3.2).

Tableau 3.1 : Conductivités hydrauliques (initiale et finale) des éprouvettes hétérogènes de type T1, pour un indice de densité  $I_D = 0,1$

Type de configuration	Eprouvette	Conductivité hydraulique moyenne globale $k_g$ (cm/s)	
		Initiale	Finale
Homogène	HM15L	0,36	0,09
	HM25L	0,25	0,03
	HM35L	0,18	0,03
Hétérogène	HT15LT1	0,35	0,09
	HT25LT1	0,23	0,05

Afin de mieux comprendre l'influence de l'hétérogénéité sur les résultats des essais de suffusion, nous avons étudié la variation de la conductivité hydraulique locale à partir des vitesses instantanées mesurées durant l'essai, c'est-à-dire dans chacune des moitiés de l'éprouvette homogène et dans les deux couches de l'éprouvette hétérogène pour les fractions de fines de 15 % et 25 % et respectivement dans des conditions de sol lâche ( $I_D = 0,1$ ) et de sol moyennement dense ( $I_D = 0,4$ ) (Figures 3.8 et 3.9).

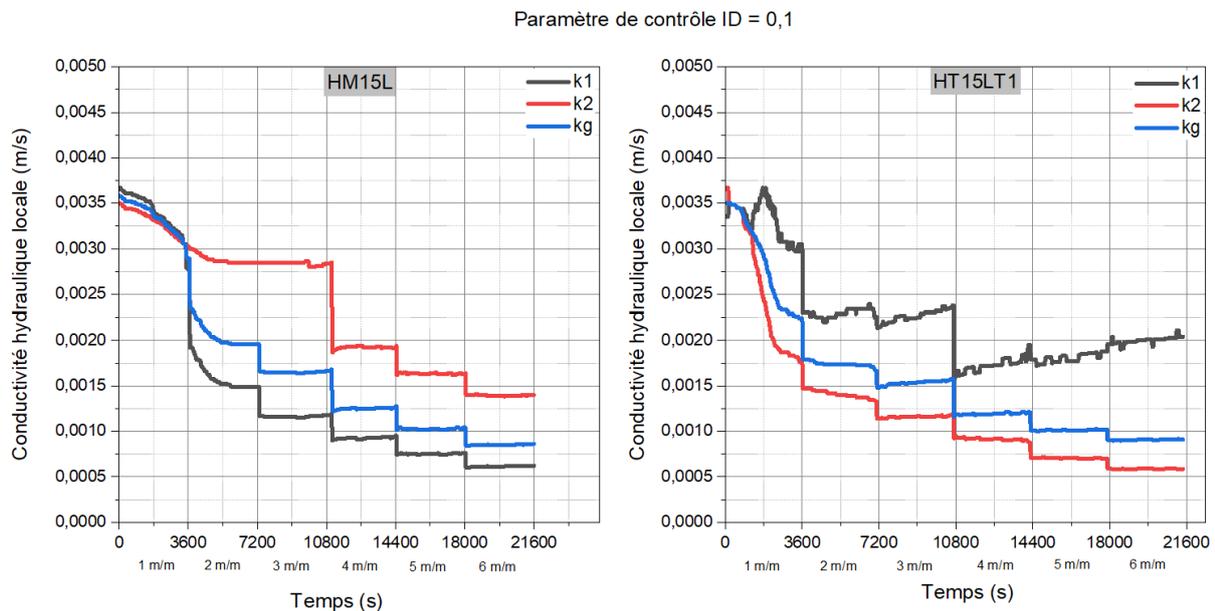


Figure 3.8 : Evolutions de la conductivité hydraulique locale et globale en fonction du gradient hydraulique pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 avec une fraction de fines  $F_c = 15$  % et un  $I_D = 0,1$

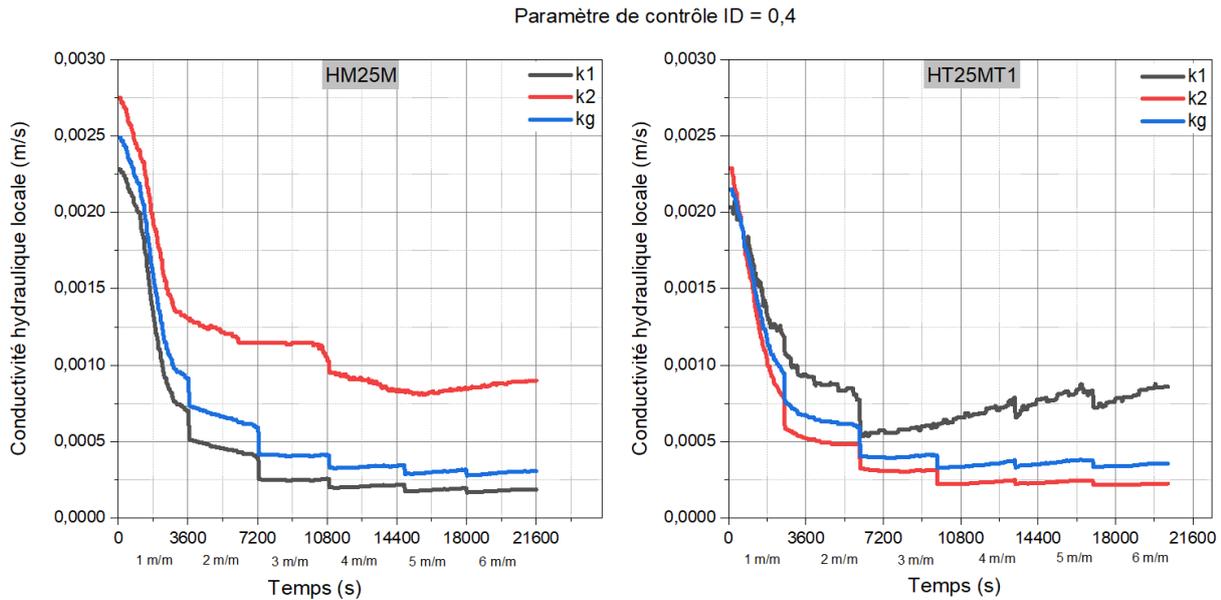


Figure 3.9 : Evolutions de la conductivité hydraulique locale et globale en fonction du gradient hydraulique pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 avec une fraction de fines  $F_c = 25$  % et un  $I_D = 0,4$

Il ressort des Figures 3.8 et 3.9 que les conductivités hydrauliques locales des éprouvettes (homogène et hétérogènes) présentent une diminution importante pendant le 1<sup>er</sup> palier de chargement ( $i = 1$  m/m) entre 0 et 3600 secondes, et ce pour les deux indices de densité ( $I_D = 0,1$  et  $0,4$ ). Cette baisse est plus importante pour une fraction de fines  $F_c = 25\%$  que pour la fraction de fines  $F_c = 15\%$ , ce qui semble cohérent, puisqu'une fraction de fines plus importante va avoir pour conséquence de réduire davantage la porosité et augmenter le colmatage. Cette baisse de conductivité hydraulique au gradient  $i = 1$  m/m peut être attribuée à la première restructuration granulaire importante du fait de l'établissement de l'écoulement dans l'éprouvette, car la déformation de la matrice granulaire reste faible (cf. Figure 3.4).

Après ce premier palier, les conductivités hydrauliques locales diminuent lors de l'application du palier de chargement suivant, mais restent pratiquement constantes pendant toute la durée de chaque palier. Cette remarque concerne surtout les zones où la teneur en fines est plus importante (partie supérieure de l'éprouvette homogène et couche inférieure de l'éprouvette hétérogène). Avec un indice de densité faible  $I_D = 0,1$ , les baisses instantanées de la conductivité hydraulique lors des incréments du gradient sont plus sensibles qu'avec un indice de densité  $I_D = 0,4$ . Cela peut s'expliquer par le fait qu'une éprouvette d'indice de densité élevé a un espace poral plus faible, et par conséquent une conductivité hydraulique plus faible.

D'autres conclusions peuvent être tirées des Figures 3.8 et 3.9. En effet, on constate une différence notable entre les conductivités locales des couches supérieures et inférieures pour HM15L et HT15LT1, de même pour HM25M et HT25MT1 avec une inversion de l'ordre relatif des valeurs : alors que pour l'éprouvette homogène, la conductivité hydraulique est toujours plus importante dans la couche inférieure (à partir du 2<sup>ème</sup> palier), c'est l'inverse qui est constaté pour les éprouvettes hétérogènes. La comparaison de ces deux résultats montre qu'il est nécessaire de faire appel à la conductivité hydraulique locale pour les interpréter.

Pour les éprouvettes homogènes, la teneur en fines initiale est identique entre les parties supérieure et inférieure et permet aux fines de se déplacer relativement plus facilement. Les Figures 3.8 et 3.9 montrent d'ailleurs que la conductivité hydraulique locale de la couche inférieure ( $k_2$ ) reste assez importante pendant les 3 premiers paliers de l'essai, puis diminue significativement lors du passage au gradient 4 m/m.

En revanche, le déroulement de l'essai est différent pour les éprouvettes hétérogènes pour lesquelles les deux couches n'ont pas la même teneur en fines locale. De cette distribution des fines entre les deux couches, il résulte une conductivité hydraulique plus importante dans la couche supérieure. Ce constat n'est pas contradictoire avec le fait que le taux d'érosion est plus important pour ces éprouvettes hétérogènes que pour les éprouvettes homogènes, car même avec une conductivité plus faible, la concentration importante de fines dans cette couche inférieure proche de l'exutoire favorise la suffusion.

La Figure 3.10 présente la conductivité hydraulique relative ( $k/k_0$ ) qui est définie comme le rapport de la conductivité hydraulique  $k$  d'un sol, dans le processus de l'érosion, sur sa conductivité hydraulique initiale ( $k_0$ ). Les résultats montrent une réduction de plus de 50 % à la fin du 1<sup>er</sup> palier de chargement ( $i = 1$  m/m) et de plus de 80 % à la fin de l'essai.

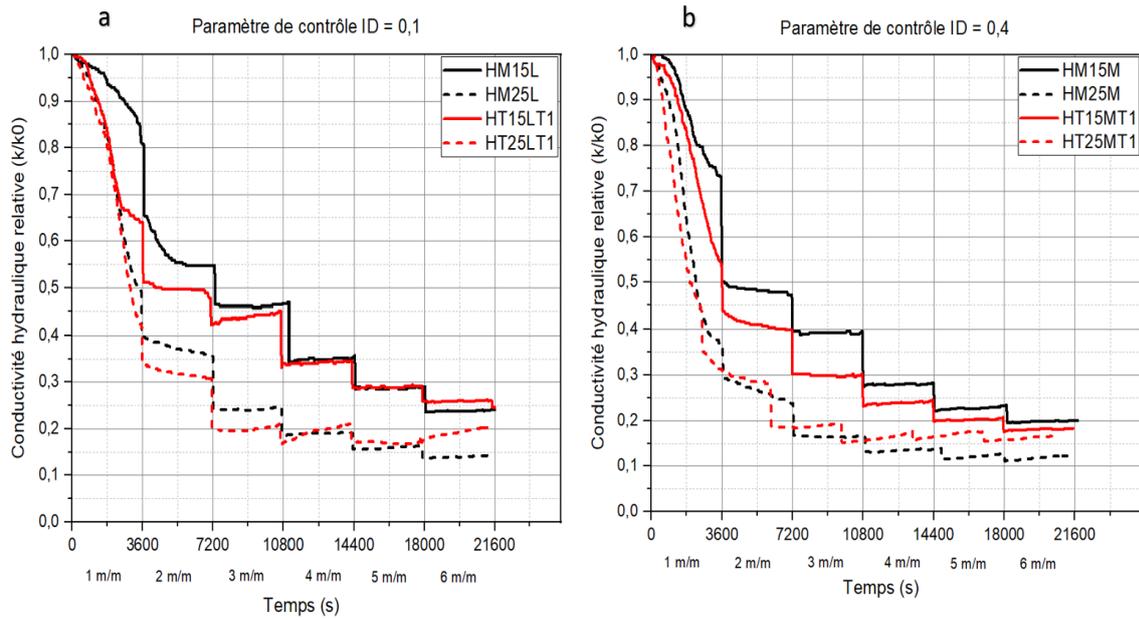


Figure 3.10 : Evolutions de la conductivité hydraulique relative ( $k/k_0$ ) pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 avec une fraction de fines  $F_c = 15\%$  et  $25\%$  et un  $I_D = 0,1$  et  $0,4$

#### 3.2.1.4. Indices des vides global et intergranulaire

Afin d'aller plus loin dans l'interprétation des résultats précédents, les indices des vides global et local de chaque couche sont déterminés à l'aide des conductivités hydrauliques locales calculées à partir des gradients hydrauliques occasionnés par les pressions mesurées comme expliqué à la Section 2.4.3, durant le processus de l'essai. Cette détermination des indices de vides permettra d'apprécier la perte de fines et le réarrangement de la matrice granulaire pendant la suffusion. Les résultats des indices des vides local, global et inter-granulaire sont présentés sur la Figure 3.11.

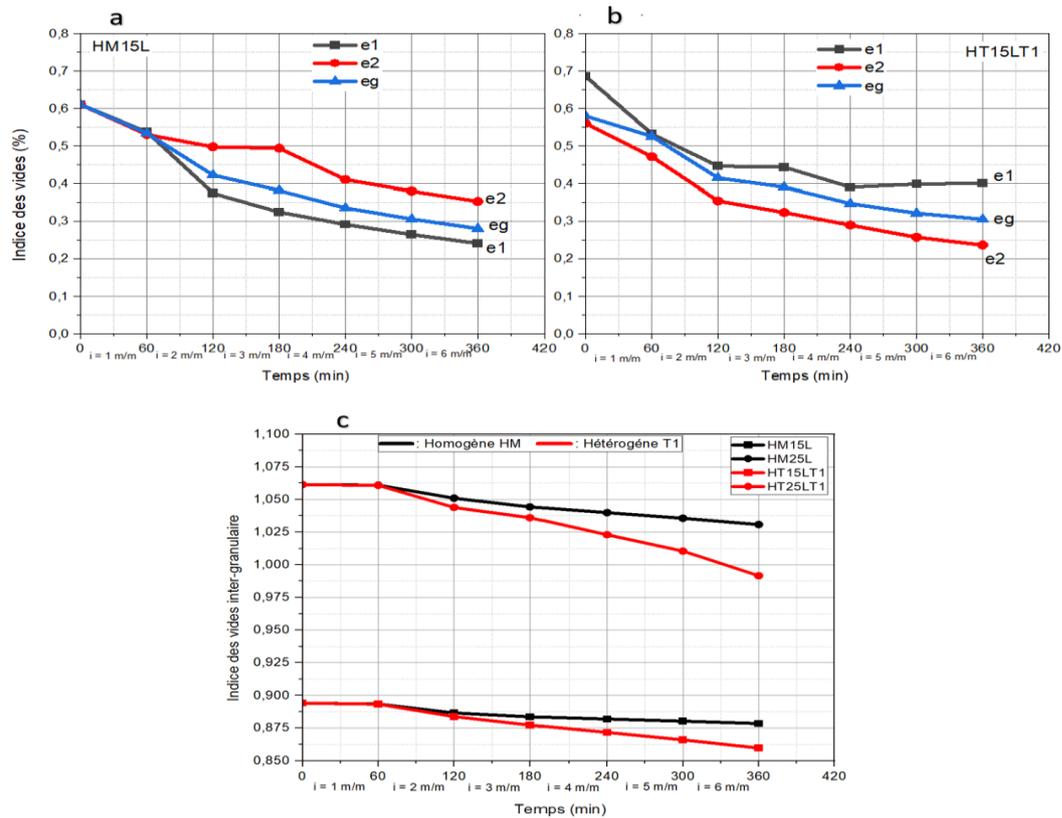


Figure 3.11 : Evolutions des indices des vides global et intergranulaire pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 avec une fraction de fines  $F_c = 15\%$  et  $25\%$  et un  $I_D = 0,1$

Sur les Figures 3.11a et 3.11b, les résultats montrent d'abord que l'indice des vides global initial est légèrement différent pour les éprouvettes homogène (HM15L) et hétérogène (HT15LT1). Ces résultats montrent également que la variation de l'indice des vides de la couche inférieure (e2) est plus forte pour l'éprouvette hétérogène HT15LT1 que pour l'éprouvette homogène de référence HM15L. Pour la couche supérieure, cette variation est plus faible pour l'éprouvette hétérogène. Ce résultat est relié à la plus forte quantité de fines dans la couche inférieure des sols hétérogènes. Après le 4<sup>ème</sup> palier de chargement ( $i = 4\text{ m/m}$ ), l'indice des vides de la couche supérieure ( $e_1$ ) des éprouvettes hétérogènes tend à se stabiliser, alors que dans le cas de la configuration homogène, il continue à décroître. Ce résultat s'explique par la présence d'une interface entre les deux couches des éprouvettes hétérogènes, avec une fraction de fines plus importante dans la partie inférieure. Cette configuration favorise le développement d'une zone de colmatage/blocage résultant de la suffusion de la couche supérieure. A l'inverse, dans le cas homogène, l'absence d'interface permet la poursuite du processus de suffusion au sein de l'éprouvette, sur un temps plus long.

La Figure 3.11c montre une variation plus importante de l'indice des vides intergranulaire pour les éprouvettes hétérogènes que pour les éprouvettes homogènes, que cela soit pour une teneur en fines globale initiale de 15% ou de 25%. On remarque cependant que la variation de l'indice des

vides intergranulaire est très faible par rapport à celle de l'indice des vides.

### 3.2.1.5. Puissance d'érosion

Cette méthode énergétique (Sibille et al., 2015), basée sur la détermination de la puissance d'érosion, est bien adaptée pour caractériser les conditions d'écoulement appliquées aux éprouvettes testées, car elle tient compte du gradient de pression, du débit d'écoulement et de la hauteur des éprouvettes. Ainsi, la puissance d'érosion, correspondant à la puissance dissipée par le fluide dans l'ensemble du volume de l'éprouvette, permet une bonne représentativité de la sollicitation hydraulique.

Pour mieux comprendre le processus de détachement et de migration des particules fines durant les phases d'essai, nous avons tracé les courbes des puissances d'érosion locales et globale dans les couches constitutives des éprouvettes testées (homogènes et hétérogènes) sur les Figures 3.12 et 3.13.

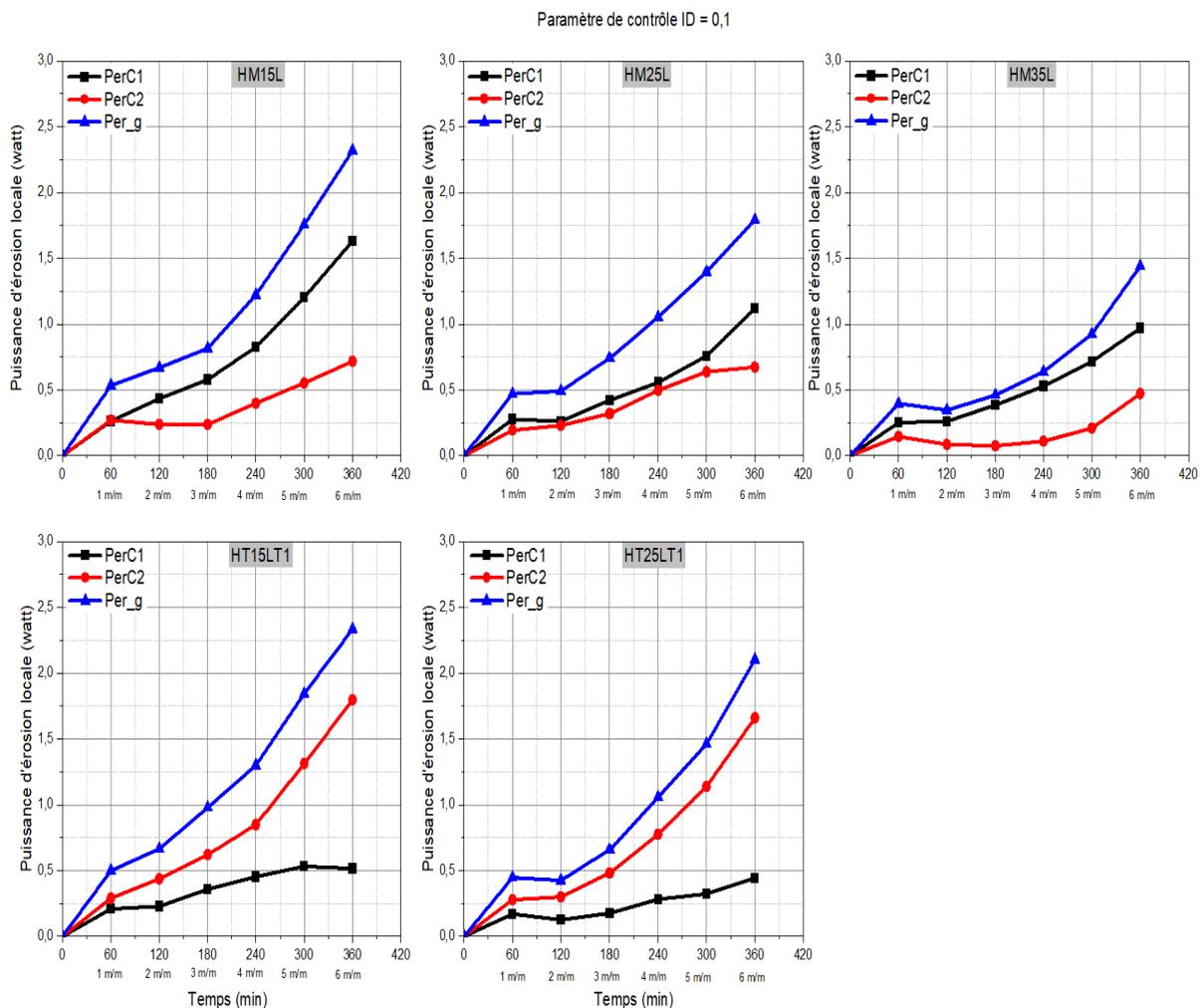


Figure 3.12 : : Evolutions des puissances d'érosion locales ( $Per_{C1}$ ,  $Per_{C2}$ ) et globale ( $Per_g$ ) pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 pour  $F_c = 15\%$  et  $25\%$  et  $I_D = 0,1$

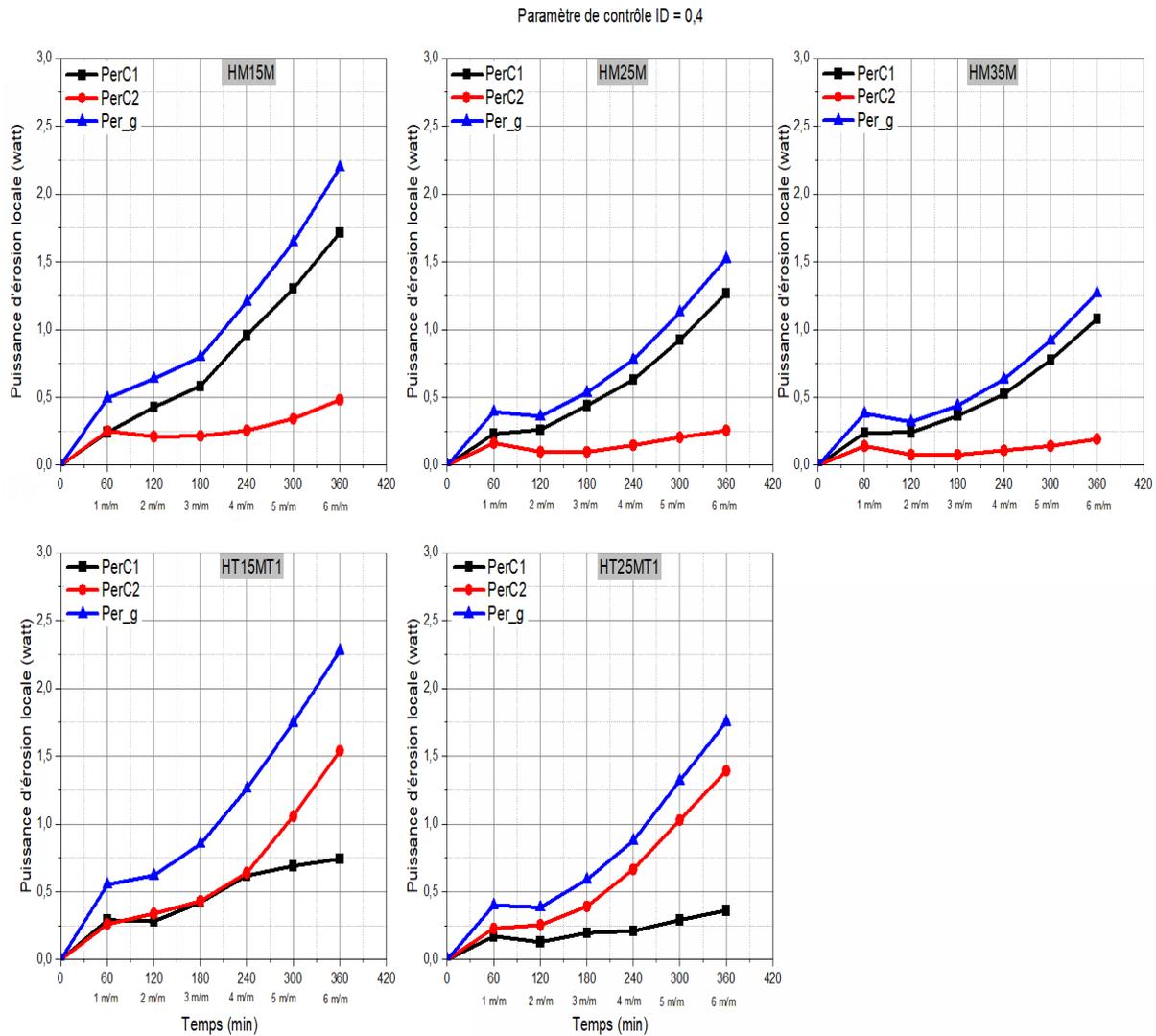


Figure 3.13 : Evolutions des puissances d'érosion locales ( $Per_{C1}$ ,  $Per_{C2}$ ) et globale ( $Per_g$ ) pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1 pour  $F_c = 15\%$  et  $25\%$  et  $ID = 0,4$

Sur la Figure 3.12, les résultats montrent qu'à un faible indice de densité ( $ID = 0,1$ ), et pour l'ensemble des éprouvettes (homogènes et hétérogènes), la puissance d'érosion augmente avec le gradient hydraulique appliqué, ce qui est cohérent par rapport à la définition même de la puissance d'érosion. On constate que la puissance d'érosion globale finale  $Per_g$ , obtenue en fin d'essai, diminue lorsque la fraction de fines augmente (2,32 W, 1,79 W et 1,44 W respectivement pour  $F_c = 15\%$ ,  $25\%$  et  $35\%$  pour les éprouvettes homogènes et 2,34 W et 2,10 W pour  $F_c = 15\%$  et  $25\%$  pour les éprouvettes hétérogènes).

Ce résultat montre que plus la fraction de fines est faible et plus ces fines sont transportées facilement à travers les constriction formées par les grosses particules, comme l'a montré Fellag (2016).

On vérifie également que la somme des puissances locales ( $Per_{C1}$  pour la couche supérieure et  $Per_{C2}$  pour la couche inférieure), dans chaque éprouvette, homogène ou hétérogène, est égale à la puissance globale ( $Per_g$ ).

Une différence notable entre les éprouvettes homogènes et hétérogènes est que la puissance d'érosion de la couche amont est supérieure à celle de la couche aval pour le cas homogène, alors que c'est l'inverse pour le cas hétérogène. En effet, pour les mêmes conditions d'essai avec l'indice de densité  $I_D = 0,1$ , pour la configuration d'hétérogénéité de type T1, les puissances d'érosion de la couche inférieure  $Per_{C2}$  sont de 1,80 W et 1,66 W pour 15 % et 25 % de fraction de fines, alors que dans le cas homogène, elles sont 0,72 W et 0,67 W. Aussi, pour une fraction de fines  $F_c = 15$  %, les puissances d'érosion locales sont pour l'éprouvette hétérogène (HT15LT1), 1,80 W et 0,5 W pour les couches inférieure (C2) et supérieure (C1) respectivement alors que pour l'éprouvette homogène de référence (HM15L), on a des puissances d'érosion locales 0,72 W et 1,6 W pour les couches inférieure (C2) et supérieure (C1) respectivement. Cette différence peut être interprétée par un détachement plus facile des fines situées à l'aval (couche inférieure) dans le cas hétérogène par rapport au cas homogène de référence.

Concernant les éprouvettes hétérogènes et homogènes avec  $I_D = 0,4$  (Figure 3.13), les comportements au détachement et à la migration locale sont similaires, mais avec des puissances d'érosion plus faibles dans le cas hétérogène. Ainsi, l'augmentation de l'indice de densité contribue à diminuer la puissance d'érosion (détachement et migration des particules fines). Cette réduction est liée à la structure plus dense où le réseau poral est réduit et par conséquent provoque une difficulté de migration des fines particules.

Afin d'apprécier le détachement et la migration des fines, la Figure 3.14 présente l'évolution du taux d'érosion par rapport à la puissance d'érosion dans les deux configurations (homogènes et hétérogène de type T1).

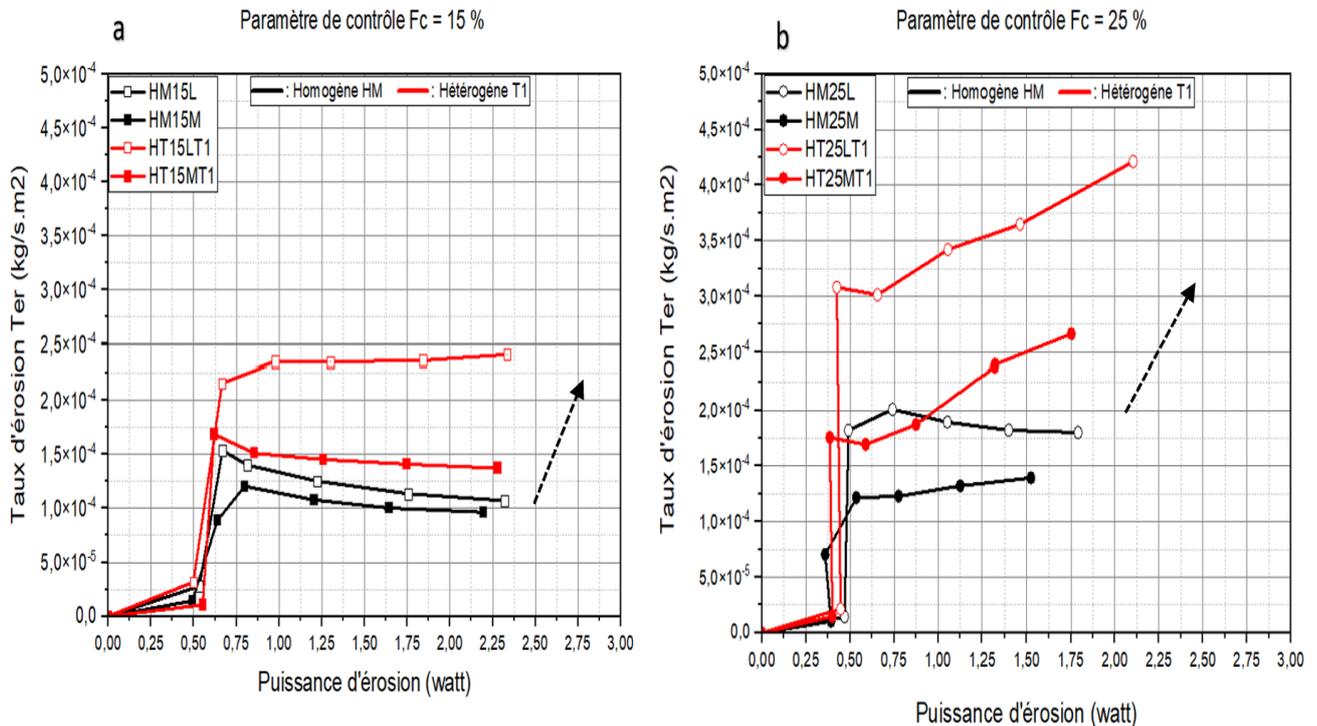


Figure 3.14 : Evolutions du taux d'érosion en fonction de la puissance d'érosion pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1, a)  $F_c = 15\%$  et b)  $F_c = 25\%$

La Figure 3.14 montre, pour une fraction de fines  $F_c = 15\%$ , une légère augmentation du taux d'érosion pour des puissances d'érosion faibles comprises entre 0 et 0,50 W à la fin du 1<sup>er</sup> palier de gradient ( $i = 1$  m/m), indiquant le départ des fines. Ces résultats montrent que le taux d'érosion reste plus élevé, avec une puissance d'érosion légèrement supérieure, dans les éprouvettes hétérogènes HT15LT1 et HT15MT1 comparativement aux éprouvettes homogènes de référence HM15L et HM15M.

En revanche, pour une fraction de fines  $F_c = 25\%$ , les résultats montrent qu'après une augmentation brutale pour  $P_{er} = 0,50$  W, le taux d'érosion continue de croître avec la puissance d'érosion pour les éprouvettes hétérogènes HT25LT1 et HT25MT1, mais également pour l'éprouvette homogène HM25M avec une plus faible amplitude. Dans les mêmes conditions d'essai, quels que soient l'indice de densité et la fraction de fines initiale, le taux d'érosion et la puissance d'érosion restent plus importants pour les éprouvettes hétérogènes.

En conclusion, les éprouvettes (homogènes ou hétérogènes) d'indice de densité  $I_D = 0,1$  ont un taux d'érosion et une puissance d'érosion plus élevés que les éprouvettes (homogènes ou hétérogènes) d'indice  $I_D = 0,4$ , quel que soit la fraction de fines. Et l'érodabilité importante des éprouvettes hétérogènes de type T1 est probablement provoquée par une puissance d'érosion

locale de la couche inférieure très importante par rapport aux éprouvettes homogènes de référence.

### 3.2.1.6. Distribution granulométrique

L'analyse granulométrique réalisée avant et après chaque essai a permis d'obtenir les résultats présentés sur la Figure 3.15.

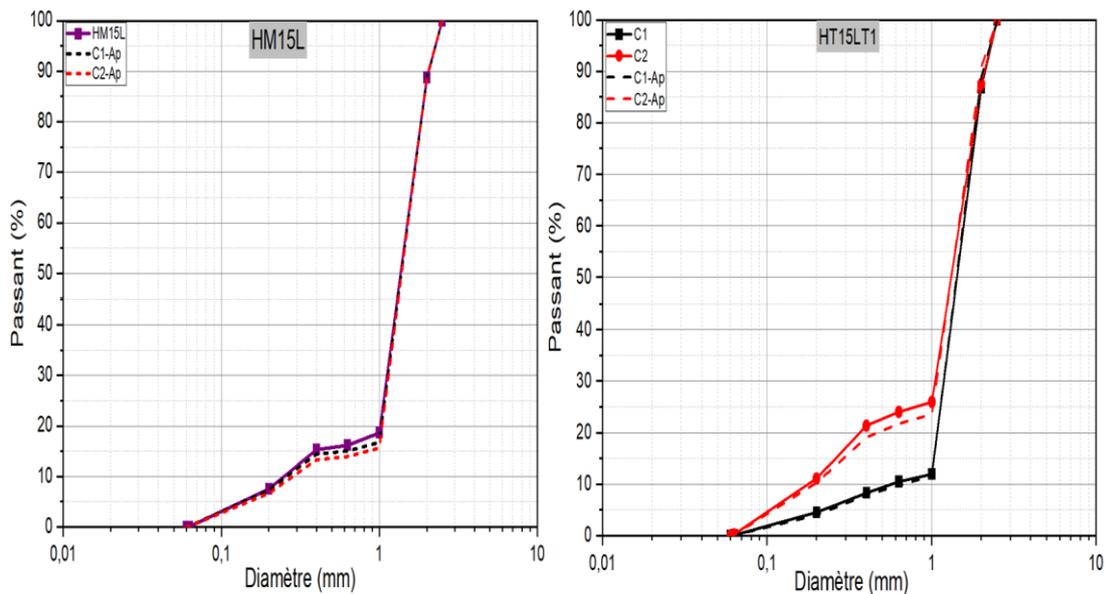


Figure 3.15 : Distribution granulométrique avant et après essai de suffusion des éprouvettes HM15L et HT15LT1

On observe que pour chaque éprouvette, la perte de particules fines est légèrement inférieure dans la partie supérieure par rapport à la partie inférieure. Ce résultat est en accord avec les résultats de Oueidat (2022).

Dans l'ensemble, l'érosion est plus accentuée dans les couches inférieures pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T1. Cependant, le détachement et la migration des fines restent très faibles dans la couche supérieure pour l'éprouvette hétérogène de type T1 (cf. Figures 3.12 et 3.13).

En revanche, pour les éprouvettes homogènes, on observe une diminution plus significative de la teneur en fines de la couche supérieure.

Le diamètre de contrôle  $D_{C35}$  (taille des constriction) de chaque couche est déterminé grâce aux courbes de constriction de la Figure 3.16 et résumé dans le Tableau 3.2.

Tableau 3.2 : Critère de filtre basé sur la taille des constriction (D<sub>c35</sub> : diamètre de contrôle)

	Différentes couches	Taille des constriction, diamètre de contrôle (D <sub>c35</sub> ) en fonction de l'indice de densité (I <sub>D</sub> )		Diamètre particules fines érodables (mm) d <sub>85f</sub>	Critère de rétention D <sub>c35</sub> / d <sub>85f</sub> < 1 (Filtration et colmatage)	
		I <sub>D</sub> = 0,1	I <sub>D</sub> = 0,4		I <sub>D</sub> = 0,1	I <sub>D</sub> = 0,4
Eprouvette de type T1	C1 (F <sub>c1</sub> = 14 %)	0,093	0,078	0,325	0,22	0,19
HT25T1	C2 (F <sub>c2</sub> = 33 %)	0,072	0,061			

Les constriction des couches inférieures (C2) des éprouvettes hétérogènes sont plus réduites, quel que soit l'indice de densité. De plus, le critère de filtre appliqué aux deux couches de l'éprouvette hétérogène, montre que la couche inférieure (C2) joue le rôle de filtre par rapport à la couche supérieure (C1). Ce processus de filtration provoque une conductivité hydraulique plus faible, comme nous l'avons observé (cf. Figures 3.8 et 3.9).

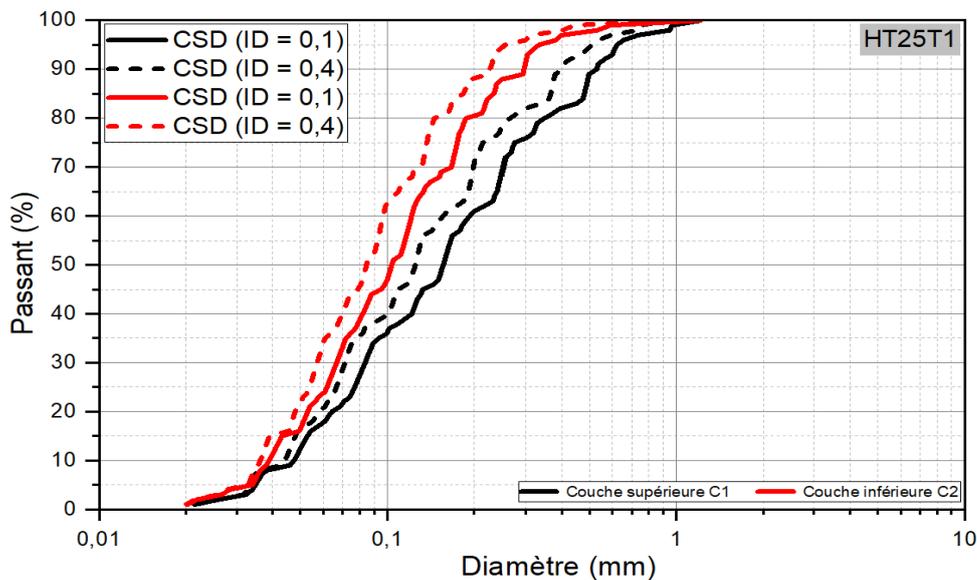


Figure 3.16 : Courbes des constriction des différentes couches granulaires locales pour l'éprouvette hétérogène T1 avec une fraction de fines F<sub>c</sub> = 25 % et deux indices de densité I<sub>D</sub> = 0,1 et 0,4

### 3.2.1.7. Synthèse de l'effet de l'hétérogénéité granulaire de type T1

La configuration de référence, c'est-à-dire homogène, présente la plus faible susceptibilité à la suffusion et la configuration d'hétérogénéité de type T1 est la plus érodable. Dans les deux configurations, le phénomène de suffusion est accompagné d'une diminution de la conductivité

hydraulique liée au processus de filtration. Certaines particules fines détachées peuvent être bloquées dans des constriction assez petites empêchant ainsi la poursuite de l'érosion.

L'analyse de la susceptibilité à la suffusion a nécessité d'avoir recours à l'utilisation de paramètres locaux pour les éprouvettes hétérogènes. Les conclusions concernant la suffusion des éprouvettes hétérogènes de type T1 sont les suivantes :

- le taux d'érosion (masse érodée) et la déformation des éprouvettes hétérogènes de type T1 augmentent avec la teneur en fines érodables ;
- le taux d'érosion reste plus élevé, avec une puissance d'érosion globale légèrement supérieure pour les éprouvettes hétérogènes par rapport aux éprouvettes homogènes ;
- la conductivité hydraulique locale diminue rapidement du fait de la filtration des particules à travers le réseau poral de la matrice granulaire.
- plus l'indice de densité augmente (réduction de la taille des constriction formées par le squelette granulaire), plus le taux d'érosion diminue durant la suffusion ;
- les sols de faible teneur en fines érodables dans la configuration d'hétérogénéité de type T1 sont moins enclins à la suffusion que ceux ayant des teneurs en fines plus importantes ;
- la faible puissance d'érosion induit néanmoins des masses érodées importantes pour des structures granulaires hétérogènes.

L'analyse des résultats a montré que la tendance de l'évolution de la puissance d'érosion locale est similaire pour la configuration homogène et pour la configuration hétérogène avec une inversion de la cinétique de migration des fines des différentes couches de la matrice granulaire, indiquant que la localisation des fines affecte ce paramètre du sol. La susceptibilité à la suffusion des éprouvettes hétérogènes dépend simultanément de la teneur en fines et de leur répartition dans la structure granulaire.

### 3.2.2. Hétérogénéité granulaire de type T2

Cette section est consacrée à l'étude du comportement vis-à-vis de la suffusion de sols présentant une hétérogénéité de type T2. Pour rappel, cette hétérogénéité est celle qui correspond à un défaut de compactage (cf. §2.1.2). Dans notre cas d'étude, cette configuration de type T2 se présente sous forme de deux couches de même teneur en fines et d'indices de densité différents ( $I_D = 0,1$  pour la couche supérieure et  $I_D = 0,4$  pour la couche inférieure). La caractérisation de la suffusion des éprouvettes hétérogènes T2 suit la même procédure d'interprétation que celle développée pour la configuration hétérogène de type T1 (cf. §3.2.1).

#### 3.2.2.1. Masse érodée cumulée

L'évolution de la masse érodée cumulée au cours de l'essai de suffusion est synthétisée sur la Figure 3.17. Cette figure montre une augmentation de la masse érodée avec le gradient hydraulique appliqué pour toutes les éprouvettes testées. En effet, on peut observer que les masses érodées cumulée en fin d'essai sont de 45,6 g, 13,7 g, et 13,6 g pour les éprouvettes hétérogènes HT35T2, HT25T2 et HT15T2, et 39,9 g, 23,7 g et 16,5 g pour les éprouvettes homogènes HM35M, HM25M et HM15M (pour un indice de densité  $I_D = 0,4$ ).

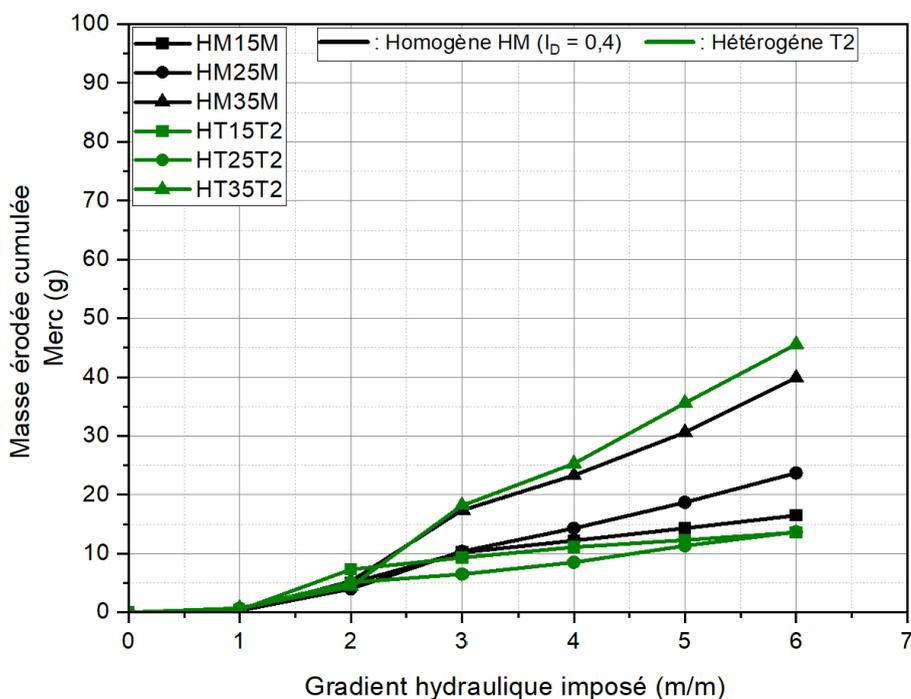


Figure 3.17 : Masse érodée cumulée au cours de l'essai de suffusion pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes T2 à différentes fractions de fines  $F_c = 15\%$ ,  $25\%$  et  $35\%$

On note également que les masses des fines érodées des éprouvettes hétérogènes HT25T2 et HT15T2 sont moins importantes que celles mesurées pour les configurations homogènes HM25M et HM15M, alors que pour 35 % de fines (HT35T2 et HM35M), c'est l'inverse.

En ce qui concerne les fractions de fines de 15 % et 25%, les résultats peuvent être expliqués par l'effet de la filtration des fines particules provenant de la couche supérieure (amont,  $I_D = 0,1$ ) par la couche inférieure (aval,  $I_D = 0,4$ ) durant le processus de suffusion des éprouvettes hétérogènes de type T2. Cette filtration provoque un colmatage, donc une augmentation de la résistance à la migration des fines et une réduction de la conductivité hydraulique. Celle-ci sera confirmée dans la section sur l'étude du comportement hydraulique (cf. §3.2.2.3). Par ailleurs, l'évolution de l'indice des vides ( $e_2$ ) de la couche inférieure durant l'essai (cf. §3.2.2.4) montre qu'il diminue considérablement pour l'éprouvette hétérogène par rapport à la configuration homogène de référence.

En ce qui concerne la fraction de fines de 35 %, l'inversion de la tendance peut être reliée au fait que la teneur en fines est proche du seuil ( $F_{cth}$ ). Dans ce cas, la structure granulaire est gouvernée par les fines, ce qui favorise leur érosion, comme nous l'avons montré dans la bibliographie (cf. §1.2.2).

On peut conclure que l'érodabilité est moins importante dans la configuration hétérogénéité de type T2 par rapport à la configuration homogène, si la fraction de fines reste inférieure à la fraction seuil, et inversement si on dépasse ce seuil.

3.2.2.2. Taux d'érosion et déformation axiale

Les évolutions du taux d'érosion et de la déformation axiale sont présentées sur la Figure 3.18.

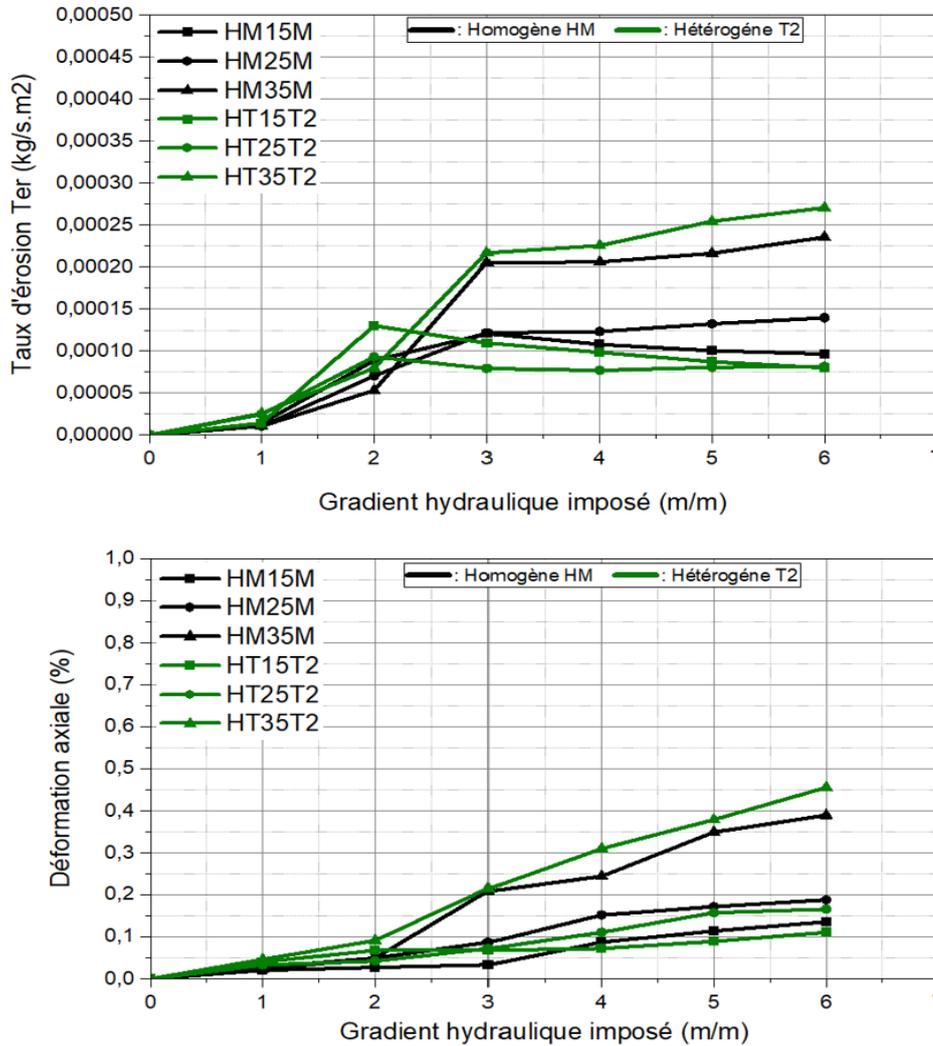


Figure 3.18 : Evolutions de la déformation axiale et du taux d'érosion  $T_{er}$  au cours des essais de suffusion pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T2

Les courbes montrent qu'entre le premier et le second palier, le taux d'érosion et la déformation axiale augmentent plus rapidement pour les éprouvettes hétérogènes que pour les éprouvettes homogènes. Cette tendance s'inverse pour les paliers suivants, mais uniquement pour les deux fractions de fines les plus faibles 15 % et 25%. Pour la fraction de fines de 35 %, pratiquement égale à la fraction de fines seuil, comme expliqué dans la section précédente, l'érosion des fines est favorisée.

### 3.2.2.3. Comportement hydraulique : pressions hydrauliques, conductivités hydrauliques et vitesses d'écoulement

Comme pour la configuration de type T1, on dispose de trois capteurs, deux sont placés près des deux extrémités (P1 et P3 dans le sens de l'écoulement) et le troisième (P2) se trouve au milieu de l'éprouvette. Les Figures 3.19 et 3.20 présentent l'évolution des pressions hydrauliques locales en fonction du gradient hydraulique appliqué. Les résultats montrent une augmentation importante de la pression au niveau du capteur P1, avec des valeurs très proches pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes. En ce qui concerne la pression au niveau de P2, elle augmente significativement à partir du 2<sup>ème</sup> palier pour les éprouvettes hétérogènes, alors qu'il faut attendre l'application du 3<sup>ème</sup> palier dans le cas des éprouvettes homogènes. Cette pression P2 est plus importante pour les éprouvettes hétérogènes que pour les éprouvettes homogènes et cela semble être lié à la filtration de la couche inférieure plus dense. Ce résultat sera confirmé par l'étude des indices des vides locaux à la section §3.2.2.4.

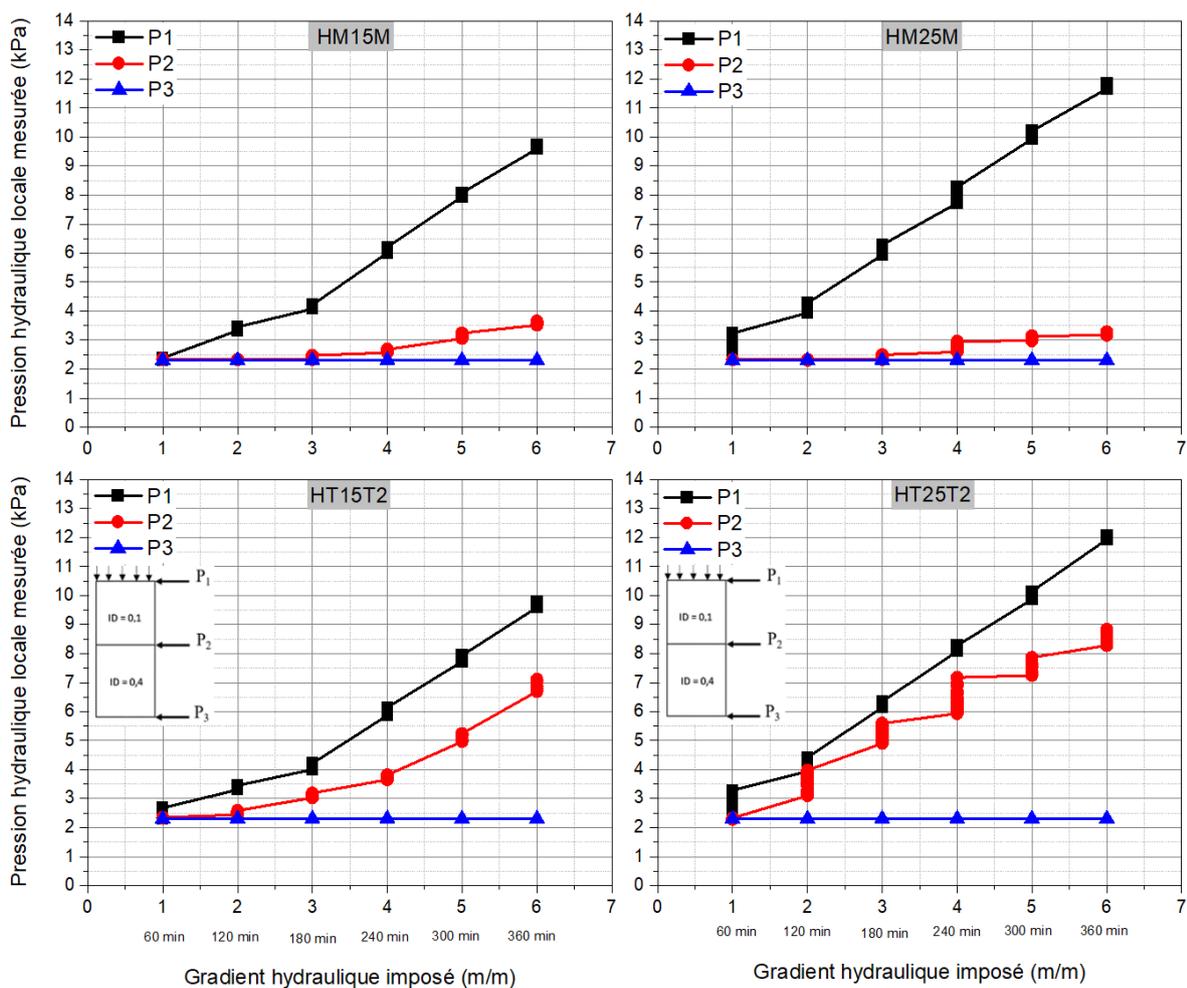


Figure 3.19 : Evolutions des pressions hydrauliques P1, P2 et P3 pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T2 pour  $F_c = 15\%$  et  $25\%$

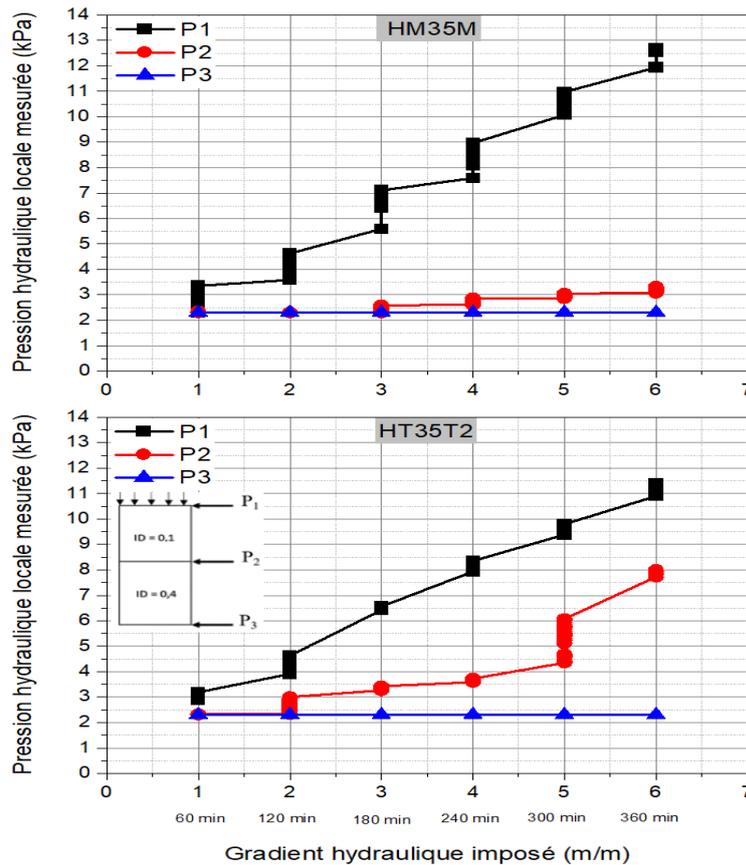


Figure 3.20 : Evolutions des pressions hydrauliques P1, P2 et P3 pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T2 pour  $F_c = 35\%$

Nous remarquons que pour l'éprouvette HT35T2, pour laquelle la masse érodée cumulée est supérieure à celle de l'éprouvette HM35M, la pression au niveau du capteur P2 reste assez faible jusqu'à la fin du palier de gradient 5, et par conséquent qui présage du détachement et la migration des fines initialement importantes au sein de l'éprouvette hétérogène (HT35T2). Le passage au dernier palier de gradient s'accompagne d'une brusque augmentation de cette pression P2 traduisant vraisemblablement un début de relatif colmatage.

On peut donc conclure que dans les deux cas (éprouvettes hétérogènes T2 et homogènes), la pression P1 semble être influencée par la fraction des fines (augmentation de P1 avec  $F_c$ ). En ce qui concerne la pression P2, elle augmente également avec la fraction de fines, et elle est supérieure pour les éprouvettes hétérogènes que pour les éprouvettes homogènes. Ce résultat peut s'expliquer par le fait que pour l'éprouvette hétérogène, les fines de la couche supérieure ( $I_D = 0,1$ ) migrent facilement vers la couche inférieure ( $I_D = 0,4$ ) provoquant des colmatages et par conséquent réduisant localement, peut-être au niveau de l'interface des deux couches, le réseau poral (cf. section § 3.2.2.4). On peut noter que cette évolution des pressions hydrauliques est cohérente avec

les résultats rapportés dans la littérature (Fellag, 2016 ; Oueidat, 2022).

Les conductivités hydrauliques des éprouvettes hétérogènes sont présentées sur la figure 3.21.

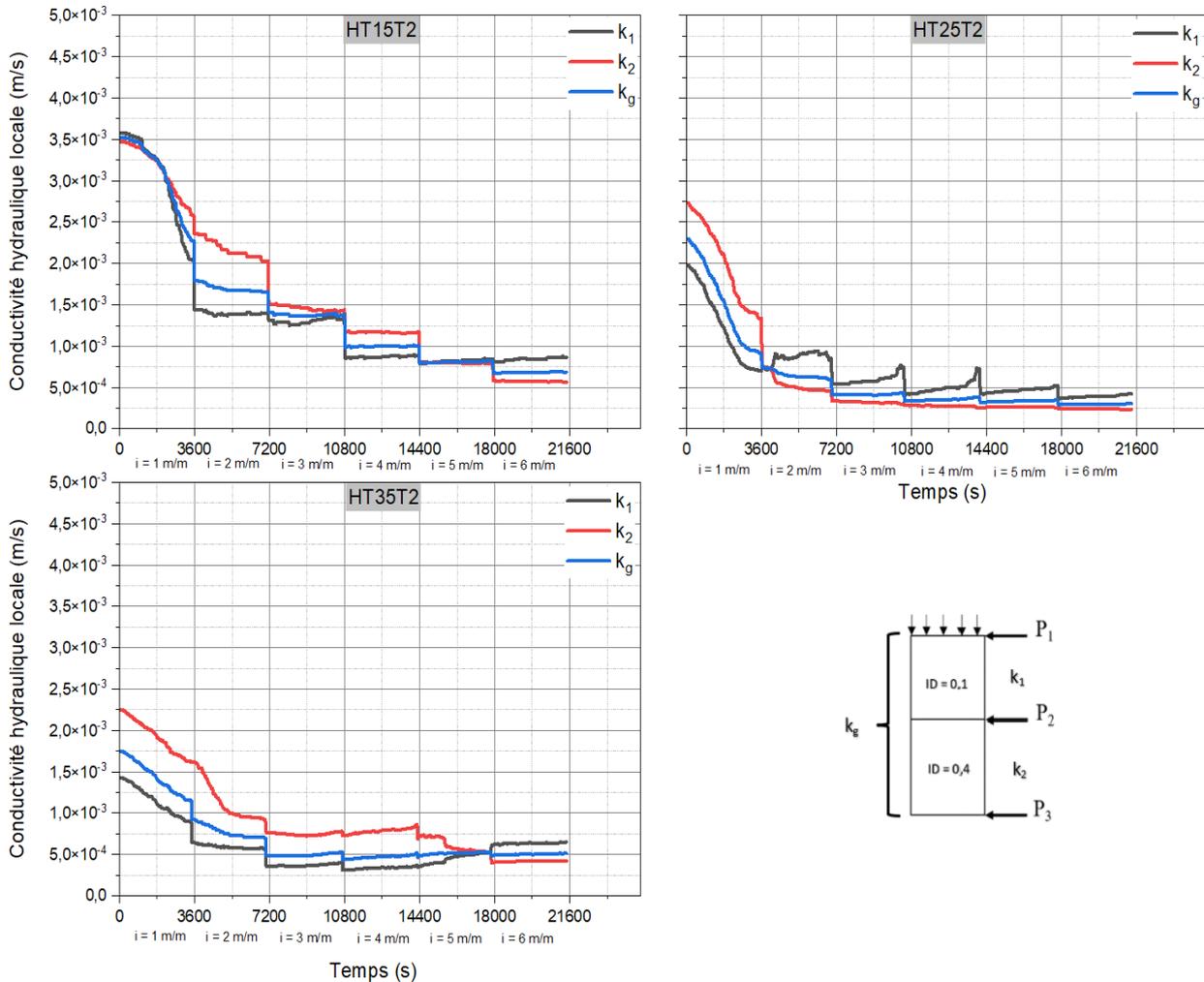


Figure 3.21 : Evolutions de la conductivité hydraulique des éprouvettes hétérogènes de type T2 avec une fraction de fines  $F_c = 15 \%$ ,  $25 \%$  et  $35 \%$

Les résultats montrent que les conductivités hydrauliques locale et globale diminuent pour toutes les éprouvettes hétérogènes. Toutefois, on constate une réduction plus rapide de celle-ci au 1<sup>er</sup> palier de chargement ( $i = 1 \text{ m/m}$ ). Ce résultat est probablement dû au tout premier réarrangement des grains du sol suite à l'établissement de l'écoulement et à une filtration des couches supérieures, comme on l'a montré les évolutions du taux d'érosion. On a le même phénomène pour les éprouvettes homogènes qui ont cependant des conductivités hydrauliques locales relativement importantes.

De manière générale, la conductivité hydraulique locale de la couche supérieure ( $k_1$ ) diminue

progressivement par palier et reste inférieure à celle de la couche sous-adjacente jusqu'à l'avant-dernier palier  $i = 5 \text{ m/m}$  pour HT15T2 et HT35T2. Toutefois, pour l'éprouvette HT25T2, la valeur de conductivité locale de la couche supérieure est plus faible que celle de la couche inférieure seulement pour le 1<sup>er</sup> palier  $i = 1 \text{ m/m}$  et ensuite elle passe au-dessus jusqu'à la fin d'essai.

Une comparaison des conductivités hydrauliques relatives ( $k/k_0$ ) est présentée à la Figure 3.22. Les conductivités relatives des éprouvettes homogènes et hétérogènes ont des évolutions similaires et presque identiques pour des fractions de fines inférieures au seuil théorique  $F_{cth}$  (35 %). Cependant, quand la fraction des fines érodables avoisine cette valeur seuil (Figure 3.22b), la conductivité relative de l'éprouvette HM35M est nettement plus faible que celle de l'éprouvette HT35T2, traduisant une érosion plus importante dans ce dernier cas.

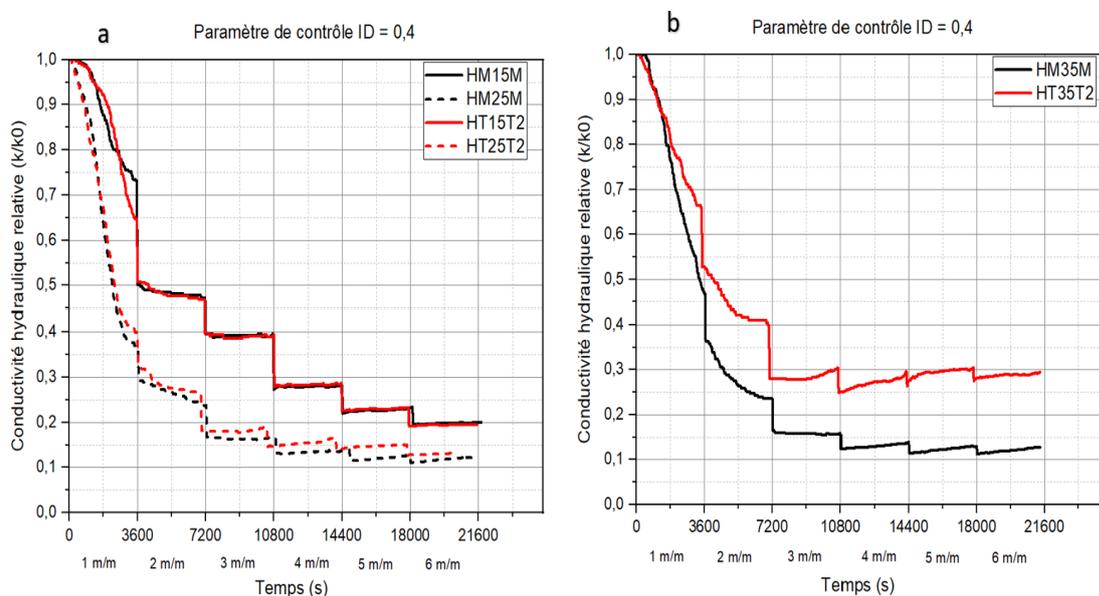


Figure 3.22 : Evolutions de la conductivité hydraulique relative ( $k/k_0$ ) pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T2 pour  $F_c = 15 \%$ ,  $25 \%$  et  $35 \%$

#### 3.2.2.4. Indice des vides

Comme pour la configuration T1, l'indice des vides a été déterminé (Figure 3.23) à partir de la méthode de Chapuis (2004) (cf. §2.4.3). La tendance de l'évolution de l'indice des vides des éprouvettes est similaire pour différents teneurs en fines. L'indice des vides diminue avec l'augmentation de la fraction de fines initiale. Les résultats pour les éprouvettes avec une fraction de fines  $F_c = 15 \%$  sont présentés à la Figure 3.23. On observe que pour l'éprouvette homogène (HM15M), à partir du 2<sup>ème</sup> palier de gradient hydraulique ( $i = 2 \text{ m/m}$ ), les indices des vides de la partie supérieure ( $e_1$ ) et de la partie inférieure ( $e_2$ ) s'écartent et, après ce palier jusqu'en fin d'essai, l'indice des vides de la partie supérieure reste inférieur à celui de la partie inférieure ( $e_1 < e_2$ ). En

fin d'essai, les valeurs des indices des vides des parties supérieure et inférieure atteignent respectivement de 0,20 et 0,35. Ces résultats peuvent s'expliquer par les processus de filtration, de colmatage des fines dans la matrice granulaire et de départ de fines particules de la partie supérieure.

Pour l'éprouvette hétérogène de type T2, l'indice des vides est également plus faible dans la couche supérieure que dans la couche inférieure, ce qui montre une érosion (détachement/migration) de la couche inférieure. Cependant, dans le cas des éprouvettes hétérogènes T2 (Figure 3.23), les valeurs des indices des vides sont plus faibles que pour les éprouvettes homogènes. En début d'essai l'indice des vides de la couche amont ( $e_1$ ) est supérieur à celui de la couche aval ( $e_2$ ), ce qui est normal puisque l'indice de densité  $I_D$  est différent dans les deux couches. En passant au 2<sup>ème</sup> palier de gradient ( $i = 2 \text{ m/m}$ ), on a une inversion ( $e_1$  devient inférieur à  $e_2$ ) mais avec une forme de discontinuité dans la variation de  $e_1$  : alternance de baisse rapide et de baisse très lente et même d'augmentation au 5<sup>ème</sup> palier traduisant vraisemblablement la migration de particules fines de la couche supérieure à la couche inférieure, et  $e_1$  devient de nouveau supérieur à  $e_2$  au 6<sup>ème</sup> palier de gradient. Ce résultat peut s'expliquer par l'indice de densité plus élevé de la couche inférieure ( $I_D = 0,4$ ) qui provoque certainement un colmatage du réseau poral et également de la filtration préalable de la couche supérieure ( $I_D = 0,1$ ). Les particules fines détachées par les forces d'écoulement sont bloquées à l'interface des couches ou sont piégées dans le réseau poral réduit de la couche inférieure. Cette double action correspond à la réduction de l'indice des vides et par conséquent à une diminution des conductivités hydrauliques locale et globale. Ces phénomènes conjugués expliqueraient la faible érodabilité des éprouvettes hétérogènes comparativement aux éprouvettes homogènes.

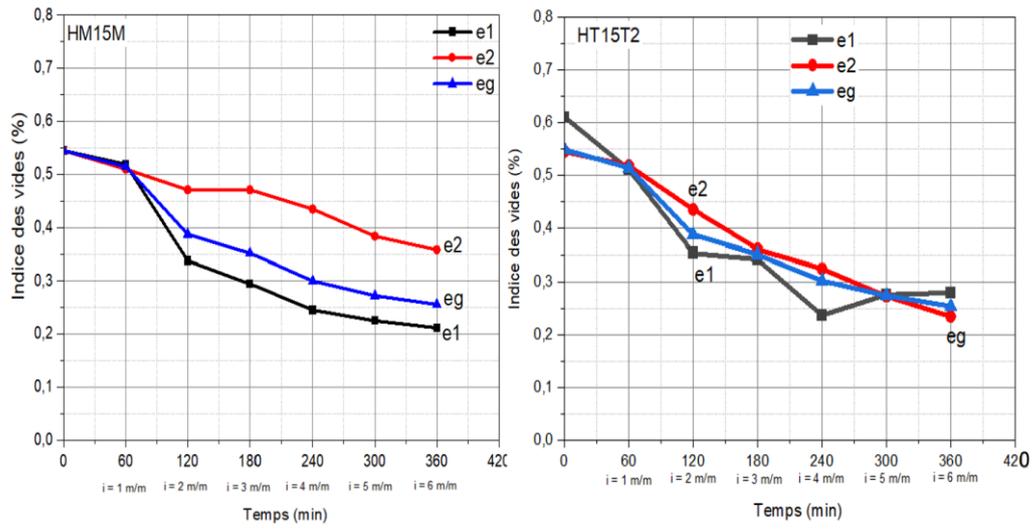


Figure 3.23 : Evolutions des indices des vides des différentes éprouvettes dans la configuration granulaire homogène et hétérogène de type T2

3.2.2.5. Puissance d'érosion

La Figure 3.24 présente l'évolution des puissances d'érosion pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T2 pour les trois teneurs en fines de 15%, 25% et 35%.

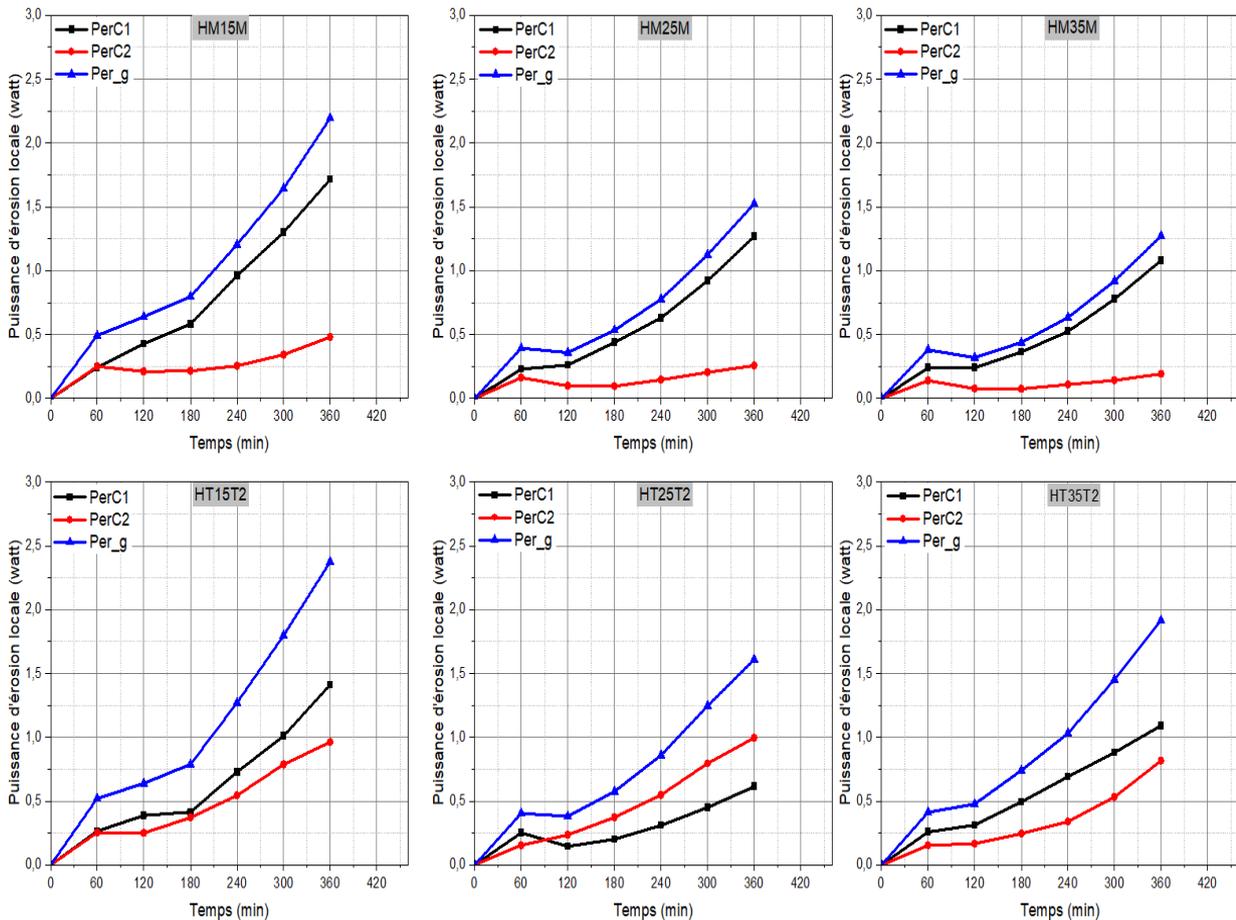


Figure 3.24 : Evolutions des puissances d'érosion locales ( $Per_{C1}$ ,  $Per_{C2}$ ) et globale ( $Per_g$ ) pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T2 pour  $F_c = 15\%$ ,  $25\%$  et  $35\%$

La puissance d'érosion augmente avec le gradient hydraulique appliqué et la valeur atteinte en fin d'essai baisse avec l'augmentation de la fraction de fines pour l'ensemble des éprouvettes (homogènes et hétérogènes). Cette puissance d'érosion globale ( $Per_g$ ) reste égale à la somme des puissances locales des différentes couches ( $Per_{C1}$ , couche supérieure et  $Per_{C2}$ , couche inférieure). Ce qu'on remarque comme différence assez nette entre les éprouvettes homogènes et hétérogènes, c'est que pour les éprouvettes homogènes, la puissance d'érosion de la couche inférieure ( $C2$ )  $Per_{C2}$  est toujours très faible alors que ce n'est pas le cas pour les éprouvettes hétérogènes. Il y a une plus grande puissance dissipée dans la couche inférieure ( $C2$ ) pour les éprouvettes hétérogènes. Ce résultat est dû certainement à l'influence du réseau poral de la couche supérieure

(C1) où celle des éprouvettes hétérogènes avec un indice de densité  $I_D = 0,1$  génère une conductivité hydraulique plus importante (cf. Figure 3.22) par rapport à celle des éprouvettes homogènes (l'indice de densité de la couche supérieure (C1) est  $I_D = 0,4$ ).

Les résultats montrent cependant un comportement similaire de détachement et de migration des fines pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes où la puissance de la couche supérieure ( $Per_{C1}$ ) est supérieure à celle de la couche inférieure ( $Per_{C2}$ ), sauf pour l'éprouvette HT25T2 où il y a une inversion de l'ordre des puissances locales après le 1<sup>er</sup> palier de gradient hydraulique ( $i = 1$  m/m). Néanmoins, la puissance d'érosion globale est légèrement supérieure dans les éprouvettes hétérogènes par rapport aux éprouvettes homogènes, en raison d'un détachement et d'une migration plus importante des fines de la couche supérieure. En effet, pour la configuration d'hétérogénéité de type T2, les résultats montrent une puissance d'érosion maximale  $Per_g$  de 2,4W, 1,6 W et 1,9 W respectivement pour 15 %, 25 % et 35 % de fraction de fines érodables), et de 2,2 W, 1,5 W et 1,3 W pour les éprouvettes homogènes HM15M, HM25M et HM35M.

### 3.2.2.6. Distribution granulométrique

La Figure 3.25 présente l'évolution des distributions granulométriques pour les éprouvettes dans la configuration granulaire hétérogène de type T2.

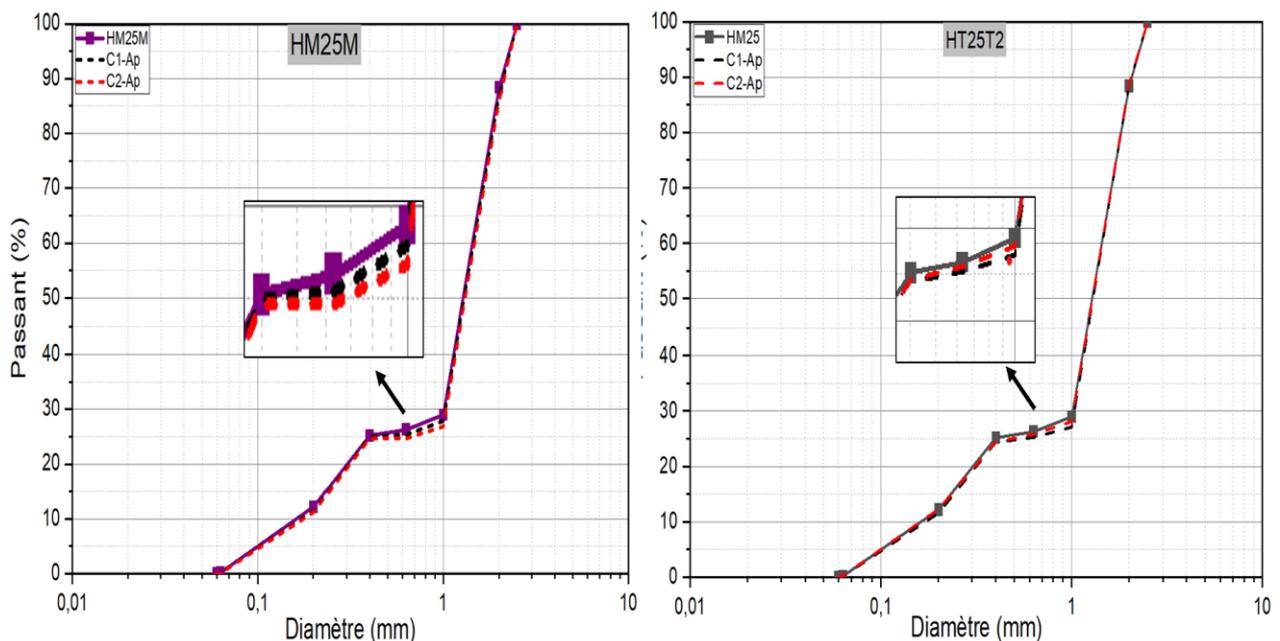


Figure 3.25 : Distribution granulométrique avant et après essai de suffusion des éprouvettes HM25M et HT25T2

La distribution post-suffusion des éprouvettes homogène HM25M et hétérogène HT25T2 montre une perte de particules fines dans la couche inférieure qui est plus importante pour l'éprouvette homogène. Toutefois, la migration des fines de la couche supérieure vers la couche inférieure est plus importante pour l'éprouvette hétérogène (Figure 3.25).

#### 3.2.2.7. Synthèse de l'effet de l'hétérogénéité granulaire de type T2

Dans l'ensemble, la faible érodabilité des éprouvettes hétérogènes de type T2 semble être due à un effet combiné de filtration et de colmatage dans les couches inférieures moyennement denses ( $I_D = 0,4$ ) par rapport aux éprouvettes homogènes si la teneur en fines reste inférieure à un certain seuil (proche de 35%), et inversement si on dépasse ce seuil. L'évolution de l'indice des vides serait aussi en lien avec ce phénomène. La susceptibilité à la suffusion des éprouvettes hétérogènes dépend aussi de la teneur en fines.

L'analyse des résultats a montré une nette différence entre la puissance d'érosion et le taux d'érosion des éprouvettes homogènes et hétérogènes. Bien que les éprouvettes hétérogènes de type T2 présentent une érodabilité faible, la puissance d'érosion globale est légèrement supérieure pour les éprouvettes hétérogènes par rapport aux éprouvettes homogènes, en raison d'un détachement et d'une migration plus importante des fines de la couche supérieure avec un indice de densité faible ( $I_D = 0,1$ ).

Dans la configuration de type T2, quand la fraction de fines initiale dans la structure granulaire est inférieure au seuil critique ( $F_{cth} = 35\%$ ), les éprouvettes hétérogènes de type T2 sont moins érodables que les éprouvettes homogènes. Cependant, quand la fraction des fines érodables avoisine ou est au-delà du seuil, c'est l'inverse qui est observé avec une la conductivité hydraulique locale de l'éprouvette hétérogène plus importante que celle du cas homogène.

### 3.2.3. Hétérogénéité granulaire de type T3

Dans cette section, l'étude du comportement des sols à granulométrie hétérogène de type T3 est traitée comparativement aux éprouvettes de référence homogènes, en suivant la même procédure que celle développée pour les hétérogénéités de type T1 et T2. Pour rappel, cette hétérogénéité (cf. 2.1.2) correspond à celle qui peut être provoquée par les opérations de mise en œuvre des matériaux sur le chantier entraînant une ségrégation des matériaux, caractérisée par un accroissement de la taille des particules en fonction de la profondeur du sol. Les éprouvettes testées sont ainsi constituées de 4 couches de même indice de densité, de teneurs en fines différentes et de hauteurs variables (cf. Tableau 2.3).

#### 3.2.3.1. Masse érodée cumulée, taux d'érosion et déformation axiale

L'évolution de la masse érodée cumulée au cours de l'essai de suffusion est présentée sur la Figure 3.26 avec une faible perte de fines pour les éprouvettes hétérogènes.

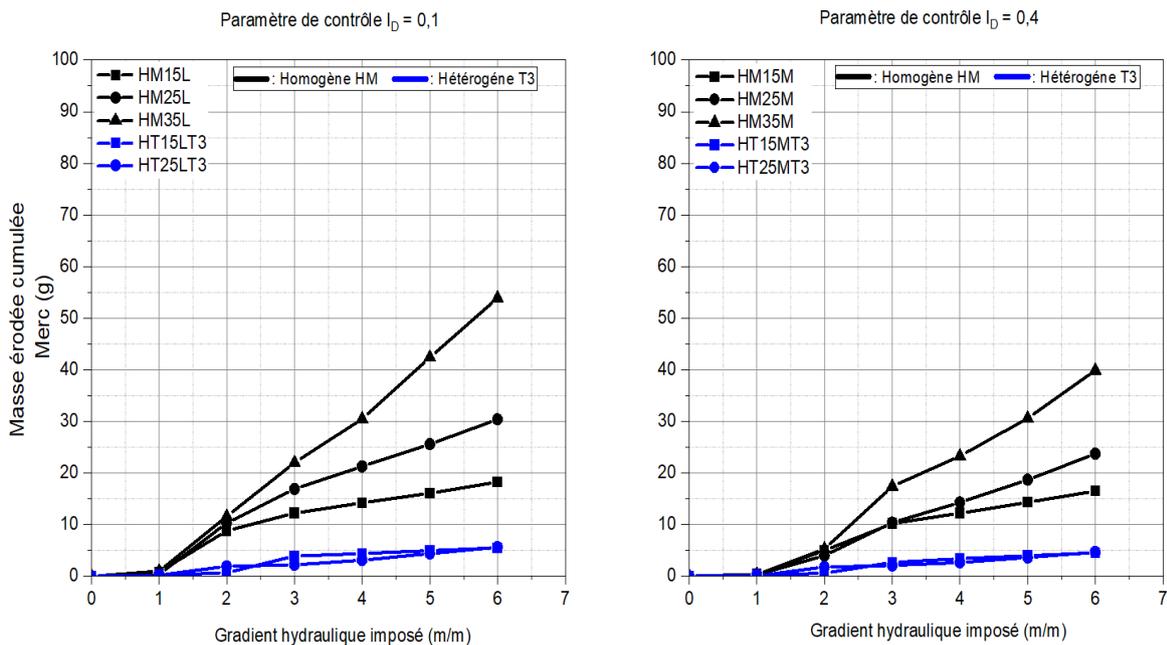


Figure 3.26 : Masse érodée cumulée au cours de l'essai de suffusion pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes T3 pour deux fractions de fines (15 % et 25) et deux indices de densité (0,1 et 0,4)

Sur cette figure, on observe que pour les deux indices de densité ( $I_D = 0,1$  et  $0,4$ ) considérés, les éprouvettes hétérogènes de type T3 ont, en fin d'essai, une masse érodée cumulée très faible, ne dépassant pas les 6 g, et ceci même avec l'augmentation de la teneur en fines initiale ( $F_c = 15\%$  à  $25\%$ ). Cette faible érodabilité peut s'expliquer par une diminution de la teneur en fines dans les couches inférieures (cf. Tableau 2.3). Pour rappel, à un indice de densité  $I_D = 0,4$ , pour les

éprouvettes hétérogènes de type T3 avec 25% de fraction de fines globale initiale, la répartition locale de la teneur en fines érodables dans le sens de l'écoulement, dans les couches successives C1, C2, C3, et C4 est respectivement 38 %, 30 %, 25 % et 15 %. On peut donc dire que la migration des particules devient de plus en plus difficile vers les couches inférieures dans les éprouvettes hétérogènes T3, ce qui explique la faible masse érodée. Par ailleurs, les couches supérieures (C1 et C2) ont des indices de vides très faibles ( $e_1 = 0,49$  et  $e_2 = 0,48$  respectivement) rendant l'écoulement difficile (conductivités hydrauliques locales très faibles abordées à la section 3.2.3.2) et par conséquent favorisant la résistance à l'érosion des fines particules dans les couches inférieures (C3 et C4). En effet, l'augmentation de la teneur en fines locale dans les couches supérieures (amont) réduit l'espace poral, accroît la résistance à l'érosion au sein de l'éprouvette ségréguée et provoque une très faible déformation axiale. Le taux d'érosion est très limité (moins de  $0,5 \cdot 10^{-5} \text{ kg/s.m}^2$ ) comparativement aux éprouvettes homogènes, comme le montre la Figure 3.27. La réduction de l'espace poral sera confirmée par les analyses en termes d'indices des vides locaux dans la Section 3.2.3.3.

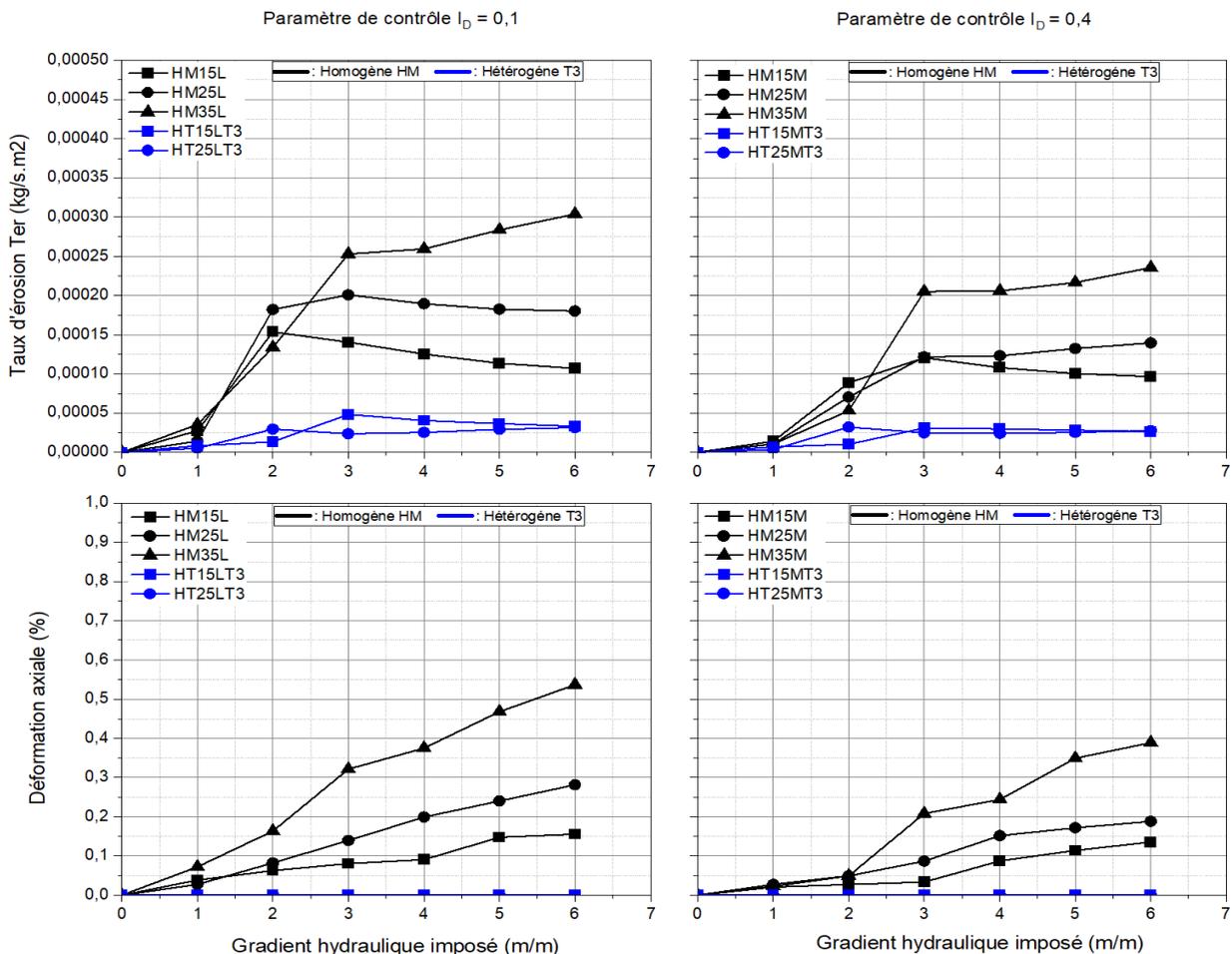


Figure 3.27 : Taux d'érosion et déformation axiale au cours de l'essai de suffusion pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes T3 ( $F_c = 15\%$  et  $25\%$  et  $I_D = 0,1$  et  $0,4$ )

3.2.3.2. Comportement hydraulique : pressions hydrauliques, conductivités hydrauliques et vitesses d'écoulement

Les Figures 3.28 et 3.29 présentent l'évolution des pressions hydrauliques locales en fonction du gradient hydraulique appliqué respectivement pour  $I_D = 0,1$  et pour  $I_D = 0,4$ . On rappelle que pour la configuration de type T3, on dispose de cinq capteurs, deux sont placés près des deux extrémités (P1 et P5 dans le sens de l'écoulement), les capteurs P2, P3 et P4 sont placés respectivement entre les couches C1 et C2, C2 et C3 et enfin C3 et C4.

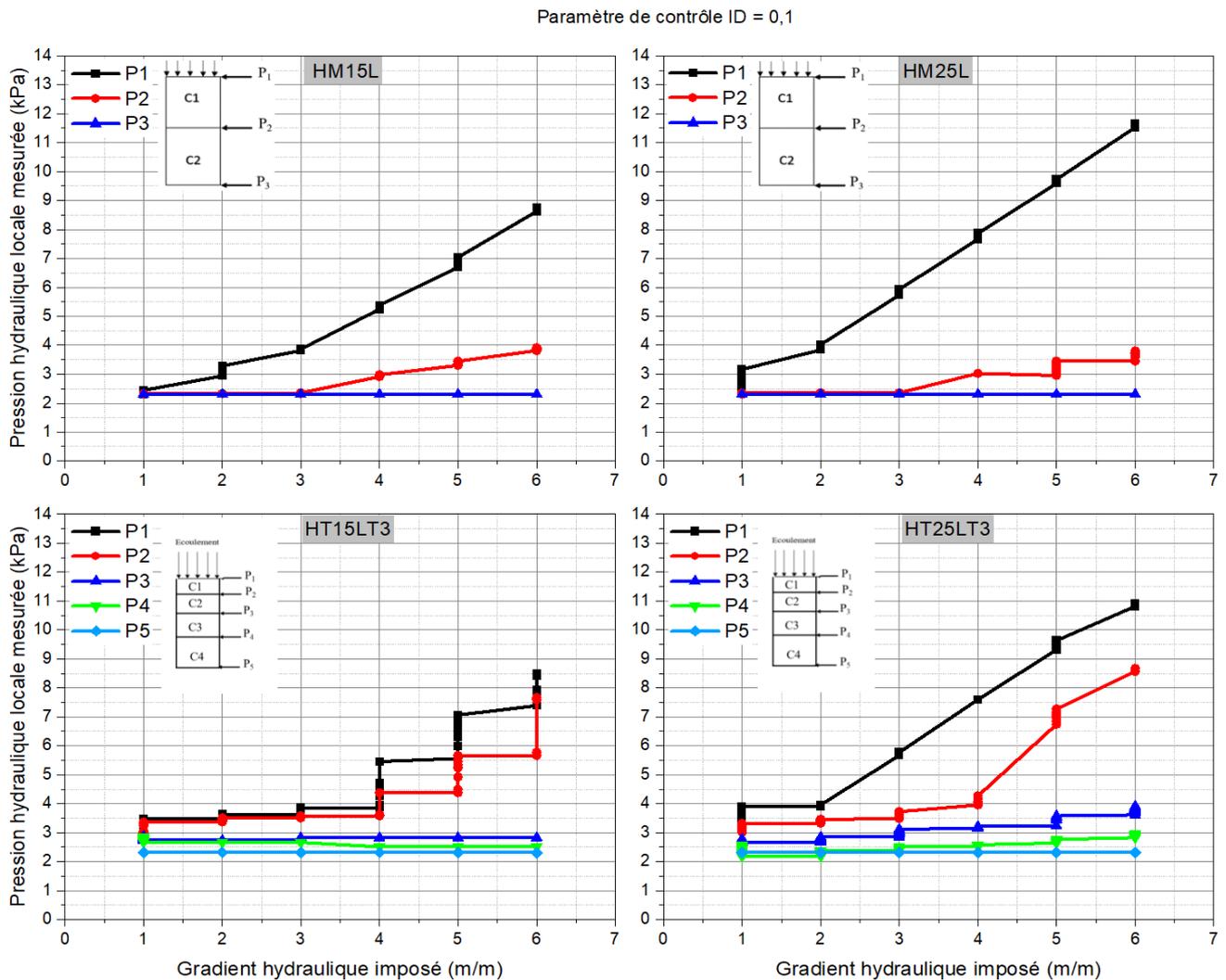


Figure 3.28 : Evolutions des pressions hydrauliques pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T3 pour  $F_c = 15\%$  et  $25\%$  et  $I_D = 0,1$

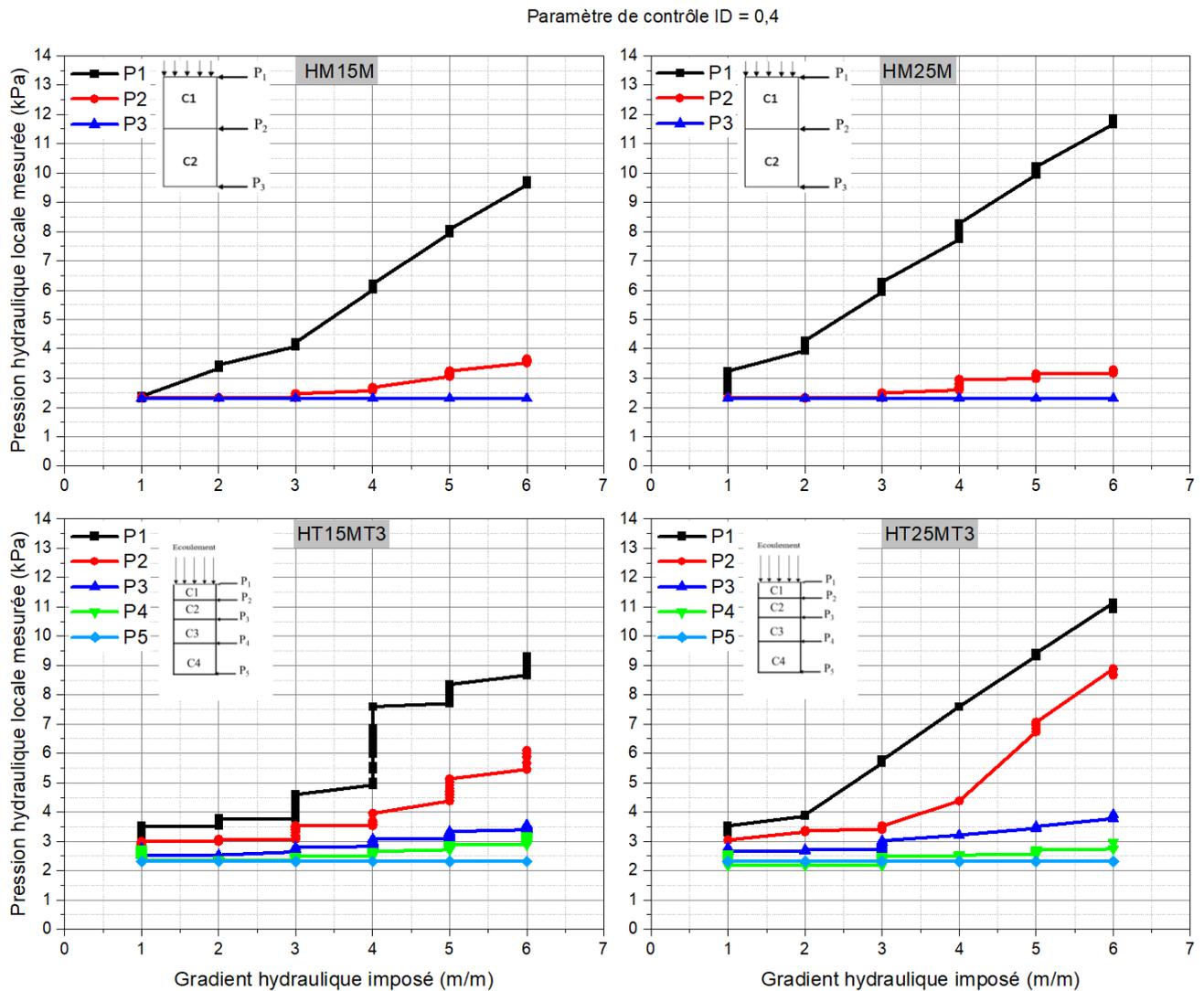


Figure 3.29 : Evolutions des pressions hydrauliques pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T3 pour  $F_c = 15 \%$  et  $25 \%$  et  $ID = 0,4$

Dans toutes les configurations granulaires, la pression mesurée au niveau des différents capteurs augmente avec le gradient hydraulique quels que soient la fraction de fines érodable et l'indice de densité. De plus, les valeurs des pressions hydrauliques sont décroissantes  $P1 > P2 > P3$  pour le cas homogène, et  $P1 > P2 > P3 > P4 > P5$  pour le cas hétérogène. Dans le cas des éprouvettes hétérogènes, les valeurs des pressions hydrauliques au niveau des capteurs P2, P3 et P4 augmentent dès le 1<sup>er</sup> palier de chargement, alors qu'il faut attendre le 3<sup>ème</sup> palier pour le capteur P2 dans le cas homogène. Cette observation indique que les processus de filtration et de colmatage commencent plus vite au sein des éprouvettes hétérogènes T3, ce qui est cohérent avec le fait que les fractions de fines sont plus importantes dans les couches supérieures (cf. §2.1.2). Les particules fines ont plus de difficulté à migrer dans le réseau (cf. l'évolution de l'indice des vides à la Section 3.2.3.3 et du processus de filtration à la Section 3.2.3.5).

Ces deux processus de filtration et de colmatage provoquent une augmentation de la pression (Figures 3.28 et 3.29). Celle-ci est plus élevée en fin d'essai avec l'application du dernier gradient ( $i = 6 \text{ m/m}$ ) pour les éprouvettes hétérogènes que pour les éprouvettes homogènes.

Cette évolution de la pression locale au cours de chaque palier génère dans chaque couche différentes conductivités hydrauliques locales, ce qui peut également expliquer les différences en terme d'érodabilité. Les résultats de la conductivité hydraulique des éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T3 avec une fraction de fines  $F_c = 25 \%$  pour les deux indices de densités  $I_D = 0,1$  et  $I_D = 0,4$  sont résumés sur les Figures 3.30 et 3.31.

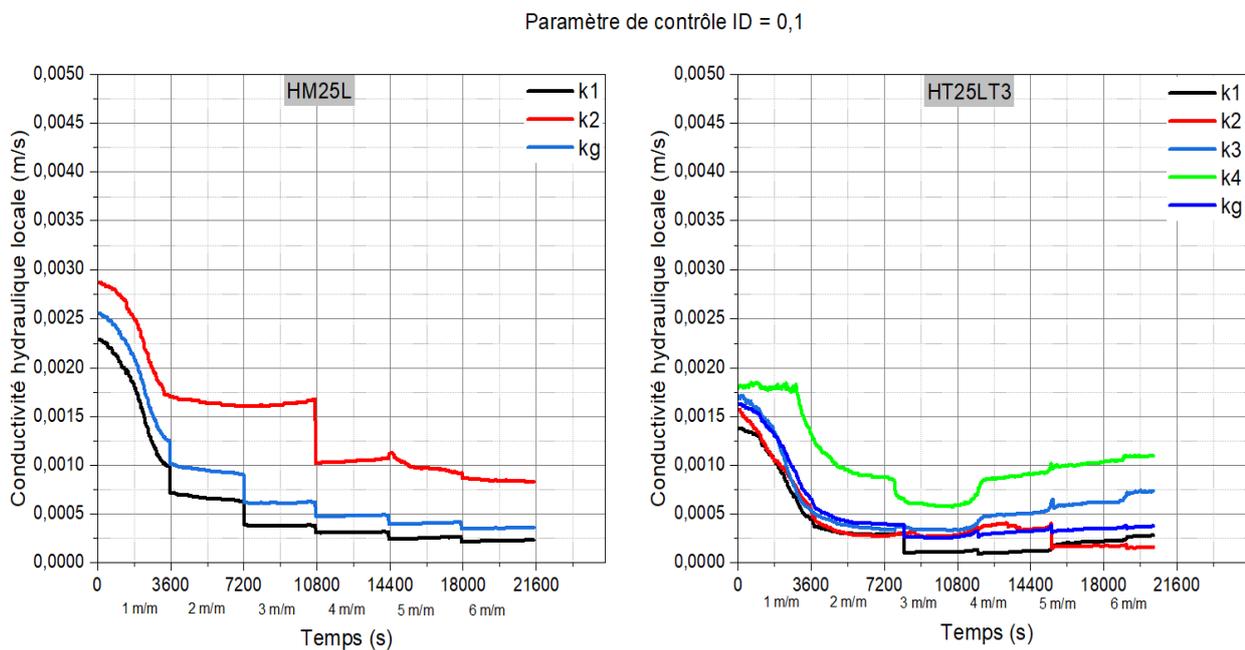


Figure 3.30 : Evolutions des conductivités hydrauliques locale et globale en fonction du gradient hydraulique pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T3 ( $F_c = 25 \%$  et  $I_D = 0,1$ )

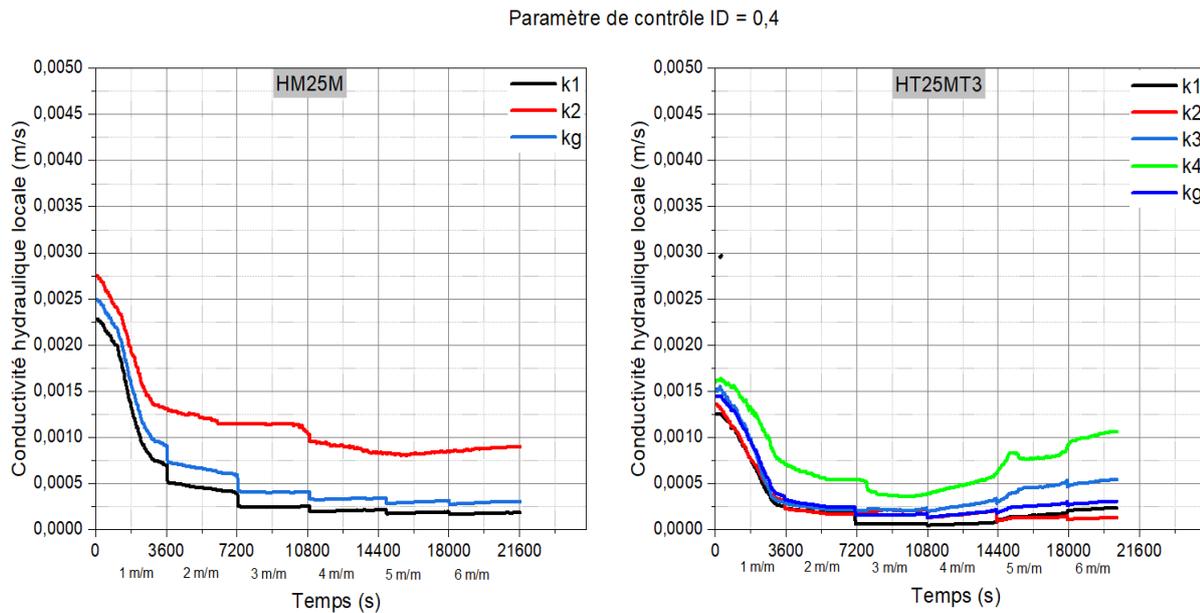


Figure 3.31 : Evolutions des conductivités hydrauliques locale et globale en fonction du gradient hydraulique pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T3 ( $F_c = 25\%$  et  $I_D = 0,4$ )

Les résultats montrent que la conductivité hydraulique (locale et globale) des éprouvettes granulaires hétérogènes de type T3 est plus faible que celle des éprouvettes homogènes.

L'augmentation de la quantité de fines dans la structure granulaire ségrégée dans les couches supérieures (38 % et 30 % dans les couches C1 et C2) réduit le réseau poral et induit par conséquent une diminution de la conductivité hydraulique du milieu. Cette faible conductivité contribue à générer de faibles forces d'arrachement et de migration (cf. section sur la puissance d'érosion locale § 3.2.3.4) dans les couches sous-adjacentes. Cette diminution de la conductivité hydraulique induit une diminution du taux d'érosion au fil du chargement hydraulique, ce qui suggère qu'une partie des particules fines érodables détachées sont filtrées entre les différentes couches et piégées dans les constriction (cf. §3.2.3.5).

Toutefois, pour les éprouvettes de type T3, à la fin du 3<sup>ème</sup> palier de chargement, la suffusion continue et s'accompagne d'une augmentation relativement faible de la conductivité hydraulique locale dans les couches C3 et C4. Il faut également noter que le processus de colmatage se produit rapidement, dès le début de l'essai, en raison des faibles conductivités hydrauliques des couches amont de l'éprouvette hétérogène de type T3.

3.2.3.3. Indice des vides

L'évolution de l'indice des vides à chaque palier est montrée sur la Figure 3.32. On observe pour l'éprouvette homogène, entre 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> palier de gradient hydraulique ( $1 \text{ m/m} < i < 3 \text{ m/m}$ ), une forte baisse de l'indice des vides. Cette baisse est continue et modérée entre 3<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> palier de gradient hydraulique ( $3 \text{ m/m} < i < 5 \text{ m/m}$ ), puis se stabilise entre 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> palier de gradient hydraulique ( $5 \text{ m/m} < i < 6 \text{ m/m}$ ). En ce qui concerne l'éprouvette hétérogène, une forte baisse est aussi remarquée entre 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> palier de gradient hydraulique ( $1 \text{ m/m} < i < 3 \text{ m/m}$ ), plus importante que pour l'éprouvette homogène. L'indice des vides se stabilise entre 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> palier de gradient hydraulique ( $3 \text{ m/m} < i < 4 \text{ m/m}$ ), puis subit une relative augmentation jusqu'à la fin de l'essai.

Comparativement aux résultats des éprouvettes homogènes, les résultats des éprouvettes hétérogènes montrent une réduction importante de l'indice des vides dans les différentes couches, et en particulier dans les couches supérieures lors du 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> paliers de chargement hydraulique. En revanche, après le 3<sup>ème</sup> palier de chargement et en fin d'essai, les résultats montrent une augmentation des indices de vides qui exprime probablement des écoulements préférentiels.

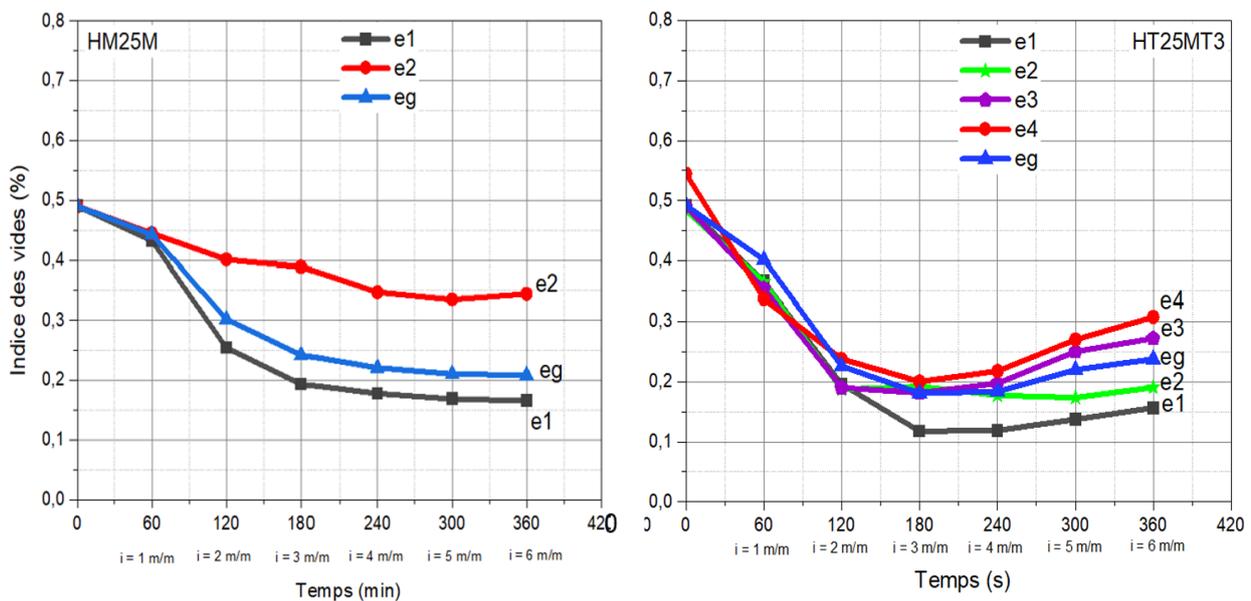


Figure 3.32 : Evolutions des indices des vides des différentes éprouvettes dans la configuration granulaire homogène et hétérogène de type T3

#### 3.2.3.4. Puissance d'érosion

Les Figures 3.33 et 3.34 présentent l'évolution de la puissance d'érosion avec le gradient hydraulique appliqué pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T3 pour des fractions de fines de 15% et 25% et pour les deux indices de densité (0,1 et 0,4). Le premier constat est que la puissance d'érosion diminue avec l'augmentation de la fraction de fines, résultat valable pour les éprouvettes homogènes comme hétérogènes.

Les résultats montrent que les valeurs de la puissance d'érosion globale ( $Per_g$ ) en fin d'essai sont proches alors que l'érosion est nettement plus importante pour les éprouvettes homogènes que pour les éprouvettes hétérogènes. Aussi, les résultats montrent un comportement similaire de détachement et de migration des fines entre les éprouvettes homogènes et hétérogènes où les puissances des couches supérieures ( $Per_{C1}$  et  $Per_{C2}$ ) sont supérieures à celles des couches inférieures ( $Per_{C3}$  et  $Per_{C4}$ ). Ces résultats sont liés à la migration des fines dans les réseaux poreux déjà réduits (cf. section 3.2.3.4).

Par ailleurs, en fin d'essai pour l'indice de densité  $I_D = 0,1$ , la puissance d'érosion dans les éprouvettes homogènes et hétérogènes à 15 % et 25 % de fraction de fines sont respectivement de 2,4 W et 1,58 W (configuration homogène de référence) puis 2 W et 1,54 W (configuration hétérogène ségréguée de type T3). Pour un indice de densité  $I_D = 0,4$  et pour les éprouvettes homogènes à 15 % et 25 %, la puissance d'érosion est de 2,2 W et 1,5 W respectivement. En ce qui concerne les éprouvettes hétérogènes, la puissance d'érosion est de 2 W et 1,4 W.

Cependant, les valeurs de la puissance d'érosion des couches inférieures (C3 et C4) restent très faibles. Ces couches ont des teneurs en fines initiales faibles par rapport à la partie inférieure des éprouvettes homogènes. Ce qui induit probablement une faible érodabilité des éprouvettes hétérogènes de type T3. Ces couches joueraient donc le rôle de filtres par rapport aux couches en amont de la structure granulaire de l'éprouvette (cf. Tableau 3.4).

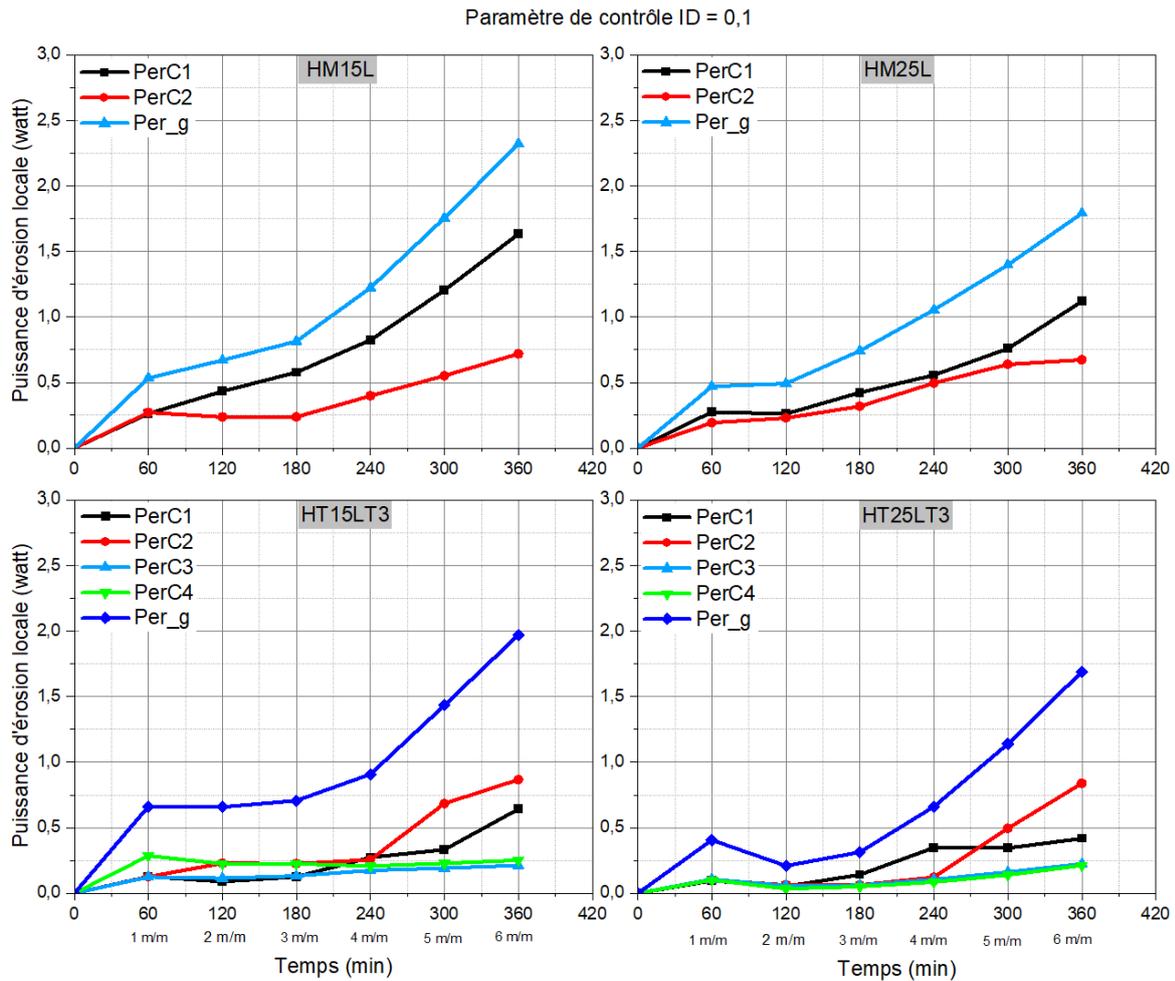


Figure 3.33 : Evolutions des puissances d'érosion locale et globale pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T3 pour  $F_c = 15\%$  et  $25\%$  et  $I_D = 0,1$

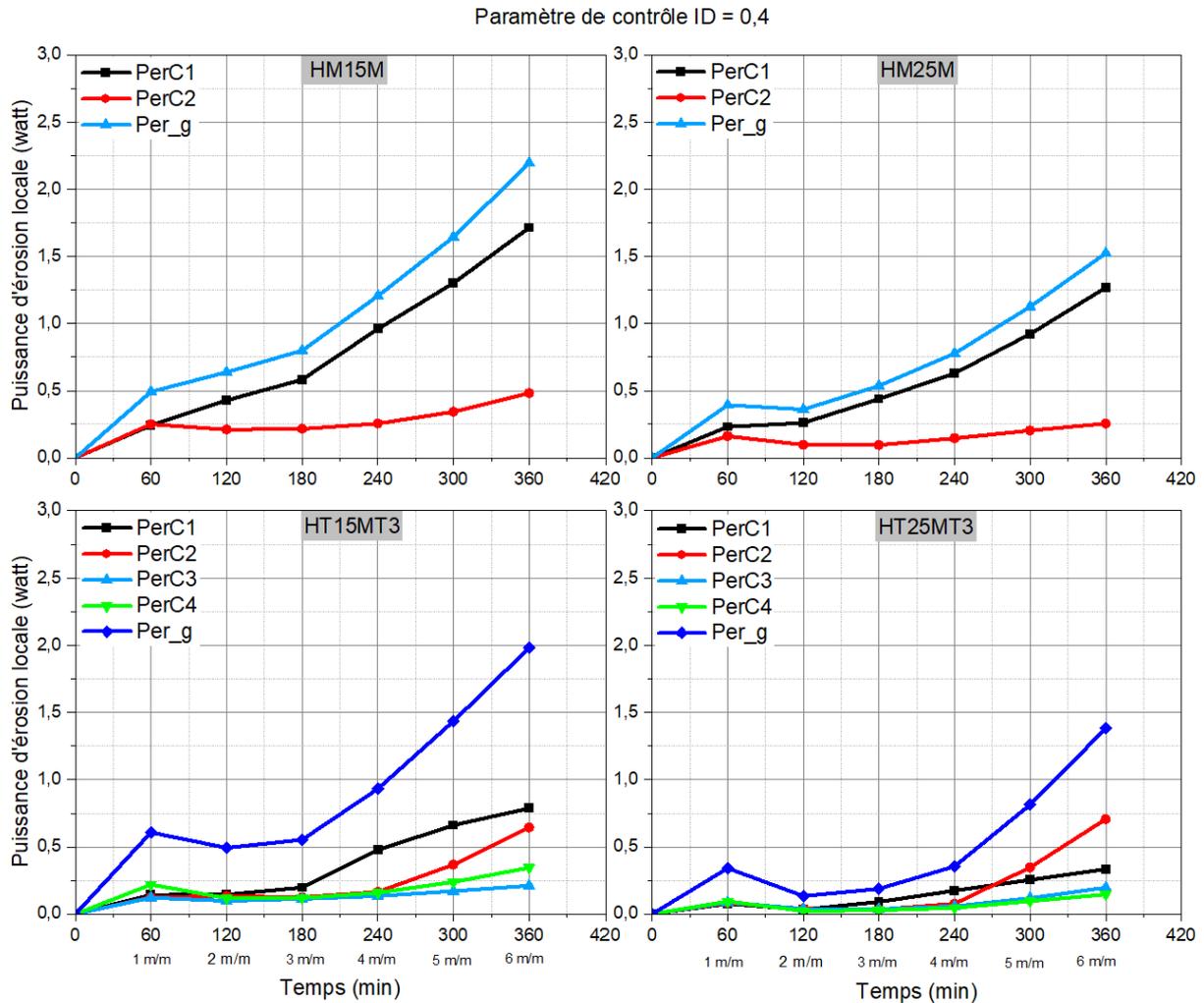


Figure 3.34 : Evolution des puissances d'érosion locale et globale pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes de type T3 pour  $F_c = 15 \%$  et  $25 \%$  et  $I_D = 0,4$

### 3.2.3.5. Distribution granulométrique

La granulométrie post suffusion des éprouvettes homogènes et hétérogènes, présentée sur la Figure 3.35 montre qu'il y a un très faible changement dans la granulométrie de la couche inférieure (à l'exutoire) pour l'éprouvette hétérogène, par contre celle de l'éprouvette homogène, sa couche inférieure présente une diminution de la fraction de fines.

L'érosion est donc plus importante dans les couches inférieures de l'éprouvette homogène et la faible érodabilité de l'éprouvette hétérogène de type T3 provient en revanche de phénomènes combinés de filtration et de colmatage des fines dans les couches C1 et C2. Ce phénomène provoque ainsi une très faible modification de la granulométrie des couches C3 et C4, ce qui est corroboré par la mesure des masses érodées.

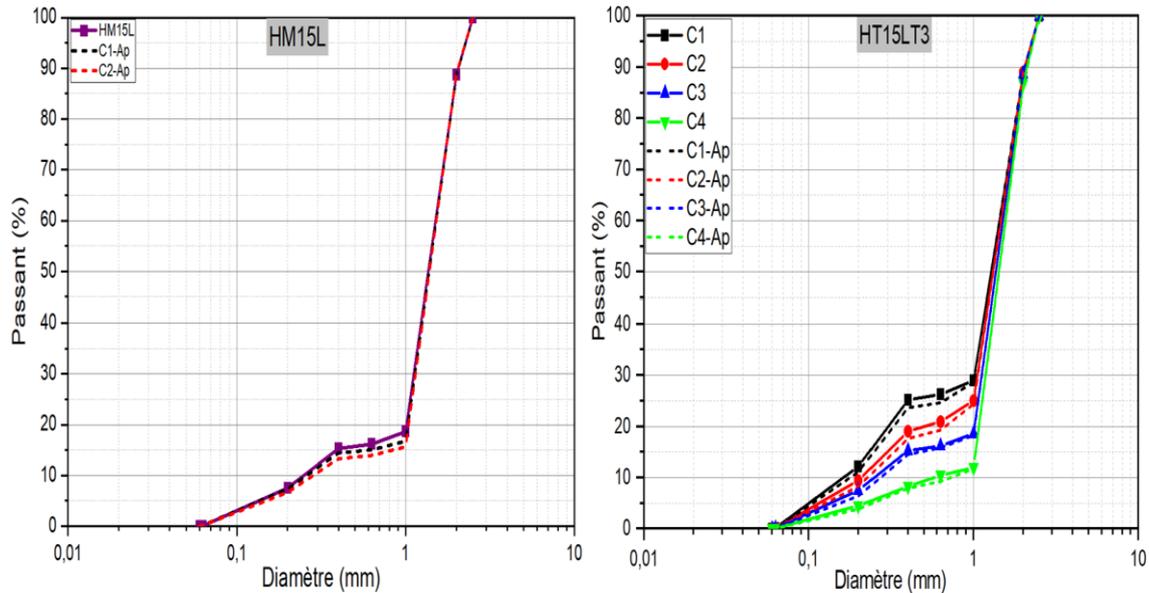


Figure 3.35 : Distribution granulométrique avant et après essai de suffusion des éprouvettes HM15L et HT15LT3

Pour approfondir l'interprétation des résultats obtenus pour ces éprouvettes hétérogènes T3, nous proposons de vérifier le critère filtre entre les couches selon Dallo et Wang (2016). Le diamètre de contrôle  $D_{C35}$  (taille des constrictions) (cf. Section 2.1.3) de chaque couche, est déterminé grâce aux courbes de constrictions à la Figure 3.36 et résumé dans le Tableau 3.3.

Tableau 3.3 : Critère de filtre basé sur la taille des constrictions selon Dallo et Wang (2016) ( $D_{C35}$  : diamètre de contrôle)

	Différentes couches	Taille des constrictions, diamètre de contrôle ( $D_{C35}$ ) en fonction de l'indice de densité ( $I_D$ )		Diamètre des particules fines érodables (mm) $d_{85f}$	Critère de rétention $D_{C35}/d_{85f} < 1$ (Filtration et colmatage)	
		$I_D = 0,1$	$I_D = 0,4$		$I_D = 0,1$	$I_D = 0,4$
Eprouvette hétérogène de type T3	C1 ( $F_{c1} = 38\%$ )	0,080	0,069	0,325	0,27	0,22
	C2 ( $F_{c2} = 30\%$ )	0,087	0,073			
	C3 ( $F_{c3} = 25\%$ )	0,090	0,076			
	C4 ( $F_{c4} = 15\%$ )	0,115	0,097			

Bien que dans le sens de l'écoulement, les constrictions des couches inférieures (aval) augmentent, elles restent petites quel que soit l'indice de densité et de plus, le critère de filtre appliqué aux couches successives (couches C1/C2, C2/C3 et C3/C4) constituant l'éprouvette hétérogène, montre que les couches C2, C3 et C4 de l'éprouvette hétérogène de type T3 jouent le rôle de filtre pour les couches qui les précèdent et retiennent une partie des particules provenant des couches supérieures C1 et C2 et par conséquent provoquent des modifications des conductivités hydrauliques locales.

Il apparaît ainsi que le processus de suffusion s'accompagne de filtration, d'où les taux d'érosion très faibles obtenus. Par conséquent, cette configuration d'hétérogénéité de type T3 est la moins susceptible à la suffusion.

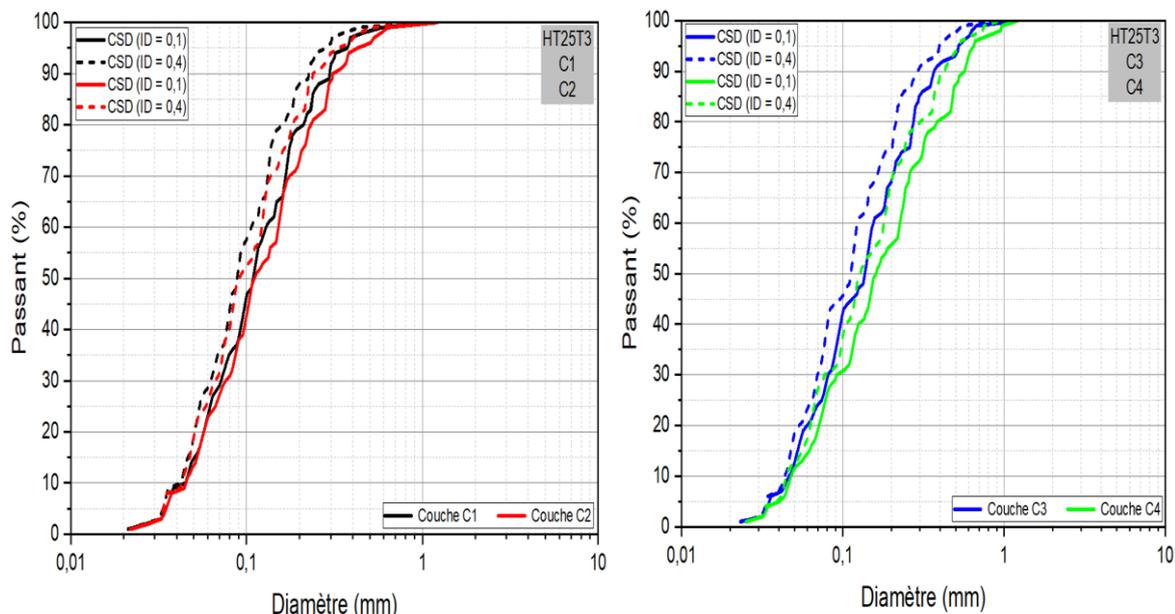


Figure 3.36 : Courbes des constrictions des différentes couches pour l'éprouvette hétérogène T3 avec une fraction de fines  $F_c = 25\%$  et deux indices de densité  $I_D = 0,1$  et  $0,4$

### 3.2.3.6. Synthèse de l'étude sur l'effet de l'hétérogénéité granulaire de type T3 sur la suffusion

L'influence des éprouvettes hétérogènes de type T3, provoque au sein de la structure granulaire une concentration de fines particules, à l'interface des couches ou dans les constrictions formées des différentes couches, et qui favorise le processus de rétention (filtration) et de colmatage réduisant fortement l'érodabilité de ces sols ségrégués comparativement aux sols homogènes. Le phénomène de filtre observé dans les éprouvettes hétérogènes de type T3 induit des réductions

l'espace poral et par conséquent provoque des modifications des conductivités hydrauliques locales.

L'analyse des résultats montre que bien que les puissances d'érosion globales ( $Per_g$ ) pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes soient proches, l'érosion est nettement plus importante pour les éprouvettes homogènes que pour les éprouvettes hétérogènes ségréguées de type T3 et par conséquent induit des déformations axiales également très faibles pour les éprouvettes hétérogènes. Aussi, la perte des fines n'est pas uniforme dans les différentes couches de sol comme l'ont également montré Ke et Takahashi (2014), Fellag (2016), Nguyen (2018) et Oueidat, (2022) dans les travaux expérimentaux.

### **3.3. Etude comparative des différentes configurations d'éprouvettes testées et approche de l'évaluation de la stabilité interne des sols hétérogènes**

Dans cette partie, on présente les résultats comparatifs des essais d'érosion pour toutes les configurations testées (homogènes, hétérogènes de type T1, T2 et T3) en termes de taux d'érosion, de puissance d'érosion, de déformation axiale et d'indice des vides intergranulaires en fin d'essai de suffusion.

#### **3.3.1. Etude comparative des différentes configurations d'éprouvettes testées**

##### **3.3.1.1. Taux d'érosion et puissance d'érosion**

Les Figures 3.37 et 3.38 présentent une synthèse des résultats en termes de taux d'érosion et de puissance d'érosion en fonction des fractions de fines aux deux indices de densité  $I_D = 0,1$  et  $I_D = 0,4$ .

Les résultats (Figure 3.37) montrent qu'à un faible indice de densité ( $I_D = 0,1$ ), la configuration d'hétérogénéité de type T1 donne la plus forte susceptibilité à l'érosion avec le plus fort taux d'érosion de  $2,4 \cdot 10^{-4}$  kg/s.m<sup>2</sup> et de  $4,2 \cdot 10^{-4}$  kg/s.m<sup>2</sup> respectivement pour 15 % et 25 % de fraction de fines. Et inversement, la configuration d'hétérogénéité de type T3 est la moins susceptible à l'érosion avec le plus faible taux d'érosion de  $0,3 \cdot 10^{-4}$  kg/s.m<sup>2</sup> et de  $0,3 \cdot 10^{-4}$  kg/s.m<sup>2</sup> respectivement pour 15 % et 25 % de fraction de fines. La configuration T2 est intermédiaire aux deux configurations précédentes, avec un taux d'érosion de  $0,8 \cdot 10^{-4}$  kg/s.m<sup>2</sup> et de  $0,8 \cdot 10^{-4}$  kg/s.m<sup>2</sup> respectivement pour 15 % et 25 % de fraction de fines. De plus, la configuration homogène de référence, avec le taux d'érosion de  $1,1 \cdot 10^{-4}$  kg/s.m<sup>2</sup> et de  $1,8 \cdot 10^{-4}$  kg/s.m<sup>2</sup> respectivement pour 15 % et 25 % de fraction de fines, se place entre T1 et T2. On obtient un classement en terme d'érodabilité : T1>HM>T2>T3.

Ce classement est interprété de la façon suivante :

- Configuration de type T1 : la présence importante de fines dans la couche aval, par rapport à la couche amont, induit un détachement et une migration plus facile des particules fines situées en aval de l'écoulement vertical (exutoire).
- En revanche, la suffusion produite dans les configurations de type T2 et T3, est

accompagnée de plus de filtration et de colmatage des vides par les particules fines, et rend l'érodabilité plus difficile. Dans le cas de l'hétérogénéité de type T2, la couche inférieure a un réseau poral plus faible (constriction réduite) et concernant l'hétérogénéité de type T3, les couches amont (C1 et C2) ont également un réseau poral et une conductivité hydraulique locale très limitée.

- L'action combinée de la filtration et du colmatage est plus prononcée avec l'hétérogénéité de type T3 où les couches avales jouent un rôle de filtre provoquant une forte réduction de la conductivité hydraulique locale et globale, tout comme l'hétérogénéité de type T1 et T2.

Aussi, cette diminution du taux d'érosion avec l'augmentation de l'indice de densité avec  $ID = 0,4$  est visible pour toutes les éprouvettes (Figure 3.38). L'augmentation de l'indice de densité engendre la baisse du taux d'érosion. Cette diminution du taux d'érosion avec l'augmentation de l'indice de densité peut s'expliquer par la densification, et la réduction de l'indice des vides, mais également par une diminution de la taille des constriction entre les particules du sol favorisant ainsi le colmatage et la réduction du réseau poral.

Les Figures 3.37 et 3.38 présentent également les puissances d'érosion. Elles évoluent inversement au taux d'érosion et diminuent avec l'augmentation de la teneur en fines érodables comme l'a montré Fellag (2016). En effet, lorsque les fractions de fines sont faibles, la cinétique d'écoulement est plus importante. Cependant, avec l'augmentation de l'indice de densité, la cinétique d'écoulement des particules fines baisse. Celle-ci est engendrée par le resserrage des grains et création d'une liaison entre certaines particules érodables.

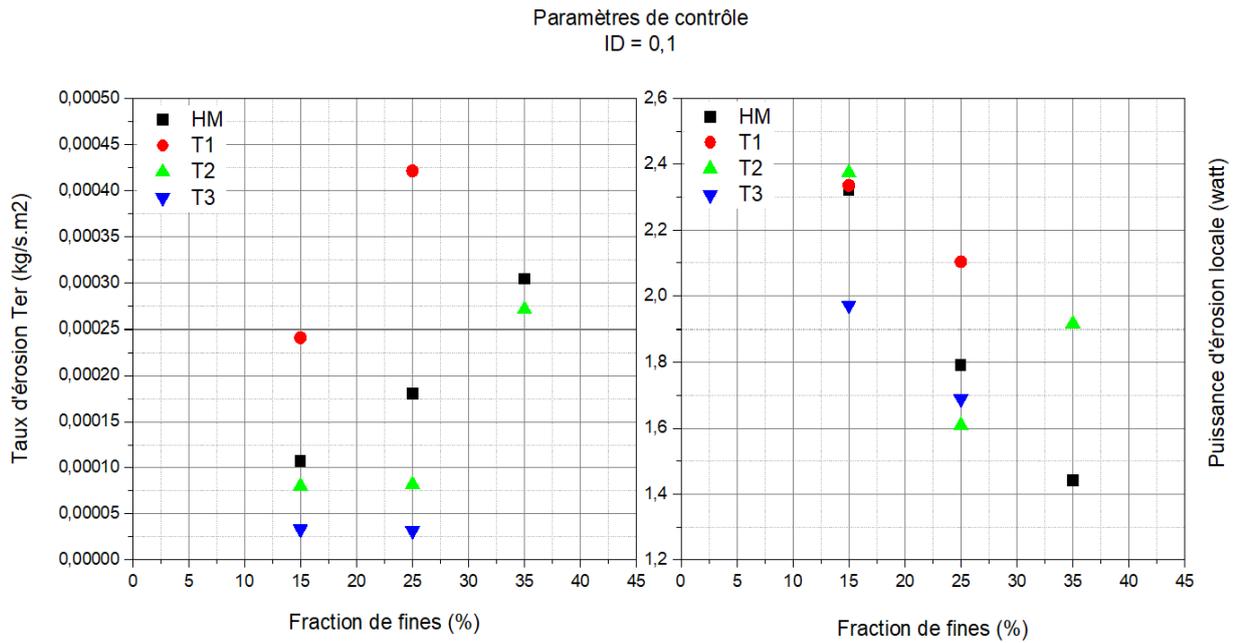


Figure 3.37 : Synthèse des taux d'érosion et de la puissance d'érosion finaux en fonction de la fraction de fines initiale pour un indice de densité  $I_D = 0,1$

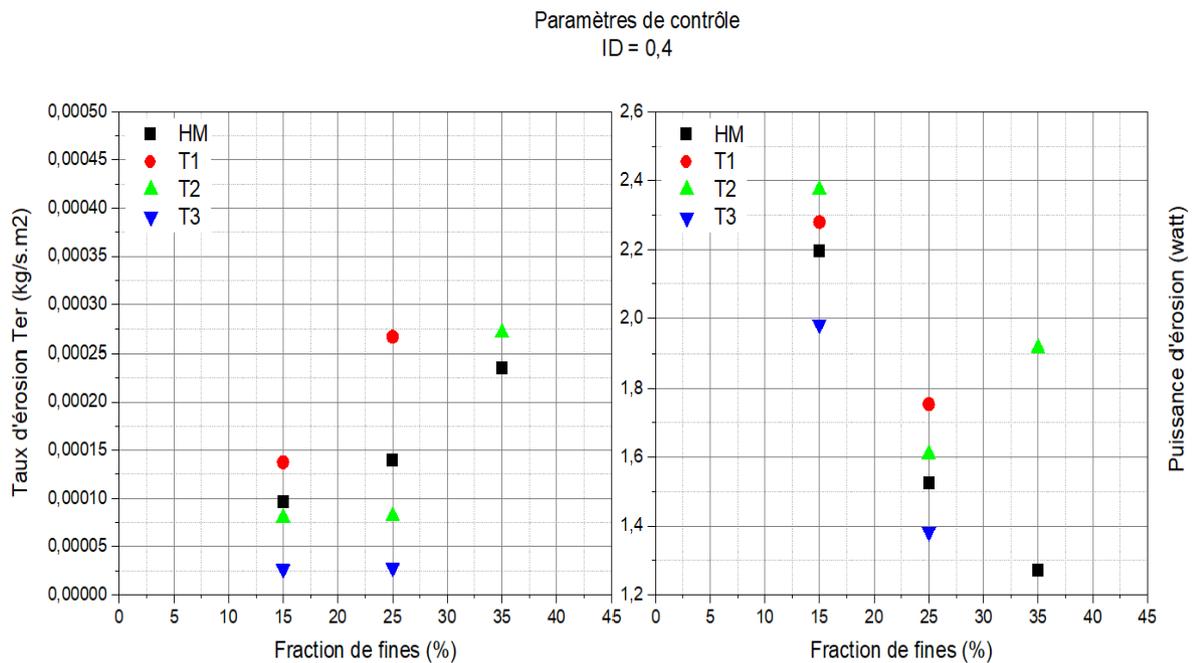


Figure 3.38 : Synthèse des taux d'érosion et de la puissance d'érosion finaux en fonction de la fraction de fines initiale pour un indice de densité  $I_D = 0,4$

3.3.1.2. Puissance d'érosion par palier

On trace sur la Figure 3.39 la puissance d'érosion en fonction du gradient hydraulique appliqué. Cela permet d'apprécier la cinétique d'érosion avec la puissance d'érosion vis-à-vis de la susceptibilité à la suffusion comparativement pour les différentes configurations (homogène et hétérogènes). Les résultats montrent, de façon générale, que la puissance d'érosion baisse avec l'augmentation de la fraction de fines et augmente à chaque nouveau palier de chargement de gradient hydraulique avec un pic en fin du 1<sup>er</sup> palier de gradient ( $i = 1 \text{ m/m}$ ). Cette puissance d'érosion reste très faible dans la configuration d'hétérogénéité de type T3, contrairement à la configuration de type T1 où elle est la plus importante et corrobore les résultats des taux d'érosion. Toutefois, on constate que l'augmentation de l'indice de densité réduit la puissance d'érosion. Ceci peut s'expliquer par la participation de certaines particules fines érodables à la chaîne de contact, ce qui contribuerait à la résistance à l'érosion. Pour conclure, l'augmentation de l'indice de densité influence et réduit fortement le taux et la puissance d'érosion dans toutes les configurations.

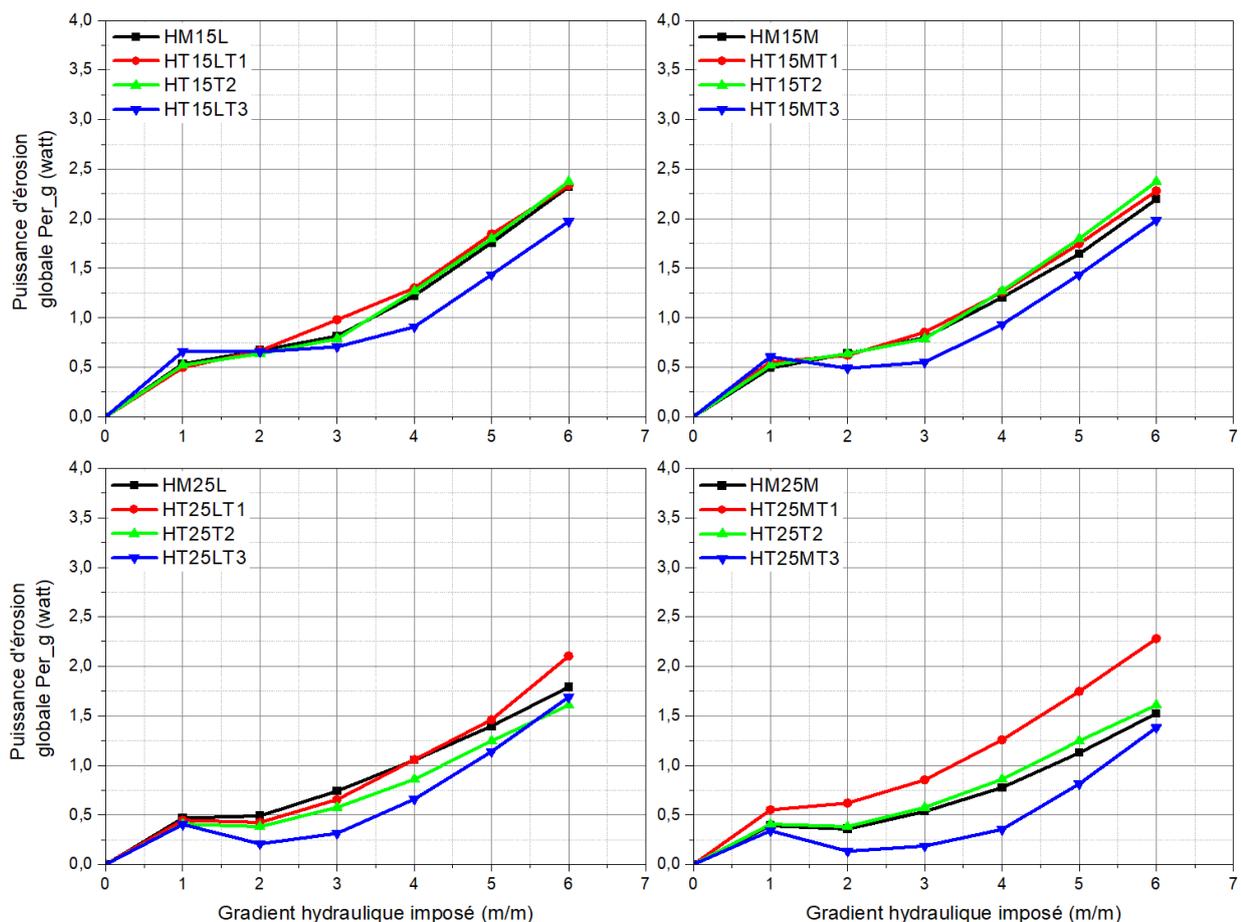


Figure 3.39 : Evolutions comparatives des puissances d'érosion globales en fonction du gradient hydraulique imposé pour les différentes configurations granulaires homogènes et hétérogènes

### 3.3.1.3. Déformation axiale

La Figure 3.40 présente la déformation axiale en fin d'essai en fonction des fractions de fines érodables initiales pour les configurations granulaires homogènes et hétérogènes avec  $I_D = 0,1$  et  $I_D = 0,4$ .

On observe qu'à faible indice de densité ( $I_D = 0,1$ ), la configuration d'hétérogénéité de type T1 a la déformation axiale la plus importante (taux d'érosion le plus élevé), contrairement à la configuration d'hétérogénéité de type T3 où cette déformation est quasiment nulle (taux d'érosion le plus faible). Cependant, pour la configuration granulaire d'hétérogénéité de type T2, la déformation axiale est moins importante que pour la configuration homogène de référence pour les teneurs en fines de 15 % et 25 %. Ceci peut s'expliquer par le fait que le taux d'érosion des éprouvettes T2 est plus faible que celui des éprouvettes homogènes. On obtient un classement en termes de déformation axiale :  $T1 > HM > T2 > T3$ .

Aussi, les résultats de la Figure 3.40 montrent que cette déformation décroît avec l'augmentation de l'indice de densité avec  $I_D = 0,4$ . C'est un résultat attendu.

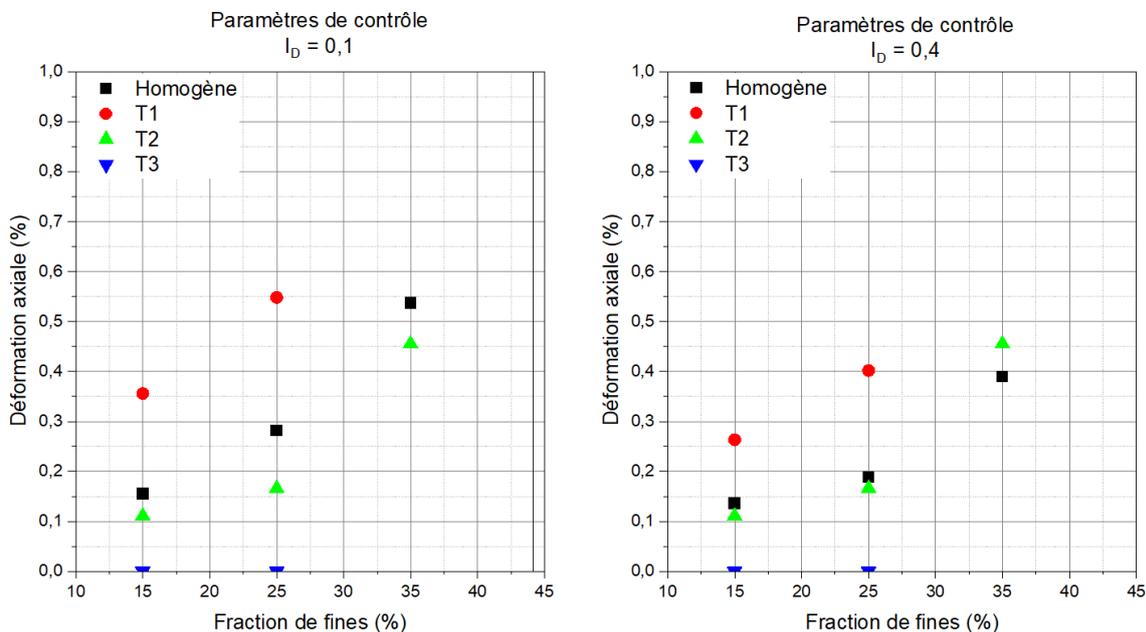


Figure 3.40 : Evolution comparative des déformations axiales en fonction des fractions de fines érodables avec  $I_D = 0,1$  et  $I_D = 0,4$

3.3.1.4. Indice des vides intergranulaires

La Figure 3.41 présente l'évolution de l'indice des vides inter-granulaire par rapport au temps pour l'indice de densité  $I_D = 0,4$  et une fraction de fines  $F_c = 25\%$  dans toutes les configurations testées

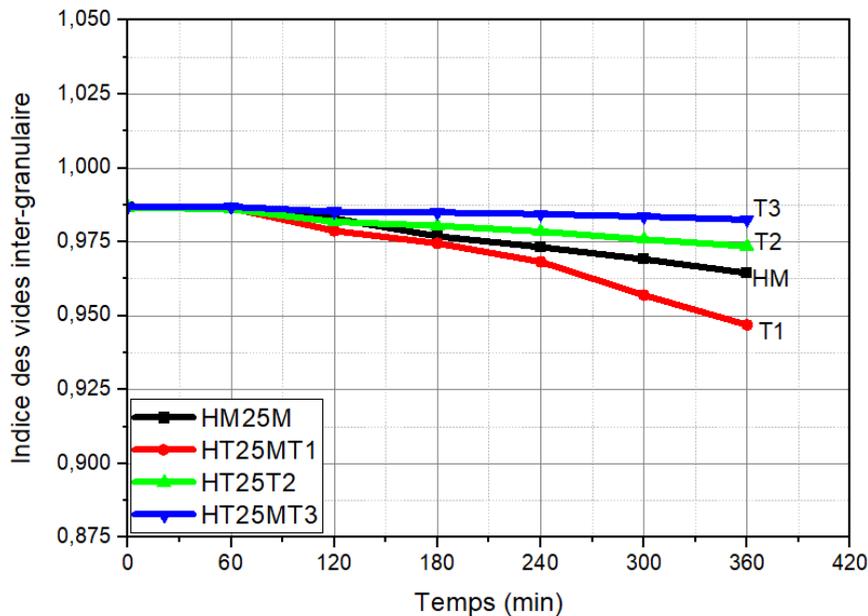


Figure 3.41 : Evolutions de l'indice des vides intergranulaire des éprouvettes testées avec une fraction de fines érodables  $F_c = 5\%$  et un indice de densité  $I_D = 0,4$

Au début au 1<sup>er</sup> palier de chargement de gradient  $i = 1\text{ m/m}$ , toutes les éprouvettes ont un indice des vides inter-granulaire supposé être identique avec une même fraction de fines érodables. Après ce palier et jusqu'en fin d'essai, les résultats montrent que l'indice des vides intergranulaire reste presque constant au niveau de l'éprouvette HT25MT3 pendant toute la période de l'essai (déformation axiale très faible). Cependant, il reste le plus élevé par rapport à l'indice des vides des autres éprouvettes (perte de fines particules). Une baisse de l'indice des vides intergranulaire est observée avec l'augmentation du temps d'essai pour les éprouvettes HT25T2, HM25M et HT25MT1. Cette évolution est provoquée proportionnellement par l'érosion des particules de la structure granulaire. A la fin des essais, l'éprouvette hétérogène de type T1 présente un faible indice des vides inter-granulaire (0,86) dû à la perte d'une importante de la fraction de fines. De plus, les éprouvettes hétérogènes T3 et T2 ont un indice des vides intergranulaire supérieurs à l'éprouvette homogène.

### 3.3.2. Proposition de classification à l'érosion des sols hétérogènes

La susceptibilité du sol à l'érosion reste un enjeu important pour prédire son comportement lorsqu'il est soumis à des écoulements et des précautions doivent être prises lors de la conception de différents projets. Particulièrement, la suffusion est le résultat d'un écoulement d'infiltration au sein d'un milieu poreux déformable et correspond au processus de détachement, de transport et de filtration des particules les plus fines.

Dans notre analyse bibliographique, nous avons présenté les critères permettant l'évaluation de la stabilité des sols. Avec nos résultats expérimentaux, notre approche de l'évaluation de la susceptibilité à la suffusion des sols hétérogènes repose sur trois points principaux qui sont à prendre en compte comme les paramètres pouvant influencer le processus de l'érosion interne :

- Le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ),
- La localisation et la proportion des fines au sein du sol hétérogène ;
- La taille des constriction

En effet, l'évaluation de la susceptibilité à la suffusion des sols hétérogènes doit tenir compte de la localisation des fines érodables. Nos résultats expérimentaux ont montré que l'augmentation de la quantité massique de particules fines dans la structure granulaire ségréguée (hétérogénéité de type T3) dans les couches supérieures (amont) réduit le réseau poral et induit par conséquent une diminution de la conductivité hydraulique du sol. La faible conductivité hydraulique locale dans les couches et la réduction du réseau poral contribueraient à générer des difficultés d'arrachement et de migration dans les couches sous-adjacentes de l'éprouvette. A l'inverse, dans le cas où il y a des quantités massiques de fines importantes dans les couches inférieures (aval) situées à l'exutoire (hétérogénéité de type T1), les résultats ont montré que le comportement hydraulique des couches locales érodées dépend fortement de la localisation de la quantité initiale des fines présentes. A de forts pourcentages de fines, malgré une diminution de la conductivité hydraulique du sol, l'érodabilité est importante durant le processus de la suffusion. Tandis que les éprouvettes homogènes comportant de faibles proportions de fines ont une faible érodabilité avec des conductivités hydrauliques moyennes importantes, contrairement aux éprouvettes de type T2.

Ainsi, dans notre approche pour prédire le potentiel d'érosion des sols hétérogènes, et en nous basant sur les résultats de l'étude expérimentale, nous avons considéré que la suffusion dans un sol granulaire hétérogène se développe et dépend du coefficient d'uniformité des couches  $C_u^{sup}$  et

$C_u^{inf}$  (supérieure C1 et inférieure C2), de la distribution de la taille des constriction des couches inférieures CSD, de la quantité initiale des fines locales  $F_{\alpha}^{sup}$  et  $F_{\alpha}^{inf}$  dans les différentes couches.

Pour évaluer le potentiel à l'érosion des sols hétérogènes, nous utilisons des critères géométriques de Chang et Zhang (2011) et celui basé sur les constriction ( $D_{c35}/D_{85F}$ ), appliqués à chaque couche de l'éprouvette, que nous complétons par la comparaison des taux d'érosion obtenus durant l'essai de suffusion. A partir de la confrontation des taux d'érosion, nous présentons dans le Tableau 3.4 les résultats des observations et les résultats des critères pour chaque couche des éprouvettes testées.

Tableau 3.4 : Bilan synthétique de la confrontation des taux d'érosion finaux et des critères de stabilité par couche

Eprouvettes	Couches	Fraction de fines locale (%)	Coefficient d'uniformité $C_u$	Approche proposée de susceptibilité $\frac{C_u^{inf}}{C_u^{sup}}$			Critère basé sur CSD. Dallo et al. (2013) ( $D_{c35}/D_{85F} < 1$ )	Estimation stabilité (Chang et Zhang 2011)	Taux d'érosion ( $10^{-4}$ Kg/s.m <sup>2</sup> )
HM15L	Mono couche	15	7,8	1			0,29	S	1,07
HM15M							0,24		0,96
HM25L		25	9,74	1			0,24	S	1,8
HM25M							0,21		1,4
HM35L		35	12,07	1			0,22	S	3,04
HM35M							0,19		2,36
HT15LT1	C1	8	7,92	1,07			0,36	S	2,41
	C2	21	8,51				0,23	S	
HT15MT1	C1	8	7,92				0,32	S	1,37
	C2	21	8,51				0,22	S	
HT25LT1	C1	14	7,77	1,33			0,35	S	4,21
	C2	33	10,3				0,23	S	
HT25MT1	C1	14	7,77				0,24	S	2,66
	C2	33	10,3				0,19	S	
HT15T2	$C_{I_{0,1}}/C_{I_{0,4}}$	15	7,8	1		0,29/0,24	S	0,8	
HT25T2	$C_{I_{0,1}}/C_{I_{0,4}}$	25	9,74	1		0,24/0,21	S	0,82	
HT35T2	$C_{I_{0,1}}/C_{I_{0,4}}$	35	12,07	1		0,22/0,19	S	2,71	
HT15LT3 HT15MT3	C1	25	9,74	0,80	1,00	1,02	0,26	S	0,33
	C2	19	7,79				0,27		
	C3	15	7,8	0,3	0,31				
	C4	8	7,92	0,37					
HT25LT3 HT25MT3	C1	38	11,12	0,97	0,91	0,80	0,25	S	0,27
	C2	30	10,74				0,27		
	C3	25	9,74	0,28	0,28				
	C4	15	7,8	0,35					

S : Stable et U : Instable. Rapport ( $C_{I_{0,1}}/C_{I_{0,4}}$ ) représentant une éprouvette bicouche constituée respectivement d'une couche supérieure ( $I_D = 0,1$ ) sur d'une couche inférieure ( $I_D = 0,4$ )

Nos résultats révèlent que, quand les coefficients d'uniformité ( $C_u$ ) des différentes couches commencent à croître dans un sol hétérogène ( $C_u^{sup} < C_u^{inf}$ ), le sol hétérogène présente une forte susceptibilité à la suffusion et est plus érodable avec l'augmentation de la teneur en fines que des sols homogènes (cas de T1). A l'inverse, pour une évolution du coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) qui décroît ( $C_u^{sup} > C_u^{inf}$ ) ou est identique entre les couches, l'hétérogénéité est plus résistante à la suffusion (cas de T2 et T3).

En revanche, en s'appuyant sur le modèle de stabilité interne basé sur le critère de filtre à l'aide de la taille des constriction CSD granulaires ( $D_{c35}/D_{85F}$ ) où la limite entre les matériaux stables et les matériaux instables peut être exprimée mathématiquement par le rapport  $D_{c35}/D_{85F} = 1$ , on ne parvient pas à prédire l'érodabilité puisque tous les échantillons sont qualifiés de stable. Nous proposons alors une limite pour le rapport entre les coefficients d'uniformité ( $C_u$ ) des couches successives au sein des éprouvettes hétérogènes. La limite de la susceptibilité à la suffusion des structures granulaires hétérogènes, en supposant que le critère de filtre basé sur les constriction soit vérifié, est :

$$\frac{C_u^{inf}}{C_u^{sup}} = 1$$

Les résultats de l'application de cette approche sur les éprouvettes étudiées sont résumés dans le Tableau 3.5.

Tableau 3.5 : Confrontation des susceptibilités à la suffusion observées

Eprouvettes testées		Homogène	Hétérogène de type T1	Hétérogène de type T2	Hétérogène de type T3
Phénomènes observés		Suffusion			
Critères	Chang et Zhang (2011)	Stable	Stable	Stable	Stable
	Dallo et al. (2016)	Stable	Stable	Stable	Stable
Approche proposée de susceptibilité		Erosion	Forte érosion	Peu d'érosion	Très faible érosion

L'applicabilité de cette approche de susceptibilité à la suffusion reste toutefois limitée aux sols étudiés pour la gamme du coefficient d'uniformité et avec prise en compte du critère de filtre.

### 3.3.3. Synthèse de l'étude de l'hétérogénéité et approches de critère de stabilité

Les paramètres tels que le taux d'érosion et la puissance d'érosion dans le cas d'un écoulement vertical descendant comme dans nos essais, ont permis d'apprécier l'influence de l'hétérogénéité granulaire sur le phénomène de suffusion.

Il ressort de cette étude expérimentale de l'impact de l'hétérogénéité sur la suffusion, avec les trois types d'hétérogénéités considérées, que le taux d'érosion augmente au cours de l'essai de suffusion pour toutes les éprouvettes de sol testées et l'importance de la teneur en fines initiale érodable, quel que soit l'indice de densité ( $I_D$ ).

Le taux d'érosion et la puissance d'érosion sont très importants dans la configuration d'hétérogénéité de type T1 par rapport à celle d'une éprouvette homogène, ce qui provoquent une augmentation de la déformation axiale. Par contre, une éprouvette homogène perd plus de particules fines que les éprouvettes hétérogènes de type T2 et T3 où les conductivités hydrauliques locale et globale sont faibles du fait de la réduction du réseau des vides dans la structure granulaire.

De toutes les configurations, c'est celle de T3 qui présente le plus faible taux d'érosion. Ce résultat s'explique par le processus de filtration des fines particules et de colmatage des vides qui réduisent la conductivité hydraulique locale durant l'essai de suffusion (Benamar et al., 2012).

Les différentes couches des éprouvettes hétérogènes présentent une stabilité interne selon les critères de Chang et Zhang (2011) pour les sols à granulométrie discontinue et de filtre basé sur la distribution des tailles des constriction. Comme nous l'avons montré dans la bibliographie, l'augmentation du coefficient d'uniformité dans le milieu granulaire est un facteur de rupture des ouvrages hydrauliques en terre. Cependant, les résultats des éprouvettes hétérogènes qui ont un coefficient d'uniformité croissant dans leurs différentes couches constitutives ont un risque d'instabilité. Dans le cas inverse, l'érodabilité serait faible, avec cependant un risque de surpression entre les couches qui pourrait conduire à des phénomènes de glissements/effondrements. Nos résultats montrent que la localisation des particules érodables dans la matrice granulaire, y compris la filtration des particules et le colmatage des pores, régit de manière significative le processus d'érosion interne. Une approche de la susceptibilité des sols hétérogènes à la suffusion a été proposée.

## CONCLUSION ET PERSPECTIVES

La compréhension et la maîtrise de l'érosion interne, qui est une des principales causes de rupture d'ouvrages en terre, nécessitent une étude approfondie des interactions eau-sol. Un écoulement hydraulique peut en effet induire une migration de particules dans une matrice de sol, ce qui provoque une modification des propriétés mécaniques et hydrauliques. La perméabilité de l'ouvrage en terre peut ainsi être localement considérablement modifiée. La modification progressive de la structure du matériau causée par la suffusion peut être à l'origine de la rupture de l'ouvrage. Les causes de ces désordres sont complexes, car ils mettent en jeu de nombreux phénomènes. Le processus de suffusion, migration progressive des particules fines du sol à travers les vides du squelette du sol formé par les particules grossières, est l'un des principaux modes d'érosion interne des sols et il est influencé par des paramètres intrinsèques du sol tels que la teneur en fines et la densité de la structure granulaire soumise à différentes sollicitations hydrauliques. Plusieurs études de la suffusion ont été réalisées avec des sols homogènes, par contre très peu avaient été consacrées jusqu'à ce travail aux sols présentant des hétérogénéités.

L'objectif de l'étude a été d'appréhender l'impact d'hétérogénéités sur le phénomène d'érosion interne par suffusion. Une approche expérimentale a été développée à partir de trois configurations d'hétérogénéités représentatives de cas rencontrés sur sites réels.

Les configurations choisies permettent de représenter les cas réels suivants :

- Travaux de maintenance/entretien : T1 (fraction de fines différentes au sein du matériau)
- Défaut de compactage : T2 (densités différentes au sein du matériau)
- Défaut de mise en œuvre : T3 (ségrégation au sein du matériau)

Tout d'abord, un nouveau dispositif expérimental a été mis en œuvre pour répondre aux objectifs. Un soin particulier a été apporté aux mesures : les pressions de long de la colonne, la déformation axiale et la masse érodée. Un protocole expérimental, commun à l'ensemble des essais, a été également développé et a permis de contrôler finement les paramètres initiaux, et d'obtenir une bonne répétabilité. Pour ces trois types d'hétérogénéités, les paramètres d'étude étaient la teneur en fines ( $F_c$  : 15 %, 25 %, et 35 %) et l'indice de densité ( $I_D = 0,1$  et  $I_D = 0,4$ ).

La sensibilité à la suffusion et ses conséquences ont été analysées à partir de la masse érodée cumulée, du taux d'érosion, de la déformation axiale, de la puissance d'érosion, de la conductivité hydraulique (locale et globale), de l'indice des vides et de la granulométrie après suffusion.

La configuration d'hétérogénéité de type T1 est la plus érodable de toutes celles étudiées. Que cela soit pour les éprouvettes hétérogènes T1 ou les éprouvettes homogènes, le phénomène de suffusion est accompagné d'une diminution de la conductivité hydraulique liée au processus de filtration.

L'analyse de la susceptibilité à la suffusion a nécessité l'utilisation de paramètres locaux (couches supérieure et inférieure des éprouvettes hétérogènes et parties supérieure ou inférieure des éprouvettes homogènes) et leur comparaison. Les principales conclusions concernant l'étude des éprouvettes hétérogènes de type T1 sont les suivantes :

- le taux d'érosion et la déformation des éprouvettes T1 augmentent avec la teneur en fines érodables ;
- le taux d'érosion reste plus élevé, avec une puissance d'érosion globale légèrement supérieure pour les éprouvettes hétérogènes par rapport aux éprouvettes homogènes ;
- la conductivité hydraulique locale diminue rapidement du fait de la filtration des particules à travers le réseau poral de la matrice granulaire ;
- plus l'indice de densité augmente (réduction de la taille des constriction formées par le squelette granulaire), plus le taux d'érosion diminue durant la suffusion ;
- l'évolution de la puissance d'érosion globale pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes en cours d'essai est similaire, mais la détermination des puissances locales permet d'identifier la localisation des phénomènes de suffusion ou de filtration dans les différentes couches (inversion de la cinétique de migration des fines dans les couches supérieure et inférieure pour éprouvettes hétérogène et homogène).

Dans la configuration d'hétérogénéité de type T2 (deux couches de même teneur en fines et d'indices de densité différents), la susceptibilité à la suffusion dépend de la teneur en fines. Quand la fraction de fines initiale dans la structure granulaire est inférieure au seuil critique ( $F_{cth} = 35\%$ ), les éprouvettes sont moins érodables que les éprouvettes homogènes. Cependant, quand la fraction des fines érodables avoisine ce seuil, c'est l'inverse qui est observé avec une conductivité hydraulique locale de l'éprouvette hétérogène plus importante que celle de l'éprouvette homogène.

Les résultats ont montré une nette différence entre la puissance d'érosion et le taux d'érosion des éprouvettes homogènes et hétérogènes. Bien que les éprouvettes hétérogènes de type T2 présentent une érodabilité faible, la puissance d'érosion globale est légèrement supérieure dans les éprouvettes hétérogènes par rapport aux éprouvettes homogènes, en raison d'un détachement et

d'une migration plus importante des fines de la couche supérieure avec un indice de densité faible ( $I_D = 0,1$ ).

En ce qui concerne la configuration d'hétérogénéité de type T3 (ségrégation contrôlée avec 4 couches de même indice de densité et de teneurs en fines différentes), les résultats ont montré que cette hétérogénéité provoque au sein de la matrice granulaire des blocages de particules fines à travers les constriction formées dans les différentes couches, ce qui favorise le processus de rétention (filtration) et de colmatage réduisant fortement l'érodabilité comparativement aux sols homogènes. Ce résultat est lié au fait que les couches jouent le rôle de filtre les unes par rapport aux autres. En parallèle, les résultats montrent que les puissances d'érosion globales pour les éprouvettes homogènes et hétérogènes sont du même ordre de grandeur même si les taux d'érosion sont très différents. La très faible érodabilité de ces éprouvettes hétérogènes T3 conduit à une déformation axiale également très faible.

Ainsi, le processus de suffusion, avec ce type de chargement hydraulique par paliers de gradient, est toujours accompagné d'une diminution de la conductivité hydraulique, quelle que soit la configuration d'éprouvette considérée. Nos résultats montrent que le comportement hydraulique locale et globale des sols érodés dépend également fortement de la quantité et de la localisation initiales des fines présentes dans l'éprouvette. A de faibles pourcentages de fines, la conductivité hydraulique reste plus importante. Cependant, pour les éprouvettes hétérogènes, la présence de surpressions locales générées par le processus de colmatage des vides par les fines est un risque d'effondrements des ouvrages hydrauliques en remblai.

L'étude comparative a montré un classement des différentes configurations étudiées en termes d'érodabilité et de déformation axiale :  $T1 > HM > T2 > T3$ .

Une approche pour l'étude de la susceptibilité des sols hétérogènes à la suffusion a été proposée en se basant sur les résultats de l'étude expérimentale. Nous avons considéré que la suffusion qui se développe dans un sol granulaire hétérogène dépend des coefficients d'uniformité des couches successives. L'applicabilité de cette approche de susceptibilité à la suffusion reste toutefois limitée aux sols étudiés, à la gamme des coefficients d'uniformité et à la prise en compte du critère de filtre.

De façon générale, le comportement des éprouvettes au cours de l'essai de suffusion est lié aux deux paramètres de contrôle, fraction de fines  $F_c$  et indice de densité  $I_D$ ).

Ce travail offre de nombreuses perspectives, que ce soit concernant l'approche expérimentale ou l'approche numérique. En effet, plusieurs interrogations ont été soulevées et nécessitent une étude plus approfondie, en particulier en ce qui concerne l'évolution de la porosité de l'éprouvette au cours de l'essai d'érosion (filtration, colmatage...). On présente ci-dessous quelques pistes qui permettraient de répondre aux interrogations :

- Approche expérimentale
  - Imagerie par tomographie aux rayons X : observations et quantification de l'espace poral au cours de l'essai d'érosion (suffusion, filtration, colmatage...) ;
  - la prise en compte d'autres types d'hétérogénéités, de différentes répartitions de fines entre couches supérieure et inférieure pour la configuration de type T1 ; la prise en compte de différentes valeurs de l'indice de densité dans les couches de l'éprouvette T2 ;
  - l'élaboration d'un dispositif de ségrégation permettant d'obtenir une évolution continue de la granulométrie le long de la colonne, pour être plus proche d'un cas réel ;
  - l'utilisation d'une cellule d'essai de plus grandes dimensions permettant de travailler sur des sols plus grossiers ;
  - une caractérisation plus fine de l'évolution des paramètres pris en compte dans l'étude en considérant des zones de mesures plus petites (par exemple multiplication du nombre de capteurs de pression le long de la colonne) ;
- Approche numérique
  - Simulation du comportement des hétérogénéités étudiées à partir d'un modèle aux éléments discrets

On peut ajouter qu'il serait également intéressant de compléter l'étude en étudiant le cas des granulométries étalées et des fines plastiques.

## **BIBLIOGRAPHIE**

- Aboul Hosn, R. (2017). Suffusion and its effects on the mechanical behavior of granular soils: numerical and experimental investigations (Doctoral dissertation, Université Grenoble Alpes). <https://theses.hal.science/tel-01731556/>
- Abdoulaye Hama, N., Ouahbi, T., Taibi, S., Souli, H., Fleureau, et Pantet, A. (2019). Relationships between the internal erosion parameters and the mechanical properties of granular materials. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1368–1380. <https://doi.org/10.1080/19648189.2017.1347526>
- Alem, A., Alhaddad, S., Benamar, A., & Wang, H. (2009). Migration de particules dans un milieu poreux: Erosion interne. XXIVèmes Rencontres Universitaires de Génie Civil.
- Alonso, E. (1967). Barrages en remblai.  
<https://docplayer.fr/docview/39/20455974/#file=/storage/39/20455974/20455974.pdf>
- Andrianatrehina, L., Souli, H., Fry, J. J., Phan, Q. T., & Fleureau, J. M. (2012). Internal stability of granular materials in triaxial tests. ICSE Paris.
- Andrianatrehina, L., Souli, H., Rech, J., Taibi, S., Fry, J. J., Bunieski, S., & Fleureau, J. M. (2017). Determination of the maximum diameter of free fines to assess the internal stability of coarse granular materials. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 21(3), 332-347.
- Andrianatrehina, L., Souli, H., Rech, J., Taibi, S., Fry, J. J., Ding, L., & Fleureau, J. M. (2016). Analysis of the internal stability of coarse granular materials according to various criteria. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 20(8), 936-953.
- Ayadat, T., Belouahri, B., & Ammar, R. A. (1998). La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols. *Revue française de Géotechnique*, (83), 73-81.
- Beguin, R. (2011). Etude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre (Doctoral dissertation, Université de Grenoble). <https://theses.hal.science/tel-00680078>
- Benamar, A., Correia dos Santos, R. N., Bennabi, A., & Karoui, T. (2019). Suffusion evaluation of coarse-graded soils from Rhine dikes. *Acta Geotechnica*, 14(3), 815–823. <https://doi.org/10.1007/s11440-019-00782-1>

- Benamar, A., Correia dos Santos, R. N., Bennabi, A., & Karoui, T. (2019). Suffusion evaluation of coarse-graded soils from Rhine dikes. *Acta Geotechnica*, 14(3), 815–823. <https://doi.org/10.1007/s11440-019-00782-1>
- Benamar, A., Karoui, T., Bennabi, A., Seghir, A., & Wang, H. (2012). Influence of fine particles on internal erosion of sandy Soils. <https://pdfs.semanticscholar.org/50e3/804c9849b7f3e9637d7b29f6181f66bdc0bd.pdf>
- Bendahmane, F. (2005). Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne. <http://fateh.bendahmane.free.fr/>
- Bendahmane, F., Marot, D., & Alexis, A. (2008). Experimental Parametric Study of Suffusion and Backward Erosion. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(1), 57–67. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2008\)134:1\(57\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:1(57))
- Bendahmane, F., Marot, D., Rosquoët, F., & Alexis, A. (2006). Characterization of internal erosion in sand kaolin soils. *Revue Européenne de Génie Civil*, 10(4), 505–520. <https://doi.org/10.1080/17747120.2006.9692841>
- Benahmed, N., & Bonelli, S. (2007). Etude expérimentale de l'érosion interne d'une kaolinite. XXV Rencontres Universitaires de Genie Civil (pp. 8-pages).
- Bonelli S. (2012). *Erosion des géomatériaux*, Edition Hermes Science, 403 pp.
- Bonelli, S. (Ed.). (2013). *Erosion in geomechanics applied to dams and levees*.
- Bridle, R. (2017). Internal erosion mechanics and risk estimation based on ICOLD Bulletin 164. In *Geo-Risk 2017* (pp. 137-146).
- Burenkova V. (1993). Assessment of suffusion in non-cohesive and graded soils. Proceedings, the 1st International Conference Geo-Filters, Karlsruhe, Germany, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 357-360.
- Chang, D. S., Zhang, L., & Xu, T. H. (2012). Laboratory investigation of initiation and development of internal erosion in soils under complex stress states. In *Proceedings of the Sixth International Conference on Scour and Erosion* (pp. 895-902). Paris : ISSMGE.
- Chang, D. S., & Zhang, L. M. (2011). A stress-controlled erosion apparatus for studying internal erosion in soils. *Geotechnical Testing Journal*, 34(6), 579-589. <http://dx.doi.org/10.1520/GTJ103889>

- Chang, D. S., & Zhang, L. M. (2013). Extended internal stability criteria for soils under seepage. *Soils and Foundations*, 53(4), 569-583. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2013.06.008>
- Chapuis, R., Contant, A., & Baass, K. (1996) Migration of fines in 0–20 mm crushed base during placement, compaction, and seepage under laboratory conditions. <https://cdnsiencepub.com/doi/10.1139/t96-032>
- Chapuis, R. (2004). Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio. *Canadian geotechnical journal*, 41(5), 787-795. <https://doi.org/10.1139/t04-022>
- Chen, L., He, J. J., Yao, B. B., Lei, C. W., & Zhang, Z. (2019). Influence of the initial relative density on the drained strength properties of soils subjected to internal erosion. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 56, 273-279. <https://doi.org/10.1007/s11204-019-09602-w>
- Dallo, Y. A., Wang, Y., & Ahmed, O. Y. (2013). Assessment of the internal stability of granular soils against suffusion. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 17(4), 219-230. <http://dx.doi.org/10.1080/19648189.2013.770613>
- Dallo, Y. A., & Wang, Y. (2016). Determination of controlling constriction size from capillary tube model for internal stability assessment of granular soils. *Soils and Foundations*, 56(2), 315-320. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2016.02.013>
- Mello, V. F. (1975, September). Some lessons from unsuspected, real and fictitious problems in earth dam engineering in Brazil. In *Proceedings 6th Regional Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference for Afrika* (pp. 285-304).
- Monnet A., (1998). Boulance, « Erosion interne, renard. Les instabilités sous écoulement », *Revue Française de Géotechnique*, Vol. 82, p. 3-10.
- Deng, G., Zhang, L. L., Chen, R., Liu, L. L., Shu, K. X., & Zhou, Z. le. (2020). Experimental Investigation on Suffusion Characteristics of Cohesionless Soils Along Horizontal Seepage Flow Under Controlled Vertical Stress. *Frontiers in Earth Science*, 8. <https://doi.org/10.3389/feart.2020.00195>
- Dion, R., (1927). *Histoire des levées de la Loire*.
- Elandaloussi, R. (2015). *Etude du renforcement/confortement des ouvrages de protection contre les inondations et l'érosion interne* (Doctoral dissertation, Paris Est). <https://www.theses.fr/2015PESC1192>

- Elkholy, M., Sharif, Y. A., Chaudhry, M. H., & Imran, J. (2015). Effect of soil composition on piping erosion of earthen levees. *Journal of Hydraulic Research*, 53(4), 478–487. <https://doi.org/10.1080/00221686.2015.1026951>
- ERINOH. (2018) – ERosion INterne dans les Ouvrages Hydrauliques – Méthodologie de reconnaissance et de diagnostic de l'érosion interne des ouvrages hydrauliques en remblai. Volume 2.
- ERINOH. (2007b) – ERosion INterne dans les Ouvrages Hydrauliques – Guide ingénierie. Volume 3.
- Fannin, R. J., & Moffat, R. (2006). Observations on internal stability of cohesionless soils. *Géotechnique*, 56(7), 497–500. <https://doi.org/10.1680/geot.2006.56.7.497>
- Fell, R., & Fry, J. J. (2005). Internal erosion of dams and their foundations. [https://books.google.fr/books?hl=fr&lr=&id=uUJZDwAAQBAJ&oi=fnd&pg=PP1&ots=aHSVL31wSn&sig=P7SC0gvLwbiSL\\_LX3scJbg7FYgo&redir\\_esc=y#v=onepage&q&f=false](https://books.google.fr/books?hl=fr&lr=&id=uUJZDwAAQBAJ&oi=fnd&pg=PP1&ots=aHSVL31wSn&sig=P7SC0gvLwbiSL_LX3scJbg7FYgo&redir_esc=y#v=onepage&q&f=false)
- Fellag, R. (2016). Phénomènes d'érosion interne dans les graves et les sols grossiers : Application aux digues et aux barrages (Doctoral dissertation, Paris Est). <https://pastel.hal.science/tel-01541099>
- Foster, M., Fell, R., & Spannagle, M. (2000). The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5), 1000–1024. <https://doi.org/10.1139/t00-030>
- François, D., Meriaux, P., Monnet, J., François, D., Meriaux, P., Recommandations, J. M., François, D., Mériaux, P., & Monnet, J. (2017). Recommandations ERINOH (volume 2) : méthodologie de diagnostic de l'érosion interne dans les digues en remblai. 2(volume 2).
- Fry, J. J., Brun, P., & Royet, P. (1994). Internal erosion problems in some old embankment dams in France. In *Reservoir safety and the environment* (pp. 23-34). Thomas Telford Publishing.
- Fry, J. J. (2007). Context and framework of the report of the European working group on internal erosion. *Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dam, Dykes and Levees-Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD*, 1-12.
- Fry, J.J. (2012). Introduction to the process of internal erosion in hydraulic structures: embankment dams and dikes. *Erosion of geomaterials*, 1-37. <http://dx.doi.org/10.1002/9781118561737.ch1>

- Giroud, J. P. (2008). Criteria for geotextile and granular filters. 44th Terzaghi Lecture, ASCE, Reston, VA.
- Hama, N. A. (2016). Comportement mécanique des sols granulaires et critères de stabilité: Application à l'érosion interne (Doctoral dissertation, Université du Havre).
- Harris, J., Whitehouse, R., & Moxon, S., (2016). Scour and erosion : Proceedings of the 8th International Conference on Scour and erosion (Oxford, UK, 12-15 September 2016).
- Honjo, Y., Haque, M.A., & Tsai, K.A., 1996. Self-filtration behaviour of broadly and gap-graded cohesionless soils. In: Proceedings of the 2nd International Conference on Filters and Drainage in Geotechnical and Environmental Engineering, Geofilters 1996, Montreal, pp. 227–236.
- Horikoshi, K., & Takahashi, A. (2015). Suffusion-induced change in spatial distribution of fine fractions in embankment subjected to seepage flow. *Soils and Foundations*, 55(5), 1293–1304. <https://doi.org/10.1016/J.SANDF.2015.09.027>
- ICOLD. (2012). International Commission On Large Dams-ICOLD, Commission Internationale Des Grands Barrages-CIGB Practical Information 97 Arrangements for Transportation 101 Currency Information 103 Official Hotels 105 Registration and Method of Payment 116. <http://www.icold.or.jp/icold/pdf/finalbulletin50m.pdf>
- ICOLD. (2017). International Commission On Large Dams-ICOLD. Internal erosion of existing dams, Levees and Dikes, and their Foundations. <http://www.usdams.org/wp-content/uploads/2016/04/B164.pdf>
- Indraratna, B., Raut, A. K., & Khabbaz, H. (2007). Constriction-based retention criterion for granular filter design. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(3), 266-276. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:3\(266\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:3(266))
- Indraratna, B., Nguyen, V. T., & Rujikiatkamjorn, C. (2011). Assessing the potential of internal erosion and suffusion of granular soils. *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, 137(5), 550-554. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000447](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000447)
- Indraratna, B., & Raut, A. K. (2006). Enhanced criterion for base soil retention in embankment dam filters. *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, 132(12), 1621-1627. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:12\(1621\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:12(1621))
- Istomina, V. S. (1957). Filtration stability of soils. Gostroizdat, Moscow, Leningrad, 15.

- Karoui, T. (2014). Etude expérimentale de l'érosion de sols homogènes et hétérogènes (Doctoral dissertation, Le Havre). <https://www.theses.fr/185884334>
- Ke, L., & kahashi, A. (2012). Strength reduction of cohesionless soil due to internal erosion induced by one-dimensional upward seepage flow. *Soils and Foundations*, 52(4), 698-711. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.07.010>
- Ke, L., & Takahashi, A. (2014). Experimental investigations on suffusion characteristics and its mechanical consequences on saturated cohesionless soil. *Soils and Foundations*, 54(4), 713–730. <https://doi.org/10.1016/J.SANDF.2014.06.024>
- Ke, L., & Takahashi, A. (2014). Triaxial erosion test for evaluation of mechanical consequences of internal erosion. *Geotechnical Testing Journal*, 37(2), 347-364. <http://dx.doi.org/10.1520/GTJ20130049>
- Kenney, T. C., & Lau, D. (1985). Internal stability of granular filters. *Canadian geotechnical journal*, 22(2), 215-225. <https://doi.org/10.1139/t85-029>
- Kezdi, A. (1969). *Soil Physics—Developments in Geotechnical Engineering—Selected Topics*.
- Kezdi, A. (1979). *Soil physics. Selected topics developments in geotechnical engineering -25*.
- Koaser, S., Barrington, S., Elektorowicz, M., & Ayadat, T. (2006). "The influence of hydraulic gradient and rate of erosion on hydraulic conductivity of sand-bentonite mixtures," *Soil and Sediment Contamination*, Vol. 15, No. 5, pp. 481-496. <http://dx.doi.org/10.1080/15320380600847815>
- Kovacs, G. (1981) *Seepage Hydraulics*. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam; Oxford, New York.
- Lafleur J. (1999). Selection of géotextiles to filter broadly graded cohesionless soils, *Geotextiles and Geomembranes*, 17: 299-312. [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(99\)00007-2](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(99)00007-2)
- Lafleur, J., Mlynarek, J., & Rollin, A. L. (1989). Filtration of broadly graded cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(12), 1747-1768. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1989\)115:12\(1747\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1989)115:12(1747))
- Lafleur, J., Mlynarek, J., & Rollin, A. L. (1993). Filter criteria for well graded cohesionless soils. *Filters in geotechnical and hydraulic engineering*, 97-106.
- Li, M., & Fannin, R. J. (2008). Comparison of two criteria for internal stability of granular soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(9), 1303–1309. <https://doi.org/10.1139/T08-046>

- Locke, M., Indraratna, B., & Adikari, G. (2001). Time-dependent particle transport through granular filters. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(6), 521-529. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:6\(521\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:6(521))
- Marot, D., Regazzoni, P. L., & Wahl, T. (2011). Energy-based method for providing soil surface erodibility rankings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(12), 1290-1293. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000538](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000538)
- Marot, D., Rochim, A., Nguyen, H. H., Bendahmane, F., & Sibille, L. (2016). Assessing the susceptibility of gap-graded soils to internal erosion: proposition of a new experimental methodology. *Natural Hazards*, 83(1), 365-388. <http://dx.doi.org/10.1007/s11069-016-2319-8>
- Marot, D., Bendahmane, F., & Nguyen, H. H. (2012). Influence of angularity of coarse fraction grains on internal erosion process. *La Houille Blanche*, (6), 47-53. <https://dx.doi.org/10.1051/lhb/2012040>
- Marot, D., Le, V. D., Garnier, J., Thorel, L., & Audrain, P. (2012). Study of scale effect in an internal erosion mechanism: centrifuge model and energy analysis. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16(1), 1-19. <http://dx.doi.org/10.1080/19648189.2012.667203>
- Marr, W. A. (2015, September). Performance monitoring as a risk management tool in dam safety. In *FMGM 2015: Proceedings of the Ninth Symposium on Field Measurements in Geomechanics* (pp. 63-88). Australian Centre for Geomechanics.
- Messerklinger, S. (2013). The Design of Filter Materials and their Importance in Geotechnical Engineering La conception de matériaux filtrants et leur importance en géotechnique. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris 2013, 3313–3316. <http://www.cfms-sols.org/sites/default/files/Actes/3313-3316.pdf>
- Milligan, V. (1986). Internal stability of granular filters: Discussion. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(3), 414-418. <https://doi.org/10.1139/t86-066>
- Milligan, V. (2003). Some Uncertainties in Embankment Dam Engineering. <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%291090-0241%282003%29129%3A9%28785%29>

- Moghadasi, J., Müller-Steinhagen, H., Jamialahmadi, M., & Sharif, A. (2004). Theoretical and experimental study of particle movement and deposition in porous media during water injection. *Journal of petroleum science and engineering*, 43(3-4), 163-181. <https://doi.org/10.1016/j.petrol.2004.01.005>
- Muir Wood, D., & Maeda, K. (2007). Changing grading of soil: effect on critical states. *Acta Geotechnica*, 3, 3-14. <http://dx.doi.org/10.1007/s11440-007-0041-0>
- Nguyen, C. D. (2018). Étude expérimentale de l'impact de l'érosion par suffusion sur les propriétés physiques et mécaniques des sols (Doctorat de l'Aix Marseille Université). <https://hal.inrae.fr/tel-02608795>
- Nguyen, C. D., Benahmed, N., Andò, E., Sibille, L., & Philippe, P. (2019). Experimental investigation of microstructural changes in soils eroded by suffusion using X-ray tomography. *Acta Geotechnica*, 14(3), 749–765. <https://doi.org/10.1007/s11440-019-00787-w>
- Oueidat, M. (2022). Influence des hétérogénéités granulaires sur la suffusion des sols (Doctorat de l'Université du Havre). <https://doi.org/https://www.theses.fr/2022NORMLH14>
- Oueidat, M., Benamar, A., & Bennabi, A., (2021). Effect of Fine Particles and Soil Heterogeneity on the Initiation of Suffusion. *Geotech Geol Eng* 39, 2359–2371. <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01632-8>
- Prasomsri, J., & Takahashi, A. (2020). The role of fines on internal instability and its impact on undrained mechanical response of gap-graded soils. *Soils and Foundations*, 60(6), 1468–1488. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2020.09.008>
- Prasomsri, J., Shire, T., & Takahashi, A., (2021). Effect of fines content on onset of internal instability and suffusion of sand mixtures. *Géotechnique Letters* 11, 209–214. <https://doi.org/10.1680/jgele.20.00089>
- Pham, T. L. (2008). Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide (Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées).
- Reboul, N., Vincens, E., & Cambou, B. (2010). A computational procedure to assess the distribution of constriction sizes for an assembly of spheres. *Computers and Geotechnics*, 37(1-2), 195-206. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.09.002>

- Reddi, L. N., Lee, I. M., & Bonala, M. V. (2000). Comparison of internal and surface erosion using flow pump tests on a sand-kaolinite mixture. *Geotechnical testing journal*, 23(1), 116-122. <http://dx.doi.org/10.1520/GTJ11129J>
- Reddi, L. N., & Bonala, M. V. (1997). Analytical solution for fine particle accumulation in soil filters. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(12), 1143-1152.
- Ren, X., Zhao, Y., Deng, Q., Kang, J., Li, D., & Wang, D. (2016). A relation of hydraulic conductivity — void ratio for soils based on Kozeny-Carman equation. *Engineering Geology*, 213, 89–97. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.08.017>
- Richards, K. S., & Reddy, K. R. (2007). Critical appraisal of piping phenomena in earth dams. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 66, 381-402. <http://dx.doi.org/10.1007/s10064-007-0095-0>
- Ripley. (1986). Internal stability of granular filters. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(2), 215–225. <https://doi.org/10.1139/t85-029>
- Rochim, A., Marot, D., Sibille, L., & Le, V. T. (2017). Effects of hydraulic loading history on suffusion susceptibility of cohesionless soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(7), 1–10. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001673](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001673)
- Rönnqvist, H. (2008). Possible indicators of internal erosion prone dams comprising broadly graded materials. *Ensuring Reservoir Safety into the Future - Proceedings of the 15th Conference of the British Dam Society, 2000*, 51–63. <https://doi.org/10.1680/ersitf.35225.0005>
- Rönnqvist, H., Viklander, P., & Knutsson, S. (2017). Experimental investigation of suffusion in dam core soils of glacial till. *ASTM geotechnical testing journal*, 40(3), 426-439. <https://doi.org/10.1520/GTJ20150298>
- Rönnqvist, H. (2017). Fine-tuning the evaluation of suffusion of silt-sand-gravel soils—a comparative study of LTU and UNSW.
- Rosquoët, F., Bendahmane, F., Marot, D., & Alexis, A. (2005). Caractérisation expérimentale des phénomènes d'érosion interne sur des échantillons sablo-argileux. <https://hal.science/hal-00355079>
- Royet, P. (2005). Internal erosion problems encountered on dams and dikes in France (historical cases). In *Workshop on Internal Erosion*.

- Salehi Sadaghiani, M. R. (2016). Suffusion Phenomenon in Widely Graded Soils-Influence of Homogeneity.
- Saucke, U., J. Brauns, & S. Wibel (1999). Zur Entmischungsneigung krniger Schttstoffe. *Geotechnik* 22(4),259.–268.
- Schuler, U., & Brauns, J. (1997). The safety of geotechnical filters. *Hydropower and dams*, (6), 72-74.
- Seghir, A., Benamar, A., & Wang, H. (2014). Effects of fine particles on the suffusion of cohesionless soils. Experiments and modeling. *Transport in porous media*, 103(2), 233-247.<https://doi.org/10.1007/s11242-014-0299-2>
- Shire, T., O'Sullivan, C., Hanley, K. J., & Fannin, R. J. (2014). Fabric and Effective Stress Distribution in Internally Unstable Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(12), 04014072. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001184](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001184)
- Shire, T., & O'Sullivan, C. (2016). Constriction size distributions of granular filters: a numerical study. *Géotechnique*, 66(10), 826-839.<https://doi.org/10.1680/jgeot.15.P.215>
- Sibille, L., Marot, D. & Sail, Y. (2015). A description of internal erosion by suffusion and induced settlements on cohesionless granular matter. *Acta Geotechnica*, 10(6), 735-748.<https://hal.univ-grenoble-alpes.fr/hal-01299663>
- Sibille, L. (2016). Erosion interne et rupture dans les sols grenus (Rapport de HDR, Université Grenoble Alpe).
- Silveira, A., de Lorena Peixoto, T., & Nogueira, J. (1975, November). On void size distribution of granular materials. In *Proceedings of the 5th Pan American conference on soil mechanics and foundation engineering*, Buenos Aires (pp. 161-177).
- Skempton, A.W., & Brogan, J.M., (1994). Experiments on piping in sandy gravels. *Géotechnique*, 44(3):440-460.
- Sterpi, D. (2003). Effects of the erosion and transport of fine particles due to seepage flow. *International journal of Geomechanics*, 3(1), 111-122.
- Terzaghi K. (1939). Soil mechanics: a new chapter in engineering science. *Journal of Civil Engineering*, 12, 106-141.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1948). Soil mechanics. Engineering Practice. John Wiley and Sons, Inc., New York.

- Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S., & Liang, J. (2002). Undrained Fragility of Clean Sands, Silty Sands, and Sandy Silts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(10), 849–859. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2002\)128:10\(849\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:10(849))
- Tomlinson S S, & Vaid Y P. (2000). Seepage Forces and Confining Pressure Effects on Piping Erosion. *Canadian Geotechnical Journal*, 37, 1-13. <https://doi.org/10.1139/t99-116>
- Truong Q Q. (2012). Etude des mécanismes de blocage d'un écoulement par l'injection d'un produit de colmatage. (Doctoral dissertation, Université Paris-Est).
- USACE. (1953). Filter experiments and design criteria. Technical memorandum, n°3-360, Waterways Station, Vicksburg.
- Vincens, E., Witt, K. J., & Homberg, U. (2015). Approaches to determine the constriction size distribution for understanding filtration phenomena in granular materials. *Acta Geotechnica*, 10(3), 291-303. <http://dx.doi.org/10.1007/s11440-014-0308-1>
- Wan, C. F., & Fell, R. (2004). Experimental investigation of internal instability of soils in embankment dams and their foundations. University of New South Wales, School of Civil and Environmental Engineering.
- Wan, C. F., & Fell, R. (2008). Assessing the potential of internal instability and suffusion in embankment dams and their foundations. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 134(3), 401-407. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2008\)134:3\(401\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:3(401))
- Wautier, A. (2018). Analyse micro-inertielle des instabilités mécaniques dans les milieux granulaires, application à l'érosion interne (Doctoral dissertation, Université d'Aix-Marseille).
- Wittman, L. (1979). The process of soil filtration – Its physics and the approach in engineering practice. *Proceedings of 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 303–310.
- Xiao, M., & Shwiyhat, N. (2012). Experimental Investigation of the Effects of Suffusion on Physical and Geomechanic Characteristics of Sandy Soils. *Geotechnical Testing Journal*, 35(6), 104594. <https://doi.org/10.1520/GTJ104594>
- Yang, J., Yin, Z. Y., Laouafa, F., & Hicher, P. Y. (2019). Analysis of suffusion in cohesionless soils with randomly distributed porosity and fines content. *Computers and Geotechnics*, 157–171. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.03.011>

- Zhang, L. M., Xu, Y., Jia, J. S., & Zhao, C. (2011). Diagnosis of embankment dam distresses using Bayesian networks. Part I. Global-level characteristics based on a dam distress database. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(11), 1630-1644. <https://doi.org/10.1139/t11-069>
- Zhou, Z. Q., Ranjith, P. G., & Li, S. C. (2018). An experimental testing apparatus for study of suffusion of granular soils in geological structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 78(November 2017), 222–230. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.05.003>
- Zhou, Z. Q., Ranjith, P. G., & Li, S. C. (2018). An experimental testing apparatus for study of suffusion of granular soils in geological structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 78(May), 222–230. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.05.003>.