

Titre: Étude expérimentale de l'érosion hydraulique des sols non-cohésifs compactés
Title: compacted soil hydraulic erosion experimental study

Auteur: Jérémie Gaucher
Author:

Date: 2007

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Gaucher, J. (2007). Étude expérimentale de l'érosion hydraulique des sols non-cohésifs compactés [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal].
Citation: PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/8081/>

Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/8081/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Claude Marche, & Tew-Fik Mahdi
Advisors:

Programme: Non spécifié
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DE L'ÉROSION HYDRAULIQUE DES SOLS
NON-COHÉSIFS COMPACTÉS

JÉRÉMIE GAUCHER

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
NOVEMBRE 2007



Library and
Archives Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Published Heritage
Branch

Direction du
Patrimoine de l'édition

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file *Votre référence*

ISBN: 978-0-494-36912-8

Our file *Notre référence*

ISBN: 978-0-494-36912-8

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

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

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

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

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DE L'ÉROSION HYDRAULIQUE DES SOLS
NON-COHÉSIFS COMPACTÉS

présenté par: GAUCHER Jérémie
en vue de l'obtention du diplôme de: Maîtrise ès sciences appliquées
a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de:

M. KAHAWITA René, Ph.D., président

M. MARCHE Claude, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. MAHDI Tew-Fik, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. THANH-QUACH Tung, Ph.D., membre

à Martine

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier mon directeur de recherche Claude Marche pour son optimisme, sa prévoyance et la latitude qu'il a su me donner tout au long de ce projet. Je remercie également mon codirecteur Tew-Fik Mahdi pour ses nombreux conseils et plus particulièrement la rigueur scientifique avec laquelle il a bien voulu réviser mon travail.

Je désire aussi témoigner ma profonde gratitude envers les membres de mon jury, MM. René Kahawita et Tung T. Quach, d'avoir accepté de juger ce mémoire et pour l'intérêt qu'ils ont porté à mes travaux.

Mes remerciements vont aussi à Antonio Gatien et Étienne Bélanger du laboratoire d'hydrodynamique et André Ducharme du laboratoire de géotechnique qui m'ont patiemment conseillé et encadré lors du montage et la réalisation des expériences. Je tiens également à souligner l'aide apportée par Aurélie Gauthier lors de son stage sans oublier Jean-Guy Turcotte de BAUVAL SABLES L.G. et les Sablières Gérard Thérien qui nous ont fait don des matériaux de carrière.

Je souhaite également reconnaître le soutien moral et technique que m'a apporté Mathurin Daynou, avec qui j'ai partagé le bureau et une bonne partie des deux années écoulées. Mathurin a été une source d'encouragement et de motivation dont la présence me manquera beaucoup dans les temps à venir.

Finalement je tiens à remercier ma famille et Martine, qui partage ma vie depuis déjà 8 ans et sans qui le succès de ce travail n'aurait pas été possible.

La réalisation de ce projet a été rendue possible grâce à un soutien financier provenant de fonds de recherche du CRSNG et d'une bourse PIED de l'École Polytechnique.

RÉSUMÉ

La prise en compte de l'érosion hydraulique est un élément essentiel lors des études concernant la sécurité des infrastructures, de même que pour l'évaluation des impacts sur les milieux fluviaux. Dans le cadre du suivi des ouvrages de retenue, tels que les barrages en terre et enrochement ou les levées de protection, il est important de comprendre le comportement de la crête lors d'un débordement. Dans un tel cas, l'érosion de celle-ci peut former une brèche et mettre en danger les populations et les installations situées en aval. Or, comparativement aux sédiments en rivière, les sols de ces structures ont été mis en place et compactés mécaniquement lors de leur construction. Cette différence notable laisse penser que le comportement de ces matériaux, sous sollicitation hydraulique, est fortement dépendant de la méthode de construction et du degré de compactage atteint.

L'objectif général du projet de maîtrise est d'étudier, en laboratoire, l'influence du niveau de compactage sur la mise en mouvement et l'érosion subséquente des sols non-cohésifs. Des échantillons compactés à différentes masses volumiques, dont l'optimum Proctor, sont soumis, en canal, à différentes contraintes de cisaillement dans le but d'évaluer leur résistance à l'érosion. Des essais sont également réalisés sur des sols uniformes, non-compactés dans le but de valider le protocole expérimental et de comparer les résultats aux critères de mise en mouvement de Shields-Yalin et de Yang.

Les résultats obtenus montrent que les sols étudiés ont tous un seuil d'arrachement supérieur lorsqu'ils sont compactés à l'optimum Proctor plutôt qu'à des densités inférieures ou supérieures. Ceci suggère que l'optimum Proctor, généralement visé en géotechnique, est également un optimum hydraulique en termes de résistance à l'arrachement. Ce comportement, lorsque représenté sous les formes adimensionnelles de Shields-Yalin ou de Yang, se traduit par des courbes distinctes correspondant

à chaque niveau de compactage. La résistance initiale des sols compactés à l'optimum ne se maintient cependant pas une fois ceux-ci érodés au-delà des conditions critiques. Les masses transportées sont alors supérieures à celles récoltées pour les sols non-compactés.

Les essais réalisés sur les matériaux uniformes ont permis de valider et de comparer les critères de mise en mouvement de Shields-Yalin et de Yang. La dispersion des points observés et la sensibilité du diamètre adimensionnel font du diagramme de Shields-Yalin un critère peu fiable. À l'opposé, l'accord entre les valeurs mesurées et calculées selon le critère de Yang, est presque parfait. De plus, les courbes expérimentales développées pour les sols compactés suivent la tendance générale de la relation de Yang, ce qui n'est pas le cas pour la relation de Shields-Yalin. Ceci suggère donc que la *puissance unitaire du cours d'eau* est plus apte à prédire la mise en mouvement des sols que la contrainte adimensionnelle.

Les connaissances acquises durant ce projet démontrent que le compactage à l'optimum de la couche de crête d'une digue de retenue résulterait en un accroissement du niveau de sécurité de l'aménagement au dessus de la simple cote de la crête et permettrait de retarder le début d'une formation éventuelle de brèche de rupture. Toutefois, les essais effectués tendent à prouver que si l'ampleur du déficit d'évacuation fait que ce niveau de sécurité est quand même dépassé, le compactage pourrait accélérer quelque peu l'érosion de la crête selon la granulométrie de la couche.

ABSTRACT

Determination and prediction of erosion is of considerable interest in studies related to hydraulic structure safety and impact assessment of river habitats. In the particular case of water impounding structures, such as embankment dams and levees, it is important to understand the behavior of the crest in the event of an overtopping. In such a situation, crest erosion and further breach formation can be a serious threat to downstream populations and infrastructures. As opposed to natural river sediments, the soils used in embankment dams are compacted according to controlled specifications. This difference suggests that these materials' behavior under overtopping flow could be dependent on the construction method and compaction level obtained.

The main purpose of this study is to conduct a laboratory investigation that seeks to evaluate the effects of compaction on the erodibility of cohesionless soils. By means of a recently developed flume experiment, sediment erosion rates and incipient motion, as a function of shear stress, average velocity, and bulk density, have been determined for three sand and gravel mixtures. As part of the project, some additional testing was also extended to uniform-size sands to validate the experimental setup used and to compare results with the Shields-Yalin and Yang incipient motion critera.

The results show that resistance to erosion is higher for soils compacted at the Proctor optimum bulk density than for those compacted at lower or higher densities. This leads one to believe that the Proctor optimum, generally used as a standard for construction, is also an optimum in terms of hydraulic resistance and stability. However, in some situations, the resistance of the optimum bulk density seems to decrease after the soil has been exposed to shear stresses greater than the critical value. As such, the total mass eroded is greater for compacted soils than

for their non-compacted counterpart. Finally, when plotted with the dimensionless Shields-Yalin and Yang criteria, the incipient motion of the compacted soils can be represented as a family of curves, dependent on the bulk density.

Additional tests performed on uniform-size sands suggest that the Shields-Yalin criterion is not very accurate, as opposed to the Yang criterion, in predicting soil motion. Moreover, the experimental curves derived from the incipient motion of compacted soils follow the general trend of the Yang relation, and not that of Shields-Yalin. This proves that unit stream power is much more capable to predict the incipient motion of soils than the dimensionless shear stress. This observation has been confirmed for both uniform-size, non-compacted sands and sand-and-gravel mixtures compacted at different bulk densities.

Knowledge gained on the erosion characteristics of compacted cohesionless soils will aid in the assessment of the likelihood of dam failure due to overtopping. The results show that compaction of a dam's crest at or near the Proctor optimum can result in a higher safety level above crest elevation and thus, delay breach formation. However, if for any reason that level is exceeded, the compacted soils could erode slightly more depending on their grain-size distribution.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	iv
REMERCIEMENTS	v
RÉSUMÉ	vi
ABSTRACT	viii
TABLE DES MATIÈRES	x
LISTE DES FIGURES	xiv
LISTE DES NOTATIONS ET DES SYMBOLES	xviii
LISTE DES TABLEAUX	xxii
LISTE DES ANNEXES	xxiii
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 MISE EN MOUVEMENT DES SÉDIMENTS NON-COHÉSIFS EN HYDRAULIQUE FLUVIALE	4
1.1 Écoulement de la phase liquide	5
1.1.1 Hypothèses fondamentales	5
1.1.2 Équation de continuité	5
1.1.3 Équation dynamique	7
1.1.4 Équations de la surface libre	9
1.1.5 Contrainte de cisaillement	11
1.1.6 Répartition de contrainte	13
1.2 Mécanique de la phase solide	15

1.2.1	Propriétés d'une particule individuelle	16
1.2.2	Propriétés globales des sédiments	20
1.3	Critères de mise en mouvement	21
1.3.1	Généralités	21
1.3.2	Critère basé sur la contrainte de cisaillement	23
1.3.3	Critère de la vitesse moyenne	25
1.4	Détermination expérimentale du début du mouvement	27
1.4.1	Définitions du début du mouvement	29
1.4.2	Choix du diamètre représentatif	30
1.4.3	Effet de la rugosité relative	31
1.4.4	Influence de la turbulence	31
1.5	Conclusion	31
CHAPITRE 2 NOTIONS DE GÉOTECHNIQUE : LE COMPACTAGE		33
2.1	Généralités	34
2.1.1	Définitions et relations de phases	34
2.1.2	Caractéristiques des sols non-cohésifs	36
2.2	Théorie du compactage	40
2.2.1	Définitions et objectifs	40
2.2.2	Essai Proctor	40
2.3	Contrôle et applications du compactage	43
2.3.1	Pratique concernant les sols non-cohésifs	44
2.3.2	Cas particulier - Les barrages en terre	44
2.3.3	Le compactage en laboratoire	47
2.4	Compactage et érodibilité des sols - un état des connaissances	48
2.4.1	Le compactage en agriculture	49
2.4.2	Érosion de sédiments consolidés	52

2.4.3	La problématique des routes non-pavées	52
2.4.4	Le compactage et la rupture des barrages	53
2.5	Conclusion	54
CHAPITRE 3 MÉTHODE EXPÉRIMENTALE		56
3.1	Objectifs	56
3.2	Description des installations	57
3.2.1	Description du montage	58
3.2.2	Matériaux utilisés	60
3.3	Déroulement des expériences	66
3.3.1	Préparation du mélange	67
3.3.2	Mise en place du spécimen	67
3.3.3	L'essai	70
3.3.4	Caractérisation des sols transportés	75
3.3.5	Analyse de résultats	75
CHAPITRE 4 RÉSULTATS ET VALIDATION		79
4.1	Validation de la méthode de travail : sols non-compactés	79
4.2	Essais sur sols compactés	84
4.2.1	Essais à contrainte variable	85
4.2.2	Essais à contrainte fixe	89
4.3	Autres observations	94
4.3.1	Influence du régime transitoire	94
4.3.2	Phénomène de pavage et mobilité sélective	97
CHAPITRE 5 DISCUSSION		100
5.1	Exemple d'implications pratique des résultats	102
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS		104

RÉFÉRENCES	105
ANNEXES	116

LISTE DES FIGURES

FIG. 1.1	Conservation de la masse d'un domaine élémentaire	6
FIG. 1.2	Conservation de l'énergie entre deux sections	8
FIG. 1.3	Équilibre des forces de frottement et de gravité	12
FIG. 1.4	Sections d'écoulements types	13
FIG. 1.5	Séparation de la contrainte de cisaillement	14
FIG. 1.6	Relation entre le diamètre et la vitesse de chute	19
FIG. 1.7	Modes de transport sédimentaire	22
FIG. 1.8	Diagramme des forces agissant sur une particule	23
FIG. 1.9	Diagramme de Shields-Yalin et points expérimentaux	25
FIG. 1.10	Vitesse de sédimentation et d'érosion selon Hjulström	27
FIG. 1.11	Critère de mise en mouvement de Yang	28
FIG. 1.12	Extrapolation du débit solide pour deux sols	29
FIG. 2.1	Relation entre les volumes et les masses d'un sol élémentaire	35
FIG. 2.2	Courbe granulométriques cumulatives types	38
FIG. 2.3	Courbes de compactage de l'essai Proctor normalisé	42
FIG. 2.4	Influence du compactage sur l'érosion progressive de sols peu cohésifs et cohésifs	51
FIG. 3.1	Montage expérimental	59
FIG. 3.2	Coupe type du barrage principal de La Grande 2	61
FIG. 3.3	Banc d'emprunt granulaire N-1-3	62
FIG. 3.4	Sables et graviers de carrière entrant dans la composition des mélanges	63
FIG. 3.5	Courbes granulométriques des trois mélanges utilisés	64
FIG. 3.6	Courbes de compactage de l'essai Proctor normalisé	64
FIG. 3.7	Courbes granulométriques des sables et graviers uniformes	65
FIG. 3.8	Déroulement des expériences	69

FIG. 3.9	Combinaisons (Q, h) possibles pour une contrainte de 1.25 N/m^2	71
FIG. 3.10	Pavage du mélange <i>FIN</i>	74
FIG. 3.11	Organigramme de l'analyse des résultats	77
FIG. 3.12	Organigramme du protocole expérimental	78
FIG. 4.1	Transport solide des matériaux uniformes	81
FIG. 4.2	Validation du critère de Shields-Yalin	82
FIG. 4.3	Validation du critère de Yang	83
FIG. 4.4	Contrainte de cisaillement vs. débit solide pour trois niveaux de compactage du sol <i>MOYEN</i>	85
FIG. 4.5	Contrainte de cisaillement vs. débit solide pour deux niveaux de compactage du sol <i>FIN</i>	86
FIG. 4.6	Contrainte de cisaillement vs. débit solide pour deux niveaux de compactage du sol <i>GROSSIER</i>	86
FIG. 4.7	Vitesse moyenne vs. débit solide pour trois niveaux de com- pactage du sol <i>MOYEN</i>	87
FIG. 4.8	Vitesse moyenne vs. débit solide pour deux niveaux de com- pactage du sol <i>FIN</i>	87
FIG. 4.9	Vitesse moyenne vs. débit solide pour deux niveaux de com- pactage du sol <i>GROSSIER</i>	88
FIG. 4.10	Influence de la masse volumique sèche et du type de mélange sur le critère de mise en mouvement de Shields-Yalin	90
FIG. 4.11	Influence de la masse volumique sèche et du type de mélange sur le critère de mise en mouvement de Yang	90
FIG. 4.12	Exemple d'interpolation et d'extrapolation des courbes de débit solide (mélange <i>FIN</i>)	91

FIG. 4.13	Évolution temporelle du débit solide pour différentes contraintes de cisaillement et masses volumiques (mélange <i>MO-YEN</i>)	92
FIG. 4.14	Évolution temporelle du débit solide pour différentes contraintes de cisaillement et masses volumiques (mélange <i>FIN</i>)	92
FIG. 4.15	Évolution temporelle du débit solide pour différentes contraintes de cisaillement et masses volumiques (mélange <i>GROS-SIER</i>)	93
FIG. 4.16	Masses totales érodées pour différentes contraintes et masses volumiques (mélange <i>MOYEN</i> sur 10 min.)	95
FIG. 4.17	Masses totales érodées pour différentes contraintes et masses volumiques (mélange <i>FIN</i> sur 20 min.)	95
FIG. 4.18	Masses totales érodées pour différentes contraintes et masses volumiques (mélange <i>GROSSIER</i> sur 20 min.)	96
FIG. 4.19	Influence du régime transitoire sur l'érosion initiale du spécimen	97
FIG. 4.20	Évolution temporelle de la granulométrie du sol <i>FIN</i> érodé .	98
FIG. 4.21	Granulométries du spécimen initial et du sol total transporté (mélange <i>MOYEN</i>)	99
FIG. II.1	Évaluation de la rugosité du canal	121
FIG. II.2	Minimisation de l'erreur relative	122
FIG. II.3	Courbe de tarage du déversoir parabolique à paroi mince . .	125
FIG. II.4	Variation du coefficient du déversoir parabolique	126
FIG. II.5	Courbe de tarage de la vanne manuelle	127
FIG. II.6	Sections de mesure	129
FIG. II.7	Développement longitudinal du profil des vitesses	130
FIG. II.8	Détermination graphique de la vitesse adimensionnelle u_* et du coefficient B_r à la section S-0.5	131
FIG. II.9	Profils de vitesse théoriques et profils mesurés	132

FIG. II.10	Vue en plan du fond du canal	133
FIG. II.11	Incertitudes sur des données issues du calcul de contrainte de cisaillement	136
FIG. II.12	Incertitudes sur des données issues du calcul de la vitesse moyenne	137
FIG. III.1	Courbes granulométriques du sable Thérien	139
FIG. III.2	Courbes granulométriques du sable 0-2.5 naturel lavé	140
FIG. III.3	Courbes granulométriques du sable 2.5-5.0 naturel lavé . . .	141
FIG. III.4	Courbes granulométriques du sable 5.0-10.0 naturel lavé . .	141
FIG. III.5	Granulométries des trois réceptions de Sable 0-2.5 mm . .	142
FIG. III.6	Courbes granulométriques des sables et graviers uniformes .	142
FIG. III.7	Analyse statistique du facteur de forme mesuré	144
FIG. III.8	Courbes granulométriques des trois mélanges utilisés	148
FIG. III.9	Courbe de compactage du sol <i>FIN</i> selon l'essai Proctor normalisé	148
FIG. III.10	Courbe de compactage du sol <i>MOYEN</i> selon l'essai Proctor normalisé	149
FIG. III.11	Courbe de compactage du sol <i>GROSSIER</i> selon l'essai Proctor normalisé	149

LISTE DES NOTATIONS ET DES SYMBOLES

A	section mouillée (m^2)
A_w	section d'écoulement affectant les parois (m^2)
A_b	section d'écoulement affectant le fond (m^2)
b, B	largeur mouillée du chenal (m)
C_c	coefficient de courbure (-)
C_D	coefficient de traînée (-)
C_u	coefficient d'uniformité (-)
d	diamètre des grains solides (mm)
d_x	diamètre des grains pour lequel x % des grains sont plus fins (mm)
d_*, D_*	diamètre adimensionnel (-)
D_r	densité relative des grains (-)
dt	temps élémentaire (s)
dx	distance élémentaire entre deux sections (m)
e	indice des vides (-)
e_{min}	indice des vides minimal (-)
e_{max}	indice des vides maximal (-)
E	énergie de compactage (J/m^3)
F_D	force de traînée (N)
F_g	force de gravité (N)
F_p	force de pression (N)
F_f	force de frottement (N)
F_L	force de portance (N)
F_r	nombre de Froude (-)
F_R	force de friction à l'interface d'un grain (N)
g	accélération gravitationnelle (m/s^2)

h	hauteur d'eau (m)
I_D	indice de densité relative (%)
J_e	pente de la ligne de charge (-)
J_f	pente du fond (-)
k_s	rugosité standard (ou équivalente) (mm)
L	longueur du canal (m)
M_a	masse d'air présente dans un sol (kg)
M_s	masse des grains solides d'un sol (kg)
M_t	masse totale d'un sol (kg)
M_w	masse d'eau présente dans un sol (kg)
M_O	moment de renversement ($N \cdot m$)
M_R	moment résistant à la mise en mouvement ($N \cdot m$)
n	coefficient de résistance de Manning ($s \cdot m^{-1/3}$)
P	périmètre mouillé (m)
r	rayon d'une particule (m)
R	rayon hydraulique (m)
Re_*	nombre de Reynolds du grain (-)
q_s	débit solide par unité de largeur ($g/s/m$)
Q	débit liquide (m^3/s)
Q_s	débit solide (g/s)
S_f	facteur de forme d'une particule (-)
t	temps (s)
u_*, v_*	vitesse de frottement près du fond (m/s)
u	vitesse ponctuelle dans la direction de l'écoulement (m/s)
U, V	vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)
V_a	volume d'air d'un sol (m^3)

V_s	volume des grains solides d'un sol (m^3)
V_t	volume total occupé par un sol (m^3)
V_v	volume des vides d'un sol (m^3)
V_w	volume d'eau présent dans les vides d'un sol (m^3)
w	teneur en eau du sol (%)
w_{opt}	teneur en eau optimale d'un sol, selon l'essai Proctor (%)
W	force de gravité exercée sur un volume d'eau élémentaire (N)
W_s	poids déjaugé d'une particule dans l'eau (kg)
x	distance longitudinale (m)
z	cote du fond (m)
z'	distance du fond (m)
α	coefficient de correction de l'énergie cinétique (-)
γ	poids volumique de l'eau (kN/m^3)
γ_s	poids volumique des grains solides (kN/m^3)
Δx	pas d'espace, distance entre deux sections (m)
Δt	pas de temps (s)
θ	angle d'inclinaison du fond (deg)
κ	constante de von Kármán : $\kappa = 0.4$
μ	viscosité dynamique ($N \cdot s /m^2$)
ν	viscosité cinématique (m^2/s)
ρ	masse volumique de l'eau (kg/m^3)
ρ_h	masse volumique totale du sol humide (kg/m^3)
ρ_s	masse volumique des grains solides (kg/m^3)
τ	contrainte de cisaillement (N/m^2)
τ_b	contrainte de cisaillement effective sur le fond (N/m^2)
τ_{cr}	contrainte de cisaillement critique (N/m^2)

τ_w	contrainte de cisaillement effective sur les parois (N/m^2)
τ_*	tension de frottement adimensionnelle (-)
ω_s	vitesse de chute des particules solides en eau calme (m/s)

LISTE DES TABLEAUX

TAB. 2.1	Exemples de coefficients d'uniformité	39
TAB. 3.1	Composition des mélanges	63
TAB. 3.2	Teneurs en eau et masses volumiques sèches visées	70
TAB. 4.1	Valeurs critiques de mise en mouvement des sols uniformes .	80
TAB. 4.2	Valeurs critiques de mise en mouvement selon le type de sol et le niveau de compactage	89
TAB. II.1	Comparaison des pentes mesurées et calculées	123
TAB. II.2	Vitesses adimensionnelles et coefficients B_r théoriques . . .	133
TAB. II.3	Incertitudes absolues sur certaines quantités mesurées et cal- culées	135
TAB. III.1	Identification et provenance des matériaux utilisés	138
TAB. III.2	Propriétés des sols utilisés	145
TAB. III.3	Constitution et caractéristiques des mélanges <i>FIN</i> , <i>MOYEN</i> et <i>GROSSIER</i>	146
TAB. III.4	Masses volumiques minimales et maximales selon l'essai à la table vibrante	147

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE I ANALYSE DIMENSIONNELLE DU PHÉNOMÈNE BIPHASIQUE	116
I.1 Paramètres caractéristiques	116
I.2 Théorème de II	118
ANNEXE II CALIBRATION DU CANAL HORIZONTAL . . . 120	
II.1 Rugosité	120
II.2 Mesure du débit	124
II.3 Développement du profil des vitesses et localisation du spécimen . .	128
II.4 Calcul d'incertitude	134
ANNEXE III CARACTÉRISATION DES MATERIAUX 138	
III.1 Matériaux de base	138
III.1.1 Granulométries	138
III.1.2 Densités relatives	143
III.1.3 Facteurs de forme	143
III.2 Mélanges	146
III.2.1 Granulométries	146
III.2.2 Essais à la table vibrante - Masses volumiques minimales et maximales	146
III.2.3 Essais Proctor normalisés	147

INTRODUCTION

La prise en compte de l'érosion hydraulique est un élément essentiel lors des études concernant la sécurité des infrastructures, de même que pour l'évaluation des impacts sur les milieux fluviaux. Dans le cadre du suivi des ouvrages de retenue, tels que les barrages en terre et enrochements ou les levées de protection, il est important de comprendre le comportement de la crête lors d'un débordement. Dans un tel cas, l'érosion de celle-ci peut former une brèche et mettre en danger les populations et les installations situées en aval. Or, comparativement aux sédiments en rivière, les sols de ces structures ont été mis en place et compactés mécaniquement lors de leur construction. Cette différence notable laisse penser que le comportement de ces matériaux, sous sollicitation hydraulique, est fortement dépendant de la méthode de construction et du degré de compactage atteint.

Historiquement, l'étude de l'érosion hydraulique des sédiments a principalement été axée sur des problématiques de rivière. Plusieurs équations de transport solide ont été développées, principalement de façon empirique et dans des conditions bien précises. La plupart sont applicables uniquement en présence de sols uniformes meubles et soumis à un écoulement permanent. Par conséquent, la généralisation de ces équations à des cas plus réalistes (ex. granulométrie étalée, compactage, écoulement non-permanent) doit être faite avec beaucoup de précaution. Dans un tel contexte, il s'avère utile de chercher à évaluer l'influence de ces autres paramètres sur la résistance des sols.

L'approche proposée dans ce mémoire consiste à inclure une variable additionnelle, le niveau de compactage, dans l'étude de la mobilité des sols.

Objectifs

L'objectif général du projet de maîtrise est d'étudier, en laboratoire, l'influence du niveau de compactage sur la mise en mouvement et l'érosion subséquente des sols non-cohésifs. Des échantillons compactés à différentes masses volumiques, dont l'optimum Proctor, sont soumis, en canal, à différentes contraintes de cisaillement dans le but d'évaluer leur résistance à l'érosion. L'approche proposée se limite au régime permanent et à trois mélanges de sable et de gravier fin dont la taille n'excède pas 10 mm. Le protocole expérimental est également appliqué à quelques sols uniformes non-compactés dans le but de valider les critères de mise en mouvement de Shields-Yalin et de Yang. Les tendances observées pour les sols compactés sont aussi comparées à ces mêmes critères.

Plan de travail

Le mémoire comprend cinq chapitres. Le premier chapitre présente les notions théoriques de la mise en mouvement des sédiments en mettant l'emphase sur la mécanique de la phase liquide et de la phase solide, séparément. Par la suite, différents critères de mise en mouvement sont passés en revues ainsi que les techniques expérimentales qui leurs sont associées. Le chapitre 2 traite de la théorie du compactage et de son application aux structures hydrauliques, sur le terrain et en laboratoire. Une revue de la prise en compte du compactage dans divers champs d'applications est ensuite proposée.

Les aspects opérationnels de notre contribution expérimentale sont présentés au chapitre 3. On y décrit en particulier le montage et les sols utilisés, le déroulement des expériences et l'analyse des résultats. Le chapitre 4 est entièrement dédié à la présentation des résultats et à leur analyse comparative. Les tendances globales

observées sont ensuite discutées au chapitre 5. Finalement, la conclusion apporte une synthèse de notre contribution et des recommandations retenues.

CHAPITRE 1

MISE EN MOUVEMENT DES SÉDIMENTS NON-COHÉSIFS EN HYDRAULIQUE FLUVIALE

À l'heure actuelle, la mécanique du transport sédimentaire permet d'expliquer et de modéliser adéquatement des cas simples en régime permanent et impliquant des grains uniformes. De plus, depuis un certain temps déjà, les notions de cohésion et de non-uniformité granulométrique sont parfois prises en compte. Bien que le nombre de travaux reliés au domaine soit colossal et que des lois universelles gouvernant le mouvement de la phase liquide existent, celles régissant la partie solide n'ont toujours pas trouvé de consensus. Ce manque de notions fondamentales communes rend donc la synthèse des connaissances difficile.

Dans le présent chapitre, on propose au lecteur un tour d'horizon des connaissances théoriques, relatives à l'hydraulique des sédiments, qui ont été mises à contribution lors des travaux réalisés dans le cadre de cette maîtrise. On se limite à l'étude des matériaux granulaires non-cohésifs évoluant dans un liquide en écoulement permanent et uniforme. On présente dans un premier temps les équations fondamentales régissant la phase liquide. On se penche par la suite sur un cas particulier, l'équation de la surface libre, ce qui nous permet par la suite d'introduire la contrainte de cisaillement. La répartition de contrainte et les techniques de correction sont également discutées. Dans la seconde partie du chapitre, on s'attarde sur la phase solide. On y décrit les propriétés physiques des grains individuels et celles, plus globales, des mélanges. On expose ensuite les critères de mise en mouvement existants qui font appel à la vitesse ou à la contrainte de cisaillement comme variable d'état. Finalement, on détaille les différentes méthodes expérimentales utilisées lors

de l'identification du seuil de mouvement.

1.1 Écoulement de la phase liquide

1.1.1 Hypothèses fondamentales

Barré de Saint-Venant (1871) a émis les hypothèses simplificatrices suivantes lors de l'élaboration des équations de l'écoulement non-permanent unidimensionnel (Cunge *et al.*, 1980) :

- L'écoulement est unidimensionnel et filaire ; le niveau d'eau est horizontal d'une rive à l'autre.
- La courbure des lignes de courant et les accélérations verticales sont négligeables, d'où l'hypothèse de pression hydrostatique.
- Les effets de friction et de turbulence sont pris en compte par des lois de résistance analogues à celles de l'écoulement permanent.
- La pente du fond est faible, impliquant que le cosinus de l'angle formé avec l'horizontale peut-être considéré comme unitaire ($\cos \theta = 1$).

1.1.2 Équation de continuité

L'équation de continuité est obtenue en appliquant la loi de conservation de la masse à un volume de contrôle. On suppose l'écoulement non permanent, non uniforme et rectiligne d'un fluide incompressible dans un canal de faible pente. La variation de volume entre deux sections proches (voir fig. 1.1) pendant un temps dt est :

$$-\left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right) dx dt \quad (1.1)$$

où Q est le débit et ∂x est la distance élémentaire entre les deux sections. J_f et J_w sont respectivement la pente de fond et la pente de la surface libre, illustrées sur la figure.

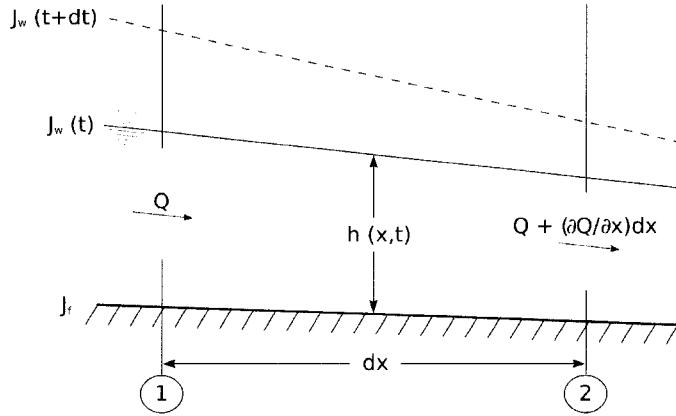


FIG. 1.1 Conservation de la masse d'un domaine élémentaire

Cette variation spatio-temporelle est égale, en absence d'apport latéral, à un changement équivalent de la surface libre de :

$$(B \ dx) \frac{\partial h}{\partial t} dt \quad (1.2)$$

où B et h sont respectivement la largeur à la surface libre et la profondeur d'eau.

En égalant ces deux expressions, on obtient l'équation de continuité :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (1.3)$$

où A est la section d'écoulement.

Dans le cas d'un écoulement permanent, toute variation temporelle devient nulle

et l'éq. 1.3 se réduit à :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1.4)$$

1.1.3 Équation dynamique

L'équation dynamique reflète la conservation de la quantité de mouvement selon laquelle la variation de quantité de mouvement entre deux sections proches est égale à la somme des forces extérieures. La démonstration vectorielle qui en résulte dépasse le cadre de ce texte. On fournit donc une preuve simplifiée de Graf et Altinakar (2000) qui est basée sur l'énergie.

En tout point d'un filet liquide de fluidité non parfaite (liquide réel), en mouvement permanent, l'énergie peut être écrite en quantités équivalentes à des longueurs (Carlier, 1986). En admettant les hypothèses émises à la section 1.1.1, l'énergie totale, E , dans une section donnée est définie par :

$$E = z + h + \frac{U^2}{2g} \quad (1.5)$$

où z est la cote du fond, h est la profondeur d'eau, U est la vitesse moyenne et g est l'accélération gravitationnelle.

Cette somme demeure constante d'une section à l'autre à condition d'y ajouter une perte de charge, h_r .

$$E = z + h + \frac{U^2}{2g} + h_r = C^{te} \quad (1.6)$$

Pour l'écoulement à surface libre non permanent d'un liquide réel, la différence de charge entre deux sections est (Graf et Altinakar, 2000) :

$$z + h + \frac{U^2}{2g} = [z + dz] + [h + dh] + \left[\frac{U^2}{2g} + d \left(\frac{U^2}{2g} \right) \right] + \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} dx + h_r \quad (1.7)$$

où $\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} dx$ est le terme d'énergie due à l'accélération dans la direction de l'écoulement (voir fig. 1.2).

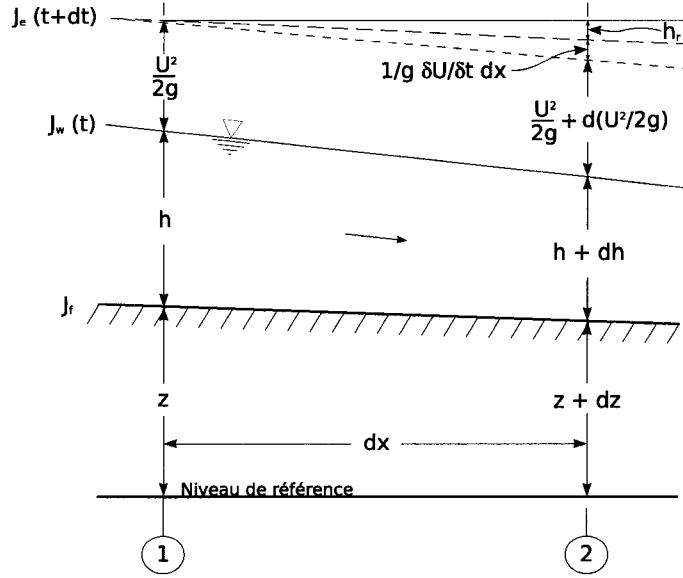


FIG. 1.2 Conservation de l'énergie entre deux sections

Après simplification, l'équation 1.7 devient :

$$d \left(z + h + \frac{U^2}{2g} \right) = -\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} dx - h_r \quad (1.8)$$

En la divisant par dx , on obtient l'équation dynamique sous forme différentielle :

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - J_f = -J_e \quad (1.9)$$

Dans la présente étude, deux simplifications de l'équation dynamique sont utilisées. Pour l'écoulement permanent, non uniforme on retient :

$$\frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - J_f = -J_e \quad (1.10)$$

La simplification pour l'écoulement permanent uniforme est la suivante :

$$J_f = J_e \quad (1.11)$$

Dans ce dernier cas, la pente piézométrique, J_w , se confond également avec J_f et J_e .

1.1.4 Équations de la surface libre

Les équations fondamentales sont fréquemment traitées sous leur forme la plus simple (eqs. 1.4 et 1.11). Cependant, un tel écoulement est rare et ne se produit que dans les canaux prismatiques très longs. En réalité, les sections et la pente du fond peuvent varier pour diverses raisons (structures de contrôle, seuils naturels). Dans de tels cas, l'écoulement est, soit graduellement varié, si la profondeur augmente/diminue sur une longue distance, soit rapidement varié si le changement se fait sur une distance plus courte.

Dans cette optique, le problème qui se pose généralement est de connaître la position x et la forme $h(x)$ de la surface libre pour un canal de section A et de débit Q donnés (Graf et Altinakar, 2000). L'étude est réalisée à partir de l'équation de l'énergie. La charge totale en une section donnée peut être exprimée par :

$$E = z + h + \frac{\alpha U^2}{2g} \quad (1.12)$$

où z est la cote du fond du canal, h est la profondeur d'écoulement, U est la vitesse moyenne et α est le coefficient de correction de l'énergie cinétique. En considérant la distance x comme étant positive dans la direction de l'écoulement, on dérive l'éq.

1.12 par rapport à x .

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dh}{dx} + \frac{\alpha Q^2}{2g} \frac{d}{dx} \left(\frac{1}{A^2} \right) \quad (1.13)$$

où U a été remplacé par Q/A .

Or, par définition, on sait que :

$$\frac{dE}{dx} = -J_e \quad (1.14)$$

$$\frac{dz}{dx} = -J_f \quad (1.15)$$

où J_e et J_f sont les pentes d'énergie et du fond, respectivement. Les signes négatifs indiquent que E et z diminuent dans la direction de l'écoulement.

Après substitution, l'éq. 1.13 devient

$$\frac{dh}{dx} = \frac{J_f - J_e}{1 - Fr^2} \quad (1.16)$$

avec

$$Fr^2 = \frac{(Q/A)^2}{(gA) / (\alpha B)} \quad (1.17)$$

où Fr est le nombre de Froude.

L'éq. 1.16 est l'équation de Saint-Venant simplifiée et valable pour les canaux prismatiques. Le terme J_e peut être déterminé en utilisant une loi de résistance. On cite les formules usuelles :

1. coefficient de Weisbach-Darcy
2. coefficient de Chézy
3. coefficient de Manning-Strickler

Par exemple, la formulation de Manning pour les pertes de charges permet d'obtenir J_e :

$$J_e = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}} \quad (1.18)$$

Ainsi, l'éq 1.16 peut être exprimée sous la forme :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{J_f - \left(\frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}} \right)}{1 - Fr^2} \quad (1.19)$$

L'équation 1.19 s'avère très utile lorsqu'il s'agit d'estimer la pente au voisinage d'une section de profondeur et de débit connus.

1.1.5 Contrainte de cisaillement

La majorité des études de mise en mouvement se fondent sur le concept de contrainte de cisaillement pour quantifier l'interaction entre l'eau et les sédiments (Buffington et Montgomery, 1997). On définit cette contrainte comme étant la résistance qu'offre un chenal à l'écoulement gravitaire de l'eau (Chaudhry, 1993; Chow, 1959; Graf et Altinakar, 2000). En écoulement uniforme, il y a équilibre entre deux composantes : la force de gravité F_g , qui est l'instigatrice du mouvement et la force de frottement F_f qui est la résistance offerte par le fond. Pour un canal prismatique (voir fig. 1.3), la force de frottement sur les parois est donnée par l'éq. 1.20 et la composante longitudinale de la force de gravité, par l'éq. 1.21 :

$$F_f = \tau P dx \quad (1.20)$$

$$F_g = \gamma A dx \sin \theta = W \sin \theta \quad (1.21)$$

où τ est la contrainte de cisaillement, P est le périmètre mouillé, γ est le poids spécifique de l'eau, θ est l'angle d'inclinaison du fond et W est le poids du prisme d'eau.

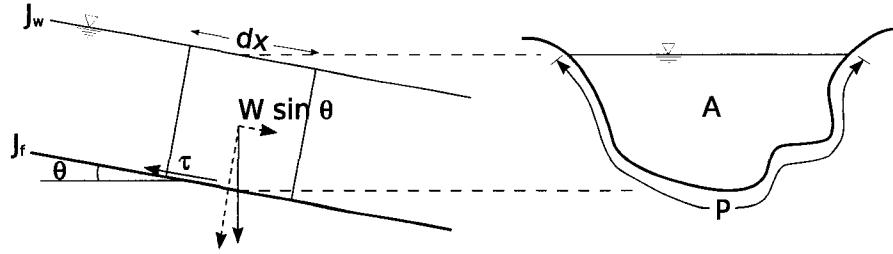


FIG. 1.3 Équilibre des forces de frottement et de gravité

Une fois l'égalité posée, on obtient l'expression :

$$\tau = \gamma \frac{A}{P} \sin \theta \quad (1.22)$$

L'angle θ est généralement petit et on peut écrire $\sin \theta = \tan \theta = J_f$. L'éq. 1.22 devient alors :

$$\tau = \gamma R J_f \quad (1.23)$$

où R est le rayon hydraulique. Il est important de souligner que cette expression est une valeur moyenne de la contrainte de cisaillement exercée sur tout le périmètre mouillé pour un écoulement permanent et uniforme.

En hydrodynamique, la connaissance de τ permet de définir la vitesse de frottement, u_* , par :

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \quad (1.24)$$

Après substitution de l'éq. 1.23, u_* peut être défini comme suit :

$$u_* = \sqrt{g R J_f} \quad (1.25)$$

Einstein (1950) a démontré que cette quantité est directement proportionnelle à la vitesse de déplacement du transport par charriage¹(Graf et Altinakar, 2000).

1.1.6 Répartition de contrainte

La contrainte de cisaillement moyenne n'est pas uniformément distribuée le long du périmètre mouillé, sauf dans le cas des canaux larges tel que celui de la figure 1.4(a) (Chow, 1959). Le phénomène est encore plus important dans les canaux étroits ($B/h \leq 2$) utilisés en laboratoire (voir fig. 1.4(b)). Chez ceux-ci, la contrainte effective exercée sur le fond s'écarte considérablement de la contrainte moyenne et l'effet de la proximité des parois se fait également ressentir sur le profil des vitesses. Dans un contexte expérimental où la contrainte est utilisée comme indicateur de mouvement du fond mobile, il est donc impératif d'apporter un correctif à la valeur moyenne.

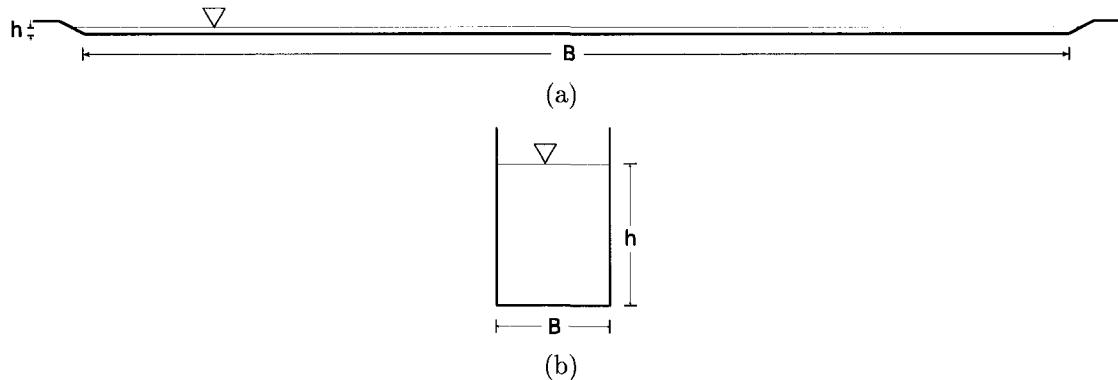


FIG. 1.4 Sections d'écoulements types (a) Cours d'eau naturel et (b) canal artificiel

La procédure utilisée est connue sous le nom de correction de paroi². La première méthode développée fut celle du *conformal mapping* de Leighly (1932). La technique consiste à partitionner une section d'écoulement en trois surfaces, tel qu'illus-

¹Voir la section 1.3 pour une définition du charriage

²de l'anglais *sidewall correction*

tré à la figure 1.5. A_w est l'espace dédiée à chaque paroi et A_b , au fond. La sépara-

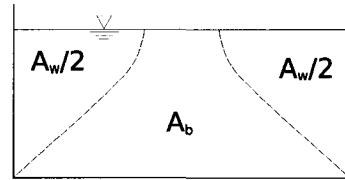


FIG. 1.5 Séparation de la contrainte de cisaillement

tion de ces espaces est orthogonale aux équipotentielles de vitesses. La contrainte effective exercée sur le fond est égale à la composante longitudinale du poids du prisme d'eau associé au fond. Le tout n'est valide qu'en l'absence d'écoulement latéral. Cette méthode de correction fut notamment utilisée par Shields (1936) lors de ses recherches sur le début du mouvement. Par la suite, différents intervenants ont contribué à corriger et améliorer la technique originale. On retient la méthode de séparation du rayon hydraulique d'Einstein (1950) et la méthode de Vanoni et Brooks (1957) qui ont été appliquées et comparées par Cheng et Chua (2005) pour une variété de rapport B/h .

Plus récemment, Guo et Julien (2005) ont démontré que la contrainte de cisaillement est fonction de trois composantes : une action gravitationnelle, l'influence de l'écoulement secondaire et la contrainte de cisaillement exercée à l'interface. Ils posent le problème comme un équilibre similaire à celui de la figure 1.3, mais en décomposant la contrainte en deux composantes, τ_b et τ_w qui sont respectivement la contrainte exercée sur le fond et sur les parois. L'équilibre des forces dans la direction de l'écoulement devient alors :

$$2h\tau_w + b\tau_b = \rho g b h J_f \quad (1.26)$$

où ρ est la masse volumique de l'eau.

Une solution analytique est par la suite obtenue à partir des équations de continuité et de l'énergie. La contrainte de cisaillement effectif sur le fond est alors déterminée à l'aide du rapport suivant :

$$\frac{\tau_b}{\tau} = \frac{4}{\pi} \tan^{-1} \left(e^{-\frac{\pi h}{b}} \right) + \frac{\pi}{4} \frac{h}{b} e^{-\frac{h}{b}} \quad (1.27)$$

où $\tau = \rho g h J_f$. Cette approximation cadre bien avec les mesures expérimentales pour des rapports B/h entre 2 et 8 (Guo et Julien, 2005). Il faut cependant garder en tête que la distribution des contraintes peut aussi être influencée par le régime d'écoulement et la variation de rugosité du périmètre mouillé (Yalin, 1977).

1.2 Mécanique de la phase solide

Les équations introduites dans les sections précédentes sont applicables en présence d'un fond fixe. Lorsque l'écoulement d'eau se fait sur fond mobile, il en résulte un mélange eau-sédiments qui peut non seulement modifier les conditions hydrauliques, mais également le fond du lit, sa pente et sa rugosité. Le problème qui en résulte est couplé ; il est nécessaire de prendre à la fois en considération la phase liquide et le mouvement de la phase solide, c.-à-d. les sédiments.

L'étude théorique du déplacement de la phase solide est limitée à certains cas simples. L'application des formules actuelles est donc assez contraignante et doit être faite dans les conditions pour lesquelles celles-ci ont été établies. L'écueil le plus redoutable est sans doute la caractérisation de la phase solide ; la phase liquide étant, pour sa part, assez bien quantifiée.

On appelle phase solide la totalité des particules solides occupant le fond d'un chenal ou se déplaçant, soit près du fond (charriage), soit en eau libre (suspension).

Les sédiments peuvent être représentés soit individuellement, soit en masse. On considérera, pour les fins du présent travail, que ce matériel granulaire est non-cohésif (ex. sable, gravier) et qu'il peut être décrit à la fois par les propriétés individuelles et globales de ses particules constitutives.

1.2.1 Propriétés d'une particule individuelle

Le comportement d'une particule individuelle a peu d'intérêt dans la pratique pour l'ingénieur hydraulicien. Ce dernier s'intéresse plus souvent aux phénomènes globaux tel que le comportement sédimentologique d'un tronçon de rivière. Cependant, pour quantifier de tels effets les équations utilisées font appel à certains paramètres du grain pour évaluer la mobilité du fond. On dénombre quatre propriétés : la taille, la forme, la masse volumique et la vitesse de chute, elle-même dépendante des trois autres.

1.2.1.1 Taille

La dimension d'un grain est la propriété la plus simple à obtenir et par conséquent la plus utilisée pour décrire la phase solide dans bon nombre d'applications. Elle est déterminée par analyse granulométrique et permet de classer une particule dans un groupe visuel distinct (ex. : bloc, pierre, gravier, sable, etc.).

1.2.1.2 Forme

La forme d'une particule solide peut profondément influencer son comportement et sa résistance à l'érosion. L'influence de la forme sur la traînée des particules régulières telles que les cylindres, les sphères ou les ellipsoïdes est largement docu-

mentionnée (Graf, 1971). Pour caractériser les grains irréguliers, Corey (1949) et Shultz *et al.* (1954) ont proposé le facteur de forme :

$$S_f = c/(ab)^{1/2} \quad (1.28)$$

où a , b et c sont respectivement les dimensions maximale, intermédiaire et minimale des axes mutuellement perpendiculaires de l'ellipsoïde qui circonscrit la particule.

L'angularité des grains influence également la façon dont ils s'organisent en masse. Les particules très angulaires ont tendance à s'agencer de sorte que leur résistance au mouvement augmente. À l'opposé, une plus grande sphéricité cause une protubérance accrue des grains et l'augmentation de leur mobilité (Buffington et Montgomery, 1997). La mise en mouvement des particules non-sphériques est aussi influencée par leur orientation face à la direction de l'écoulement. Par exemple, les grains feuilletés (ardoises, micas) ont tendance à avoir un seuil critique de mouvement très bas.

1.2.1.3 Masse volumique

La masse volumique d'une particule ρ_s dépend de sa composition minérale. La densité relative, définie comme le rapport entre le poids spécifique du grain et celui de l'eau, est fréquemment utilisée comme indicateur de densité. Les sédiments transportés par l'eau étant principalement composés de quartz, on considère souvent une densité relative de 2,65 (Yang, 2003).

1.2.1.4 Vitesse de chute

La vitesse terminale de chute atteinte par une particule est directement reliée aux conditions dans lesquelles elle est mise en mouvement, transportée et éventuellement déposée (Yang, 2003). De plus, cette variable intègre toutes les caractéristiques précédentes, soit la taille, la forme et la densité relative sans compter la viscosité du fluide.

On peut calculer la vitesse de chute d'une particule sphérique en admettant qu'il y a équilibre entre le poids déjaugé de la particule :

$$W_s = \frac{4}{3}r^3\pi(\rho_s - \rho)g \quad (1.29)$$

et la force de traînée exercée par le fluide :

$$F_D = C_D\rho A \frac{\omega^2}{2} \quad (1.30)$$

Dans les équations 1.29 et 1.30, C_D est le coefficient de traînée, A est l'aire projetée de la particule dans la direction de chute, ω est la vitesse de chute, r est le rayon de la particule, ρ_s et ρ sont les masses volumiques du grain et de l'eau, respectivement. La vitesse de chute peut être isolée dans ce système à condition de déterminer C_D qui est fonction du nombre de Reynolds et du facteur de forme. Pour les particules sphériques, Stokes a obtenu le coefficient de traînée suivant, en régime laminaire :

$$C_D = \frac{24}{R_e} \quad (1.31)$$

où R_e est le nombre de Reynolds.

Dans le cas des particules naturelles, la relation entre C_D et R_e s'écarte de celle d'une sphère. Plusieurs intervenants ont étudié l'effet de la forme d'une particule

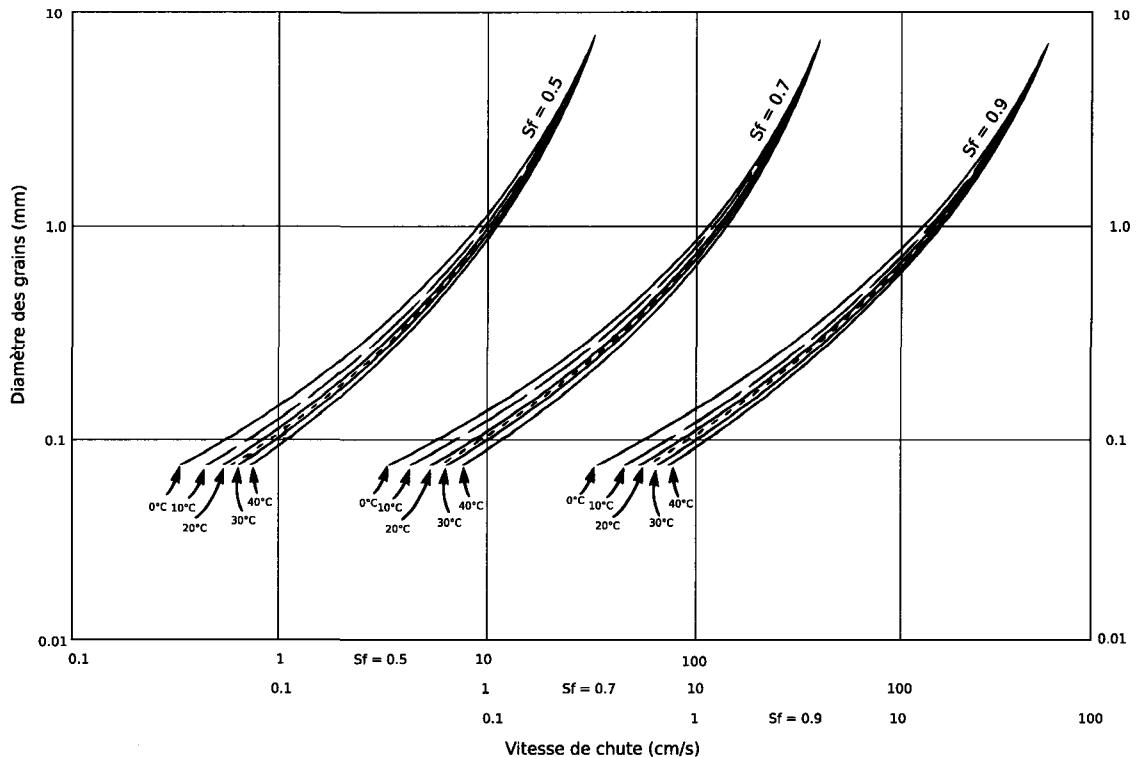


FIG. 1.6 Relation entre le diamètre et la vitesse de chute pour des particules de quartz (adaptée de Yang (2003))

sur sa vitesse de chute. Le U.S. Interagency Committee on Water Resources (1957) consolide leurs résultats dans une relation graphique exprimant la vitesse de chute en fonction du diamètre, du facteur de forme et de la température de l'eau (voir fig. 1.6).

La forme originale de cette relation est plutôt limitative car elle est constituée de familles de courbes qui doivent être interpolées plusieurs fois pour obtenir une solution. De plus, Wu et Wang (2006) soulignent que la relation a été extrapolée et tend donc vers la loi de Stokes appliquée aux sphères pour des nombres de Reynolds inférieurs à 3. Ils proposent de réévaluer la relation du Interagency Committee en utilisant un éventail plus complet de données. L'expression explicite retenue est la

suivante :

$$\omega_s = \frac{M\nu}{Nd} \left[\frac{1}{4} + \left(\frac{4N}{3M^2} d_*^3 \right)^{1/n} - \frac{1}{2} \right]^n \quad (1.32)$$

où ω_s est la vitesse de chute, M , N et n sont des coefficients et d est le diamètre nominal des particules (ex. d_{50}). d_* est le diamètre adimensionnel défini par :

$$d_* = \frac{\gamma_s d^3}{\nu^2 \rho} \quad (1.33)$$

où γ_s et ν sont le poids spécifique du grain et la viscosité cinématique de l'eau, respectivement. Les coefficient M , N et n sont calibrés comme suit :

$$M = 53,3 \exp(-0,65S_f); \quad N = 5,65 \exp(-2,5S_f); \quad n = 0,7 + 0,9S_f \quad (1.34)$$

où S_f est le facteur de forme.

1.2.2 Propriétés globales des sédiments

Dans le cas des mélanges de sédiments, la caractérisation de la phase solide se voit compliquée par la présence de particules de taille, de forme, de densité relative et de vitesse de chute différentes. Deux approches sont alors possibles ; soit on divise le mélange en sous-classes quasi-uniformes de mobilité différentes, soit on traite le tout comme une seule entité. Dans les deux cas, certains paramètres additionnels sont nécessaires. Une connaissance de la distribution granulométrique est un atout si l'on souhaite diviser un sol en classes. De plus, la porosité et le poids spécifique du mélange doivent être considérés dans l'évaluation des volumes (voir la sec. 2.1).

Le choix d'un diamètre représentatif du mélange total n'est pas facile car les formules classiques font appel à une seule taille de référence pour évaluer le débit solide. En général, cette taille est le d_{50} , c.-à-d. le diamètre pour lequel 50 % des

grains sont plus fins. Cependant, ce choix varie d'un auteur à l'autre et d'une équation à l'autre. De Linares et Belleudy (2007) remarquent que peu importe le diamètre retenu, une seule taille est insuffisante pour représenter la distribution des sédiments et la mobilité différente de chaque classe. Aussi, plusieurs ont déjà proposé de traiter le transport total comme la somme des transports de chaque fraction sédimentaire. La formulation habituelle utilise une couche superficielle active dont la composition granulométrique est connue et pour laquelle une évaluation de la mobilité de chaque fraction est faite (Parker, 1990).

1.3 Critères de mise en mouvement

1.3.1 Généralités

Pour un écoulement donné, un cours d'eau a une capacité de transport solide liée à l'énergie de l'eau et aux matériaux disponibles (Mahdi, 2003). À chaque instant, un tronçon de rivière peut donc être considéré en équilibre si les débits solides entrants et sortants sont égaux. Cet équilibre est rare car les conditions d'écoulement sont variables. Par exemple, pour un débit solide sortant maintenu constant, si le débit solide entrant diminue, il y a érosion du chenal et, s'il augmente, il y a déposition. Le taux de transport sédimentaire n'est alors pas uniquement fonction de l'hydraulique de l'écoulement mais également de la composition du lit et des apports/pertes en sédiments liés aux conditions antérieures.

Pour modéliser le processus de transport sédimentaire, il est d'usage de distinguer deux couches de transport actif dans la colonne d'eau et une ou plusieurs couches d'échanges dans le lit. Les couches de la colonne d'eau sont définies par deux processus de transport différents : le charriage et la suspension. Les sédiments transportés par roulement, glissement ou saltation faisant partie de la couche de charriage, le

reste de la colonne d'eau est occupé par des particules plus petites transportées en suspension (voir la fig. 1.7). Les particules en suspension peuvent à un moment ou l'autre être déposées puis remises en charriage selon les conditions d'écoulement.

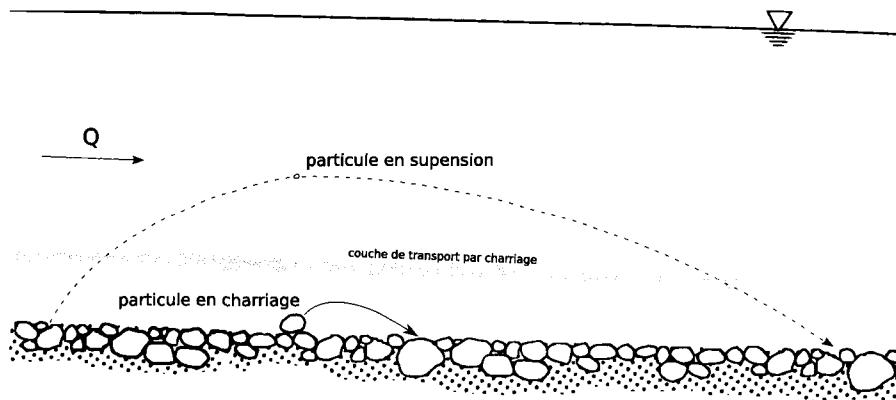


FIG. 1.7 Modes de transport sédimentaire : charriage et suspension (adaptée de Graf et Altinakar (2000))

1.3.1.1 Stabilité d'un grain

Lors d'études de mise en mouvement, on s'intéresse uniquement à la couche de charriage et aux particules exposées à la surface de celle-ci. Les forces agissant sur une particule sphérique au fond d'un canal sont illustrées à la fig. 1.8(a). F_D est la force de traînée, F_L , la portance, W_s , le poids déjaugé et F_R , la force résistant au déplacement. La particule est en état critique de mise en mouvement lorsque l'une des conditions suivantes est satisfaite (Yang, 2003) :

$$F_L = W_s; \quad F_D = F_R; \quad M_O = M_R \quad (1.35)$$

où M_O est le moment de force de renversement généré par F_D et F_R tandis que F_L et W_s engendrent un moment, M_r , qui résiste au mouvement.

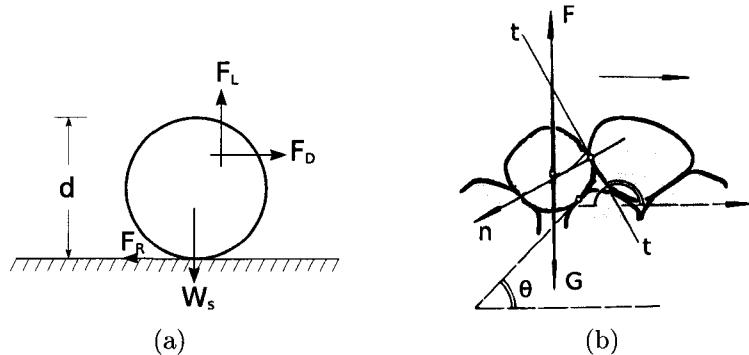


FIG. 1.8 Diagramme des forces agissant sur une particule soumise à un écoulement à surface libre a) situation théorique et b) situation réelle

Dans un contexte plus réaliste, une particule irrégulière, en blanc à la figure 1.8(b), est entourée de grains « voisins » qui la contraignent de part et d'autre. Sa stabilité est accrue grâce aux différents points d'appui et son détachement ne sera possible que lorsque le grain aval aura été déplacé (Yalin, 1977). Une fois la voie libre, la force résultante appliquée par l'écoulement devra être orientée selon un angle supérieur à l'angle de repos θ formé avec la particule de la couche inférieure pour que le grain se mette en mouvement. L'intégration de tels concepts à l'échelle d'un cours d'eau est certes farfelue, mais elle illustre tout de même l'importance des interactions grain-à-grain dans la résistance d'un sol à l'érosion.

1.3.2 Critère basé sur la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement étant assez facile à évaluer, c'est le plus souvent ce paramètre qui est retenu dans l'évaluation de la mobilité des sédiments. En supposant des particules non-cohésives de taille donnée et un écoulement permanent et uniforme, il existe une seule valeur critique de la contrainte, τ_{cr} , pour laquelle il y a début de mouvement.

Dans cette catégorie, le diagramme de Shields est probablement le critère de dé-

termination du mouvement le plus largement cité. Shields (1936) a conduit des études de transport solide en canal pour des grains uniformes, non-cohésifs et de masses volumiques différentes. Ces essais ont été réalisés pour quatre pentes de fond soumises à 16 incrément de débits liquides (Buffington, 1999). Étant donné le nombre de variables expérimentales, les résultats sont exprimés sous forme adimensionnelle. Les deux groupes utilisés sur le diagramme Shields sont la contrainte de cisaillement adimensionnelle τ_* et le nombre de Reynolds adimensionnel Re_* :

$$\tau_* = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) d} \quad (1.36)$$

$$Re_* = \frac{U_* d}{\nu} = \sqrt{\frac{\tau}{\rho \nu}} d \quad (1.37)$$

où τ est la contrainte de cisaillement moyenne, d est le diamètre du grain, γ_s et γ sont respectivement les poids spécifiques des grains et de l'eau, U_* est la vitesse de frottement et ν est la viscosité cinématique de l'eau. Le développement complet des groupes adimensionnels est présenté à l'annexe I.

Les équations 1.36 et 1.37 sont toutes deux fonctions de la contrainte τ , ce qui n'est pas très pratique. Aussi, Yalin (1977) a proposé de remplacer Re_* par d_* en réévaluant les groupes adimensionnels (voir l'annexe I.2). La nouvelle relation de Shields-Yalin qui en découle permet de déterminer en une étape s'il y a mouvement ou non selon que la valeur de τ_* mesurée est supérieure à celle calculée. La figure 1.9 montre la relation modifiée de Shields-Yalin et les points expérimentaux de divers intervenants du 20^e siècle recensés par Buffington et Montgomery (1997). On remarque la très grande sensibilité de cette fonction, particulièrement pour des diamètres adimensionnels élevés où le critère est plutôt représenté par une bande de points. Da Silva et Bolisetti (2000) ont proposé une expression mathématique illustrée par le trait plein, qui peut être utilisée, en pratique, à des fins d'estimations quantitatives.

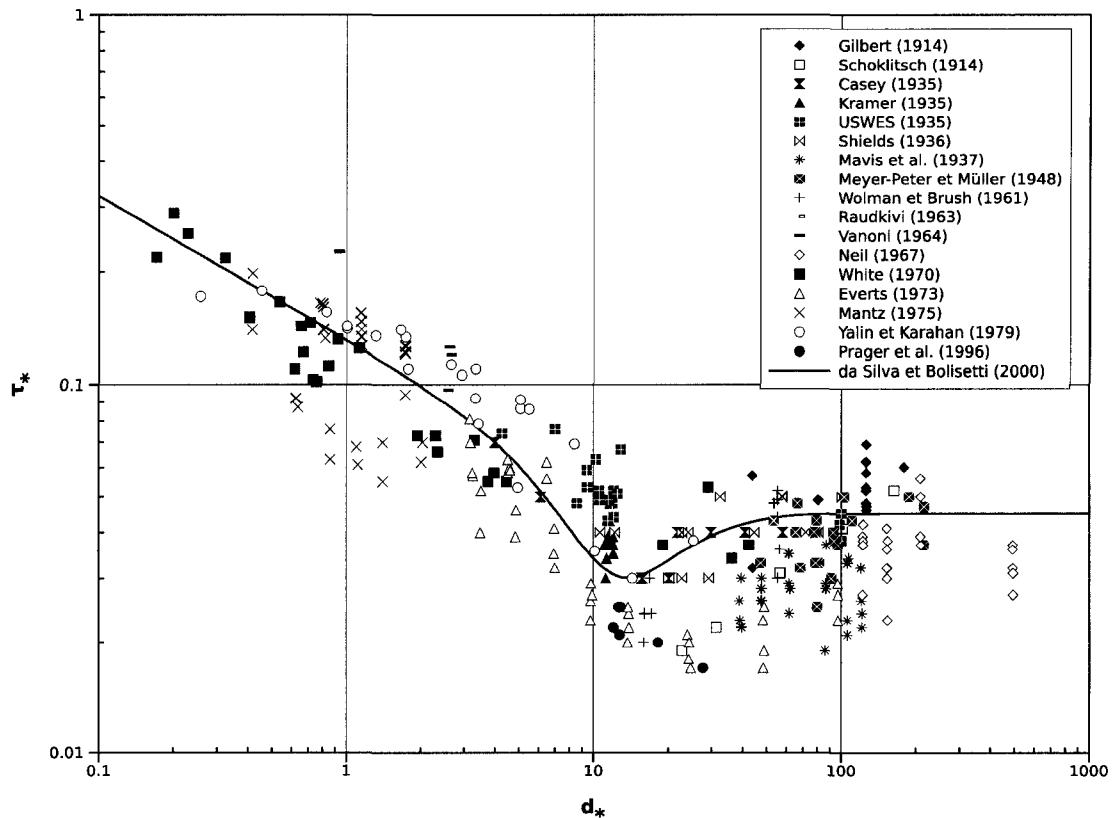


FIG. 1.9 Diagramme de Shields-Yalin et points expérimentaux

1.3.3 Critère de la vitesse moyenne

La vitesse moyenne d'un écoulement est aussi utilisée comme indicateur de mobilité. Elle est très facile à estimer et il est même parfois possible d'en apprécier l'ordre de grandeur visuellement. On retrouve généralement deux types de systèmes : des valeurs de vitesses admissibles et des relations fonctionnelles liant un paramètre de la phase solide (ex. diamètre, groupe adimensionnel) à la vitesse critique. On présente ici trois de ces systèmes.

1.3.3.1 Vitesse maximale admissible

Incontournable dans les précis d'hydraulique, la vitesse maximale admissible³ est la vitesse maximale pour laquelle un chenal ne s'érode pas. Sa valeur est plutôt incertaine et nécessite une part d'expérience et de jugement. Les tableaux proposés par Fortier et Scobey (1926) font état de ces vitesses pour des canaux artificiels excavés dans divers matériaux (Chow, 1959; Yang, 2003). L'appréciation des éléments constitutifs y est d'ailleurs qualitative et ne se révèlera utile que dans le cadre de travaux préliminaires.

1.3.3.2 Les études de Hjulström et du ASCE

L'ASCE Task Committee propose la relation obtenue par Hjulström et qui définit trois états possibles : érosion, transport et sédimentation (Vanoni, 1975). Le tout est fonction du diamètre moyen d'un sol et de la vitesse moyenne de l'écoulement (voir la fig. 1.10). Cette relation est limitée à des profondeurs d'écoulement de 1 m et à des granulats uniformes.

1.3.3.3 Le critère de Yang

Malgré le fait que le diagramme de Shields est largement accepté dans la pratique comme critère de mise en mouvement, Yang (1973) souligne quelques-unes des faiblesses de cette approche. Il propose d'utiliser un groupe dépendant de la vitesse moyenne, la *puissance unitaire du cours d'eau*⁴ (VS), où S est la pente d'énergie et V , la vitesse moyenne. Le critère de mise en mouvement retenu, illustré à la figure

³De l'anglais *maximum permissible velocity*

⁴De l'anglais *unit stream power*

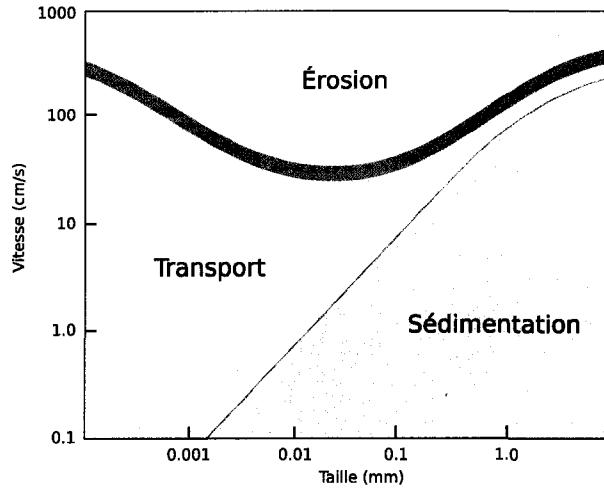


FIG. 1.10 Vitesse de sédimentation et d'érosion selon Hjulström

1.11, exprime la mobilité d'un grain à l'aide de deux groupes adimensionnels : le nombre de Reynolds du grain Re_* et une vitesse adimensionnelle V_{cr}/ω . Les points expérimentaux présentés sont issus de Yang (1973) et Yalin et Karahan (1979).

1.4 Détermination expérimentale du début du mouvement

Mise à part les approches probabilistes et celles basées sur des méthodes de régression, la plupart des équations de transport solide utilisent une variable dominante (ex. τ , V) et prennent la forme générique :

$$q_s = a (X - X_c)^b \quad (1.38)$$

où q_s est le débit solide par unité de largeur, a et b sont des constantes, X est la variable dominante et X_c est sa valeur critique. Pour des conditions hydrauliques connues (c.-à-d. X connu) il est impératif d'avoir déterminé X_c au préalable pour être en mesure d'estimer le débit solide ; d'où l'utilité des essais de mise en mouve-

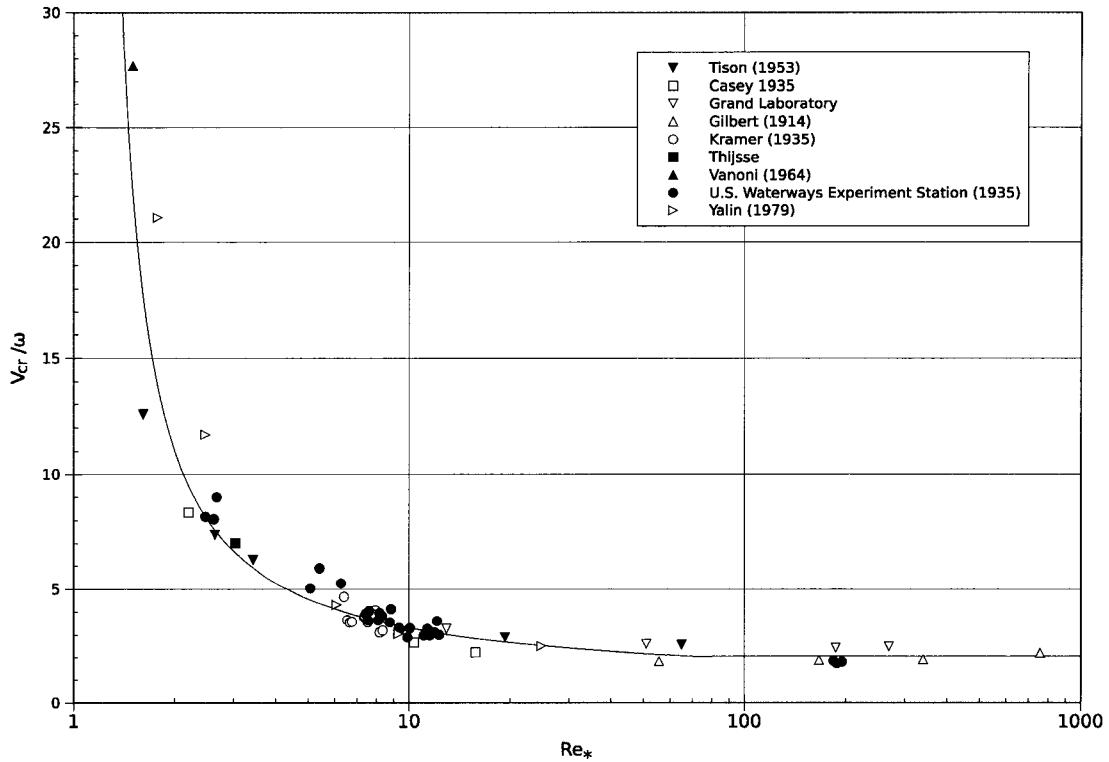


FIG. 1.11 Critère de mise en mouvement de Yang

ment. La procédure habituelle pour identifier cette valeur critique est de soumettre un sol à une variété de conditions hydrauliques et d'observer l'impact que chacune d'elles a sur le transport des sédiments. Les valeurs d'intérêts sont celles pour lesquelles le sol commence tout juste à se déplacer ; on les appelle valeurs critiques.

La compréhension et l'utilisation de données issues de telles études n'est pas simple car les méthodes de caractérisations sont nombreuses. Buffington et Montgomery (1997) ont proposé de les classer selon les critères suivants : la définition du début du mouvement utilisée, le choix du diamètre représentatif, la rugosité relative et le régime d'écoulement auquel l'échantillon a été soumis. Les sections suivantes décrivent chacun de ces aspects.

1.4.1 Définitions du début du mouvement

Il existe quatre méthodes expérimentales pour définir le début du mouvement : l'extrapolation du débit solide, l'observation visuelle, l'utilisation de fonctions de compétences et les calculs théoriques. L'extrapolation a été utilisée par Shields (1936) et la majorité de ses contemporains (Buffington, 1999). Cette méthode consiste à mettre en graphique les débits solides observés et les contraintes appliquées correspondantes. On extrapole ensuite ces valeurs vers un débit solide nul ou une valeur de référence faible en utilisant une méthode de régression, généralement une fonction de puissance. La figure 1.12 illustre cette procédure ; la valeur critique τ_c se trouvant à l'intersection de la courbe et de l'axe des ordonnées.

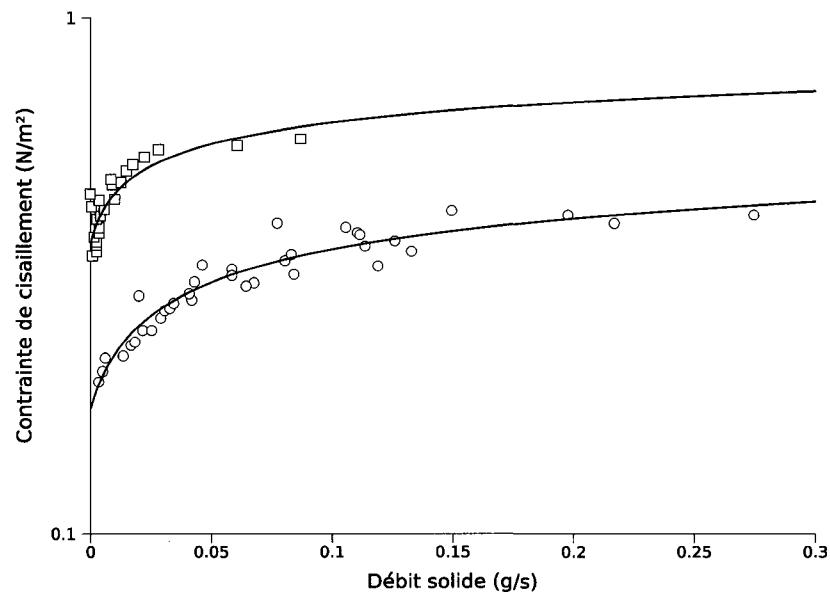


FIG. 1.12 Extrapolation du débit solide pour deux sols

La standardisation de l'observation visuelle a été proposée par Neill et Yalin (1969) pour contrer certaines lacunes de l'extrapolation, notamment le choix du type de régression et la forte disparité des points d'observation. Bien qu'il soit impossible

d'observer le début du mouvement proprement dit, ils suggèrent d'utiliser une méthode de similarité pour l'identifier. On suppose que deux échantillons de grains de taille d_1 et d_2 sont dans un même état de transport si le même nombre de grains est en mouvement sur des surfaces géométriquement similaires A_1 et A_2 et pour des durées similaires t_1 et t_2 . Autrement dit, si les rapports A/D et $\frac{tV}{D}$ sont maintenus constants, il suffit de fixer un nombre de grains en mouvement critique pour définir de façon similaire le début du mouvement pour des échantillons variés. La mise en application de cette technique manuelle est plutôt limitante en laboratoire puisqu'il faut observer sans relâche l'échantillon lors des essais. Aussi, plusieurs ont tenté d'automatiser le processus via l'imagerie numérique (Papanicolaou *et al.*, 1999; Pilotti *et al.*, 1997).

Une troisième définition, l'approche par fonction de compétence, permet d'étudier le transport sélectif des sols non-uniformes. La méthode consiste à étudier la fraction la plus grossière qui est en mouvement sous une contrainte donnée pour déterminer sa contrainte critique (Wilcock, 1988). Finalement, il est toujours possible, quoique de peu d'intérêt, d'utiliser des arguments prédictifs plus théoriques, tels que ceux de la section 1.3, en évaluant l'angle de repos et l'agencement des grains.

1.4.2 Choix du diamètre représentatif

Le choix du diamètre représentatif se limite au d_{50} pour les matériaux assez uniformes. L'utilisation d'autres diamètres pour caractériser des sols non-uniformes est moins claire car elle peut décaler les résultats de plusieurs ordres de grandeur (Buffington et Montgomery, 1997). Il s'avère donc important de choisir à la fois un diamètre approprié et la méthode correspondante (ex. sols étalés et fonctions de compétence).

1.4.3 Effet de la rugosité relative

La rugosité relative est le rapport entre la hauteur des aspérités du fond et la profondeur d'écoulement. Son influence est de plus en plus présente pour de faibles profondeurs. Ainsi, on observe une augmentation de la résistance d'un sol pour de forte rugosité relative. Ceci est dû au fait que la présence d'éléments rugueux au fond minimise la contrainte effective ressentie sans toutefois réduire la valeur de la contrainte totale observée. Il s'avère donc important d'effectuer et de comparer des essais dont les rugosités relatives sont similaires.

1.4.4 Influence de la turbulence

Les essais en régime laminaire ou transitoire ($d_* < 70$) sont nombreux et bien définis sur le diagramme de Shields (voir la fig. 1.9). En régime complètement turbulent, on observe des phénomènes plus complexes près du fond; soit des fluctuations apparentes (*bursts, ejections*). Leur observation sort du cadre de ce travail mais est de plus en plus documentée. On se référera à Yalin (1992); Papanicolaou (1997); Papanicolaou *et al.* (2001); Zanke (2003) pour plus de détails.

1.5 Conclusion

Ce chapitre a proposé une synthèse des notions théoriques de la mise en mouvement des sédiments non-cohésifs. Les deux phases (liquide et solide) de ce phénomène complexe ont été traitées ainsi que certains des critères de mise en mouvement. Il est à noter que ceux-ci sont uniquement valides pour des sols très uniformes et exempts de remaniement majeur (ex. compactage, consolidation, etc.). Il est donc difficile de savoir si ces critères sont applicables en présence de matériaux compactés. Le

chapitre suivant est dédié à cet aspect, plus commun en géotechnique, mais souvent ignoré en hydraulique des sédiments.

CHAPITRE 2

NOTIONS DE GÉOTECHNIQUE : LE COMPACTAGE

La qualité des sols comme matériaux de construction sur un site donné laisse souvent à désirer. Ils sont parfois très perméables ou très compressibles ; deux caractéristiques peu enviables sur le plan économique et technique. Si le choix du site n'est pas une option, on doit souvent avoir recours à des procédés de stabilisation mécaniques ou chimiques, voire même thermiques et électriques, pour en améliorer les propriétés.

La stabilisation mécanique ou compactage est utilisée pour des structures dont le sol est l'élément constituant ou portant, comme les barrages en terre et les remblais routiers. Si les sols de ces éléments étaient simplement déversés en vrac, des problèmes majeurs de tassement nuiraient éventuellement à leur stabilité. Les ruptures fréquentes de remblais construits avant les années 1930 en sont un exemple ; aucune méthode de densification n'était alors employée (Coussy et Fleureau, 2002; Holtz et Kovacs, 1991).

Il est indiscutable que le compactage améliore la stabilité géotechnique d'un ouvrage. Mais qu'en est-il du comportement sous sollicitation hydraulique de ce dernier ? Le présent chapitre propose de dresser un portrait général de l'utilisation et de la prise en compte du compactage en hydraulique des sédiments et dans d'autres domaines connexes. On définit dans un premier temps les différentes quantités en jeu et ce, pour les sols non-cohésifs. Ensuite, l'approche théorique classique du compactage est expliquée ainsi que les essais normalisés qui lui sont associés. On passe aussi en revue quelques moyens de contrôle et certaines applications en laboratoire et sur le terrain. Finalement, on fait état de la prise en compte du compactage dans

les divers domaines concernés par l'érosion hydrique.

2.1 Généralités

On propose ici de définir les diverses quantités utiles à la caractérisation des sols granulaires, non-cohésifs sans s'attarder aux autres types de sols (ex. argiles).

2.1.1 Définitions et relations de phases

On définit un sol comme un ensemble constitué de particules solides entourées de vides. Ces vides peuvent être remplis d'eau, d'air ou d'un mélange eau/air en proportions variables. Le volume total, V_t , qu'occupe un sol est donc la somme du volume des grains solides, V_s , et des vides, V_v , eux-mêmes constitués d'un volume d'eau, V_w et d'un volume d'air, V_a . Ces trois phases (sol, eau, air) peuvent être représentées par un diagramme de phases où les volumes occupés et les masses correspondantes sont indiquées (voir fig. 2.1).

Il existe trois rapports de volumes très utiles qui peuvent être déduits du côté droit du diagramme de phases : l'indice des vides, e , la porosité, n et le degré de saturation, S_r . L'indice des vides définit la proportion de vide contenue dans le sol et s'exprime par la relation :

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.1)$$

La porosité, n , s'exprime par la relation suivante :

$$n = \frac{V_v}{V_t} \times 100 (\%) \quad (2.2)$$

Elle indique également la proportion de vide dans un sol, mais par rapport au

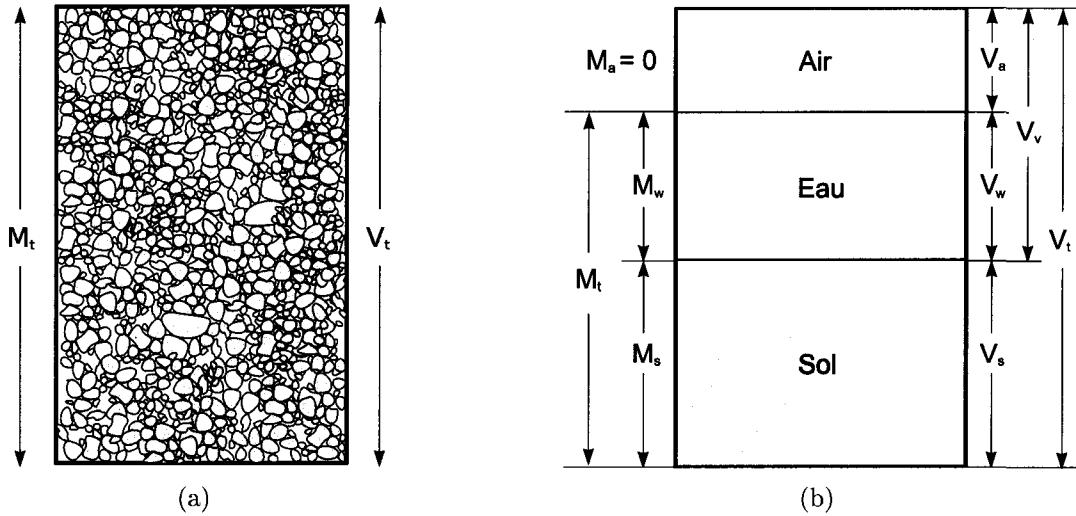


FIG. 2.1 Relation entre les volumes et les masses d'un sol élémentaire (a) Sol élémentaire à l'état naturel et (b) diagramme de phases.

volume total. Finalement, le degré de saturation, S_r , indique le pourcentage du volume des vides occupé par l'eau et s'exprime par :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100 (\%) \quad (2.3)$$

Si l'on considère le côté gauche de la figure 2.1(b), on peut établir la teneur en eau d'un sol :

$$w = \frac{M_w}{M_s} \times 100 (\%) \quad (2.4)$$

La teneur en eau présente dans un sol est calculée en fonction de la masse du sol sec et non de la masse totale du sol.

Le dernier concept que nous introduisons est la masse volumique, un rapport entre les masses et les volumes du diagramme de phases. On retient les trois masses volumiques usuelles, soit la masse volumique de l'eau, ρ , la masse volumique du sol sec, ρ_s et la masse volumique totale du sol humide, ρ_h .

2.1.2 Caractéristiques des sols non-cohésifs

Les sols auxquels la présente étude s'intéresse appartiennent à la catégorie des sols granulaires. Selon le système de classification unifiée *USCS* développé par Casagrande (1948) et utilisé pour les barrages et fondations (U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, 1960), ces fractions de sol sont représentées par les symboles *G* et certains *S* contenant peu ou pas de particules fines (< 5 % passe le tamis n° 200). Le système de l'American Association of State and Highway Transportation Officials (2007) utilisé pour les sols des remblais, sous-fondations et fondations de chaussées, les classent dans la catégorie *A-1-a* (fragments de pierre, gravier et sable). Les sections qui suivent mettent l'accent sur les caractéristiques qualitatives de ces sols.

2.1.2.1 Texture

La texture fait référence à l'apparence extérieure du sol. Celle-ci dépend de la dimension et de la forme des particules constitutives et elle variera donc avec la distribution relative des grains (ex. les sables et graviers ont une texture grossière). À première vue, la texture ne joue pas un rôle clé dans la caractérisation d'un sol. Cependant, les propriétés géotechniques des sols grossiers, en particulier, sont directement liées à leur texture. Holtz et Kovacs (1991) retiennent les comportements texturaux suivants pour les sables et graviers :

- Grosseur des grains : gros grains visibles à l'oeil nu
- Caractéristiques : Pulvérulents, non plastiques, granulaires
- Effets de l'eau sur le comportement du sol : négligeable
- Effets de la distribution granulométrique : importants

2.1.2.2 Forme

La forme des particules doit être prise en compte surtout pour les matériaux granulaires. En général, un degré de précision plutôt qualitatif est utilisé en géotechnique pour décrire la forme. Les formes typiques rencontrées sont arrondies, sous-arrondies, sous-angulaires ou angulaires. Le facteur de forme S_f , tel que décrit à la section 1.2.1.2, est aussi utilisé en hydraulique des sédiments. La forme des grains des sables et graviers a une influence prépondérante sur leur résistance au cisaillement.

2.1.2.3 Structure

La forme et la texture des grains individuels d'un sol disent peu de choses sur son comportement géotechnique si l'on ne tient pas compte de la structure géométrique et des forces impliquées. La structure et la stabilité des sols granulaires dépendent des forces de contact interparticulaires causées par la gravité. Lorsque ces contacts sont perturbés (ex. par une force extérieure), la masse des grains entraîne une réorganisation de la structure en une configuration plus stable et plus dense (Schroeder *et al.*, 2004). L'arrangement des grains et la quasi-absence de forces interparticulaires (autres que celles liées à la gravité) chez les sols granulaires en font des cas assez simple à quantifier contrairement aux sols cohérents¹.

Lors de travaux de génie civil, l'indice de densité relative I_D d'un sol non-cohésif est un indicateur utile de son comportement structurel. Il s'exprime comme suit :

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 (\%) \quad (2.5)$$

¹cohésifs

où e , e_{min} et e_{max} sont les indices des vides *in situ*, minimal et maximal, respectivement. Cet indice permet de connaître la masse volumique *in situ* d'un sol par rapport à des valeurs nominales. On peut, par exemple, apprécier la masse volumique obtenue après compactage d'un sol par rapport à sa masse volumique maximale possible.

2.1.2.4 Distribution granulométrique

Le comportement des sols granulaires sous sollicitation est très sensible à la courbe granulométrique (Holtz et Kovacs, 1991). La connaissance de cette dernière est donc indispensable. La distribution granulométrique met en relation le logarithme du diamètre des grains et la distribution cumulative du pourcentage de passant (en masse). La figure 2.2 montre quelques distributions types.

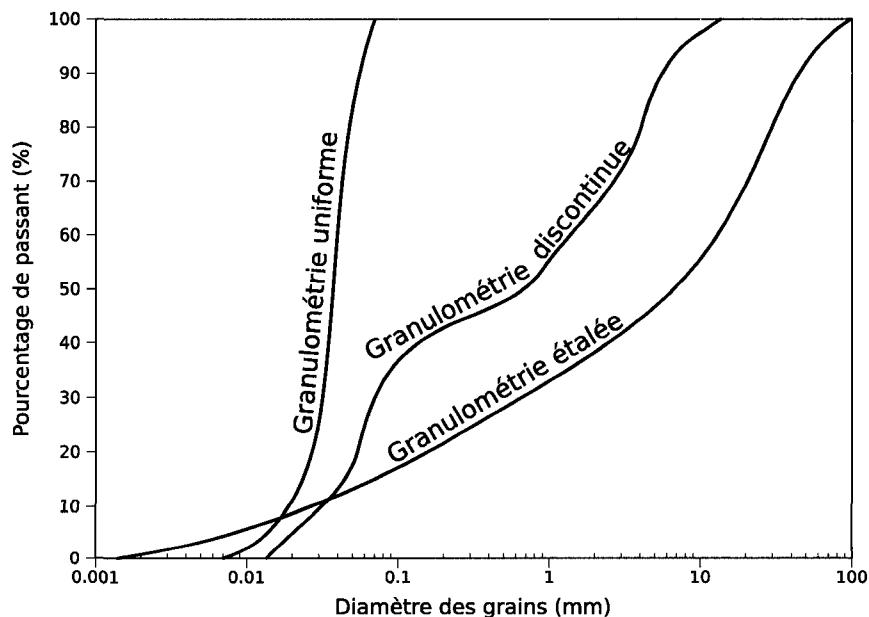


FIG. 2.2 Courbe granulométriques cumulatives types

On s'intéresse particulièrement à l'allure générale de la courbe et à certains diamètres représentatifs, d_x , qui correspondent aux diamètres pour lesquels x % du sol est plus fin. Deux rapports sont utiles pour classer la courbe d'un sol. Le coefficient d'uniformité, C_u , est un paramètre de forme d'une courbe granulométrique. Plus sa valeur est faible, plus un sol est uniforme. On le définit par :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (2.6)$$

Quelques valeurs typiques sont répertoriées au tableau 2.1. Tout au long de ce travail, l'épitète *uniforme* est employé pour décrire à la fois les sols uniformes et assez uniformes ; par opposition aux sols *étalés*.

Type de sol	C_u
Uniforme	1
Assez uniforme (ex. sable de plage)	2 - 3
Étalé	15 - 1000
Noyau argileux	400 - 500

TAB. 2.1 Exemples de coefficients d'uniformité (adaptés de Holtz et Kovacs (1991))

On utilise aussi le coefficient de courbure, C_c , définit par :

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60}d_{10}} \quad (2.7)$$

Jumelé au coefficient d'uniformité, il permet de confirmer qu'une granulométrie est bien étalée. Par exemple, à condition que C_u soit plus grand que 4 pour les graviers et plus grand que 6 pour les sables, un coefficient de courbure entre 1 et 3 est synonyme d'une granulométrie bien étalée. Cette constatation est d'autant plus importante qu'elle est fréquemment utilisée en hydraulique des sédiments pour évaluer si le d_{50} d'un sol donné est représentatif de son état de mobilité.

2.2 Théorie du compactage

2.2.1 Définitions et objectifs

Le compactage est un processus cherchant à améliorer la qualité des sols sur un site donné en les densifiant par application d'énergie mécanique. Les termes *stabilisation mécanique* et *densification* sont parfois utilisés et sont équivalents. Holtz et Kovacs (1991) dénombrent quelques-uns des objectifs visés lors du compactage :

- éliminer ou minimiser le risque de tassement ;
- améliorer la résistance des sols et la stabilité des talus ;
- augmenter la capacité portante des infrastructures routières ;
- limiter les variations de volume indésirables causées, par exemple, par l'action du gel, le gonflement et le retrait.

2.2.2 Essai Proctor

Proctor (1933) a démontré que le compactage est fonction de quatre variables :

1. la teneur en eau, w ;
2. la masse volumique du sol sec, ρ_s ;
3. le type de sol (ex. cohésif/granulaire, uniforme/étalé) ;
4. l'énergie de compactage, E , dépendante du moyen mécanique utilisé.

Le degré de compactage est exprimé par la masse volumique du sol sec². Lorsque l'eau est ajoutée au sol durant le compactage, elle joue le rôle de lubrifiant entre les grains. Ceux-ci peuvent alors glisser et se ré-agencer pour former une matrice plus dense en expulsant l'air qui était présent dans le sol (Das, 1999). Pour de

²Les termes *masse volumique du sol sec* et *masse volumique sèche* sont utilisés de façon interchangeable tout au long de ce mémoire. Ils représentent tous deux la quantité ρ_s .

faibles teneurs en eau, la plupart des sols demeurent assez rigide et se compactent difficilement. L'augmentation de la teneur en eau facilite la maniabilité du sol et se solde par une masse volumique sèche plus élevée. Au-delà d'une certaine teneur, tout ajout d'eau entraîne une diminution de la masse volumique sèche, car une proportion croissante du volume est occupée par l'eau plutôt que par les grains solides. Théoriquement, si tout l'air présent dans le sol pouvait être expulsé ($V_v = 0$), ce dernier serait dans un état de saturation complète ($S_r = 100 \%$) et la masse volumique serait maximale pour cette teneur en eau (Craig, 2004). Ce degré de compactage n'est pas atteignable et, dans la pratique, on se fie plutôt à la teneur en eau optimale w_{opt} , c.-à-d. la teneur en eau pour laquelle la masse volumique du sol sec passe par un maximum sans toutefois dépasser la limite de saturation.

L'essai Proctor normalisé permet de déterminer, en laboratoire, la masse volumique sèche maximale et la teneur en eau optimale correspondante d'un sol. Ce test fait ressortir l'existence de deux zones, de part et d'autre de la teneur optimale : le côté *sec* des teneurs en eau inférieures à l'optimum et le côté *humide*, supérieur à l'optimum (Coussy et Fleureau, 2002). La procédure suivie lors de la réalisation de l'essai Proctor standard est encadrée par la norme ASTM D-698 (American Society for Testing and Materials, 1998b). La procédure se résume comme suit :

Le sol à caractériser est préparé à différentes teneurs en eau. Pour chaque teneur, le sol est compacté en trois couches égales dans un moule cylindrique de volume connu, à l'aide d'un marteau normalisé relâché d'une hauteur d'environ 300 mm, 25 fois par couche. Cette répétitivité assure à la fois une énergie constante et un compactage uniforme de l'échantillon. Pour chaque test, la masse volumique sèche atteinte est calculée et mise en graphique par rapport à la teneur en eau.

La figure 2.3(a) montre quelques courbes de compactage de l'essai Proctor pour des sols de granulométrie et de constitution différentes.

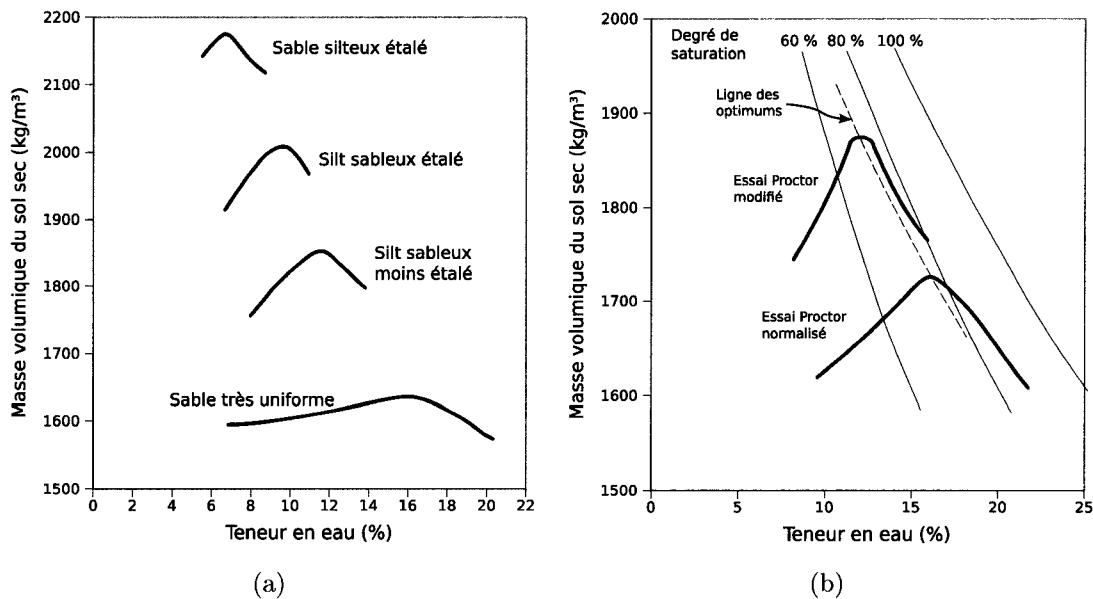


FIG. 2.3 Courbes de compactage de l'essai Proctor normalisé a) comparaison de six sols et b) influence de l'énergie de compactage (adaptées de Holtz et Kovacs (1991))

On remarque que :

- Les valeurs typiques de masse volumique sèche maximale se situent entre 1,6 et 2,2 Mg/m^3 .
- Les teneurs optimales se trouvent entre 8 et 20 %.
- Les sols à granulométrie étalée ont une masse volumique sèche plus élevée que les sols plus uniformes et ce, à une teneur en eau inférieure.

Une variante du Proctor standard, l'essai de compactage Proctor modifié (ASTM D-1557), est utilisée afin de mieux reproduire le compactage d'infrastructures soumises à de lourdes charges, ex. pistes d'atterrissement (ASTM, 2002). L'énergie de compactage de cet essai est 4 fois supérieure à celle du Proctor normal (Coussy et Fleureau, 2002). L'analyse comparative des deux types d'essai (voir fig. 2.3(b)) montre que l'augmentation de l'énergie de compactage se traduit, d'une part, par une augmentation de la masse volumique sèche maximale et, d'autre part, par une diminution de la teneur en eau optimale (Holtz et Kovacs, 1991).

2.3 Contrôle et applications du compactage

Les résultats des essais en laboratoire ne sont pas directement applicables sur le terrain. Le procédé de compactage en laboratoire est basé sur l'utilisation d'impacts alors que sur un site, le compactage se fait généralement par pétrissage ou par compression (Holtz et Kovacs, 1991). De plus, les tests en laboratoire se font sur des matériaux dont le diamètre n'excède pas 20 ou 37,5 mm (Craig, 2004). Les masses volumiques sèches maximales déterminées par l'essai Proctor standard ou modifié parviennent toutefois à couvrir la zone type des densités reproductibles sur le terrain.

La masse volumique spécifiée lors de travaux est atteinte en utilisant un équipement de compactage approprié et un nombre de passage de rouleau obligatoire. Ce nombre peut varier de 3 à 15 selon le type et la masse de l'équipement utilisé ainsi que l'épaisseur de la couche à compacter (Holtz et Kovacs, 1991). Par ailleurs, la pression appliquée à la surface diminue avec la profondeur, ce qui entraîne une diminution de la densité du sol en profondeur. La masse volumique sèche est également influencée par le nombre de passages de rouleau. Pour les travaux de terrassement, la spécification du produit fini exige généralement une compacité relative (C.R.) minimale. Celle-ci est définie par :

$$C.R. = \frac{\rho_{d\ site}}{\rho_{d\ max}} \times 100 (\%) \quad (2.8)$$

où $\rho_{d\ site}$ et $\rho_{d\ max}$ sont les masses volumiques du sol sec atteintes sur le site et au laboratoire, respectivement. C'est en utilisant cet indicateur, que le choix de l'équipement et de l'épaisseur des couches est fait.

La revue des techniques et moyens de compactage disponibles sur le terrain excède largement l'objectif de ce travail. Nous nous attarderons cependant sur l'action

vibratoire de certains rouleaux.

2.3.1 Pratique concernant les sols non-cohésifs

L'action vibratoire des rouleaux produit une densification des sols granulaires, peu cohérents. Holtz et Kovacs (1991) attribuent ce phénomène au réarrangement des particules provoqué par les déformations cycliques qui résultent des mouvements oscillatoires du rouleau. L'ajout de l'effet des vibrations à une composante autrement statique augmente considérablement le taux de compactage (environ +10 %). D'autres facteurs s'ajoutent à l'effet de la vibration, dont les caractéristiques du matériel de compactage (ex. fréquence de fonctionnement), les caractéristiques du sol (ex. masse volumique, taille des grains et teneur en eau) et le mode de construction (ex. épaisseur des couches, nombre de passages).

2.3.2 Cas particulier - Les barrages en terre

L'objectif du compactage ne se limite pas uniquement à la densification. Dans le cas des barrages en terre, il consiste aussi à trouver la densité, la plage de la teneur en eau, le degré de saturation et l'énergie qui optimisent les propriétés mécaniques et hydrauliques d'un sol sans générer de pression interstitielles à l'intérieur du noyau, lesquelles peuvent nuire à la stabilité de l'ouvrage (Coussy et Fleureau, 2002). L'utilisation des matériaux non-cohésifs, pour sa part, est requise pour les drains, les filtres et, en particulier, la carapace (Fell, 2005). Ils jouent donc un rôle structural inhérent à la stabilité de ces ouvrages.

2.3.2.1 Spécifications particulières

Idéalement, la granulométrie des remblais non-cohésifs est bien étalée, ce qui leurs permet d'atteindre des densités intéressantes tout en conservant une perméabilité élevée (Fell, 2005). L'énergie et la teneur en eau qui assure un compactage optimal ont longtemps été source de débat. À première vue, on serait tenté de croire que la terre du côté sec de l'optimum est plus stable et strictement préférable à la constitution d'un remblai. Coussy et Fleureau (2002) affirment qu'il n'en est rien puisque dans un remblai la teneur en eau peut augmenter après un temps plus ou moins long et provoquer par la suite une diminution de la résistance. Cet avis n'est pas partagé par Farrar (2000) qui recommande plutôt de compacter du côté sec pour éviter des pressions capillaires élevées lors de la consolidation de l'ouvrage. Cette préoccupation est cependant moins importante pour les parties constituées de matériaux granulaires non-cohésifs. La Société d'énergie de la Baie James (1975) préfère opter pour une solution sur mesure selon les conditions du banc d'emprunts. Par exemple, dans le cas où la teneur en eau *in situ* du matériel d'emprunt est trop élevée, il est possible de modifier sensiblement la section du barrage pour ainsi diminuer le taux de compactage requis et permettre des déformations plus importantes.

L'épaisseur des couches mises en place dépend de la zone du barrage en question et du type de barrage et de remblai. La partie supérieure de chaque couche est souvent plus fine que la partie sous-jacente en raison de la ségrégation des particules lors de la mise en place. De plus, la surface de la couche inférieure devrait être scarifiée pour assurer une bonne liaison avec la couche suivante. Pour une description plus complète des méthodes de mise en place et de l'équipement requis, on se réfèrera à Fell (2005), Shanklin *et al.* (2000), la Société d'énergie de la Baie James (1975) ou la Commission Internationale des Grands Barrages (1989).

2.3.2.2 Contrôle de la qualité

Le contrôle de la qualité du compactage d'un remblai est fait à des intervalles réguliers définis par le volume mis en place (Société d'énergie de la Baie James., 1987). On procède soit à des essais Proctor en laboratoire, soit à des essais *in situ*. Pour sa part, le U.S. Bureau of Reclamation n'utilise pas l'essai Proctor standard pour les sols non-cohésifs, car les sables et graviers ont tendance à se briser sous les impacts répétés du marteau (Farrar, 2000). Il suggère plutôt les essais par vibration, moins destructifs, tels que ceux proposés par le British Standards Institute (BSI), où un marteau de type « Kango » est utilisé.

La densité *in situ* des sols granulaires est difficile à évaluer en raison de la difficulté d'échantillonnage liée à la taille importante des grains (pour ne pas dire blocs). Dans la mesure du possible, un échantillonnage minimal est fait pour évaluer la dégradation possible des grains et la modification de la granulométrie causés par le compactage (souvent au profit d'une granulométrie discontinue). Pour les grands barrages, des essais au rouleau sont exécutés avant et après la construction pour valider ce degré de dégradation ainsi que la densité et la perméabilité atteignables.

2.3.2.3 Problèmes rencontrés

Fell (2005) note quelques problèmes fréquents rencontrés lors du contrôle du compactage des sols pulvérulents :

- spécifier un standard de compactage trop élevé (100 %), et inatteignable en pratique ;
- spécifier un intervalle de teneurs en eau trop étroit ;
- essais Proctor insuffisants ;
- dégradation du remblai par concassage ;

- vibration d'équipement avoisinant le site.

2.3.3 Le compactage en laboratoire

Certains travaux expérimentaux, dont ceux réalisés dans le cadre de ce mémoire, nécessitent le compactage d'un sol en laboratoire. L'échelle réduite du montage et la taille des grains du sol utilisé limitent les méthodes de compactage disponibles. Adu-Osei *et al.* (2000) dressent une liste des cinq méthodes communément utilisées dans la préparation de spécimens peu volumineux. Voici, en résumé, les méthodes proposées par ces auteurs ainsi que les forces et faiblesses de chacune.

Le *compactage par impact* traité dans les sections précédentes est facilement applicable et relativement économique. Par contre, il tend à orienter et à distribuer les grains de sorte que la reproductibilité des essais et des conditions du terrain n'est pas respectée. Si une densité plus élevée est recherchée et ce, pour une même teneur en eau, la majeure partie de l'énergie additionnelle est dépensée en dégradant le matériel plutôt qu'en le compactant.

Le *compactage statique* est réalisé par l'application d'une contrainte en compression à un sol disposé dans un moule rigide. Cette méthode ne reproduit cependant pas le compactage sur le terrain, car elle engendre des gradients de densité élevés et se révèle inefficace pour les sols non-cohésifs.

Les moyens conventionnels de *compactage par pétrissage* (ex. rouleaux à pieds de mouton) reproduisent bien le compactage sur le terrain, mais sont difficilement applicables en laboratoire, sans parler de la finition plutôt grossière de la surface des spécimens.

Pour sa part, le *compactage par vibration* demeure une des meilleures solutions pour

les spécimens placés dans des moules rigides. Il est efficace autant pour les sols secs qu'humides. De plus, de l'équipement portatif est disponible (ex. pilonneuse *Kango*) et facile à utiliser. Le sol est généralement compacté en couches de 50 à 70 mm. Adu-Osei *et al.* (2000) soulignent que cette méthode évite la dégradation du sol mais qu'il est difficile d'évaluer et de contrôler l'énergie de compactage appliquée.

Finalement, le *compactage giratoire*³ est utilisé pour compacter des échantillons dont la densité doit être le plus uniforme possible (ex. asphalte, bases bitumineuses). Une contrainte connue est appliquée au sol pendant que celui-ci est mis en giration par un dispositif mécanique.

2.4 Compactage et érodibilité des sols - un état des connaissances

L'influence que peut avoir le compactage d'un sol sur son comportement sous sollicitation hydraulique a été abordée par des intervenants de différents milieux, notamment en agronomie, en géomorphologie, en hydraulique des sédiments et en génie civil, dans le domaine de la voirie ou de la sécurité des barrages. Dans la plupart des cas, on dresse un portrait négatif ou positif, selon le cas, des effets induits par le compactage et on tente de quantifier ceux-ci. Le raisonnement habituel consiste à associer un paramètre d'état du sol (masse volumique, teneur en eau, indice des vides, etc.) à un comportement observé (taux d'érosion, résistance à la pénétration ou au cisaillement, débit solide). On peut ensuite apprécier l'influence de chaque paramètre sur le comportement global en le faisant varier (ex. compacter un sol à différentes masses volumiques ou différentes teneurs en eau). Ainsi, il est possible de statuer de manière indirecte sur l'influence du compactage sur la résistance des sols.

³de l'anglais *gyratory shear compaction*

Jusqu'à présent, dans son ensemble, l'information disponible à ce sujet ne traite que des sols cohésifs. Ceci est justifié par la prépondérance de ces derniers (terres agricoles, sédiments consolidés en rivière, noyau de barrages en terre, routes non-asphaltées, etc.). Certains auteurs (Hanson et Hunt, 2007; Chouliaras *et al.*, 2003) traitent cependant de cas limites qui de par leurs caractéristiques (ex. sols non-plastiques) fournissent des indices intéressants sur le comportement possible des sols granulaires.

2.4.1 Le compactage en agriculture

Les agronomes abordent depuis un certain temps déjà la problématique du compactage des terres agricoles causé par la machinerie lourde, celle-ci étant de plus en plus sollicitée par les cultures modernes (Lipiec et Hatano, 2003). Le rôle que peut jouer ce compactage se décline sous deux formes diamétralement opposées. D'une part, sa présence peut inhiber l'érosion hydrique qui autrement causerait une perte de sol fertile, de nutriments et de matière organique (Chouliaras *et al.*, 2003). D'autre part, le surcompactage des sols est souvent accompagné d'une baisse du rendement agricole en raison de plusieurs facteurs, dont la diminution de l'infiltration et l'aération insuffisante qui nuisent au développement racinaire (Lipiec et Hatano, 2003).

Lafren et Beasley (1960) et Lyle et Smerdon (1965) ont étudié l'influence du compactage des sols cohésifs sur la contrainte de cisaillement critique⁴ exercée par un écoulement à surface libre. Les essais de Lyle et Smerdon (1965) se sont déroulés dans un contexte très similaire à la méthode expérimentale qui est présentée au chapitre 3. Leurs résultats montrent que la contrainte critique varie linéairement avec l'augmentation du degré de compactage et la diminution correspondante de

⁴Voir la sec. 1.4 pour une définition

l'indice des vides. Ce comportement est également observé par d'autres (Chouliaras *et al.*, 2003; Franti *et al.*, 1985). De plus, le taux de variation de cette relation semble dépendant du niveau de compactage et de la composition du sol (granulométrie, limite plastique). Cette analyse devient cependant hypothétique pour les sables, car ceux-ci ne cadrent pas du tout dans la gamme des indices des vides qui ont été étudiés.

Plus récemment, Chouliaras *et al.* (2003) ont permis de dresser un parallèle entre le comportement des sols cohésifs et très peu cohésifs. Ils estiment que l'érodibilité des sols non-cohésifs dépend principalement de la taille des grains et de leur masse tandis que la résistance des sols cohésifs fait appel à un nombre beaucoup plus importants de facteurs dont la taille des grains, le comportement en cisaillement⁵, la conductivité hydraulique, le contenu organique, la teneur en eau, la masse volumique, la plasticité et plusieurs autres. Lors de leur étude, l'indicateur utilisé pour quantifier le compactage a été la masse volumique du sol sec. Cette dernière affecte très légèrement l'érodibilité des sols silteux non-plastiques alors que son influence est beaucoup plus marquée chez les sols cohésifs étudiés (argiles). La figure 2.4 illustre l'évolution temporelle des quantités érodées de ces deux types de sol, compactés à des masses volumiques différentes. On observe chez les sols peu cohésifs une érosion importante dans les premiers instants suivie d'une stabilisation du débit solide à un très faible niveau par la suite. Le contraire est observé pour les sols argileux. La résistance initiale fait éventuellement place à une érosion massive et soutenue de ces matériaux. Cette influence du contenu en minéraux argileux a également été vérifiée par Grissinger (1966).

L'augmentation de la résistance à l'érosion que confèreraient le compactage aux sols cohésifs n'est pas confirmée par tous. Parker *et al.* (1995), dans le cadre d'une étude

⁵On ne parle pas ici de contrainte de cisaillement "hydraulique", mais du comportement en cisaillement d'un sol soumis à des contraintes externes, ex. : essai triaxial consolidé drainé.

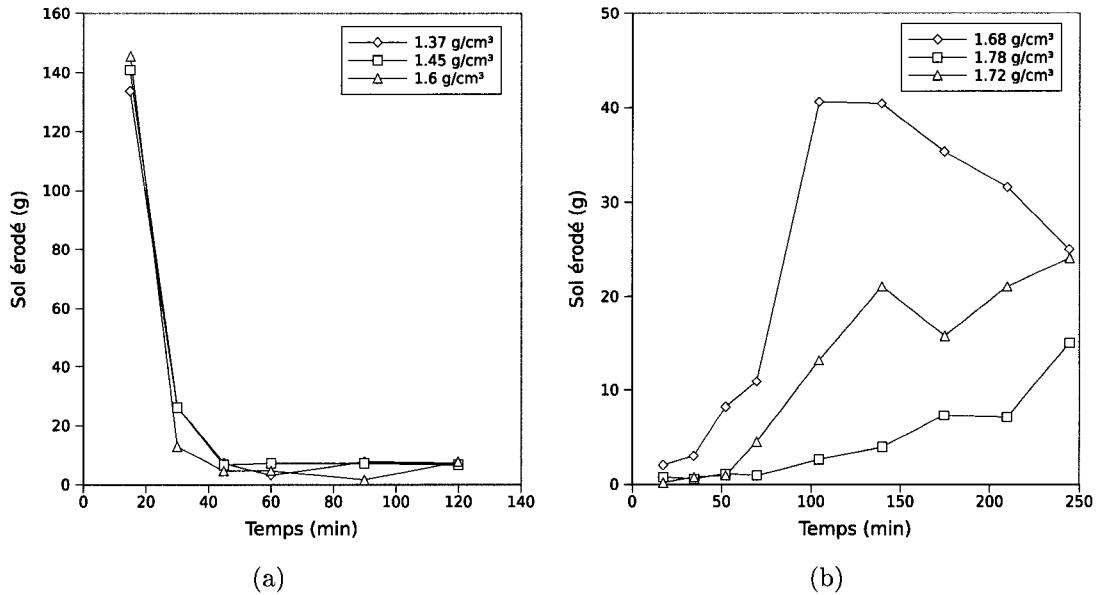


FIG. 2.4 Influence du compactage sur l'érosion progressive de sols peu cohésifs et cohésifs : a) sol silteux et b) sol argileux (données de Chouliaras *et al.* (2003))

en canal sur des sables silteux, ont observé une diminution de la résistance avec l'augmentation de la masse volumique du sol sec. Les sols avaient été compactés par compression statique et soumis à des contraintes de cisaillement variables. L'érosion a aussi été plus importante pour les teneurs en eau plus faibles et pour les spécimens contenant plus d'air emprisonné suite au compactage. L'explication la plus plausible de ces résultats, réside dans la présence d'effets de formes (ex. dunes) observés pour les sols moins compactés. Cette rugosité additionnelle diminue la contrainte effective ressentie au fond et influence donc le débit solide à la baisse. De plus, les vitesses d'écoulement mesurées près du fond ont été plus élevées pour les spécimens très compactés, ce qui pourrait être expliqué par leur rugosité relative plus faible. Finalement, l'effet d'affaiblissement causé par l'air emprisonné avait déjà été identifié auparavant par Suhr *et al.* (1984). L'air piégé qui s'échappe vers la surface dégage une énergie suffisante au détachement partiel des grains et à leur mise en mouvement.

2.4.2 Érosion de sédiments consolidés

La densité variable des sédiments en rivière est prise en compte en géomorphologie. Les sédiments sont issus de phénomènes de déposition relativement longs et la densité des couches observées au fond des cours d'eau augmente généralement avec la profondeur suite à leur consolidation. Cette variabilité peut éventuellement affecter les processus de transport sédimentaire lorsque ces couches plus denses sont mises à nu au fil du temps. La granulométrie et la masse volumique des grains ne sont alors plus les quantités uniques décrivant la mobilité du fond. McNeil *et al.* (1996), puis Jepsen *et al.* (1997) ont développé un protocole expérimental qui consiste à éroder de manière progressive ces couches sédimentaires. Ils ont démontré que le taux d'érosion des sédiments consolidés est dépendant de la masse volumique, de la granulométrie et du diamètre médian (d_{50}). De plus, pour une contrainte et un diamètre donnés, le taux d'érosion est une fonction unique de la masse volumique et tend à diminuer avec l'augmentation de cette dernière.

2.4.3 La problématique des routes non-pavées

Dans le domaine de la voirie, l'érosion hydrique est un problème sérieux pour les routes non-pavées, en particulier dans les zones géographiques soumises à des périodes importantes de pluie et de sécheresse. La perte de gravier est généralement soit associée au ruissellement, soit à la sollicitation du trafic motorisé (Range et Horak, 2005). La granulométrie, la forme des grains et le niveau de compactage sont également traités ici comme variables d'influence. Roy et Jarrett (1991) ont étudié l'incidence de la présence de grains grossier disposés à la surface d'un sol compacté à différent degrés. Ils ont observé une meilleure résistance à l'érosion des sols moins compactés. La résistante de ces sols était d'environ 50 % supérieure à celle des sols plus compactés. Pour leur part, Ziegler *et al.* (2000) ont observés

que les sols compactés soumis à des pluies simulées mécaniquement offraient une meilleure résistance au *splash*⁶ que les sols lâches.

2.4.4 Le compactage et la rupture des barrages

La position stratégique qu'occupent les ouvrages de retenue en font des cas particulièrement importants à étudier du point de vue de la résistance à l'érosion. Lors du débordement d'une digue, une partie de l'eau s'infiltra à l'intérieur des couches superficielles et l'autre s'écoule en surface (écoulement de surverse). Ces deux mécanismes sont dépendants de la granulométrie, du niveau de compactage et de l'évolution de la teneur en eau après construction (Marche, 2005).

Plusieurs auteurs notent que la nature et le degré de compactage utilisés lors de la construction de remblais affectent significativement le taux d'érosion lors de débordements par la crête ou de formation de brèche (Fell *et al.*, 2003; Wan et Fell, 2004). Par exemple, Powledge et Dodge (1985) font état d'une réduction de 50 % de l'érosion de petit remblais compactés à 102 % de l'optimum Proctor par rapport à ceux placés à 95 % de l'optimum.

Pour quantifier cette incidence, Hanson (1991) a proposé un essai expérimental visant à quantifier la résistance des matériaux constitutifs de digues, autant cohésifs que non-cohésifs. L'essai consiste à soumettre le sol à un jet d'eau appliqué perpendiculairement à la surface compactée pendant un certain temps après quoi la profondeur de l'aggradation est mesurée. L'érodibilité est exprimée par l'*indice de*

⁶Érosion causée par l'impact des gouttes de pluies sur le sol

*jet*⁷ qu'on définit comme suit :

$$\frac{D_s}{t} = J_i U_0 \left(\frac{t}{t_1} \right)^{-0.931} \quad (2.9)$$

où D_s est la profondeur d'érosion, t est la durée d'application du jet, t_1 est un facteur de conversion de l'unité de temps en secondes, J_i est l'*indice de jet* et U_0 est la vitesse du jet. Après avoir appliqué l'essai à divers sols (Hanson *et al.*, 2005) et selon différentes méthodes de compactage (Hanson et Robinson, 1993), Hanson et Hunt (2007) concluent que l'érodibilité varie de plusieurs ordres de grandeur selon la granulométrie, la plasticité, le degré de compactage et la teneur en eau. Ils observent aussi des différences distinctes entre le processus d'érosion des sols cohésifs et non-cohésifs bien que celles-ci ne soient pas mentionnées explicitement. Globalement, il existe une forte corrélation entre la teneur en eau de compactage et le taux d'érosion pour les sols cohésifs. Cependant, la teneur en eau est un paramètre plus difficile à utiliser pour les sols non-cohésifs. Pour ceux-ci, la masse volumique, la texture et la résistance au cisaillement sol-sol sont plus indiqués (Hanson *et al.*, 2005).

2.5 Conclusion

Ce chapitre a permis de démontrer et d'illustrer comment le compactage peut être utilisé pour améliorer la résistance et la stabilité des sols non-cohésifs. Les caractéristiques spécifiques à ces sols ont été soulignées ainsi que les techniques employées lors de leur mise en place sur le terrain et en laboratoire. Bien que l'amélioration structurale apportée par le compactage soit incontestable, l'incidence qu'il peut avoir sur la résistance à l'érosion des sols non-cohésifs est toutefois peu documentée.

⁷De l'anglais *jet index*

tée et l'information disponible est parfois contradictoire. Les études réalisées sur des matériaux cohésifs laissent cependant présager que la masse volumique du sol sec, la granulométrie et, dans une moindre mesure, la teneur en eau pourraient être de bons indicateurs de l'érodibilité des sols granulaires. À la lumière des connaissances théoriques acquises en hydraulique fluviale (chap. 1) et en géotechnique (chap. 2), le chapitre suivant propose un scénario expérimental visant à quantifier l'effet du compactage sur la résistance à l'érosion des sols non-cohésifs.

CHAPITRE 3

MÉTHODE EXPÉRIMENTALE

La prise en compte du compactage dans les études actuelles de transport sédimentaire demeure marginale. Les études mentionnées au chapitre précédent ont permis d'aborder qualitativement la problématique. Cependant, aucun de ces travaux ne dresse de bilan clair quant à la validité des équations de transport solide existantes, appliquées à des sols non-cohésifs compactés. Il n'est donc pas exclu que les critères de mise en mouvement existants soient valides. D'autre part, il est tout autant probable que de nouvelles équations soient nécessaires pour caractériser le phénomène.

Le chapitre qui suit propose au lecteur une méthode expérimentale visant à quantifier l'impact du compactage sur le seuil de mise en mouvement des sols non-cohésifs. On y décrit les installations, le montage et les matériaux utilisés, après quoi le déroulement complet des expériences et de l'analyse des résultats sont détaillés.

3.1 Objectifs

Le programme expérimental développé dans le cadre de ce travail de maîtrise consiste à étudier l'impact du compactage sur la résistance à l'arrachement d'un mélange de sables et graviers naturels. Les essais ont été réalisés au laboratoire d'hydrodynamique de l'École Polytechnique de Montréal dans un canal horizontal.

Dans un premier volet, l'objectif des travaux a été d'identifier le seuil de mise en mouvement de matériaux granulaires uniformes et non-compactés (sables fins

à gravier). Chaque sol a été soumis, en canal, à une trentaine de contraintes de cisaillement. Pour chaque contrainte, le transport par charriage a été mesuré. Le seuil de mouvement a ensuite été identifié par une méthode d'extrapolation du débit solide (voir sec. 1.4.1). Les valeurs obtenues ont été comparées à certains des critères de mise en mouvement existants évoqués à la section 1.3. Cette étape a permis de valider la justesse de la méthode de travail tout en rodant les installations et les techniques de traitement de données.

La deuxième, et plus longue phase du projet, a été l'application du protocole décrit ci-haut à trois matériaux non-uniformes compactés à différents degrés. Le comportement de chaque sol a été étudié sous une variété de contraintes de cisaillement. Tout au long du mémoire, ce type d'essai est appelé *essai à contrainte variable*. Finalement, une troisième et dernière étape a permis de répéter une partie des essais de la seconde phase mais, cette fois-ci, en maintenant la contrainte de cisaillement appliquée constante. De cette manière, l'évolution temporelle de la surface d'un sol soumis à une contrainte donnée (*essai à contrainte fixe*) a pu être étudiée et comparée aux résultats globaux obtenus pour les essais à contrainte variable.

3.2 Description des installations

Les travaux réalisés ont fait appel principalement aux infrastructures du laboratoire d'hydrodynamique. Cependant, certaines des manipulations, notamment les analyses granulométriques, ont été exécutées au laboratoire de géotechnique. Le volet expérimental s'est déroulé sur une période de 9 mois dont la majeure partie (environ 7 mois) a été dédiée aux essais en canal; le reste étant utilisé pour la préparation des matériaux et du montage.

3.2.1 Description du montage

Pour les fins de l'étude, un canal horizontal d'une largeur de 18 pouces (0,46 m) et d'une longueur efficace de 6 mètres a été utilisé. Le fond du canal a été rehaussé de 11 cm par l'installation d'un double fond en bois dans lequel deux ouvertures ont été aménagées. La première ouverture a servi à accueillir le spécimen de sol à éroder. Ses parois internes ont été renforcées pour le rendre résistant aux vibrations induites lors du compactage dynamique des échantillons. La seconde ouverture a été aménagée à environ 1 m en aval du spécimen et a été utilisée comme zone de récupération des matériaux déplacés. Le montage est illustré à la figure 3.1 et le choix de la localisation des ouvertures est expliqué plus en détail à l'annexe II.

Le système d'alimentation en eau est un circuit fermé constitué d'une pompe centrifuge approvisionnant un réservoir à niveau constant. Ce dernier assure une charge constante vers le canal. Celui-ci est contrôlé en amont par une vanne manuelle dont l'ouverture maximale admet un débit d'environ 100 l/s. L'eau transite d'abord par un premier réservoir où l'écoulement est stabilisé. Un déversoir parabolique à paroi mince avec contraction latérale est utilisé pour jauger le débit à la sortie de ce réservoir et pour l'acheminer au canal. Comme le déversement se produit à nappe libre, l'énergie dissipée sur le fond génère de fortes instabilités qui doivent être amorties. Pour ce faire, une colonne de pierres ($d_{50} \approx 50$ mm) joue un rôle de tampon immédiatement en aval de la chute. Elle est suivie d'une série de tôles ondulées superposées qui permet de laminer l'écoulement le plus possible. Finalement, un radeau tranquillisateur de surface (panneau de styrémousse) élimine les vagues de surface susceptibles de gêner les mesures.

Le contrôle du niveau d'eau se fait à l'extrémité aval du canal par le biais d'une porte à ouverture variable. Cette porte est contrôlée manuellement à l'aide d'un moulinet à cliquet qui permet de modifier le niveau de la surface par incrément

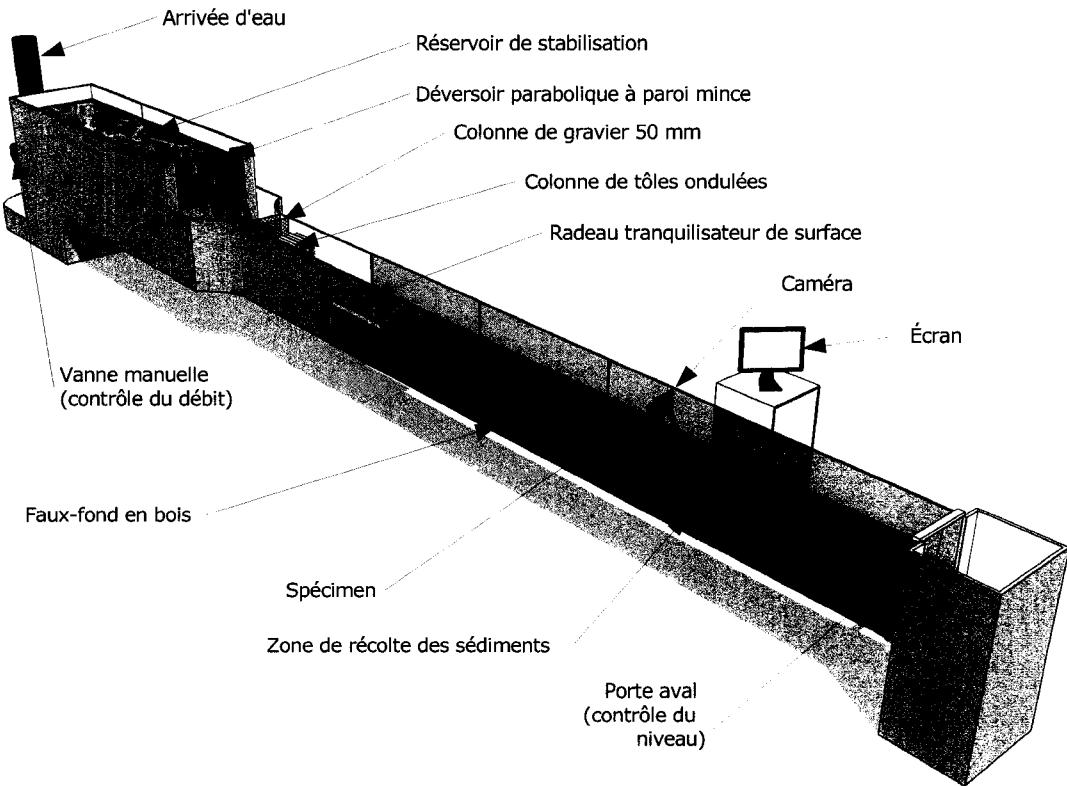


FIG. 3.1 Montage expérimental

d'environ 3 mm. Ce montage permet une grande flexibilité quant à l'ajustement de la contrainte de cisaillement, laquelle peut être obtenue par modification de débit, par changement du niveau d'eau ou par une combinaison des deux.

Pour un certain nombre d'essais, un système d'acquisition d'image composé d'un caméscope HDV Canon HV20 relié à un ordinateur en acquisition directe IEEE1394 a été installé à l'extérieur du canal au droit de l'échantillon. Le système a permis de suivre en temps réel l'évolution du spécimen tout au long des essais tout en facilitant la mise en place de la contrainte de cisaillement. Il était alors possible d'ajuster l'écoulement de manière progressive tout en s'assurant, sur l'écran vidéo,

que les manipulations étaient assez graduelles pour ne pas nuire à l'état initial de l'échantillon.

Finalement, certaines infrastructures additionnelles ont été mobilisées pendant les heures précédent et suivant les essais. La préparation initiale des mélanges a été possible grâce à un mélangeur (bétonnière), la mise en place a fait appel à une pilonneuse (Kango), le séchage a été réalisé dans un four sur place et une tamiseuse Ro-Tap a également été utilisée pour les analyses granulométriques. Le déroulement complet des expériences pour les trois types d'essais réalisés au cours de ce projet est traité en détails à la section 3.3.

3.2.2 Matériaux utilisés

3.2.2.1 Sols non-uniformes

Différents types d'ouvrages en enrochement compacté comme les digues et les remblais routiers peuvent s'éroder sous des conditions hydriques exceptionnelles. Toutefois, les barrages en terre méritent une attention particulière, en raison des conséquences découlant de leur rupture. L'objectif visé lors des travaux a donc été de recréer un échantillon dont les caractéristiques granulométriques correspondent le plus possible à celles de la crête d'une digue. Lors d'un débordement, la crête est la première partie touchée par les eaux et c'est généralement à partir de ce point qu'une brèche se forme sur la paroi aval (Zerrouk, 2004).

Les digues de l'aménagement hydroélectrique La Grande 2 ont été retenues comme ouvrages types pour le choix des matériaux. La coupe type de la crête de ces ouvrages apparaît à la figure 3.2. Elle comprend un noyau protégé par des zones de filtres et de transitions en matériau granulaire ou en pierre concassée et supporté

par des épaulements en enrochement (Société d'énergie de la Baie James., 1987).

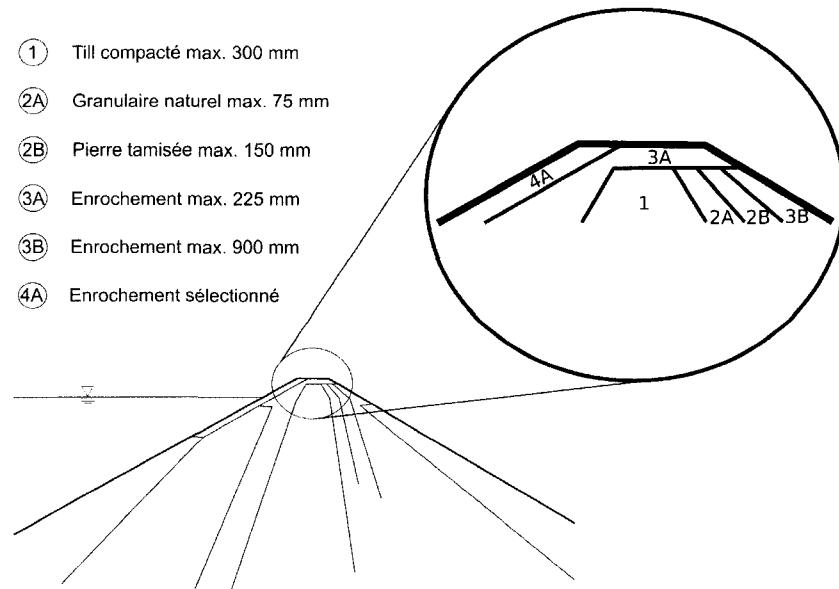


FIG. 3.2 Coupe type du barrage principal de La Grande 2 (adaptée de la Société d'énergie de la Baie James (1975))

Dans le cadre de nos essais, l'enrochement de la zone 3A a été priorisé comme matériel à reproduire en laboratoire. Il provient du banc d'emprunt N-1-3, un important dépôt de sable et gravier situé dans un rayon de 40 km du barrage principal. La figure 3.3 montre les limites granulométriques de 80 % des matériaux provenant de cette zone. Les limites rouges indiquent le fuseau modifié utilisé au laboratoire. Cette adaptation est nécessaire en raison des contraintes au niveau de la taille du canal et du débit disponible, ce qui limite l'étude à des graviers de tailles inférieures à 10 mm.

L'utilisation des sols du banc d'emprunt N-1-3 n'étant pas possible, il a été nécessaire de reconstituer le fuseau à l'aide de quatre matériaux de carrière. Deux sites ont été retenus dans la région de Montréal : les Sablières Gérard Thérien à Ste-Anne-des-Plaines et Bauval Sables L.G. près de St-Jérôme. Plusieurs classes de

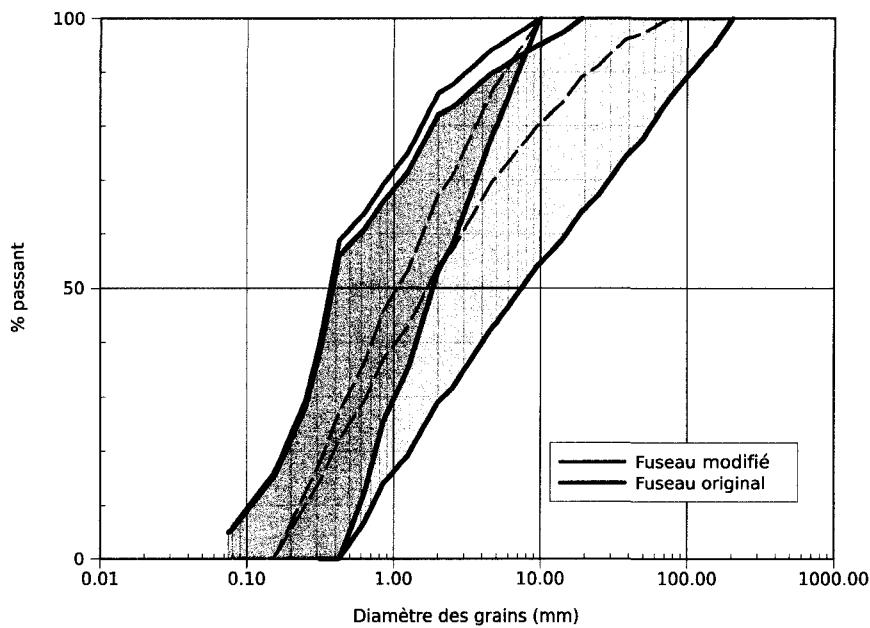


FIG. 3.3 Banc d'emprunt granulaire N-1-3 et fuseau modifié

matériaux ont été récupérées : un sable fin (*Thérien*), un sable plus grossier dont les particules ont un diamètre compris entre 0 et 2,5 mm (0 – 2.5), un gravier d'un diamètre moyen d'environ 5 mm (2.5 – 5) et un gravier plus grossier d'un diamètre d'environ 10 mm (5 – 10). Un total d'environ 2,5 tonnes métriques de matériel a été prélevé et rapporté au laboratoire d'hydrodynamique pour séchage. Les analyses granulométriques de ces sols sont présentées à la figure 3.4 et leur caractérisation complète se trouve à l'annexe III.1. Il est à noter que les particules de ces sols naturels sont de forme arrondie, n'ont pas été concassées et ont été uniquement tamisées et lavées. Elles s'apparentent donc beaucoup plus, en terme de forme, aux sables et graviers du dépôt N-1-3.

Trois mélanges représentatifs du fuseau modifié ont été constitués à partir des sols de carrière, l'objectif étant de reproduire la moyenne et les limites fines et grossières du fuseau modifié pour étudier l'influence de la taille des granulats sur leur

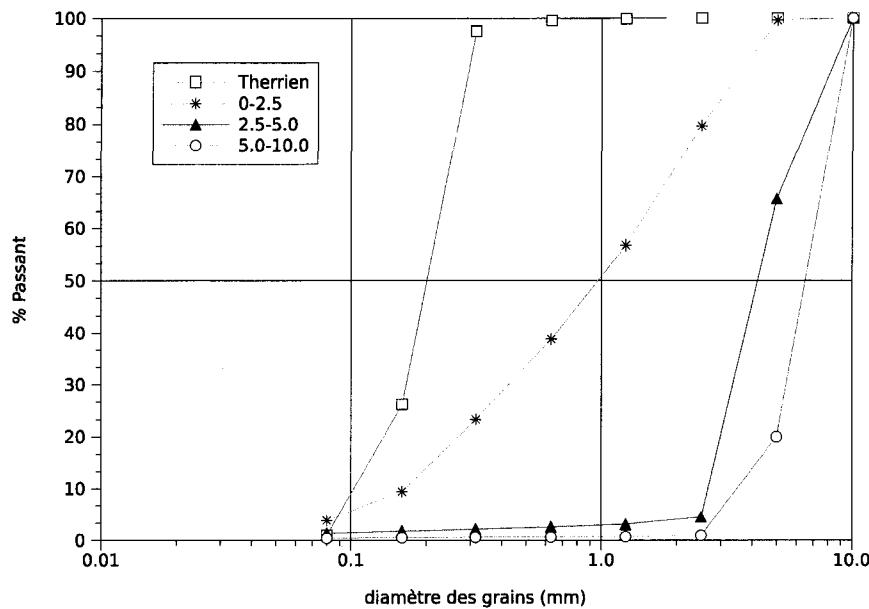


FIG. 3.4 Sables et graviers de carrière entrant dans la composition des mélanges

mise en mouvement. Les mélanges retenus, qu'on appellera *FIN*, *MOYEN* et *GROSSIER*, sont illustrés à la figure 3.5 et les proportions de chaque « ingrédient » sont indiquées au tableau 3.1.

Proportions	<i>FIN</i>	<i>MOYEN</i>	<i>GROSSIER</i>
Sable Therien	24 %	0 %	0 %
Sable 0-2,5 mm	70 %	89 %	71 %
Gravier 2,5-5,0 mm	0 %	0 %	9 %
Gravier 5,0-10 mm	6 %	11 %	20 %

TAB. 3.1 Composition des mélanges

Les courbes de compactage des essais Proctor normalisés effectués en laboratoire sont présentées à la figure 3.6. On observe le comportement escompté. La masse volumique sèche maximale est plus élevée pour les mélanges plus grossiers et la teneur en eau optimale correspondante est plus faible que pour les sols fins. De plus, on remarque que la courbe du mélange *MOYEN* ne passe pas par un maximum

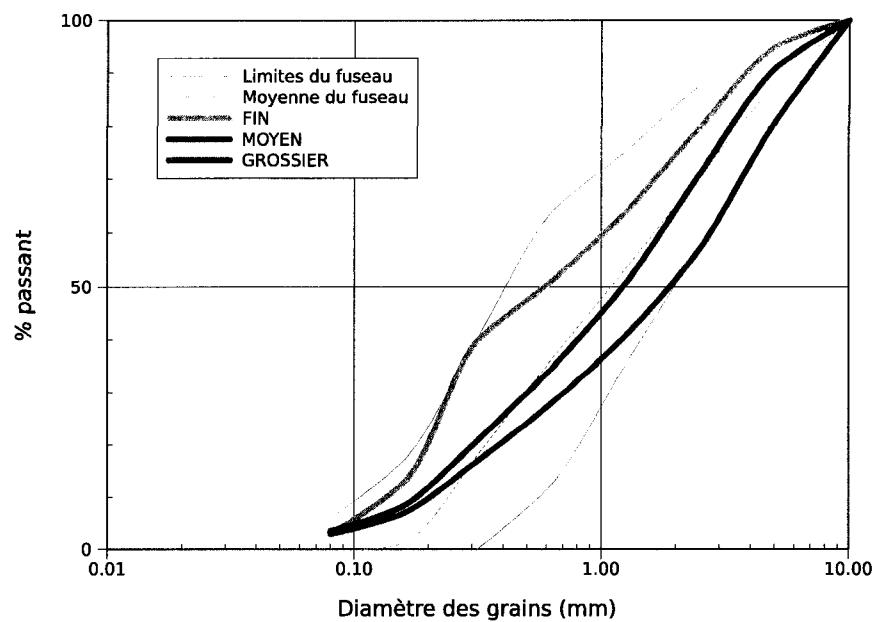


FIG. 3.5 Courbes granulométriques des trois mélanges utilisés

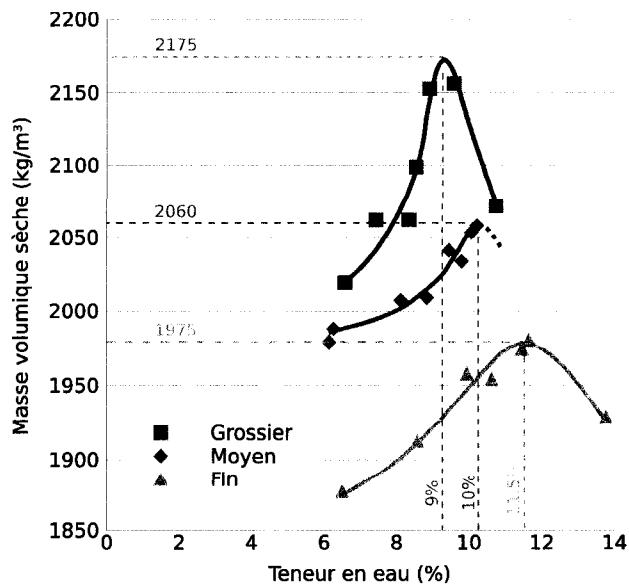


FIG. 3.6 Courbes de compactage de l'essai Proctor normalisé

mais augmente de façon continue. Ce comportement est fréquent et s'explique par la trop grande quantité d'eau perdue lors des essais à des teneurs en eau supérieures à 10 %, ce qui fausse la masse volumique sèche calculée. L'optimum a donc été choisi à environ 80 % de la saturation du sol.

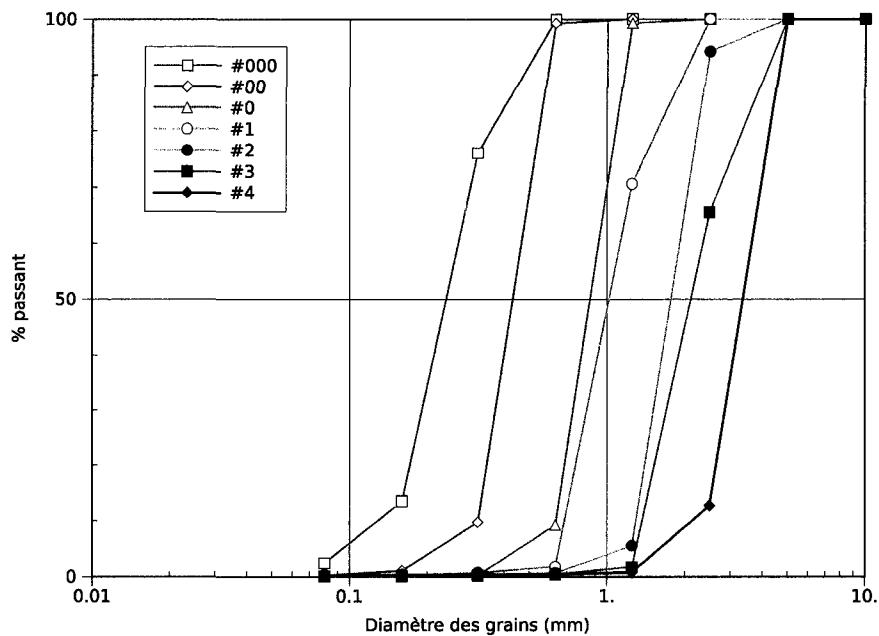


FIG. 3.7 Courbes granulométriques des sables et graviers uniformes

3.2.2.2 Sols uniformes

Lors de la première phase expérimentale, des sables et graviers de filtration FilPro® ont été utilisés pour valider le protocole proposé. Les coefficients d'uniformité de ces matériaux naturels sont de l'ordre de 1,5 à 2. Les courbes granulométriques sont montrées à la figure 3.7. Leur analyse complète est faite à l'annexe III.

3.3 Déroulement des expériences

Deux types d'expériences ont été réalisées lors de ce projet : les essais à contrainte variable et les essais à contrainte fixe. Leur déroulement chronologique est essentiellement le même. Il se divise en cinq parties : la préparation du mélange, la mise en place de l'échantillon, l'essai d'érosion, la caractérisation des matériaux transportés et l'analyse des résultats. Ce processus s'étend sur une période d'environ 24 heures et peut être superposé partiellement aux étapes des essais précédents et suivants. Dans un contexte réaliste, quatre expériences complètes peuvent être réalisées en une semaine.

La différence marquée entre l'essai variable et l'essai fixe se trouve au niveau de la troisième étape : l'érosion du spécimen. Lors d'un essai à contrainte variable, le spécimen est soumis à plusieurs contraintes, en ordre croissant, et un échantillon du sol transporté est récolté pour chacune d'elles. De son côté, l'essai à contrainte fixe permet de récolter plusieurs échantillons du débit solide à des intervalles de temps spécifiés et ce pour une seule condition d'écoulement maintenue constante. Au final, il est donc possible, pour un sol donné, de connaître le débit solide en fonction de la contrainte de cisaillement et l'évolution temporelle de ce débit pour une contrainte donnée.

Les sections suivantes traitent en détails du protocole expérimental mis au point. La figure 3.12 en fin de chapitre illustre schématiquement les différentes étapes selon le type d'essai et le sol utilisé.

3.3.1 Préparation du mélange

Pour chaque expérience, un mélange, un degré de compactage et une teneur en eau sont choisis au préalable. La masse volumique sèche visée et le volume du spécimen vide étant connus, il est possible de déterminer la masse de matériel nécessaire et la quantité d'eau à ajouter. Le mélange est d'abord préparé à sec dans une bétonnière en ajoutant les proportions désirées des quatre matériaux de carrière (voir tab. 3.1). Par la suite l'eau est incorporée graduellement lors du brassage jusqu'à obtention d'une texture homogène. Finalement, le sol humide est séparé en deux portions égales puis stocké dans des chaudières hermétiques jusqu'au moment de l'essai.

Lors de la préparation, il est très difficile d'obtenir la teneur en eau exacte en raison des pertes liées au brassage et aux manipulations. Aussi, un test de teneur en eau est effectué systématiquement sur une petite quantité de sol lors de chaque préparation (ASTM, 2005). La teneur calculée, après séchage, est la teneur en eau réelle présente dans le spécimen lors de la mise en place. On observe généralement un écart de $\pm 1\%$ entre la valeur désirée et celle obtenue. À titre préventif, on ajoute plus d'eau que nécessaire pour palier aux pertes. Il est utile de mentionner ici que le respect de la teneur eau n'est pas primordial à la réussite des essais. En effet, le spécimen mis en place est immédiatement saturé lors de la mise en eau du canal. Cependant, la masse volumique visée est plus facile à atteindre si l'échantillon est à une teneur en eau proche de la valeur optimale de l'essai Proctor normalisé (voir fig. 3.6).

3.3.2 Mise en place du spécimen

On procède à la mise en place du spécimen une heure avant l'essai d'érosion. Le sol, qui avait été précédemment pesé et séparé, est compacté en deux couches dans

l'ouverture aménagée au fond du canal (voir fig. 3.1). Une ligne noire indique la limite centrale du spécimen jusqu'où la première moitié du sol doit être compactée. Avant d'ajouter la deuxième portion du mélange, la première couche compactée est scarifiée pour favoriser le lien avec la couche supérieure. Le reste du sol est ensuite déversé et compacté jusqu'au niveau du fond en bois.

Le non-respect de la ligne centrale peut être problématique surtout lorsque le sol de la première couche a été compacté sous la ligne (sur-compactage). Dans ce cas, la quantité de sol nécessaire au remplissage du spécimen est insuffisante. De la même manière, un sous-compactage de la première couche entraîne une perte d'espace dans la couche supérieure et une partie du sol ne peut être placé. Dans les deux cas, la masse volumique visée n'est pas atteinte et n'est pas répartie uniformément dans tout le spécimen. Il est également important de s'assurer que la surface du spécimen final est au même niveau que le double fond.

L'énergie de compactage est fonction de la masse volumique visée. Pour les densités minimales, les sols ont été placés sans compactage mécanique. Un simple tamponnement manuel des couches et un arasage de la surface ont été suffisants. Pour les densités supérieures, une pilonneuse (voir fig. 3.8(a)) a été utilisée. Cette méthode de compactage est suggérée pour les matériaux pulvérulents qui tendent à se ré-agencer lorsque soumis à des vibrations. Lors du compactage mécanique, une plaque de métal d'une surface supérieure à la superficie du spécimen a été utilisée pour emmener le sol au niveau final du faux-fond. Pour les sols placés manuellement, un rouleau métallique a été utilisé pour araser le spécimen à la cote finale. L'utilisation d'une règle à araser a été proscrite car elle provoquait une ségrégation des particules à la surface et donc une non-uniformité de la face soumise à l'écoulement.

Chaque mélange a été mis en place à trois niveaux de compactage différents. Les

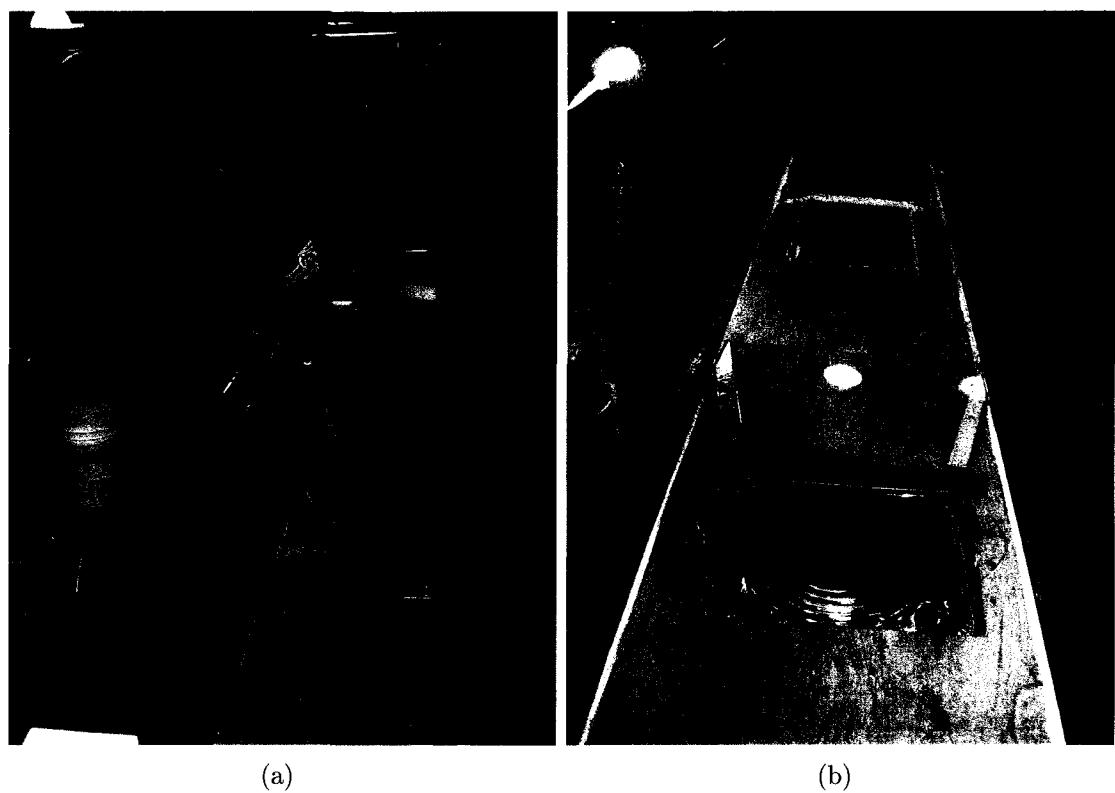


FIG. 3.8 Déroulement des expériences : (a) compactage et (b) spécimen et zone de récolte des sédiments

masses volumiques utilisées ont été choisies à l'intérieur de la zone délimitée par les masses volumiques minimales et maximales de l'essai à la table vibrante (voir annexe III.2.2). La teneur en eau utilisée est voisine de la teneur optimale de l'essai Proctor (voir fig. 3.6). Les caractéristiques retenues sont présentées aux tableau 3.2. La masse volumique minimale utilisée $\rho_s \text{ min}$ est supérieure à celle obtenue lors de l'essai à la table vibrante car cette masse volumique, étant trop faible, provoque un affaissement des spécimens lors de la saturation. Donc, une masse volumique entre le minimum et l'optimum Proctor a été utilisée. De même, le maximum $\rho_s \text{ max}$ est une valeur supérieure à l'optimum mais inférieure à la valeur maximale possible car celle-ci n'était pas atteignable avec les moyens mécaniques disponibles.

	<i>FIN</i>	<i>MOYEN</i>	<i>GROSSIER</i>
w (%)	11	10	9
ρ_s min (kg/m^3)	1765	1900	1840
ρ_s opt (kg/m^3)	1975	2050	2150
ρ_s max (kg/m^3)	2050	2110	2200

TAB. 3.2 Teneurs en eau et masses volumiques sèches visées

3.3.3 L'essai

Mise en eau

La mise en eau du canal et la saturation du spécimen se fait sur une période variant entre 30 minutes et 1 heure et demi. Un faible débit (quelques litres par seconde) est admis dans le canal à partir du réservoir à niveau constant pour toute cette durée. Avant que l'eau n'atteigne le spécimen, celui-ci et ses environs sont aspergés pour minimiser l'impact de l'arrivée du front de remplissage. Ce dernier peut éroder la surface du sol s'il se propage sur fond sec.

Démarrage

Une fois le canal rempli et les conditions d'écoulement stabilisées (débit entrant = débit sortant), l'essai peut débuter. La pompe est mise en marche et le débit est progressivement augmenté jusqu'au débit initial souhaité. Le tout se fait en gardant un niveau d'eau raisonnablement élevé dans le canal (porte aval remontée) pour minimiser l'impact de la transition sur le spécimen. En effet, pour un débit donné, plus la hauteur d'eau est élevée, plus la vitesse moyenne d'écoulement est

faible et moins les risques d'érosion sont grands.

Ajustement de la contrainte

Les contraintes de cisaillement à appliquer sont choisies avant l'essai. Pour chaque contrainte, quelques combinaisons possibles de débits et de profondeurs sont calculées à partir du système formé des équations 1.11, 1.18 et 1.23. On retient un couple Q/h pour chaque contrainte en priorisant les profondeurs entre 25 et 40 cm car, à des hauteurs d'eau inférieures, les vitesses sont trop importantes et peuvent nuire aux manipulations (ex. récolte des sédiments transportés). Par exemple, pour une contrainte de $1,25 \text{ N/m}^2$, les valeurs de (Q, h) illustrées à la figure 3.9 sont possibles. On retient ici une des profondeurs de la zone verte, soit 30,43 ou 35,95 cm et son débit correspondant.

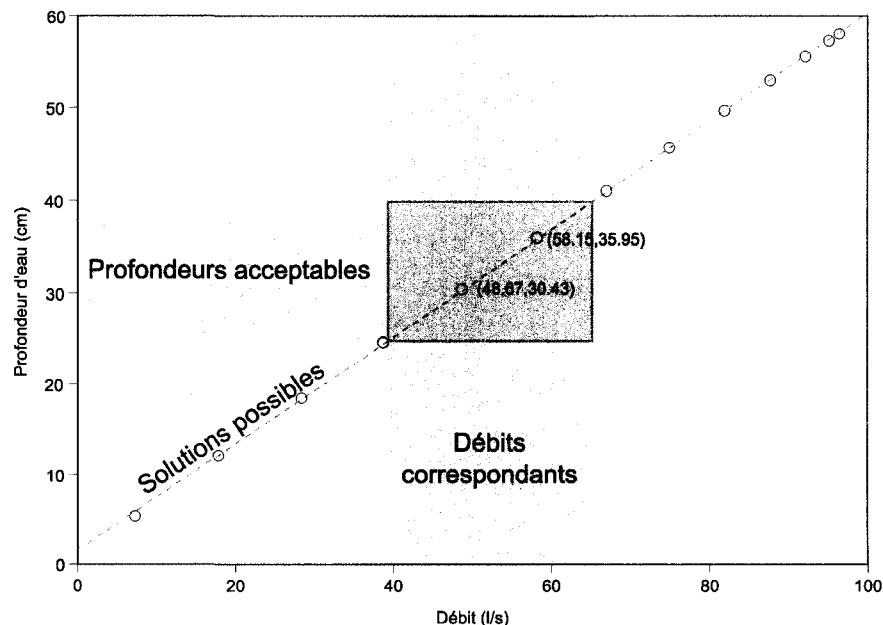


FIG. 3.9 Combinaisons (Q, h) possibles pour une contrainte de 1.25 N/m^2

La contrainte de cisaillement est appliquée en fixant d'abord le débit au moyen de la vanne manuelle tout en maintenant la porte aval à son niveau maximal. Une fois l'écoulement stabilisé, la porte est graduellement abaissée au rythme d'environ 3 mm/s jusqu'à la profondeur d'eau désirée. Cette condition d'écoulement est maintenue constante pour la durée du prélèvement du débit solide, après quoi la porte est graduellement remontée jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de transport solide visible. On répète l'étape pour le nombre de contraintes de cisaillement à l'étude.

Lors de l'essai à contrainte fixe, une seule contrainte de cisaillement est maintenue constante durant toute l'expérience. Pendant ce temps, des assiettes sont prélevées à des intervalles de temps prédéterminés. Lors des premiers tests on a remarqué que le débit solide diminuait très rapidement dans les premières minutes et se stabilisait par la suite. Les prélèvements sont donc plus fréquents au début (toutes les 30 secondes) et s'espacent par la suite (jusqu'à environ 10 min.). L'essai dure de 25 à 30 minutes et une douzaine d'assiettes sont prélevées. Un schéma explicatif du déroulement de l'essai est présenté à la figure 3.12.

Récolte des sédiments transportés

La deuxième ouverture aménagée dans le canal (voir fig. 3.8(b)) sert à récolter les sédiments transportés par charriage durant l'application d'une contrainte donnée. Une dizaine d'assiettes d'aluminium y sont disposées au début de l'essai. Après chaque application de contrainte, l'assiette supérieure est retirée et mise à sécher.

La mise en place de la contrainte de cisaillement passe par l'abaissement progressif de la porte et résulte en un écoulement transitoire. Il n'est pas souhaitable de récolter les sols durant cette période car on s'intéresse au transport en régime permanent et uniforme. Il est donc d'usage d'attendre la stabilisation du niveau

d'eau avant d'entreprendre toute mesure. La durée de l'abaissement du niveau d'eau est fonction de l'intensité de la contrainte désirée. Pour les plus fortes contraintes, le temps de stabilisation est plus long car le niveau d'eau à atteindre, pour un même débit, est plus faible. Dès que les conditions semblent constantes (niveau d'eau stabilisé), l'assiette supérieure contenant le sol érodé durant de la phase transitoire est retirée et l'échantillonnage, c.-à-d. le remplissage de l'assiette suivante et son chronométrage, peut commencer.

La durée d'échantillonnage est un facteur très sensible lors de l'évaluation du débit solide. La quantité de matériel à éroder étant finie, il n'y a pas de transport sédimentaire en équilibre¹ et ce, malgré le fait que l'écoulement liquide soit permanent². On observe donc après un certain temps que la quantité de sédiments récoltés décroît. Théoriquement, pour les lits à granulométrie non-uniforme, on associe ce phénomène au « pavage ». Les petites particules sont emportées plus facilement que les grandes ce qui provoque un tri granulométrique. Cette accumulation résiduelle des grosses particules, lorsque les petites sont érodées, résulte en une couche stable qui protège les sédiments sous-jacents. Il est donc normal qu'après un temps de l'ordre de 10 à 20 minutes, selon la contrainte appliquée, le transport solide s'estompe. On dit alors que le sol a atteint un état d'équilibre, pour les conditions d'écoulements (voir la figure 3.10).

On s'intéresse principalement au transport issu d'un spécimen non-pavé. Il est donc important d'échantillonner uniquement durant les premières minutes lorsque le transport est important et de relaxer la contrainte appliquée tout de suite après. Ainsi, on évite de paver le spécimen prématûrement et celui-ci peut-être utilisé pour une contrainte supérieure. Une trop longue durée de récolte engendre une sous-estimation du débit solide. Lors des essais, les temps d'échantillonage ont été

¹débit solide entrant = débit solide sortant

²débit liquide entrant = débit liquide sortant

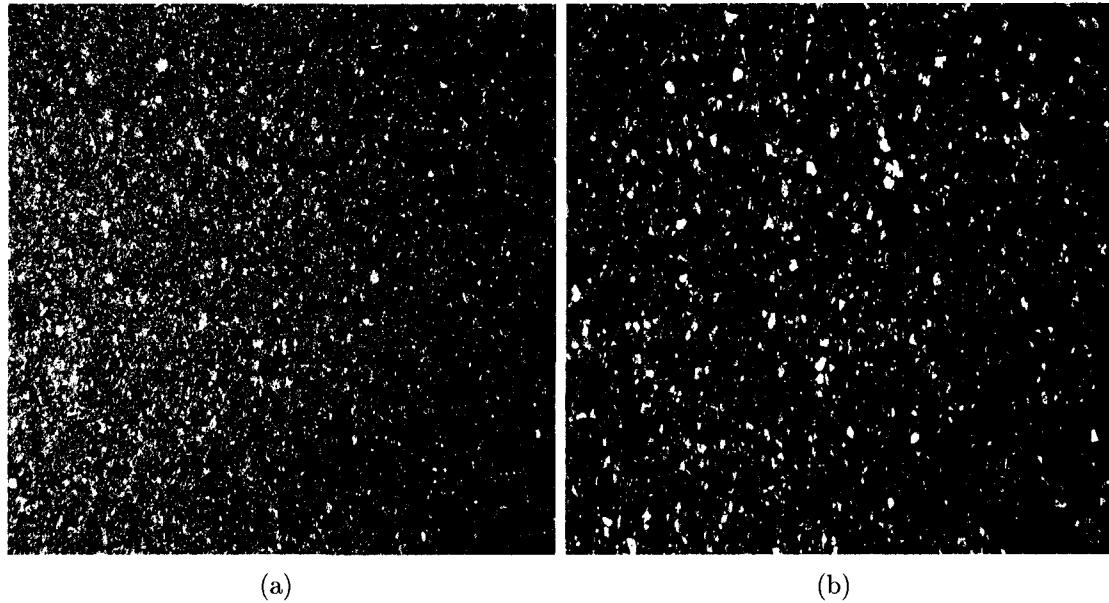


FIG. 3.10 Pavage du mélange *FIN* : (a) état initial et (b) état final

déterminés en fonction de la contrainte de cisaillement appliquée. Pour de fortes contraintes, le pavage intervient beaucoup plus rapidement. Ainsi, l'échantillonnage se fait pour des périodes de plus en plus courtes au fur et à mesure de l'augmentation de la contrainte.

Mesures

Durant les essais, quatre quantités sont mesurées à répétition. La charge du déversoir parabolique est lue à l'aide d'un limnimètre à pointe droite installé dans un puits latéral. Cette hauteur d'eau permet de calculer le débit à partir de l'équation de tarage du déversoir (voir annexe II.2). La profondeur d'eau dans le canal est mesurée au droit du spécimen avec un limnimètre à pointe droite également. Les temps de remplissage des assiettes sont saisies sous forme de journal ainsi que les manipulations entourant l'essai (ex. modification du débit, niveau, temps de saturation, etc.). Finalement, la température de l'eau est enregistrée. L'incertitude sur

chaque mesure ainsi que l'incertitude globale sur d'autres paramètres calculés est traitée en détail à l'annexe II.4.

3.3.4 Caractérisation des sols transportés

Les assiettes contenant les sols transportés sont mises à sécher immédiatement après un essai. Le séchage est accompli selon la norme ASTM D2216-05, c'est-à-dire jusqu'à masse constante du sol (ASTM, 2005). Généralement, ce critère est respecté après une douzaines d'heures car les quantités récoltées ne dépassent jamais 100 g. Malgré tout, la pesée est effectuée environ 16 heures après l'essai. Une analyse granulométrique du contenu de chaque assiette est également réalisée (ASTM, 1998a).

3.3.5 Analyse de résultats

Après une expérience complète on dispose de l'information suivante : les débits et profondeurs d'eau utilisés pour chaque contrainte, la masse de sol transporté et la durée d'échantillonage de chaque assiette. Ces données sont traitées en deux étapes. Dans un premier temps, on effectue la correction de paroi sur la contrainte de cisaillement mesurée (voir sec. 1.1.6). La vitesse moyenne, le débit solide total et le débit solide par fraction granulométrique sont également calculés. À partir de ces valeurs, il est ensuite possible de mettre en graphique le débit solide par rapport à la contrainte de cisaillement ou par rapport à la vitesse moyenne. À cette étape de l'analyse, il est déjà possible de comparer le comportement des mélanges entre eux selon le type de sol et le niveau de compactage.

Dans un deuxième temps, les valeurs critiques de vitesse et de contrainte de cisaillement sont déterminées par extrapolation. Celles-ci peuvent ensuite être comparées

à tout critère de mise en mouvement basé sur U ou τ . Deux critères ont été retenus pour cette étape : le critère de Shields-Yalin, basé sur la contrainte de cisaillement et le critère de Yang qui dépend de la vitesse moyenne.

Pour les essais à contrainte fixe, l'analyse des données récoltées consiste principalement à mettre en graphique le débit solide q_s par rapport au temps. L'allure de la relation graphique obtenue est essentiellement la même d'un essai à l'autre. Aussi, on étudie l'influence du compactage, de la contrainte appliquée et du type de mélange sur la forme de cette courbe. Le schéma de l'analyse des résultats est présenté à la figure 3.11.

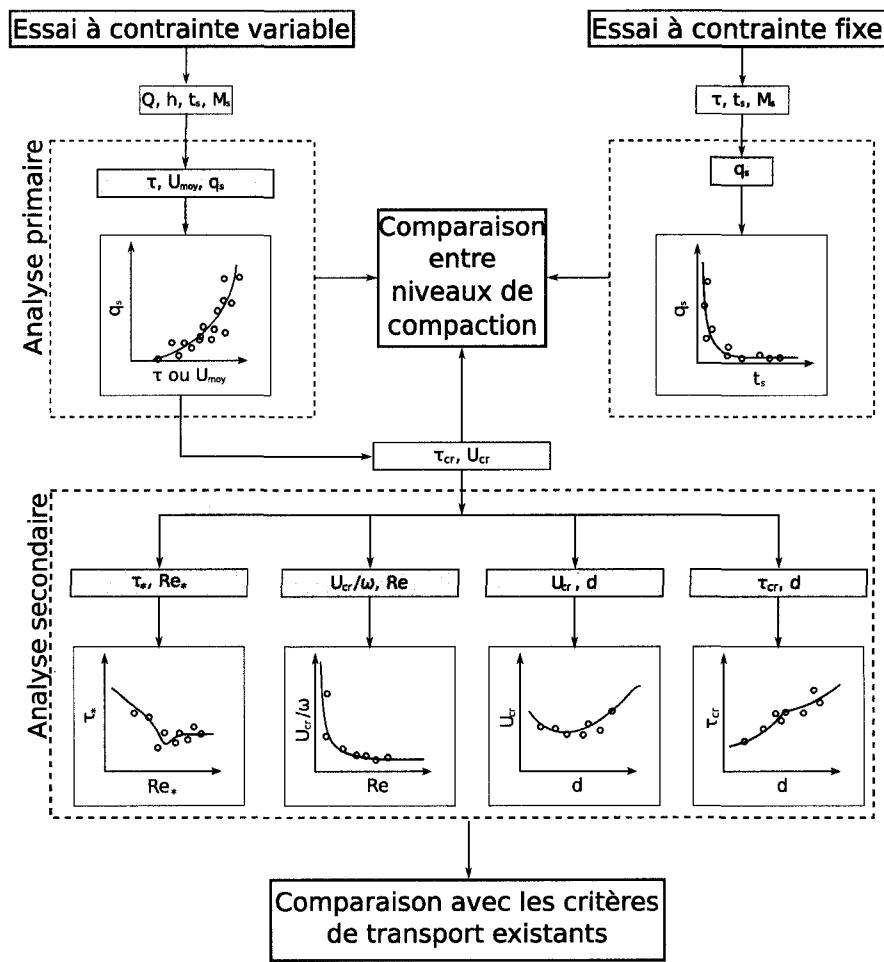


FIG. 3.11 Organigramme de l'analyse des résultats

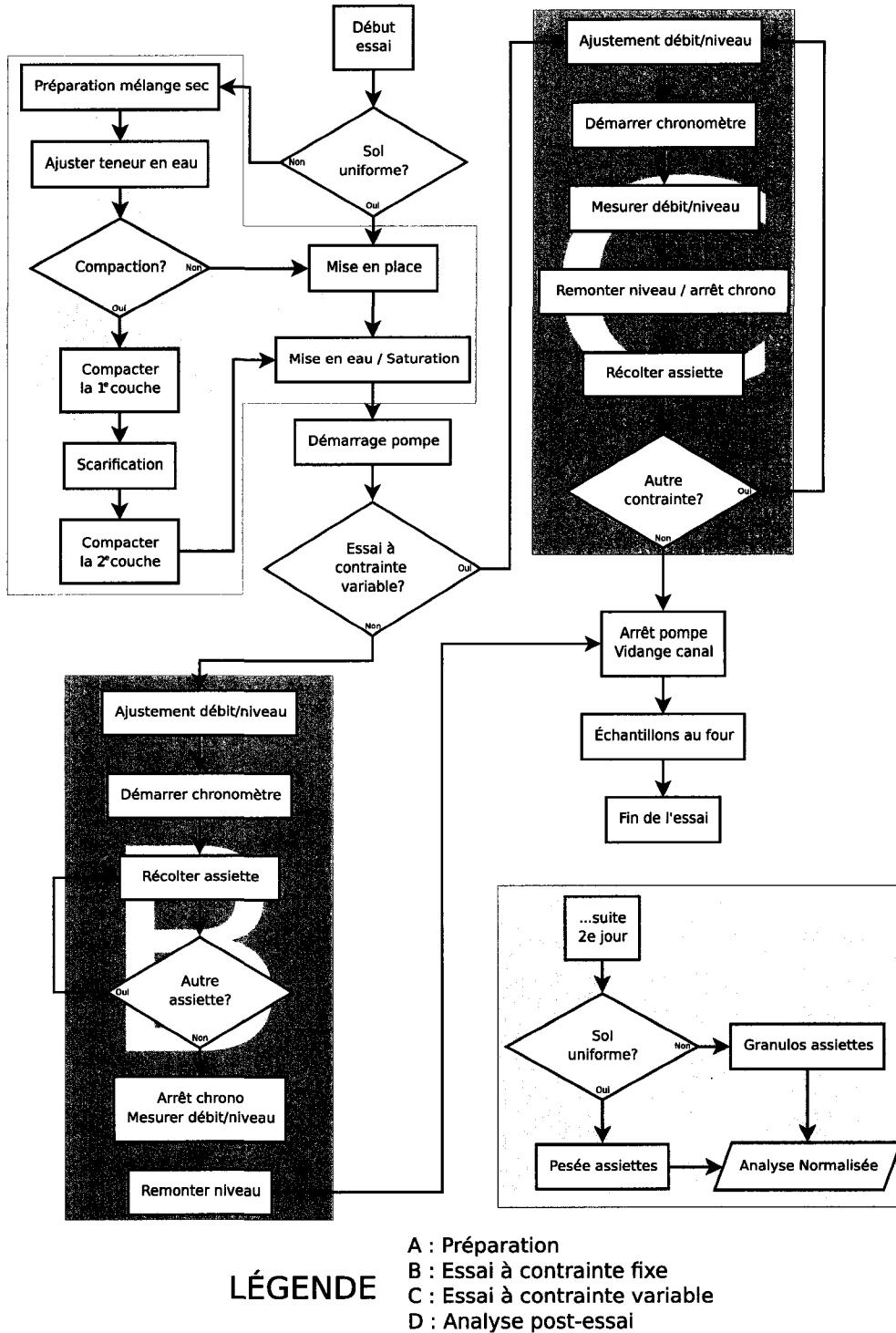


FIG. 3.12 Organigramme du protocole expérimental

CHAPITRE 4

RÉSULTATS ET VALIDATION

Durant la phase expérimentale de ce projet, 69 essais ont été réalisés. Le chapitre qui suit présente les principaux résultats selon le type d'essai et l'objectif visé. L'exposé est divisé en trois parties. Dans un premier temps, les résultats obtenus lors des essais sur des matériaux uniformes sont exposés et les seuils de mise en mouvement de ces sols sont comparés aux critères de Shields-Yalin et de Yang, ceci dans le but de valider le protocole expérimental utilisé et d'évaluer la sensibilité de ces critères. Par la suite, les principales tendances observées lors des essais à contrainte variable sur sols compactés sont présentées. On met l'accent particulièrement sur les seuils critiques de mise en mouvement (τ_{cr} , U_{cr}) et sur l'influence du type de sol utilisé. Finalement, on fait état des observations faites lors des essais à contrainte fixe. On présente les graphiques de l'évolution temporelle du débit solide ainsi que les masses totales transportées par type de sol, masse volumique et contrainte appliquée.

4.1 Validation de la méthode de travail : sols non-compactés

Au total, 18 essais sur des matériaux uniformes ont été réalisés selon le protocole à contrainte variable proposé au chapitre précédent. Cette étape du travail a permis de valider la méthode de mesure du débit solide et l'extrapolation des valeurs critiques (τ_{cr} , U_{cr}). De plus, la sensibilité et la validité des critères de mise en mouvement de Shields-Yalin et de Yang ont pu être évaluées.

La figure 4.1(a) montre, pour chaque sol, les débits solides mesurés en fonction de la contrainte de cisaillement ainsi que les régressions non-linéaires du type $q_s =$

$a(\tau - \tau_{cr})^b$. On y observe notamment la tendance selon laquelle plus un sol est grossier, plus la contrainte qui le mettra en mouvement doit être élevée. Les débits solides mesurés en fonction de la vitesse moyenne sont également présentés à la figure 4.1(b). Les valeurs critiques de mise en mouvement sont compilées au tableau 4.1 ainsi que les groupes adimensionnels d_{*cr} , τ_{*cr} , Re_{*cr} et V_{cr}/ω .

Sol	d_{50} [mm]	τ_{cr} [N/m ²]	V_{cr} [m/s]	d_{*cr} [-]	τ_{*cr} [-]	Re_{*cr} [-]	V_{cr}/ω [-]
#0*	0.91	0.44	0.29	23.13	0.030	19.24	2.71
#1*	1.06	0.55	0.35	27.25	0.032	25.71	2.55
#2*	1.88	0.94	0.43	47.65	0.031	58.07	2.17
#3*	2.2	1.07	0.46	55.97	0.030	73.03	2.12
#4*	3.57	1.16	0.49	90.77	0.020	122.73	1.73
2.5-5.0**	4.36	1.47	0.56	112.65	0.020	167.39	1.36

* Appellations standards des sables uniformes FILTERSIL (voir annexe III)

** Appellation officielle du gravier de carrière 2.5-5.0 mm (voir annexe III)

TAB. 4.1 Valeurs critiques de mise en mouvement des sols uniformes

Nos points expérimentaux sont superposés aux critères de mise en mouvement de Shields-Yalin et de Yang aux figures 4.2 et 4.3. Une comparaison directe des valeurs mesurées et calculées est également faite pour chaque critère. À titre indicatif, la régression suggérée par Da Silva et Bolisetti (2000) est utilisée comme référence (trait plein à la fig. 4.2(a)) pour la relation de Shields-Yalin, puisqu'il n'existe pas de fonction analytique pour ce critère. La moyenne des erreurs absolues des points historiques répertoriés sur ce diagramme est de 0.032 alors que celle relevée lors de nos essais est de 0.016. De plus, on remarque que la régression de Da Silva et Bolisetti (2000) surestime systématiquement la contrainte adimensionnelle (voir fig. 4.2(b))). Malgré tout, nos points se situent à l'intérieur de l'enveloppe des points expérimentaux.

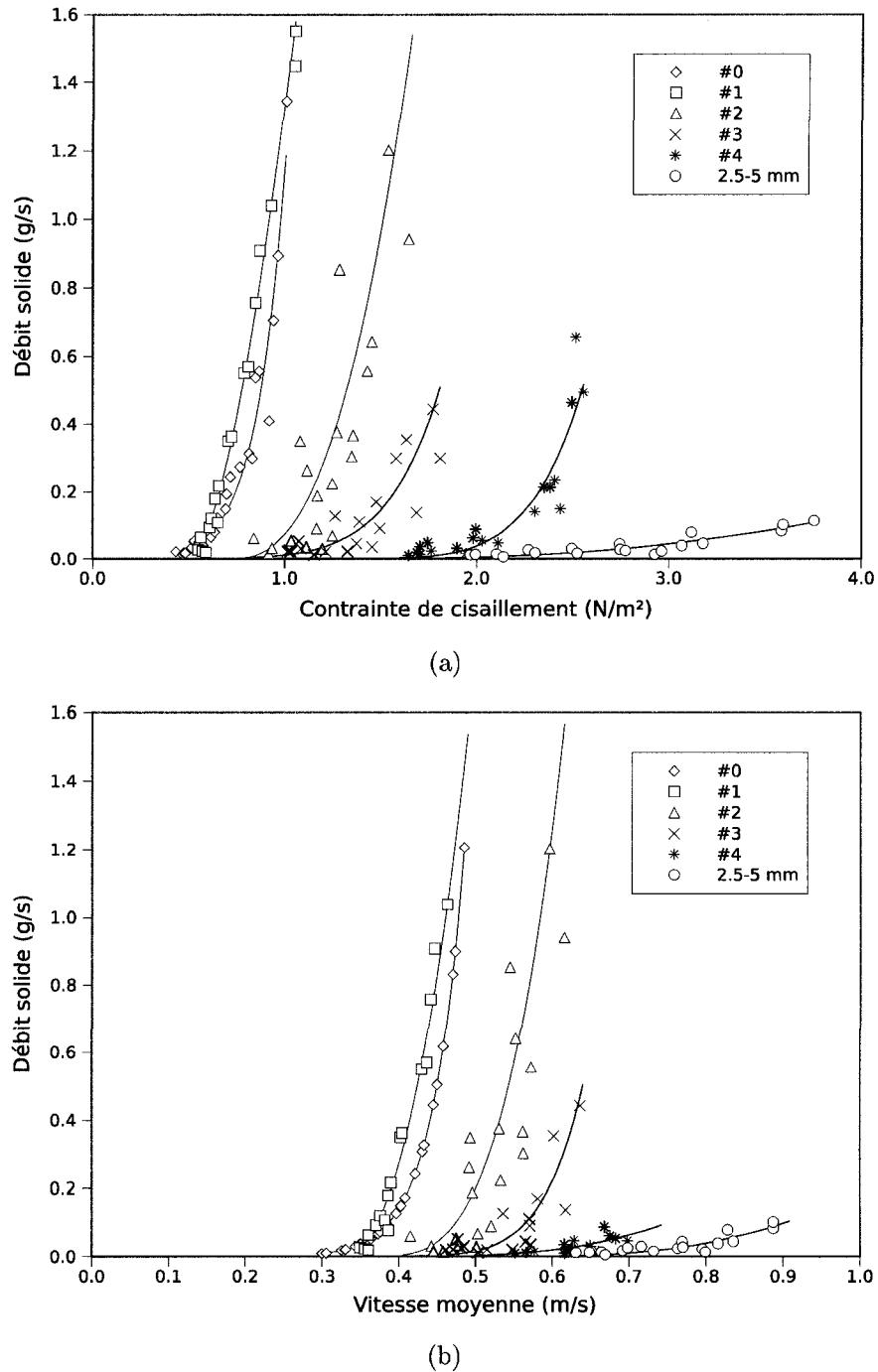


FIG. 4.1 Transport solide des matériaux uniformes : a) en fonction de la contrainte de cisaillement et b) en fonction de la vitesse moyenne

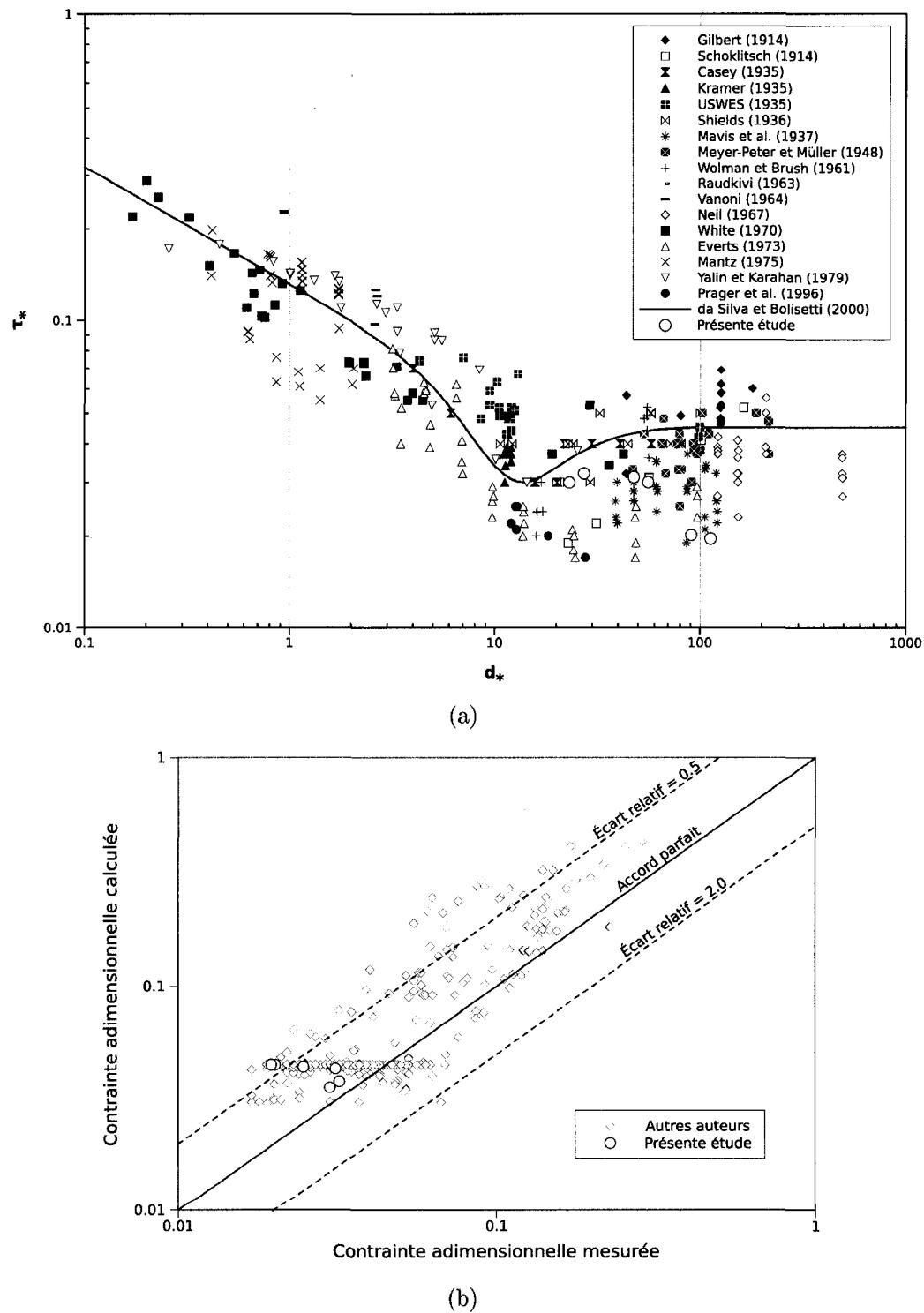


FIG. 4.2 Validation du critère de Shields-Yalin : a) points expérimentaux et b) comparaison directe des valeurs mesurées et calculées

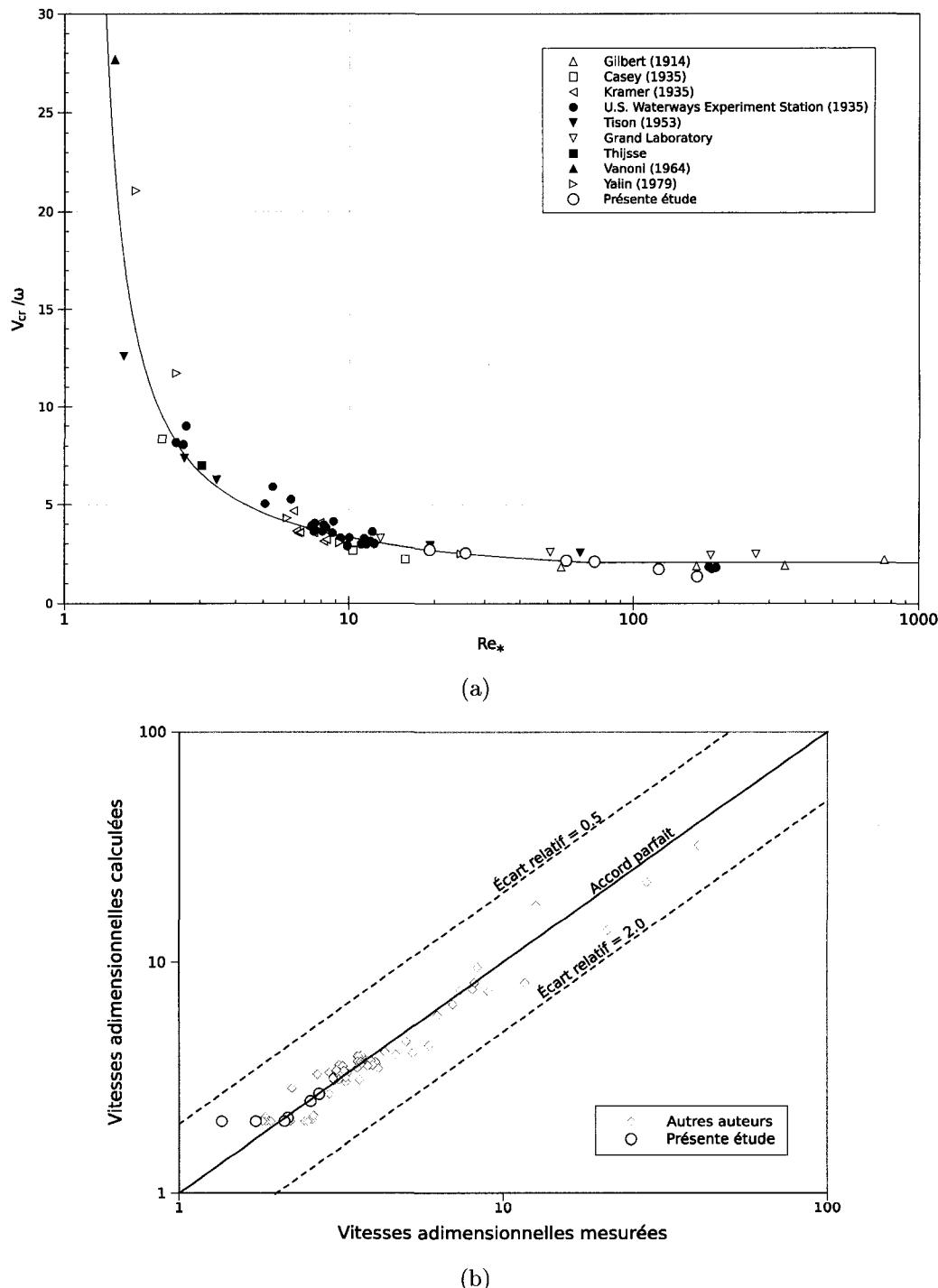


FIG. 4.3 Validation du critère de Yang : a) points expérimentaux et b) comparaison directe des valeurs mesurées et calculées

La comparaison directe par rapport à la relation analytique de Yang est également présentée à la figure 4.3(b). La moyenne des erreurs absolues des points mesurés par d'autres auteurs est de 0.79 alors que celle obtenue suite à nos essais est de 0.24. Les points mesurés se situent tous à l'intérieur des écarts relatifs. De plus, le groupe V_{cr}/ω montre une nette amélioration de la prédiction du mouvement, par rapport à la contrainte adimensionnelle, τ_* .

À la lumière des erreurs absolues obtenues, le protocole expérimental semble apte à identifier le début du mouvement pour des sols quasi-uniformes et ce, à l'intérieur des écarts types pour le diagramme de Yang et des points expérimentaux, pour le diagramme de Shields-Yalin.

4.2 Essais sur sols compactés

Le nombre total des essais réalisés sur les sols compactés est de 51; soit 30 à contrainte fixe et 21 à contrainte variable. Ce nombre n'est pas équitablement réparti parmi les trois mélanges utilisés ($MOYEN = 24$, $FIN = 14$, $GROSSIER = 13$). L'emphase a été mise principalement sur le mélange *MOYEN* puisque celui-ci est le plus représentatif du fuseau modifié (voir fig. 3.3). Ce mélange a été étudié pour trois masses volumiques différentes : l'optimum Proctor et deux autres densités inférieures et supérieures. Quant aux sols *FIN* et *GROSSIER*, ils ont été compactés aux masses volumiques minimales et optimales seulement ; le maximum n'étant pas atteignable avec les ressources mécaniques disponibles. Chaque essai, pour une masse volumique donnée, a été répété trois fois dans des circonstances similaires (température de l'eau, incrément de la contrainte de cisaillement, etc.), ce qui explique le nombre important d'essais réalisés et le temps passé au laboratoire (près de deux jours par essai).

4.2.1 Essais à contrainte variable

Les figures 4.4 à 4.6 montrent les débits solides mesurés en fonction de la contrainte de cisaillement pour chaque mélange, ainsi que les régressions non-linéaires du type $q_s = a(\tau - \tau_{cr})^b$ utilisées pour identifier les valeurs critiques. Les débits solides en fonction de la vitesse moyenne sont également présentés aux figures 4.7 à 4.9. Les relations obtenues sont classées par masse volumique sèche atteinte (*min*, *opt*, *max*). Celle-ci peut différer légèrement de la masse volumique visée (tab. 3.2) car elle est dépendante de la teneur en eau. Un exemple de calcul d'incertitude sur les résultats des figures 4.4 à 4.6 est présenté à l'annexe II.4.

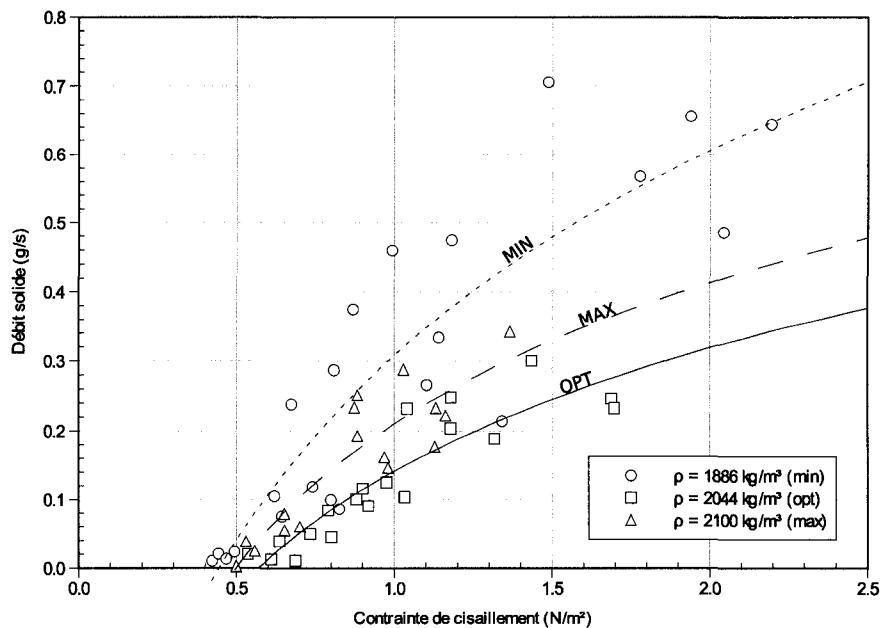


FIG. 4.4 Contrainte de cisaillement vs. débit solide pour trois niveaux de compactage du sol *MOYEN*

Pour les trois mélanges, on observe une contrainte critique plus élevée pour la masse volumique optimale. Par exemple, le sol *MOYEN* compacté à l'optimum Proctor (*opt*) s'érode beaucoup moins que le même sol non-compacté (*min*) ou plus compacté (*max*). Ces relations sont distinctes pour toutes les contraintes de

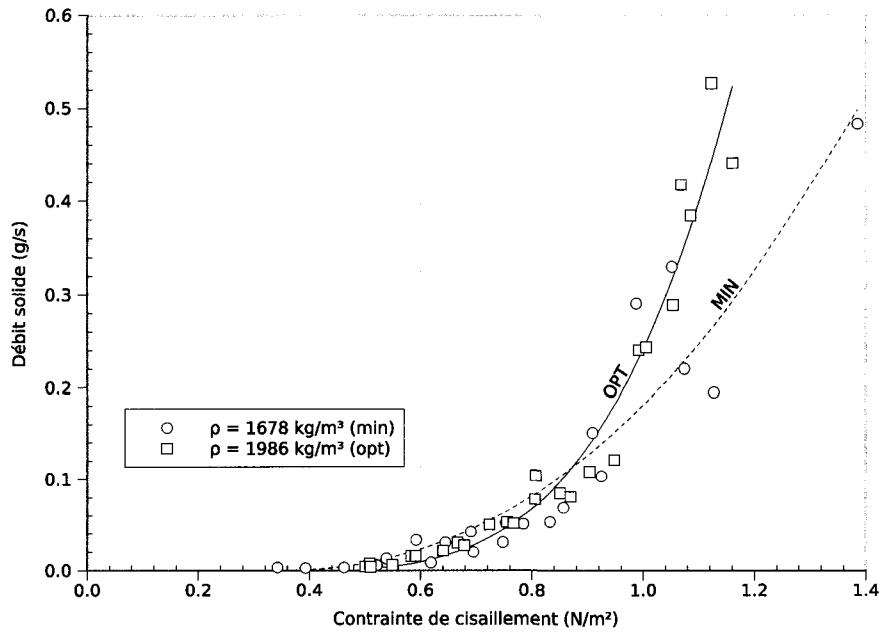


FIG. 4.5 Contrainte de cisaillement vs. débit solide pour deux niveaux de compactage du sol *FIN*

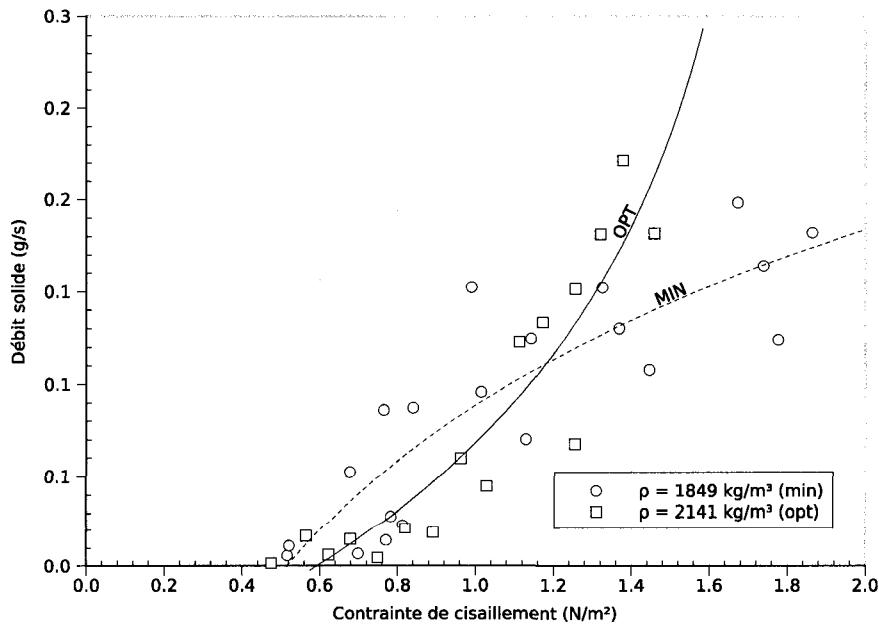


FIG. 4.6 Contrainte de cisaillement vs. débit solide pour deux niveaux de compactage du sol *GROSSIER*

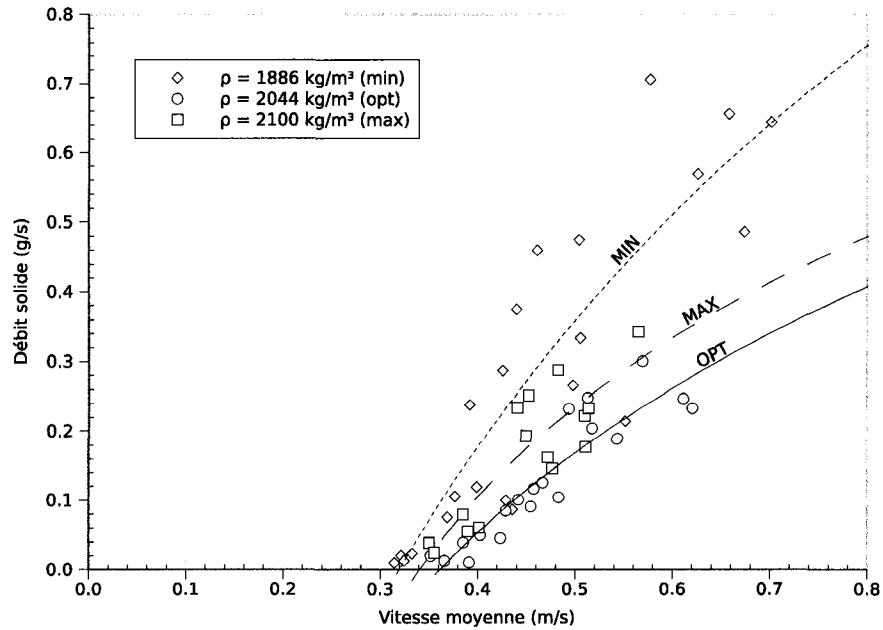


FIG. 4.7 Vitesse moyenne vs. débit solide pour trois niveaux de compactage du sol
MOYEN

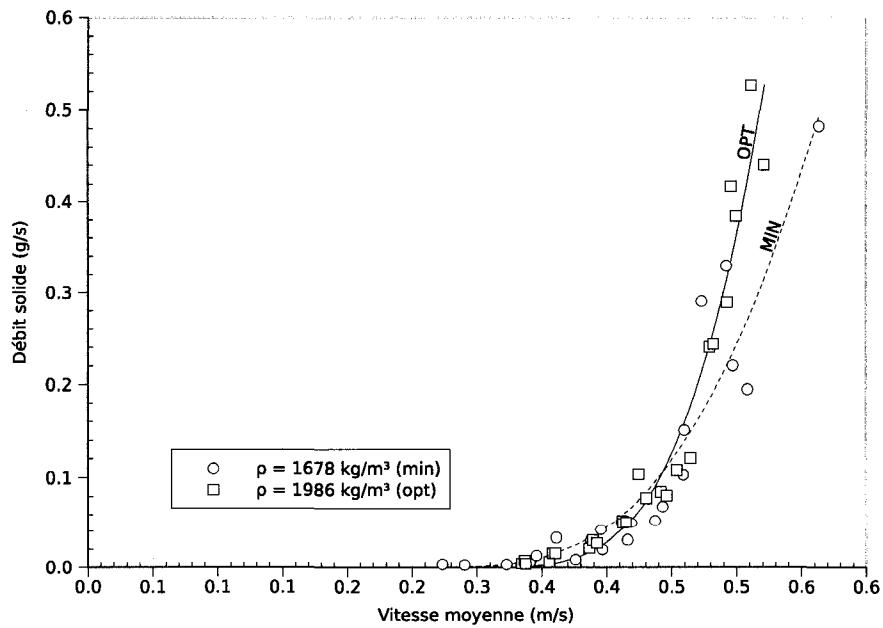


FIG. 4.8 Vitesse moyenne vs. débit solide pour deux niveaux de compactage du sol
FIN

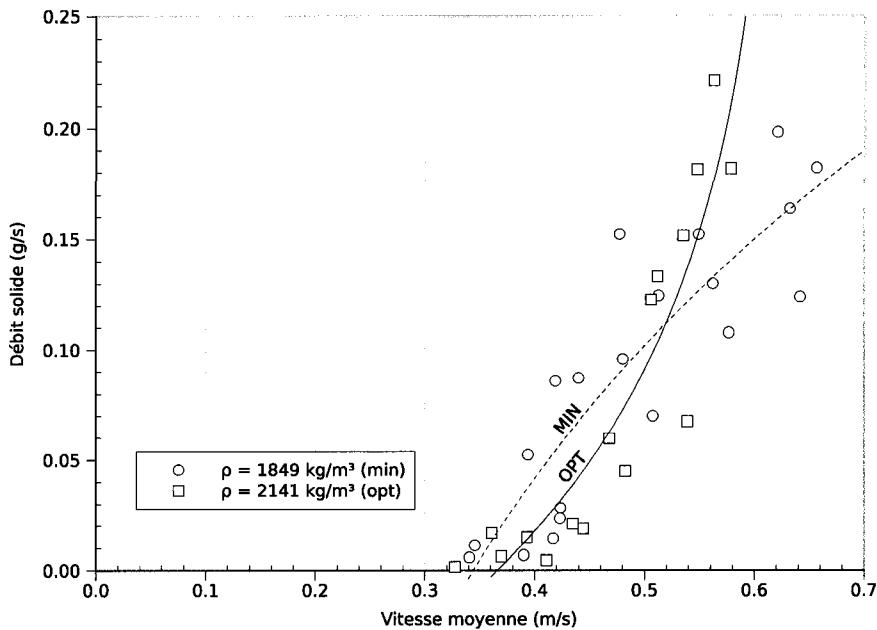


FIG. 4.9 Vitesse moyenne vs. débit solide pour deux niveaux de compactage du sol *GROSSIER*

cisaillement étudiées. Les sols *FIN* et *GROSSIER* montrent, pour leur part, un croisement des courbes *min* et *opt*, ce qui semble suggérer une perte de résistance du sol à l'optimum une fois que son érosion est entamée et que les contraintes de cisaillement sont plus élevées. Les valeurs critiques de ces essais sont résumées au tableau 4.2 ainsi que les groupes adimensionnels $d_{* cr}$, $\tau_{* cr}$, $Re_{* cr}$ et V_{cr}/ω .

Les points superposés aux critères de Shields-Yalin et de Yang sont présentés aux figures 4.10 et 4.11, respectivement. On y remarque une relation distincte pour chaque niveau de compactage, l'optimum Proctor (*opt*) se situant au-dessus du minimum non-compacté (*min*). Ceci suggère que les sols compactés à l'optimum ont un seuil de mobilité plus élevé que ceux qui n'ont pas été compactés. De plus, l'écart entre ces relations diminue avec l'augmentation du diamètre adimensionnel (Shields-Yalin) et du nombre de Reynolds adimensionnel (Yang) ce qui laisse penser que les effets bénéfiques du compactage sont moins importants plus le diamètre d'un sol augmente. Les sols plus grossiers ayant déjà un seuil de mouvement très

Type	d_{50} [mm]	ρ_s kg/m ³	τ_{cr} [N/m ²]	V_{cr} [m/s]	d_{*cr} [-]	τ_{*cr} [-]	Re_{*cr} [-]	V_{cr}/ω [-]
Fin	0.61	1678	0.35	0.29	15.13	0.033	10.76	3.51
Fin	0.61	1986	0.47	0.33	15.49	0.045	12.92	4.20
Moyen	1.23	1886	0.43	0.32	32.47	0.020	26.43	2.29
Moyen	1.23	2044	0.55	0.36	31.49	0.026	28.48	2.59
Moyen	1.23	2100	0.50	0.34	32.18	0.022	27.04	2.35
Grossier	1.96	1849	0.52	0.34	51.16	0.015	45.45	1.82
Grossier	1.96	2141	0.59	0.37	51.75	0.018	49.48	1.96

TAB. 4.2 Valeurs critiques de mise en mouvement selon le type de sol et le niveau de compactage

élevé, celui-ci n'est pas significativement rehaussé par le compactage. De plus, il est possible que ces sols se dégradent lorsque compactés, ce qui se solde par une granulométrie plus fine et donc plus facilement érodable. Finalement, on remarque que les courbes déduites expérimentalement (en tirets) semblent s'accorder davantage avec le critère de Yang qu'avec celui de Shields-Yalin. Ceci confirme la tendance qui avait déjà été observée pour les sols uniformes.

4.2.2 Essais à contrainte fixe

Les essais à contrainte fixe ont permis d'étudier l'évolution temporelle de l'érosion d'un sol soumis à une contrainte de cisaillement constante. Cette évolution, pour les sols non-cohésifs étudiés, suit une tendance générale qui est quasi-asymptotique aux deux axes (débit solide et temps). Le débit solide est très important dans les premiers instants (débit de pointe), puis il se stabilise par la suite à une valeur plus faible. Pour des fins de comparaison, ces relations ont été interpolées et parfois

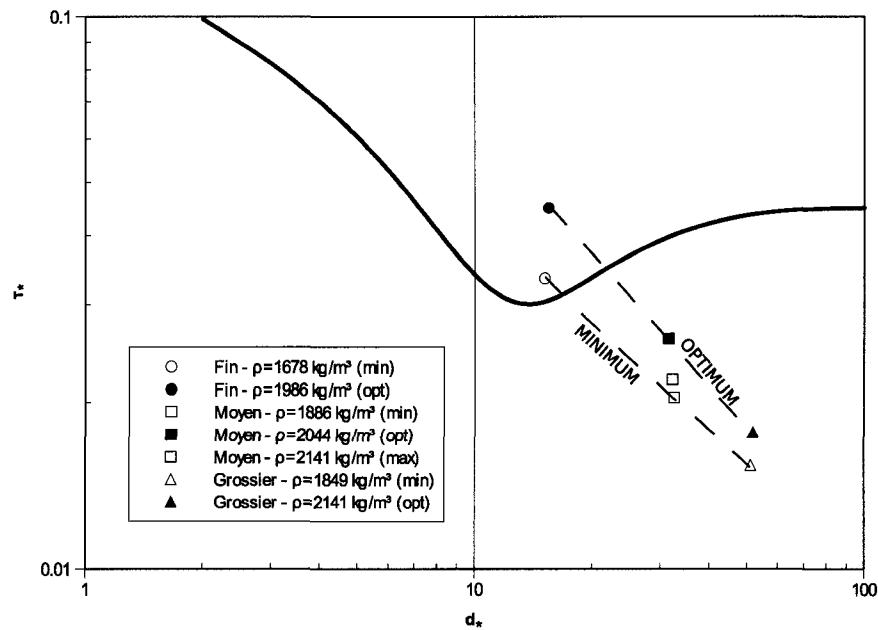


FIG. 4.10 Influence de la masse volumique sèche et du type de mélange sur le critère de mise en mouvement de Shields-Yalin

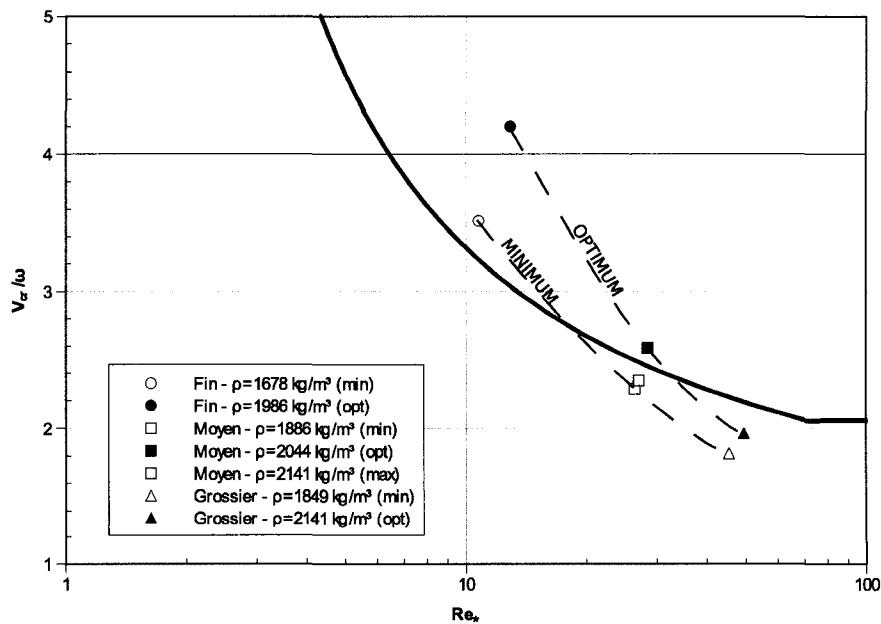


FIG. 4.11 Influence de la masse volumique sèche et du type de mélange sur le critère de mise en mouvement de Yang

extrapolées sur des valeurs fixes de contraintes (1 , 1.25 et 1.5 N/m^2). La figure 4.12 illustre cette procédure pour un essai réalisé sur le mélange *FIN*.

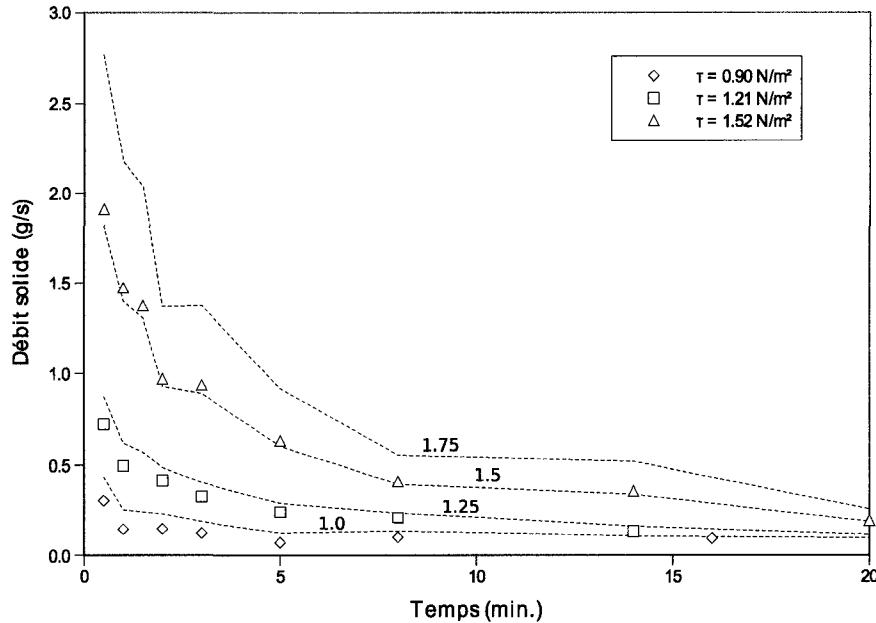


FIG. 4.12 Exemple d'interpolation et d'extrapolation des courbes de débit solide (mélange *FIN*)

Les figures 4.13 à 4.15 montrent l'évolution temporelle du débit solide pour les sols *MOYEN*, *FIN* et *GROSSIER* compactés à différentes masses volumiques et soumis à trois contraintes de cisaillement. Le mélange *MOYEN* compacté à l'optimum est beaucoup plus stable si on considère le débit de pointe. Celui-ci est deux fois plus faible que celui du sol non-compacté et ce, pour toutes les contraintes. Cependant, le débit solide diminue plus lentement pour le sol à l'optimum soumis à une forte contrainte (ex. 1.5 N/m^2) ce qui laisse penser que les quantités érodées pourraient être plus importantes.

La tendance contraire est observée pour le mélange *FIN*. Pour ce dernier, le débit solide de pointe semble augmenter avec la masse volumique pour toutes les contraintes étudiées. Finalement, le sol *GROSSIER* montre des tendances moins

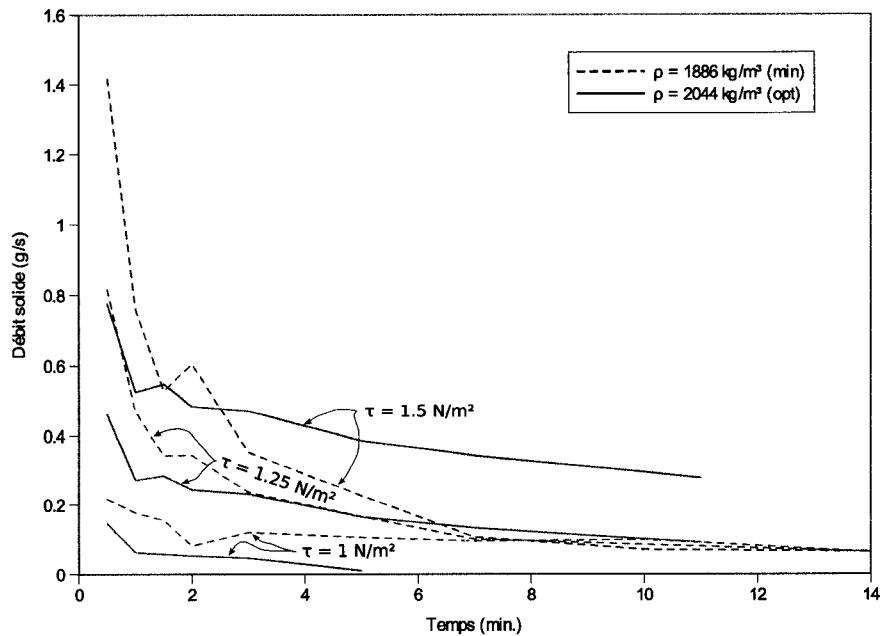


FIG. 4.13 Évolution temporelle du débit solide pour différentes contraintes de cisaillement et masses volumiques (mélange MOYEN)

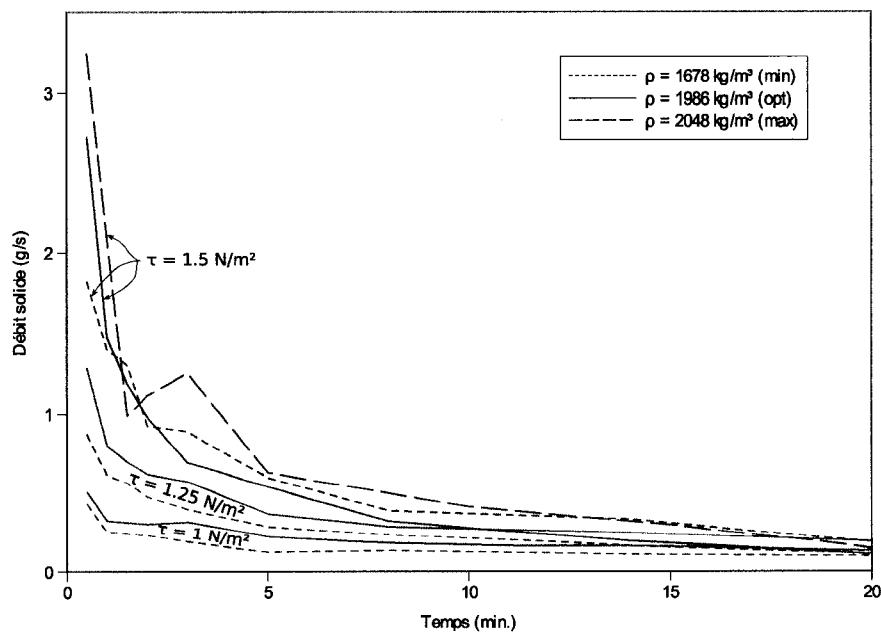


FIG. 4.14 Évolution temporelle du débit solide pour différentes contraintes de cisaillement et masses volumiques (mélange FIN)

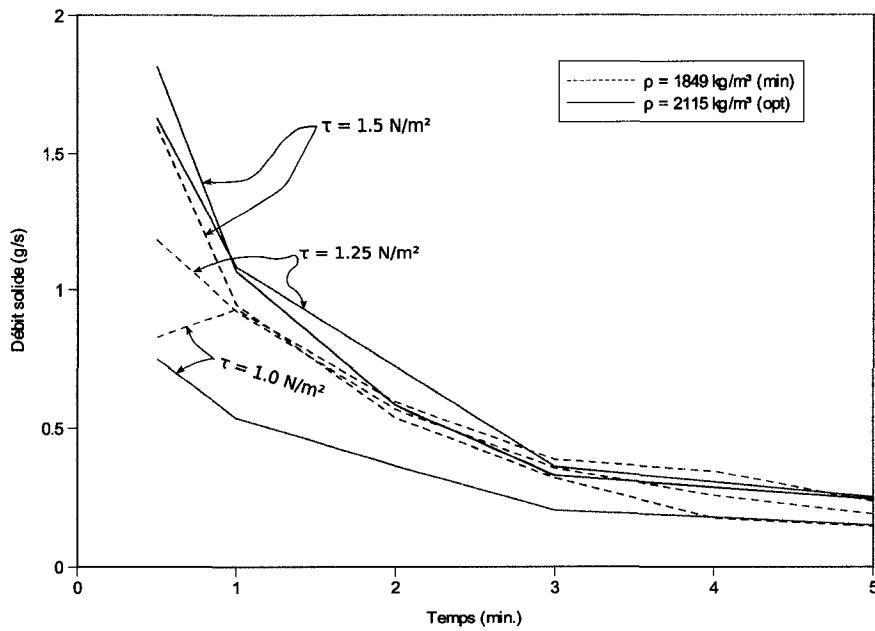


FIG. 4.15 Évolution temporelle du débit solide pour différentes contraintes de cisaillement et masses volumiques (mélange *GROSSIER*)

nettes, mais qui suggèrent tout de même que le sol à l'optimum est moins résistant à de fortes contraintes et plus stables pour les faibles contraintes. Il est également utile de remarquer ici que pour plusieurs des essais sur les mélanges *MOYEN* et *FIN*, le débit solide diminue rapidement, puis connaît une légère augmentation avant de continuer sur une note décroissante. Ceci peut s'expliquer par un phénomène de pavage en deux temps. D'abord, l'imposition initiale de la contrainte érode rapidement la couche superficielle du spécimen. Celui-ci atteint par la suite un certain équilibre, ce qui se solde par un premier creux vers $t = 2$ min. Visuellement, cet équilibre est composé de grains grossier retenus par une couche de particules plus fines. C'est l'érosion progressive des grains fins qui éventuellement déstabilise les grosses particules et on observe alors un débit solide plus important. Une fois les grains grossiers de cette couche érodés, le spécimen se stabilise en nouveau et le débit solide diminue. Cette deuxième pointe n'est pas observée pour le mélange *GROSSIER* justement parce que le pourcentage de grains fins y est faible et les

particules grossières sont exposées plus facilement à l'écoulement.

Les masses totales récoltées selon le mélange, la masse volumique et la contrainte de cisaillement appliquée sont illustrées aux figures 4.16 à 4.18. Les quantités sont normalisées sur des périodes de temps fixes ; 10 minutes pour le mélange *MOYEN* et 20 minutes pour les mélanges *FIN* et *GROISSIER*. On observe une nette augmentation de la masse érodée pour les sols compactés à l'optimum et soumis à une contrainte de 1.5 N/m^2 . Le même constat est fait pour la contrainte de 1.25 N/m^2 , sauf pour le mélange *MOYEN* où la variation est presque nulle. Finalement, pour la contrainte la plus faible (1 N/m^2), le bilan est plus mitigé car le sol érodé est moins important pour les mélanges *MOYEN* et *GROISSIER*. Cependant, le phénomène transitoire observé lors de la mise en place de la contrainte laisse penser que ces quantités ne sont pas aussi fiables que celles mesurées à des contraintes plus importantes car une quantité de sol importante n'est pas comptabilisée (voir la section suivante). Globalement, dans deux cas sur trois, l'augmentation de la masse volumique, et donc du niveau de compactage, se solde tout de même par une augmentation du sol érodé sur des périodes de temps équivalentes.

4.3 Autres observations

4.3.1 Influence du régime transitoire

Les variations temporelles du débit solide présentées à la section précédente suggèrent que la contrainte de cisaillement est appliquée au temps $t = 0$. Ce n'est pas exactement le cas. Dans la pratique il n'est pas possible de faire passer instantanément les conditions d'écoulement d'une contrainte de cisaillement quasi-nulle à une contrainte importante (supérieure à τ_{cr}). Il faut plutôt procéder à un abaissement graduel du niveau d'eau qui peut durer de 30 secondes à 1 minute. Durant cette

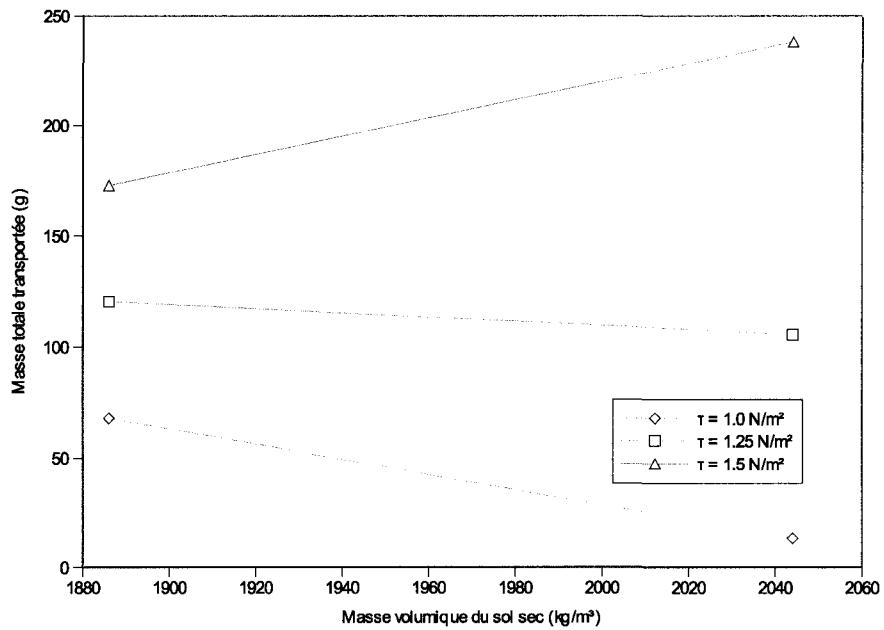


FIG. 4.16 Masses totales érodées pour différentes contraintes et masses volumiques (mélange MOYEN sur 10 min.)

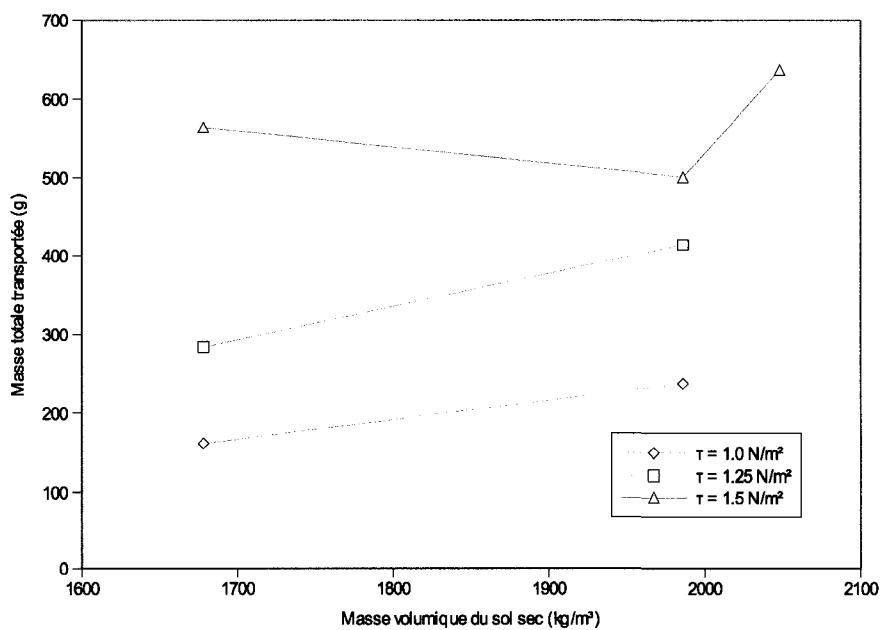


FIG. 4.17 Masses totales érodées pour différentes contraintes et masses volumiques (mélange FIN sur 20 min.)

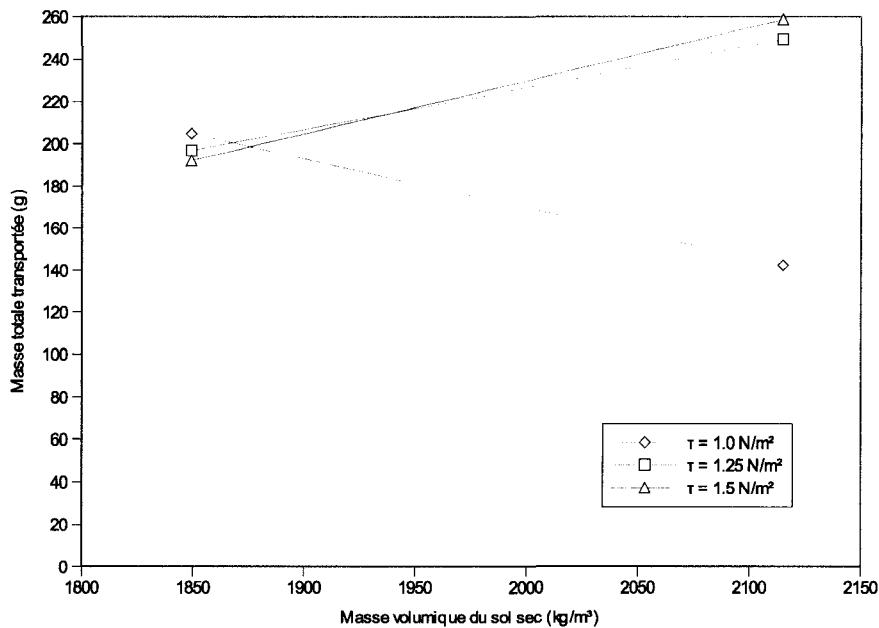


FIG. 4.18 Masses totales érodées pour différentes contraintes et masses volumiques (mélange *GROSSIER* sur 20 min.)

période, la pente de la surface de l'eau est importante, ce qui peut entraîner une perte de sol avant même le début de l'essai.

Lors de certains essais, cette période d'ajustement a été observée ainsi que la quantité de sol déplacé avant que la contrainte ne soit stabilisée. La figure 4.19(a) montre que la durée de la transition est proportionnelle à la contrainte de cisaillement appliquée. Plus cette durée est courte, plus le pourcentage de sol érodé (masse érodée avant l'essai / masse érodée pendant l'essai) tend à augmenter car la pente de la ligne d'eau est plus forte (voir 4.19(b)). Ces quantités peuvent être assez importantes (jusqu'à 25 %) pour les essais à faibles contraintes de cisaillement puisque ceux-ci engendrent une érosion plutôt limitée de la surface du spécimen. Les résultats de ces essais devraient donc être interprétés avec plus de discernement que les essais réalisés à des contraintes plus fortes, où les pertes sont généralement inférieures à 15 %.

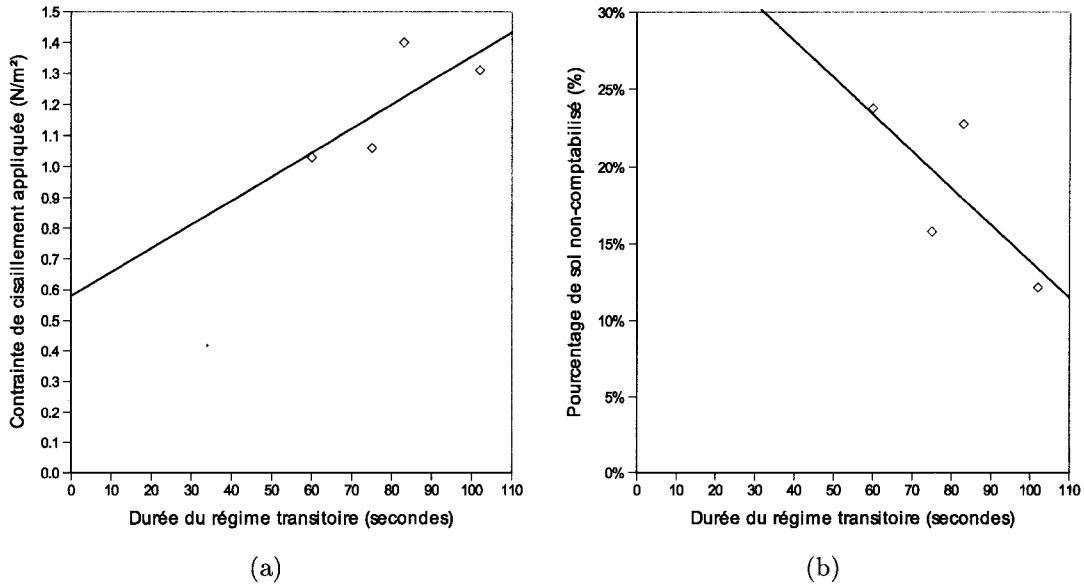


FIG. 4.19 Influence du régime transitoire sur l'érosion initiale du spécimen : a) durée de mise en place selon la contrainte appliquée et b) pourcentage du sol érodé non-comptabilisé en fonction de la durée du régime transitoire

4.3.2 Phénomène de pavage et mobilité sélective

Un autre phénomène observé lorsqu'on travaille avec un sol à granulométrie étalée est le pavage de l'échantillon. Lorsque soumis à une contrainte constante, le spécimen s'érode rapidement dans les premiers instants pour finalement se pavé après une période de temps plus ou moins longue, selon la contrainte appliquée et la masse volumique du sol. Comme des échantillons du transport solide sont récoltés à des intervalles de temps connus, il nous est possible de retracer ce processus en étudiant l'évolution temporelle de la granulométrie transportée. La figure 4.20 illustre ce comportement. On observe clairement que les sols transportés sont très grossiers au départ et de plus en plus fins au fil de l'essai. Ceci confirme l'observation présentée à la figure 3.10 du chapitre précédent. De plus, la granulométrie moyenne du sol total récolté lors d'un essai est toujours plus fine que la granulométrie initiale (fig. 4.21), ce qui montre que certaines classes granulométriques

n'ont pas été mises en mouvement et ont formé une couche de protection stable qui empêche la dégradation des couches sous-jacentes.

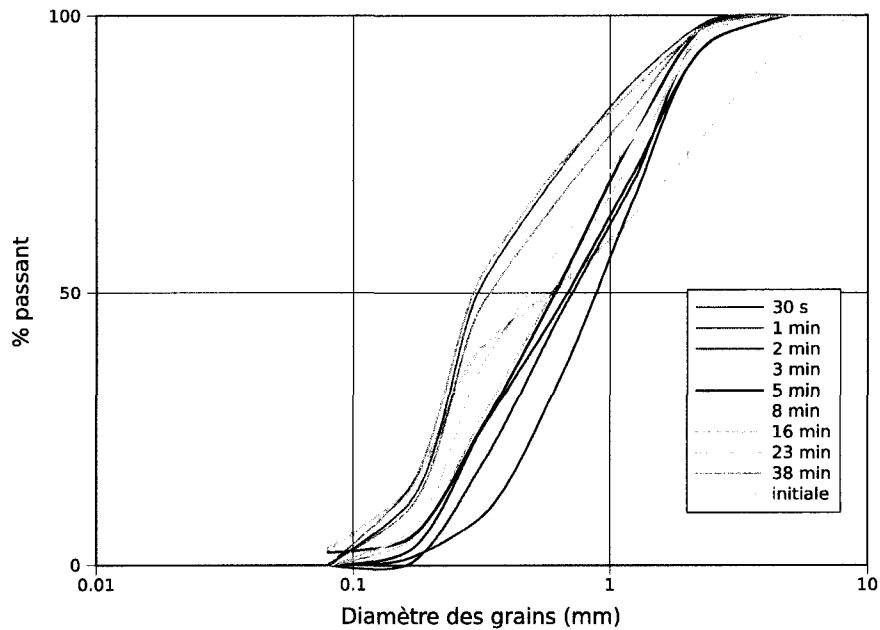


FIG. 4.20 Évolution temporelle de la granulométrie du sol *FIN* érodé

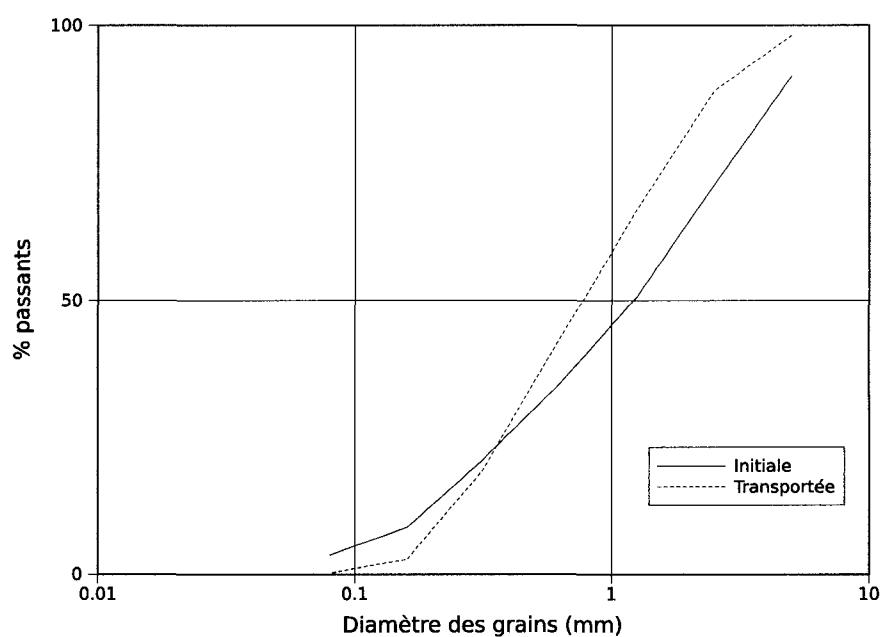


FIG. 4.21 Granulométries du spécimen initial et du sol total transporté (mélange MOYEN)

CHAPITRE 5

DISCUSSION

Les essais réalisés dans le cadre de ce projet ont permis d'étudier deux aspects du comportement hydraulique des sols non-cohésifs compactés, soit leur résistance initiale à l'arrachement et leur érosion progressive subséquente. Les trois mélanges non-cohésifs étudiés lors des essais à contrainte variable, présentent tous une résistance à l'arrachement plus importante lorsqu'ils sont compactés à l'optimum Proctor que lorsqu'ils sont mis en place à des masses volumiques inférieures. Ce constat est possible suite à l'identification des valeurs critiques de mise en mouvement (τ_{cr} , U_{cr}), lesquelles sont systématiquement supérieures pour les sols compactés à l'optimum. Bien que peu nombreux, les essais réalisés à des masses volumiques encore plus importantes suggèrent également que la densification au-delà de l'optimum n'améliore pas nécessairement la résistance offerte à l'érosion mais semble plutôt la diminuer. Ceci laisse penser que l'optimum Proctor, généralement traité comme un optimum géotechnique au niveau structurel, pourrait également être considéré comme un optimum hydraulique en termes de résistance à l'arrachement.

Les essais à contrainte fixe apportent néanmoins quelques nuances à cette constatation. Bien que le seuil de mise en mouvement soit plus élevé pour les sols compactés à l'optimum, cette stabilité accrue ne se maintient pas toujours une fois l'érosion entamée. En effet, les masses érodées lors de ces essais sont presque toutes plus importantes pour les sols dont la masse volumique sèche est plus élevée. Autrement dit, la résistance initiale des sols compactés semble supérieure mais leur érosion progressive une fois les conditions critiques atteintes, est plus importante que celle des sols non-compactés.

Certaines études, mentionnées au chapitre 2, observent également une perte de résistance des sols compactés et l'attribuent à la rugosité relative plus faible et par conséquent à des vitesses plus élevées près du fond. Cette explication est sensée lorsque la profondeur d'eau est de l'ordre de grandeur du diamètre des grains. Cependant, nos essais sont réalisés à des profondeurs d'eau supérieures à 30 cm tandis que le diamètre des sols concernés varie entre 0.6 et 2 mm. L'ordre de grandeur de la rugosité relative change donc peu en fonction de la masse volumique du spécimen. On peut alors mettre en doute qu'à elle seule cette rugosité soit en cause.

Une autre explication plausible concerne l'agencement des grains. Lors du compactage, l'eau et l'air sont partiellement expulsés au profit d'une densification des particules. Les grains étant solidement encastrés les uns aux autres, cette structure résiste bien en surface mais devient très fragile dès que quelques grains sont érodés, puisque les particules voisines perdent également appuis. Il s'en suit une réaction en chaîne qui se solde par une érosion aussi importante que si le sol n'avait pas été compacté. La dégradation possible des sols lors du compactage peut également jouer un rôle, surtout pour les mélanges plus grossiers. Ceux-ci sont compactés à des teneurs en eau peu élevées ($< 9\%$) et les vibrations peuvent altérer les grains. Une fois, la couche de surface partiellement érodée et les liens inter-grains affaiblis, ces sols, désormais plus fins, connaîtront une érosion plus importante.

Les valeurs critiques adimensionnelles de Shields-Yalin et de Yang, τ_* et V_{cr}/ω , qui découlent des essais à contrainte variable suggèrent l'existence de critères de mise en mouvement distincts et dépendants de la masse volumique sèche du sol compacté. De plus, l'écart entre ces deux courbes diminue avec l'augmentation du paramètre de grain (d_* pour Shields et Re_* pour Yang). Ceci laisse penser que l'influence du compactage sur l'érosion est plus marquée pour les sols fins et diminue chez les sols plus grossiers. Dans tous les cas, cette influence se traduit par un seuil de mise

en mouvement plus élevé pour la masse volumique optimale que pour la masse volumique minimale.

Pour ce qui est des essais sur les sols uniformes, l'objectif initial n'était pas de comparer les critères entre eux, mais à la lumière des figures 4.10 et 4.11, il est nécessaire de commenter les tendances observées. Les résultats présentent une très faible disparité des points et s'accordent parfaitement avec la relation de Yang. À l'opposé, la sensibilité du diamètre adimensionnel de Shields est beaucoup plus importante de même que la dispersion des points. De plus, les essais réalisés sur les sols compactés semblent suivre, à quelques écarts près, la tendance générale de la relation de Yang, alors que le contraire est observé sur la relation de Shields. Il apparaît donc que la *puissance unitaire du cours d'eau (VS)* est plus apte à prédire le début du mouvement et la tendance générale du seuil de mise en mouvement des sols compactés que la contrainte adimensionnelle (τ_*) et ce, indépendamment de leur masse volumique.

5.1 Exemple d'implications pratique des résultats

La connaissance accrue du comportement des sols non-cohésifs compactés peut améliorer la gestion sécuritaire des structures qui en sont constituées. On retiendra en particulier le cas des barrages en terre et enrochement ou des levées de protection bordant certaines rivières. Leur longueur leur confère souvent une grande capacité de déversement et font d'elles un élément majeur dans la sécurité hydrologique de l'aménagement puisqu'elles peuvent aider à combler un déficit d'évacuation lors des crues exceptionnelles. Les crêtes de ces ouvrages sont généralement constituées d'un matériau non-cohésif mis en place et compacté. Elles peuvent ou non être utilisées comme des voies de circulation permanentes ou temporaires lors de travaux par exemple. D'un ouvrage à un autre ou d'un endroit à un autre du même

ouvrage, le compactage de cette couche supérieure peut donc changer et induire un comportement différent lorsque sollicité en cisaillement par un écoulement.

Or, lors de circonstances exceptionnelles, il peut arriver que le niveau de la retenue excède par endroit le niveau de la crête. Les résultats présentés au chapitre précédent démontrent que le compactage à l'optimum de la couche de crête résulterait en un accroissement du niveau de sécurité de l'aménagement au dessus de la simple cote de la crête (incluant cambrure) et permettrait de retarder le début d'une formation éventuelle de brèche de rupture. Toutefois, les essais effectués tendent à prouver que si l'ampleur du déficit d'évacuation fait que ce niveau de sécurité est quand même dépassé, le compactage pourrait accélérer quelque peu l'érosion de la crête selon la granulométrie de la couche.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'information récoltée lors de cette étude a permis de mettre en valeur l'influence du niveau de compactage sur la résistance à l'érosion des sols non-cohésifs. Les sols étudiés présentent tous un seuil d'arrachement supérieur lorsqu'ils sont compactés à l'optimum Proctor plutôt qu'à des densités inférieures ou supérieures. Ceci suggère que l'optimum Proctor, généralement visé en géotechnique, est également un optimum hydraulique en termes de résistance à l'arrachement. Ce comportement, lorsque représenté sous les formes adimensionnelles de Shields-Yalin ou de Yang, se traduit par des courbes distinctes pour chaque niveau de compactage. La résistance initiale des sols compactés à l'optimum ne se maintient cependant pas une fois ceux-ci érodés au-delà des conditions critiques, les masses transportées étant supérieures à celles récoltées pour les sols non-compactés.

Les essais réalisés sur les matériaux uniformes ont permis de valider et de comparer les critères de mise en mouvement de Shields-Yalin et de Yang. La dispersion des points observés et la sensibilité du diamètre adimensionnel font du diagramme de Shields-Yalin un critère peu fiable. À l'opposé, l'accord entre les valeurs mesurées et calculées à partir du critère de Yang, est presque parfait. De plus, les courbes expérimentales développées pour les sols compactés suivent la tendance générale de la relation de Yang, ce qui n'est pas le cas pour la relation de Shields-Yalin. Ceci suggère donc que la *puissance unitaire du cours d'eau* est plus apte à prédire la mise en mouvement des sols que la contrainte adimensionnelle.

Pour faire suite à cette étude, divers travaux futurs peuvent être envisagés. Il serait d'abord intéressant d'enrichir les résultats actuels en élargissant le périmètre d'analyse à un nombre plus important de masses volumiques du sol sec. Par la suite, l'influence de la distribution granulométrique, et plus particulièrement de

l'étalement de la courbe (C_u), pourrait être évaluée. Au niveau des applications relatives aux ouvrages de retenue en terre et enrochement, la prise en compte du niveau de compactage de la couche de crête dans l'évaluation du niveau de sécurité du réservoir serait une voie à explorer. L'évaluation de la résistance au cisaillement de sols compactés soumis à des contraintes beaucoup plus importantes ou à des pentes fortes, plus représentatives de la face aval d'une digue en terre, serait également attrayante.

Les essais réalisés lors de ce projet ont de plus révélé le rôle important que jouent les écoulements transitoires dans la mise en mouvement et l'érosion des sols. Chaque essai, bien que réalisé en régime permanent, passe forcément par une période d'ajustement qui peut causer l'érosion d'une fraction non-négligeable du sol. L'étude de ces phénomènes s'avère très prometteuse, surtout dans le contexte actuel, où la majeure partie des critères de mise en mouvement et des équations de transport solide ne sont applicables qu'en régime permanent. Cette mise à niveau est très attendue dans le domaine, puisque la modélisation non-permanente de la phase liquide est déjà largement acquise et maîtrisée.

BIBLIOGRAPHIE

- ADU-OSEI, A., LITTLE, D. N., TUTUMLUER, E. et LYTTON., R. L. (2000). Effect of compaction on orthotropic properties of aggregates. *Dans CORREIA, A. G. et QUIBEL, A., éditeurs : Compaction of soils and granular materials : modelling and compacted materials, compaction management and continuous control*, European Workshop on Compaction of Soils and Granular Materials (ISSMGE), Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris, France.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE AND HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS (2007). *Standard Specifications for Transportation and Methods of Sampling and Testing, 27th Edition, and Provisional Standards*. Spécifications AA-SHTO HM-27.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1998a). *Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate*. Norme ASTM C127-04, Committee D18.03 on Texture, Plasticity and Density Characteristics of Soils.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1998b). *Standard Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort*. Norme ASTM D698-91, Committee D18.03 on Texture, Plasticity and Density Characteristics of Soils.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1998c). *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*. Norme ASTM D422-63, Committee D18.03 on Texture, Plasticity and Density Characteristics of Soils.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1998d). *Standard Test Method for Specific Gravity of Soils*. Norme ASTM D854-98, Committee D18.03 on Texture, Plasticity and Density Characteristics of Soils.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2002). *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort*. Norme ASTM D1557-02, Committee D18.03 on Texture, Plasticity and Density Characteristics of Soils.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2005). *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*. Norme ASTM D2216-05, Committee D18.03 on Texture, Plasticity and Density Characteristics of Soils.

Barré de SAINT-VENANT, A. J. C. (1871). Théorie du mouvement non permanent des eaux, avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lit. *Comptes Rendus des Séances de l'Académie des Sciences*, 73:147–154, 237–240.

BUFFINGTON, J. M. (1999). Legend of A. F. Shields. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(4):376–387.

BUFFINGTON, J. M. et MONTGOMERY, D. R. (1997). A systematic analysis of eight decades of incipient motion studies, with special reference to gravel-bedded rivers. *Water Resources Research*, 33(8):1993–2029.

BUREAU DE NORMALISATION DU QUÉBEC (2005). *Sols - Détermination des masses volumiques minimale et maximale des sols pulvérulents - Essai à la table vibrante*. Norme nationale du Canada, CAN/BNQ 2501-062/2005.

CARLIER, M. (1986). *Hydraulique générale et appliquée*. Collection de la Direction des Études et recherches d'Electricité de France. Editions Eyrolles : Direction des Études et recherches d'Électricité en France, Paris.

CASAGRANDE, A. (1948). Classification and identification of soils. *Transactions, ASCE*, 113:901–930.

- CHAUDHRY, M. H. (1993). *Open-channel flow*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- CHENG, N.-S. et CHUA, L. H. C. (2005). Comparisons of sidewall correction of bed shear stress in open-channel flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(7):605–609.
- CHOULIARAS, I. G., TANTOS, V. A., NTALOS, G. A. et METAXA, X. A. (2003). The influence of soil conditions on the resistance of cohesive soils against erosion by overland flow. *Journal of International Research Publications*, 3(6). Consulté le 15 octobre 2007, tiré de
http://www.ejournalnet.com/Contents/Issue_3/6/6_2002_03.htm.
- CHOW, V. T. (1959). *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill series in civil engineering. McGraw-Hill, New York.
- COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES (1989). *Moraine as embankment and foundation material : state of the art = La moraine, matériau de remblai et de fondation : la technique actuelle*. Rapport no. 69, Comité des matériaux pour barrages en remblai.
- COREY, A. (1949). Influence of shape on the fall velocity of sand grains. Mémoire de maîtrise, Colorado A&M College.
- COUSSY, O. et FLEUREAU, J.-M. (2002). *Mécanique des sols non saturés*. Mécanique et ingénierie des matériaux. Géomatériaux. Hermès Science, Paris.
- CRAIG, R. (2004). *Craig's Soil Mechanics*. Taylor & Francis.
- CUNGE, J. A., HOLLY, F. M. et VERWEY, A. (1980). *Practical aspects of computational river hydraulics*. Monographs and surveys in water resources engineering. Pitman Advanced Pub. Program, Boston.

- DA SILVA, A. M. A. F. et BOLISSETTI, T. (2000). A method for the formulation of Reynolds number functions. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 27(4):829–833.
- DAS, B. M. (1999). *Fundamentals of geotechnical engineering*. Brooks/Cole, Pacific Grove, CA.
- de LINARES, M. et BELLEUDY, P. (2007). Critical shear stress of bimodal sediment in sand-gravel rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133(5):555–559.
- EINSTEIN, H. A. (1950). *The bed-load function for sediment transportation in open channel flows*. U.S. Dept. of Agriculture, Washington.
- FARRAR, J. A. (2000). Bureau of reclamation experience with construction and control of earth materials for hydraulic structures. Dans SHANKLIN, D., RADE-MACHER, K. et TALBOT, J., éditeurs : *Constructing and Controlling Compaction of Earth Fills*, ASTM STP 1384, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- FELL, R. (2005). *Geotechnical engineering of dams*. A.A. Balkema Publishers, Leiden, Pays-Bas.
- FELL, R., WAN, C. F., CYGANIEWICZ, J. et FOSTER, M. (2003). Time for development of internal erosion and piping in embankment dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(4):307 – 314. Internal erosion ;.
- FORTIER, S. et SCOBAY, F. (1926). Permissible canal velocities. *Transactions of the ASCE*, 89.
- FRANTI, T. G., LAFLEN, J. M. et WATSON, D. A. (1985). Soil erodibility and critical shear under concentrated flow. Paper - American Society of Agricultural Engineers, page 20, East Lansing, MI, USA. ASAE, St. Joseph, MI, USA.

- GRAF, W. H. (1971). *Hydraulics of sediment transport*. McGraw-Hill series in water resources and environmental engineering. McGraw-Hill, New York ; Montreal.
- GRAF, W. H. et ALTINAKAR, M. S. (1995). *Hydrodynamique : une introduction*. Traité de génie civil de l'École polytechnique fédérale de Lausanne ; v. 14. Presses polytechnique et universitaires romandes, Lausanne, Suisse, 2^e édition.
- GRAF, W. H. et ALTINAKAR, M. S. (2000). *Hydraulique fluviale*. Traité de génie civil de l'École polytechnique fédérale de Lausanne ; v. 16. Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, Suisse, 1^{re} édition.
- GRISSINGER, E. (1966). Resistance of selected clay systems to erosion by water. *Water Resources Research*, 2(1):131 – 138.
- GUO, J. et JULIEN, P. Y. (2005). Shear stress in smooth rectangular open-channel flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(1):30–37.
- HANSON, G. (1991). Development of a jet index to characterize erosion resistance of soils in earthen spillways. *Transactions of the ASAE*, 34(5):2015 – 2020. Earthern Spillways ;Jet Indexes ;Erosion Resistance ;.
- HANSON, G. et ROBINSON, K. (1993). Influence of soil moisture and compaction on spillway erosion. *Transactions of the ASAE*, 36(5):1369 – 1352.
- HANSON, G. J., COOK, K. R. et HUNT, S. L. (2005). Physical modeling of overtopping erosion and breach formation of cohesive embankments. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers*, 48(5):1783–1794.
- HANSON, G. J. et HUNT, S. L. (2007). Lessons learned using laboratory jet method to measure soil erodibility of compacted soils. *Applied Engineering in Agriculture*, 23(3):305 – 312.

- HOLTZ, R. D. et KOVACS, W. D. (1991). *Introduction à la géotechnique*. Editions de l'Ecole Polytechnique de Montréal, Montréal.
- JEPSEN, R., ROBERTS, J. et LICK, W. (1997). Effects of bulk density on sediment erosion rates. *Water, Air and Soil Pollution*, 99(1-4):21 – 31.
- LAFLEN, J. et BEASLY, R. (1960). *Effects of compaction on critical tractive forces in cohesive soils*. Research Bulletin 749, University of Missouri, Agricultural Experiment Station.
- LEIGHLY, J. (1932). Toward a theory of the morphologic significance of turbulence in the flow of water in streams. *Univ. of Calif. Publ. Geography*, 6(1):1-22.
- LIPIEC, J. et HATANO, R. (2003). Quantification of compaction effects on soil physical properties and crop growth. *Geoderma*, 116(1-2):107–136.
- LYLE, W. et SMERDON, E. (1965). Relation of compaction and other soil properties to erosion resistance of soils. *Trans. of the ASAE*, 8:419–422.
- MAHDI, T.-F. (2003). *Prévision par modélisation numérique de la zone de risque bordant un tronçon de rivière subissant une rupture de barrage*. Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal.
- MARCHE, C. (2005). Embankment dam overtopping and collapse : an innovative approach to predict the breach outflow hydrograph. *Dans Fluid Structure Interaction and Moving Boundary Problems*, pages 119–130, Southampton, Boston. Wessex Institute of Technology / University of La Coruña, WIT Press.
- MCNEIL, J., TAYLOR, C. et LICK, W. (1996). Measurements of erosion of undisturbed bottom sediments with depth. *Journal of Hydraulic Engineering*, 122(6):316–324.

- MUNSON, B. R., YOUNG, D. F. et OKIISHI, T. H. (2002). *Fundamentals of fluid mechanics*. Wiley, New York, 4th édition.
- NEILL, C. R. et YALIN, M. S. (1969). Quantitative definition of beginning of bed movement. *Journal of Hydraulics Division*, 95:585–588.
- PAPANICOLAOU, A. N. (1997). *The role of turbulence on the initiation of sediment motion*. Thèse de doctorat, Virginia Polytechnic Institute and State University.
- PAPANICOLAOU, A. N., DIPLAS, P., BALAKRISHNAN, M. et DANCEY, C. L. (1999). Computer vision technique for tracking bed load movement. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 13(2):71–79.
- PAPANICOLAOU, A. N., DIPLAS, P., DANCEY, C. L. et BALAKRISHNAN, M. (2001). Surface roughness effects in near-bed turbulence : Implications to sediment entrainment. *Journal of Engineering Mechanics*, 127(3):211–218.
- PARKER, D. B., MICHEL, T. G. et SMITH, J. L. (1995). Compaction and water velocity effects on soil erosion in shallow flow. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 121(2):170–178.
- PARKER, G. (1990). Surface-based bedload transport relation for gravel rivers. *J. Hydraul. Res.*, 28(4):417–436.
- PILOTTI, M., MENDUNI, G. et CASTELLI, E. (1997). Monitoring the inception of sediment transport by image processing techniques. *Experiments in Fluids*, 23(3):202–208.
- POWLEDGE, G. R. et DODGE, R. A. (1985). Overtopping of small dams - an alternative for dam safety. pages 1071 – 1076, Lake Buena Vista, FL, USA.
- PROCTOR, R. (1933). Fundamental principles of soil compaction. *Engineering News-Record*, 111(9, 10, 12 et 13).

- RANGE, H. et HORAK, E. (2005). Erosion of compacted wearing course gravels relating material grading, plasticity and compaction to erosion potential. pages 169 – 179, Pretoria, South Africa.
- ROY, B. et JARRETT, A. (1991). Role of coarse fragments and surface compaction in reducing interrill erosion. *Transactions of the ASAE*, 34(1):149 – 154.
- SCHROEDER, W. L., DICKENSON, S. E. et WARRINGTON, D. C. (2004). *Soils in construction*. Pearson/Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J., 5th édition.
- SHANKLIN, D. W., RADEMACHER, K. R. et TALBOT, J. R. (2000). *Constructing and controlling compaction of earth fills*. ASTM, West Conshohocken, PA.
- SHIELDS, A. (1936). *Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement*. Soil Conservation Service, California Institute of Technology, Pasadena, Calif. traduit de Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt fur Wasserbau und Schiffbau.
- SHULTZ, E. F., WILDE, R. H. et ALBERTSON, M. L. (1954). *Influence of shape on the fall velocity of sedimentary particles*. Missouri River Division Sedimentation Series Rep. No. 5, Corps of Engineers, U.S. Army, Ohmaha, Neb.
- SOCIÉTÉ D'ÉNERGIE DE LA BAIE JAMES. (1987). *Le complexe hydroélectrique de la Grande Rivière : réalisation de la première phase*.
- SOCIÉTÉ D'ÉNERGIE DE LA BAIE JAMES, LAROCQUE, G. S. et PIGEON, Y. (1975). *La Grande 2 : comparative study of dam types*. Direction ingénierie et environnement.
- SUHR, J. L., JARRETT, A. R. et HOOVER, J. R. (1984). Effect of soil air entrapment on erosion. *Transactions of the ASAE*, 27(1):93–98.

- U.S. ARMY ENGINEER WATERWAYS EXPERIMENT STATION (1960). *The Unified Soil Classification System - Characteristics of Soil Groups Pertaining to Embankments and Foundations.* Technical Memorandum No. 3-357, Annex A.
- U.S. INTERAGENCY COMMITTEE ON WATER RESOURCES (1957). *Some fundamentals of particle size analysis : A study of methods used in measurement and analysis of sediment loads in streams.* Rapport No. 12, Subcommittee on Sedimentation, St. Anthony Falls Hydraulic Laboratory, Minneapolis.
- VANONI, V. et BROOKS, N. (1957). *Laboratory studies of the roughness and suspended load of alluvial streams.* Rapport technique, Sedimentation Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, Calif.
- VANONI, V. A. (1975). *Sedimentation engineering.* The Society, New York.
- WAN, C. F. et FELL, R. (2004). Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(4):373–380.
- WILCOCK, P. R. (1988). Methods for estimating the critical shear stress of individual fractions in mixed-size sediment. *Water Resources Research*, 24(7):1127–35.
- WU, W. et WANG, S. S. Y. (2006). Formulas for sediment porosity and settling velocity. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(8):858–862.
- YALIN, M. S. (1977). *Mechanics of sediment transport.* Pergamon Press, Oxford ; New York, 2d édition.
- YALIN, M. S. (1992). *River mechanics.* Pergamon Press, Oxford ; New York, 1st édition.
- YALIN, M. S. et KARAHAN, E. (1979). Inception of sediment transport. *J. Hydraul. Div. Am. Soc. Civ.*, 105(11):1433–1443.

- YANG, C. T. (1973). Incipient motion and sediment transport. *Journal of the Hydraulics Division*, 99(HY10):1679 – 1704.
- YANG, C. T. (2003). *Sediment transport : theory and practice*. Krieger Pub., Malabar, Fla.
- ZANKE, U. C. E. (2003). On the influence of turbulence on the initiation of sediment motion. *International Journal of Sediment Research*, 18(1):17.
- ZERROUK, N. E. (2004). *Étude hydraulique et géotechnique de la formation de brèches dans un barrage en terre*. Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal.
- ZIEGLER, A. D., SUTHERLAND, R. A. et GIAMBELLUCA, T. W. (2000). Partitioning total erosion on unpaved roads into splash and hydraulic components : The roles of interstorm surface preparation and dynamic erodibility. *Water Resources Research*, 36(9):2787 – 2791.

ANNEXE I

ANALYSE DIMENSIONNELLE DU PHÉNOMÈNE BIPHASIQUE

L'analyse dimensionnelle faite par Shields (1936) a été revue à maintes reprises ; la contribution la plus complète étant souvent attribuée à Yalin (1977, chap. 3). On propose ici cette analyse.

I.1 Paramètres caractéristiques

On définit une propriété quantitative A , fonction de n paramètres caractéristiques a_i décrivant complètement la phénomène biphasique sous la forme :

$$A = f_A(a_1, a_2, a_3, \dots, a_n) \quad (\text{I.1})$$

Les paramètres retenus décrivent les trois composantes du phénomène, soit le fluide, le granulat non-cohésif et l'écoulement. On les dénombre comme suit¹ :

1. Fluide
 - Masse volumique, ρ [ML^{-3}]
 - Viscosité dynamique, μ [$ML^{-1}T^{-1}$]
2. Granulat non-cohésif
 - Masse volumique, ρ_s [ML^{-3}]
 - Diamètre des grains, d [L]
3. Écoulement

¹Unités selon le système MLT - Masse-Longueur-Temps

- Profondeur d'eau, h [L]
- Pente de fond du canal, J_f [-]
- Accélération gravitationnelle, g [LT^{-2}]

Ainsi, le mouvement biphasique, bidimensionnel, stationnaire et uniforme impliquant un granulat non-cohésif de géométrie donnée peut être défini par les sept paramètres suivants :

$$\rho, \mu, \rho_s, d, h, J_f, g.$$

On peut aussi remplacer certains paramètres pour faciliter la quantification du transport solide à l'aide de variables plus communes. Par exemple, on introduit la vitesse de frottement, v_* :

$$v_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} = \sqrt{\frac{\gamma R J_f}{\rho}} = \sqrt{g R J_f} \quad [LT^{-1}] \quad (\text{I.2})$$

On remplace ainsi J_f par v_* . On redéfinit aussi le poids spécifique déjaugé et on le substitue à g :

$$\gamma_s = g(\rho_s - \rho) \quad [ML^{-2}T^{-2}] \quad (\text{I.3})$$

Les paramètres caractéristiques retenus deviennent donc :

$$\rho, \mu, \rho_s, d, h, v_*, \gamma_s$$

et on exprime une propriété quantitative par :

$$A = f_A(\rho, \mu, \rho_s, d, h, v_*, \gamma_s) \quad (\text{I.4})$$

I.2 Théorème de Π

On applique le théorème de Π en choisissant autant de quantités de bases que de dimensions impliquées (ici 3) pour former $n - 3$ produits (Munson *et al.*, 2002, chap. 7). En retenant d, ρ et v_* comme quantités de base, on forme $n - 3 = 7 - 3 = 4$ produits X_1, X_2, X_3 et X_4 . Une relation fonctionnelle existe entre l'un ou l'autre des produits comme suit :

$$\Pi_A = \Phi_A(X_1, X_2, X_3, X_4) \quad (\text{I.5})$$

Les quatre groupes adimensionnels retenus sont les suivants :

$$\mathbf{X} = X_1 = \frac{v_* d}{\nu} \quad (\text{I.6})$$

$$\mathbf{Y} = X_2 = \frac{\rho v_*^2}{\gamma_s d} \quad (\text{I.7})$$

$$\mathbf{Z} = X_3 = \frac{h}{d} \quad (\text{I.8})$$

$$\mathbf{W} = X_4 = \frac{\rho_s}{\rho} \quad (\text{I.9})$$

X est le nombre de Reynolds de grain, Re_* . C'est le seul paramètre qui tient compte de la viscosité. **Y** reflète l'influence de γ_s . C'est un rapport entre la force tractrice du fluide et le poids du grain. **Z** traduit l'influence de la profondeur. **W** représente l'influence de la densité du grain. Le diagramme de Shields original fait appel à **X** et **Y** en abscisses et en ordonnées, respectivement.

On peut, alternativement, choisir ρ, γ_s et d comme quantités de base, et refaire

l'analyse. On obtient alors les quatres groupes suivants :

$$\bar{\mathbf{X}} = X_1 = \frac{\gamma_s d^3}{\nu^2 \rho} \quad (\text{I.10})$$

$$\bar{\mathbf{Y}} = X_2 = \frac{\rho v_*^2}{\gamma_s d} \quad (\text{I.11})$$

$$\bar{\mathbf{Z}} = X_3 = \frac{h}{d} \quad (\text{I.12})$$

$$\bar{\mathbf{W}} = X_4 = \frac{\rho_s}{\rho} \quad (\text{I.13})$$

Toute quantité, A , exprimée avec $\bar{\mathbf{X}}$ a l'avantage d'être indépendante de la profondeur. Les groupes $\bar{\mathbf{X}}$ et $\bar{\mathbf{Y}}$ sont le diamètre adimensionnel d_* et la contrainte de cisaillement adimensionnelle τ_* , utilisés sur le diagramme de Shields-Yalin (voir fig. 1.9).

ANNEXE II

CALIBRATION DU CANAL HORIZONTAL

Cette annexe présente les détails relatifs à l'étalonnage de la rugosité et du débit pour le canal horizontal utilisé. On traite aussi du développement longitudinal du profil des vitesses et du choix de l'emplacement de l'échantillon.

II.1 Rugosité

La pente du fond est une valeur essentielle dans la détermination de la contrainte de cisaillement. Notre étude ayant fait appel à un canal horizontal, il a été nécessaire d'utiliser une autre pente équivalente pour pouvoir évaluer des contraintes non-nulles. Pour un écoulement permanent et uniforme les pentes du fond, de l'énergie et de la surface libre sont égales. Aussi, lors du calcul de la contrainte de cisaillement elles peuvent être utilisées de façon interchangeable. Dans la présente étude, la pente de la surface libre introduite au chapitre 1 a été utilisée :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{J_f - \left(\frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}} \right)}{1 - Fr^2} \quad (1.19)$$

Cette équation nécessite une connaissance préalable du coefficient de rugosité n , qu'il faut déterminer expérimentalement. Pour ce faire, la pente moyenne de la surface de l'eau dh/dx a été mesurée pour une gamme de débits et de profondeurs connus. Le n de Manning correspondant à chaque cas a ensuite été calculé à l'aide de l'équation 1.19 . La variation de la rugosité calculée par rapport au débit est illustrée à la figure II.1. On remarque que la proximité du fond pour les débits

faibles se traduit par un coefficient n très élevé et que cette valeur diminue et se stabilise pour les débits plus importants. La fourchette des débits utilisés lors des travaux se situe entre 30 et 100 litres par seconde et les profondeurs d'écoulement, entre 15 et 35 cm. Pour ces valeurs, le coefficient n se trouve entre 0,012 et 0,020.

Dans le cadre de ce projet, une valeur constante du n de Manning a été utilisée. Pour l'identifier, on a d'abord calculé à l'aide de l'équation 1.19 la pente théorique correspondant à chaque mesure expérimentale, en posant une valeur de n constante. Par la suite, le calcul a été refait, par essai et erreur, en posant des valeurs de n entre 0,001 et 0,025. L'erreur relative entre ces valeurs calculées et les pentes mesurées passe par un minimum, tel qu'illustré à la figure II.2(a). La valeur de n retenue est 0,015. Elle correspond à une erreur relative moyenne de 22 % (voir le tab. II.1). Cette valeur peut sembler importante, mais elle demeure inférieure à l'erreur relative sur la pente mesurée qui est de l'ordre de 25 à 35 %. Celle-ci combine à la fois l'erreur de l'instrument et l'erreur de lecture qui est très importante en régime turbulent (instabilité de la surface). La figure II.2(b) montre une diminution de l'erreur relative pour les débits importants. Finalement, une comparaison des pentes mesurées et calculées pour un n de 0,015 est présentée à la figure II.2(c).

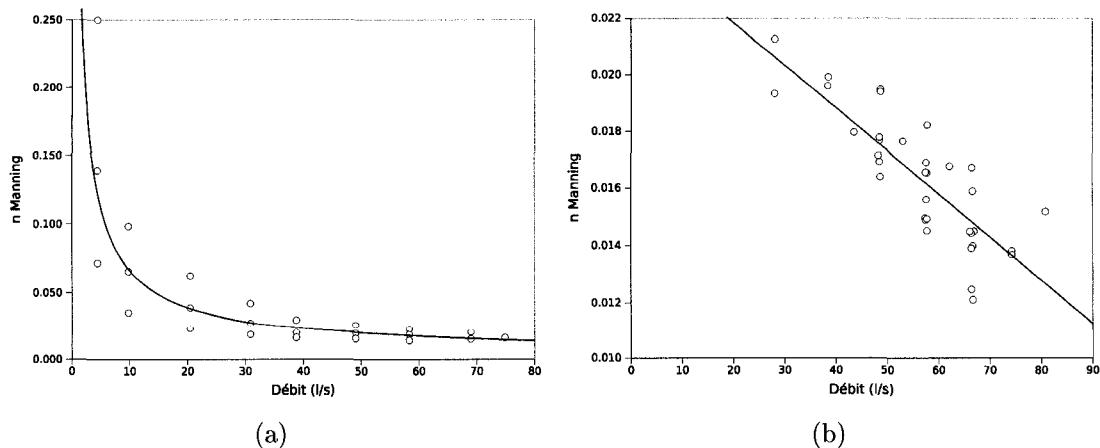


FIG. II.1 Évaluation de la rugosité du canal : (a) influence du débit sur la rugosité calculée et (b) variation de la rugosité calculée pour les débits usuels

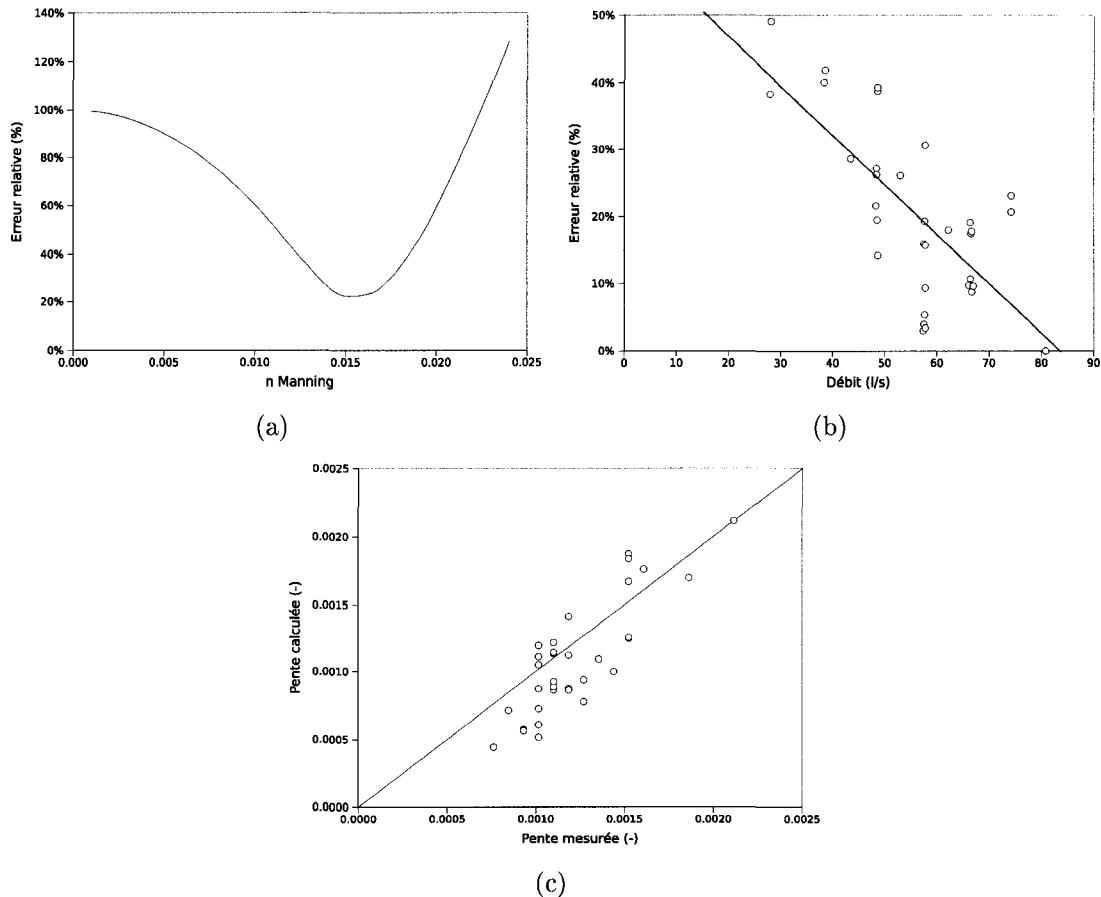


FIG. II.2 Minimisation de l'erreur relative : (a) variation de l'erreur relative en fonction de la rugosité choisie, (b) influence du débit sur l'erreur relative ($n=0,015$) et (c) comparaison des pentes mesurées et calculées ($n=0,015$)

Q	h	n	S_{lec}	S_{cal}	e_{rel}
[l/s]	[m]	[s · m ^{1/3}]	[-]	[-]	[%]
27.990	0.179	0.015	0.0009	0.0006	38.35%
28.082	0.187	0.015	0.0010	0.0005	49.11%
38.366	0.221	0.015	0.0010	0.0006	40.07%
38.473	0.250	0.015	0.0008	0.0004	41.91%
43.476	0.228	0.015	0.0010	0.0007	28.64%
48.300	0.231	0.015	0.0011	0.0009	21.59%
48.420	0.230	0.015	0.0012	0.0009	26.23%
⋮					
66.684	0.228	0.015	0.0019	0.0017	8.77%
66.684	0.260	0.015	0.0010	0.0012	17.81%
66.968	0.226	0.015	0.0016	0.0018	9.61%
74.266	0.238	0.015	0.0015	0.0019	23.08%
74.266	0.240	0.015	0.0015	0.0018	20.68%
80.843	0.243	0.015	0.0021	0.0021	0.00%

ē_{rel}	22.23%
------------------------	---------------

TAB. II.1 Comparaison des pentes mesurées et calculées

II.2 Mesure du débit

Le débit entrant dans le canal est évalué en mesurant la hauteur d'eau H au-dessus de la crête d'un déversoir parabolique à paroi mince avec contraction latérale. L'équation de la parabole est :

$$x^2 = 2 py \quad (\text{II.1})$$

où p est un paramètre de forme en pieds.

La relation fonctionnelle suivante a été obtenue lors de l'étalonnage initial du déversoir :

$$Q = C \frac{\pi}{2} \sqrt{pg} H^2 \quad (\text{II.2})$$

où C est le coefficient du déversoir. Il est d'usage, à des fins d'estimation, de considérer C comme constant. Dans le cadre de ce travail, on a préféré valider d'abord l'influence que peut avoir ce choix sur la précision du débit calculé. Il a donc été nécessaire de discréteriser la relation graphique existante (en gris sur la fig. II.3) et de calculer pour chaque paire de points (Q, H) une valeur de C en utilisant l'équation II.2.

Le coefficient obtenu varie entre 0,58 et 0,67 (voir fig. II.4) et peut être approximé par les trois droites suivantes :

$$C = \begin{cases} -0.481528 H + 0.691211 & H < 0.18 \\ -0.056992 H + 0.615515 & 0.18 \leq H \leq 0.61 \\ 0.00129895 H + 0.580907 & H > 0.61 \end{cases} \quad (\text{II.3})$$

Si on tient compte de cette variation, la moyenne des erreurs absolues entre le débit estimé par un C variable et la courbe originale est de 0,04 l/s . Ceci représente une amélioration d'un ordre de grandeur par rapport à l'erreur de 0,5 l/s obtenue en

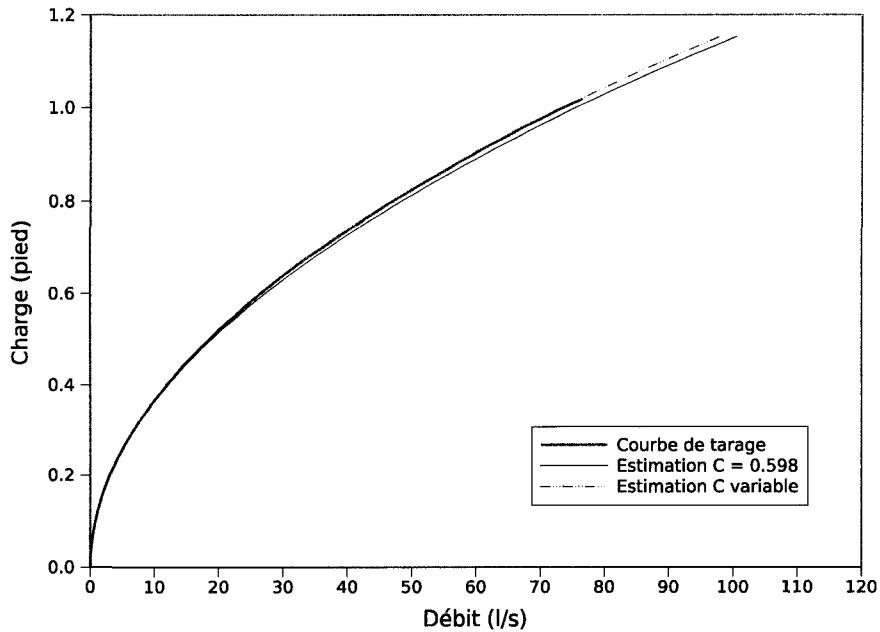


FIG. II.3 Courbe de tarage du déversoir parabolique à paroi mince

utilisant $C = 0,598$. La différence entre ces deux estimations est mise en évidence à la figure II.3. On note que l'utilisation d'un coefficient constant ne gène pas les mesures inférieures à 20 l/s mais devient une source d'erreur importante pour des débits supérieurs. On a donc préféré utiliser un coefficient variable, puisque les essais se sont déroulés principalement entre 30 et 90 l/s .

Ajuster le débit à une valeur exacte (ex. 34.45 l/s) relève de l'exploit car il faut ouvrir la vanne manuelle par essai et erreur jusqu'à l'obtention de la valeur voulue. Aussi, il a été décidé qu'une relation empirique entre l'ouverture de la vanne et le débit mesuré au déversoir serait développée. Le débit a été mesuré au déversoir pour chaque quart de tour de vanne, de la position fermée à la position complètement ouverte (environ 15 tours). Une courbe des moindres carrés a été tracée à l'aide d'une fonction polynomiale d'ordre quatre. Celle-ci est montrée à la figure II.5. Il est alors possible, à l'aide de l'équation, de calculer le débit obtenu pour une

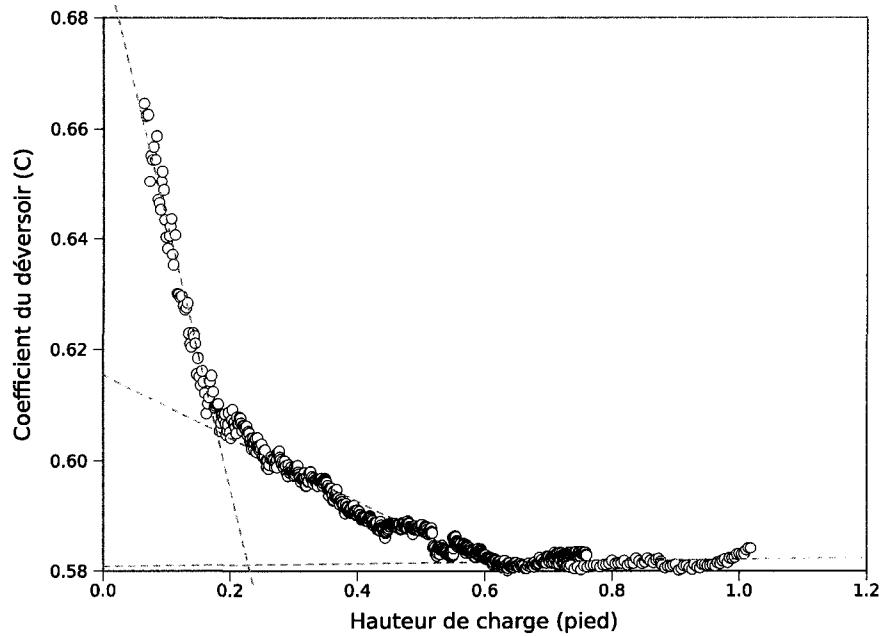


FIG. II.4 Variation du coefficient du déversoir parabolique

ouverture de vanne donnée. Ceci simplifie énormément la démarche de calcul de la contrainte de cisaillement vue à la section 3.3.3. On peut alors travailler en terme d'ouverture de vanne et de profondeur d'écoulement. Par exemple, les deux paires de points (Q, h) de la figure 3.9 du chapitre 3 deviennent $(6, 30.43)$ et $(7, 35.95)$, où 6 et 7 sont les ouvertures de vanne.

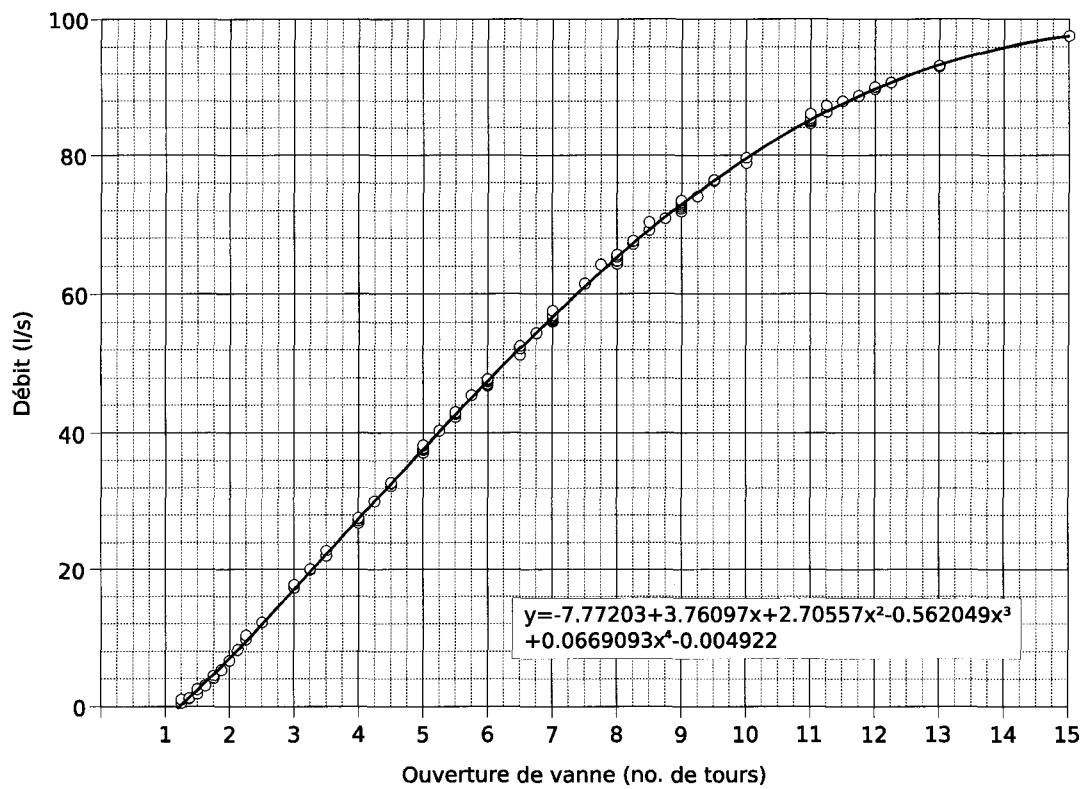


FIG. II.5 Courbe de tarage de la vanne manuelle

II.3 Développement du profil des vitesses et localisation du spécimen

Avant de percer les ouvertures servant à aménager le spécimen et la zone de récolte des sédiments, on a souhaité caractériser l'évolution du profil de vitesse à différentes sections du canal. L'objectif était de s'assurer que le spécimen soit localisé suffisamment loin de l'entrée pour que l'écoulement soit complètement développé. La chute d'eau en aval du canal (porte à ouverture variable) engendrait également une courbe de remous dont l'influence devait être minimisée au droit du spécimen. Il a donc été nécessaire de concilier ces deux contraintes pour localiser le spécimen à une distance suffisante des influences respectives provenant de l'amont et de l'aval.

La campagne de mesure des pentes de la surface libre (voir sec. II.1) a permis de comparer la pente moyenne à quatres pentes locales dont celle mesurée juste en amont de la porte aval. Une forte courbure de la ligne d'eau a été observée jusqu'à 1 m en amont de la porte. Plus loin, la pente mesurée retrouve la pente moyenne observée dans le reste du canal. Ainsi, on a choisi de localiser le spécimen à au moins 1,5 m de l'extrémité aval.

Pour identifier la longueur suffisante au développement de l'écoulement, on a choisi de mesurer le profil de vitesse à cinq endroits différents en aval du radeau tranquillisateur. Les sections de mesure sont localisées à 0, 0.5, 1, 1.5 et 2 mètres en amont de l'ouverture proposée pour le spécimen. Ces sections (annotées S-0, S-0.5, S-1, S-1.5 et S-2) sont illustrées à la figure II.6. Les vitesses moyennes (temporelles) dans l'axe longitudinal du canal (u_x) ont été mesurées sur une verticale au centre de chaque section au moyen d'un micromoulinet. Toutes les mesures ont été effectuées à un débit de 53 l/s et une profondeur moyenne de 23 cm. La vitesse moyenne ($U = Q/A$) pour cet écoulement est de 49 cm/s.

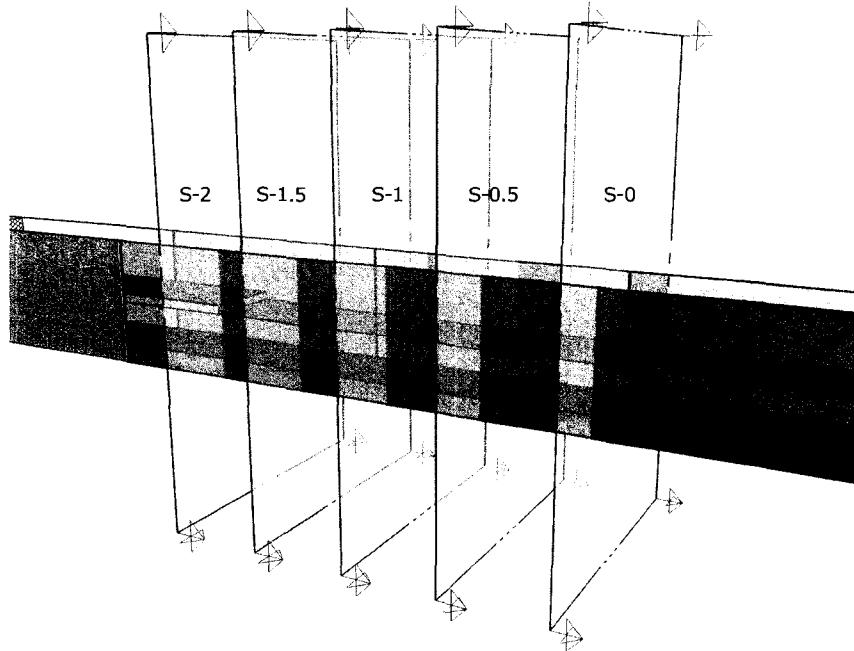


FIG. II.6 Sections de mesure

La figure II.7 montre les cinq profils mesurés¹. On remarque que la forme de la distribution converge graduellement vers une forme stable plus on se déplace vers l'aval. Plus particulièrement, la vitesse immédiatement sous la surface de l'écoulement augmente pour se stabiliser autour de 56 cm/s. Ce changement est expliqué par la présence en amont du panneau de styrémousse qui est en contact avec la surface et qui influence donc le profil à l'entrée. Le même phénomène de stabilisation est observé pour la vitesse maximale. On remarque également que la vitesse moyenne U_{moy} , calculée simplement à partir du débit Q et de la section A , se situe à environ 40% de la hauteur d'eau. Ceci confirme à la fois l'utilisation de la vitesse moyenne pour caractériser l'écoulement et l'utilisation de la relation approximative $U \cong u_{0.4}$ présentée par Graf et Altinakar (2000, p. 12).

¹Les points à (0,0) et le dernier tronçon près du fond n'ont pas été mesurés et sont illustrées uniquement à titre indicatif

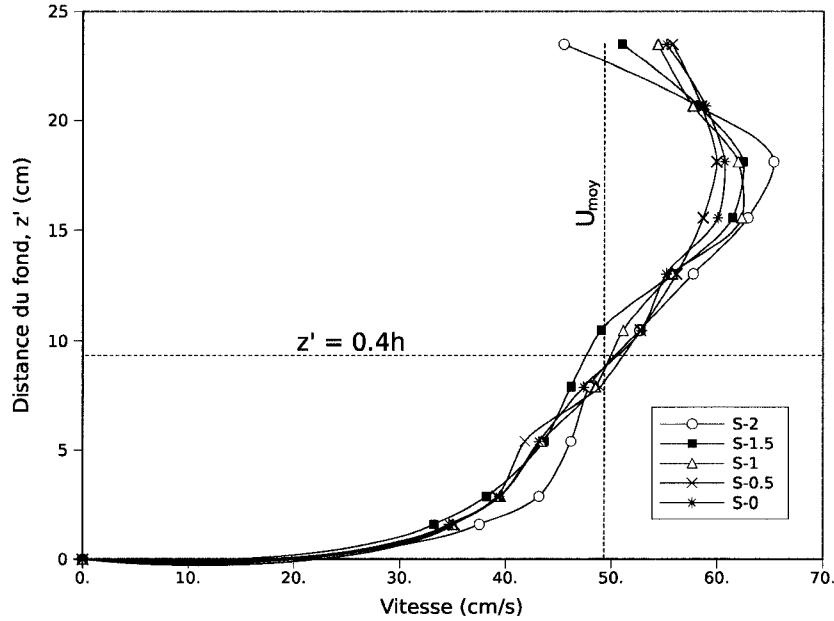


FIG. II.7 Développement longitudinal du profil des vitesses

On a ensuite comparé ces profils à la distribution universelle des vitesses. L'équation du profil de vitesse pour un canal en écoulement uniforme permanent turbulent rugueux est donnée par :

$$\frac{u(z')}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{z'}{k_s} \right) + B_r \quad (\text{II.4})$$

où $u(z')$ est la vitesse ponctuelle mesurée à une distance z' du fond, u_* est la vitesse de frottement adimensionnelle, κ est la constante de von Kármán (0,4 pour l'eau claire), k_s est la rugosité standard du fond (2 mm environ) et B_r est une constante déterminée expérimentalement. Cette relation est strictement valable dans la zone *intérieure*, $z'/h \leq 0.2$, mais une extension dans le zone *extérieure* est possible (Graf et Altinakar, 2000).

Deux inconnues de l'équation II.4 sont à déterminer, u_* et B_r . On a utilisé la

méthode graphique proposée par Graf et Altinakar (1995) et appliquée par Graf et Altinakar (2000, p. 54). La figure II.8 présente un exemple de calcul pour la section S-0.5. Les valeurs pour chaque section sont comptabilisées au tableau II.2. On remarque que le coefficient de correlation augmente plus on se déplace vers l'aval. Il varie très peu entre les sections S-0.5 et S-0, signe que l'écoulement est complètement développé à partir de cette zone. On observe également à la figure II.9 que le profil des deux dernières sections s'approche du profil logarithmique théorique. Puisque que la variation du profil à partir de S-0.5 et S-0 semble faible, on a choisi de localiser le spécimen immédiatement en aval de S-0. La vue en plan de la disposition finale du fond du canal est montrée à la figure II.10.

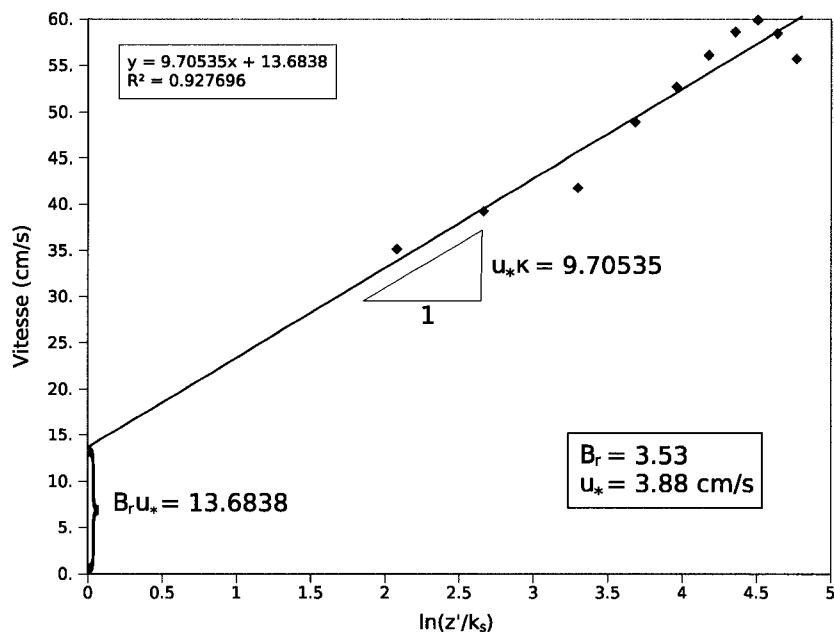


FIG. II.8 Détermination graphique de la vitesse adimensionnelle u_* et du coefficient B_r à la section S-0.5

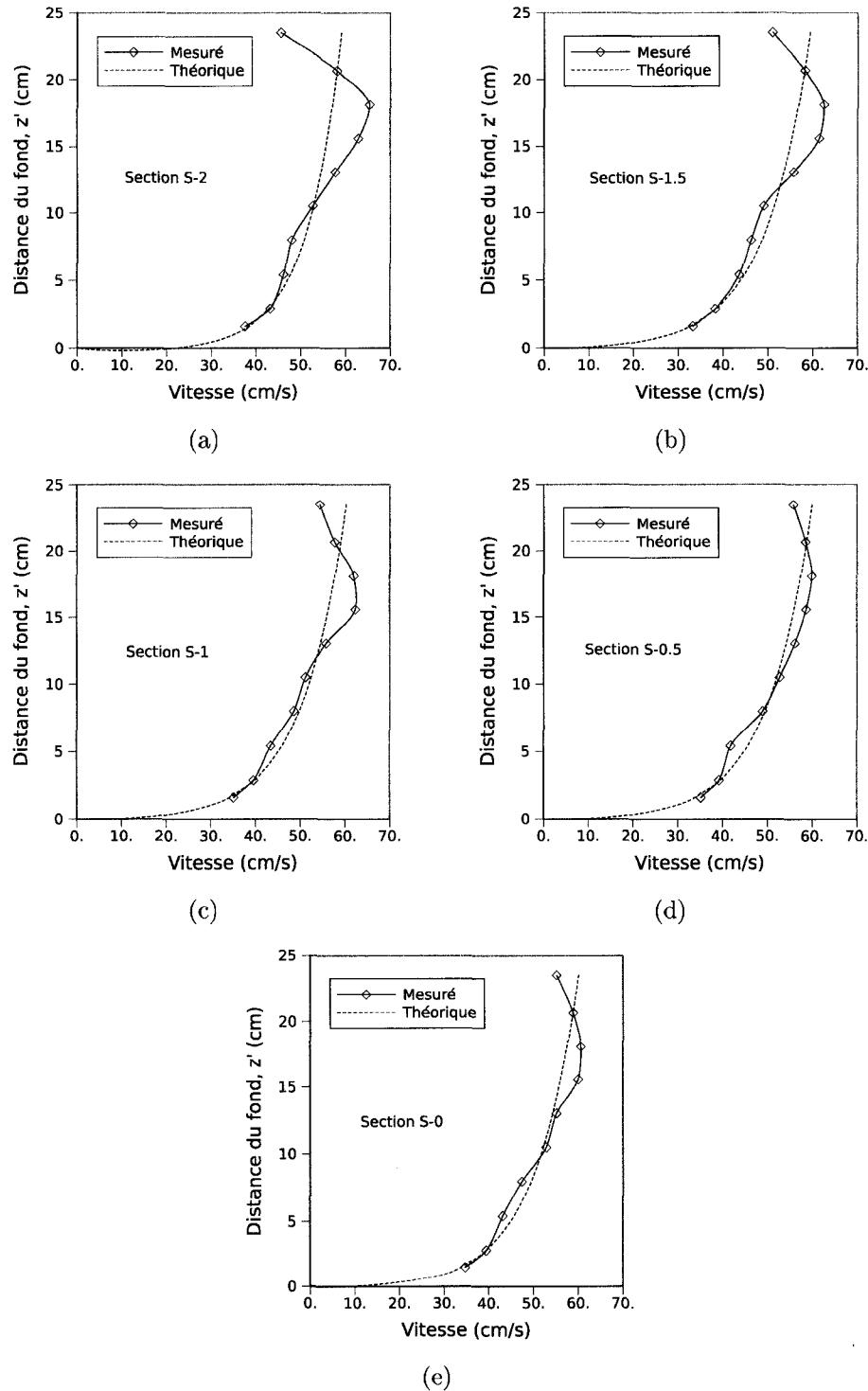


FIG. II.9 Profils de vitesse théoriques et profils mesurés : Sections (a) S-2, (b) S-1.5, (c) S-1, (d) S-0.5 et (e) S-0

Section	S-2	S-1.5	S-1	S-0.5	S-0
u_* (cm/s)	3.08	3.975	3.889	3.882	3.925
B_r	7.256	3.027	3.574	3.525	3.4
R^2	0.567	0.817	0.867	0.928	0.916

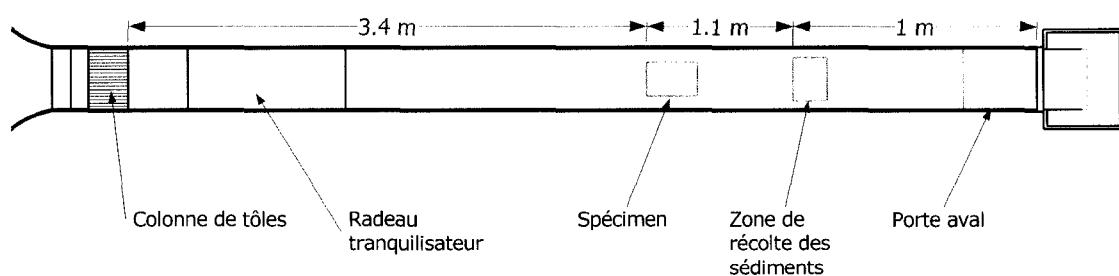
TAB. II.2 Vitesses adimensionnelles et coefficients B_r théoriques

FIG. II.10 Vue en plan du fond du canal

II.4 Calcul d'incertitude

Certaines des quantités présentées dans ce projet de maîtrise n'ont pas été mesurées directement. On pense en particulier au débit liquide ou solide, à la vitesse moyenne et à la contrainte de cisaillement. Ces quantités ont été déterminées par calcul à partir des mesures d'autres grandeurs (ex. : charge au déversoir, profondeur de l'écoulement, masse de sol transporté durant un intervalle de temps donné, température de l'eau, etc.). L'incertitude globale sur les résultats finaux repose donc d'une part, sur la précision des instruments et les conditions de mesure et, d'autre part, sur la propagation de l'erreur suite aux différents calculs effectués.

Les incertitudes ont été déterminées par la méthode des extrêmes pour la plupart des cas. Cependant, dans bon nombre de situations une simplification par calcul différentiel ou par application de règles simples² a été possible lorsque les erreurs relatives étaient faibles (ex. 5-10 %). Pour les équations impliquant plus de trois variables comportant une incertitude, le calcul différentiel a été utilisé.

L'incertitude globale sur différentes mesures directes est compilée au tableau II.3. Les fourchettes d'incertitude pour certaines quantités calculées sont également présentées. Il est utile de noter que l'incertitude liée à la précision de l'instrumentation a été majorée par l'influence de facteurs externes pour certaines des mesures. Ceci s'applique principalement à la lecture du niveau d'eau et à l'évaluation du temps de récolte des échantillons de sol érodé. Dans le cas du niveau d'eau, la présence de vagues de surface pour les débits importants nous a emmené à tripler l'incertitude globale sur cette mesure. Pour sa part, l'incertitude liée au temps peut sembler importante (5 secondes) mais elle ne correspond qu'à une erreur relative de l'ordre de

²Lorsque la condition d'erreur relative faible est respectée, le cumul des erreurs absolues et le cumul des erreurs relatives ont été utilisés dans les cas de sommes/différences et de produits/quotients, respectivement.

1 à 2 %. Cette incertitude est principalement liée aux manipulations (ex. : application de la contrainte de cisaillement, retrait de l'assiette de récolte, arrêt/démarrage du chronomètre).

Quantité mesurée/calculée	Unités	Incertitude absolue
Température de l'eau (T)	°C	± 0.05
Dimensions du canal (l, b)	m	± 0.0005
Charge au déversoir (h_d)	pieds	± 0.0005
Débit liquide* (Q)	l/s	0.1-0.16
Profondeur de l'écoulement (h)	pouces	± 0.005
Masse du sol transporté (M_s)	g	± 0.1
Temps de récolte des sédiments (t_s)	s	± 5
Débit solide* (q_s)	g/s	0.003-0.09
Pente d'énergie* (J_e)	—	± 1E-05
Contrainte de cisaillement* (τ)	N/m^2	0.005-0.03
Vitesse moyenne de l'écoulement* (U)	m/s	0.0015-0.003

* Quantité obtenue par calcul

TAB. II.3 Incertitudes absolues sur certaines quantités mesurées et calculées

À titre d'exemple, les incertitudes sur les essais à contrainte variable impliquant le mélange *MOYEN* compacté, sont superposées aux points expérimentaux sous forme de barres d'erreur (voir les figures II.11 et II.12). On remarque dans un premier temps que ces erreurs sont relativement faibles. En effet, pour la plupart des points, les incertitudes sont difficiles à mettre en valeur à l'échelle du graphique. On remarque toutefois une augmentation de l'incertitude avec l'ordre de grandeur des valeurs calculées. En particulier, on retiendra que l'erreur sur le calcul de la contrainte de cisaillement est plus importante que celle sur la vitesse moyenne. Ceci est expliqué en partie par l'estimation de la pente d'énergie à partir d'une rugosité

équivalente lors du calcul de la contrainte (voir la section II.1). La vitesse moyenne, pour sa part, est obtenue à partir des mesures directes du débit liquide et de la profondeur d'eau ($U = Q/A$). La contrainte de cisaillement est plutôt calculée en plusieurs étapes à partir de différentes quantités dont la température de l'eau, le débit liquide, la profondeur d'écoulement, la rugosité équivalente de Manning (n). Ceci explique donc l'incertitude plus importante sur cette valeur. Finalement, les barres d'erreur permettent de confirmer que l'écart entre les points appartenant à des densités différentes (ex. : densité minimale vs. densité optimale) est significatif et qu'il n'y a donc pas superposition des courbes.

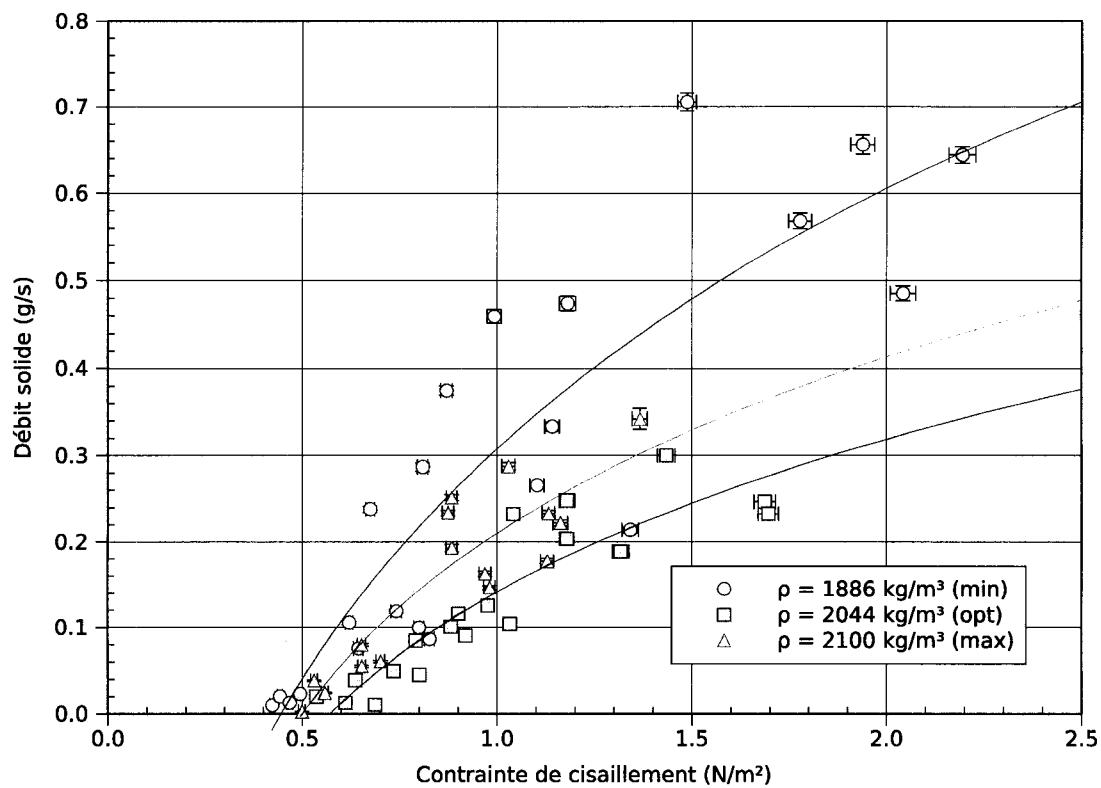


FIG. II.11 Incertitudes sur des données issues du calcul de contrainte de cisaillement

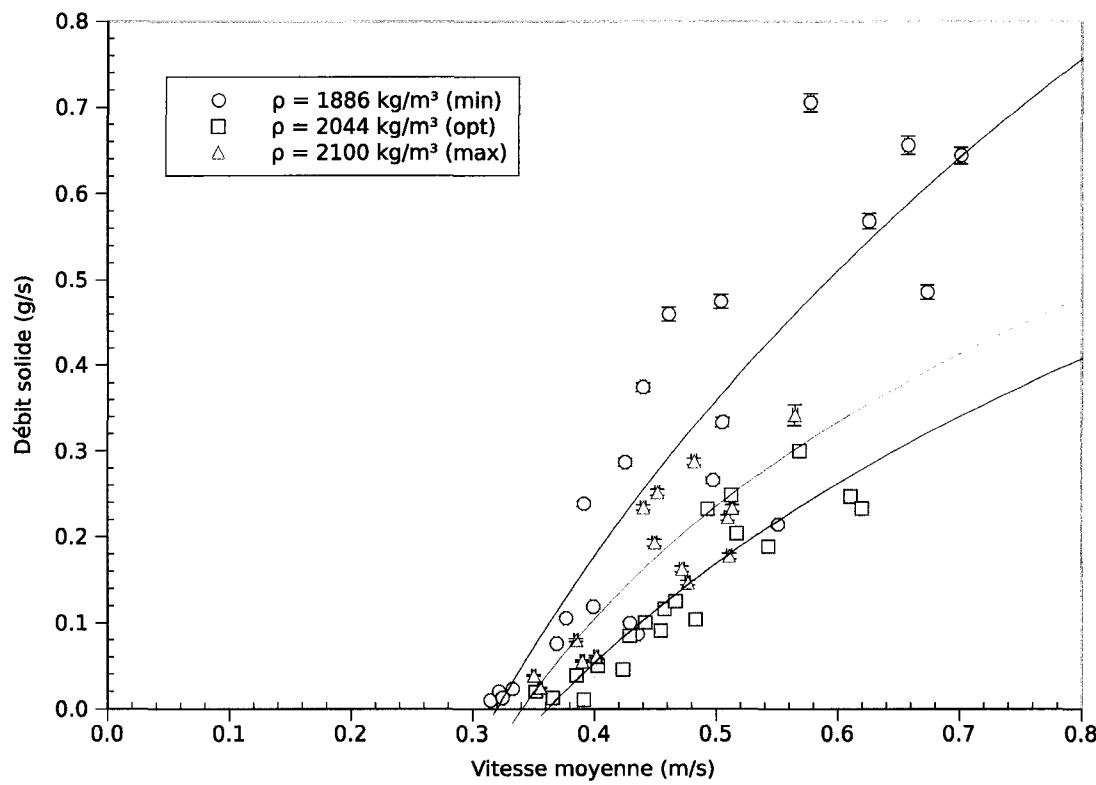


FIG. II.12 Incertitudes sur des données issues du calcul de la vitesse moyenne

ANNEXE III

CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX

Cette annexe contient les données intégrales relatives aux sols et aux mélanges utilisés lors des essais de mise en mouvement.

III.1 Matériaux de base

Le tableau III.1 indique la provenance et l'identification formelle de chaque sol.

Identification	Provenance
Sable Thérien	Sablières Gérard Thérien
Sable 0-2.5 mm naturel lavé	BAUVAL SABLES L.G.
Gravier 2.5-5.0 mm naturel lavé**	BAUVAL SABLES L.G.
Gravier 5.0-10.0 mm naturel lavé	BAUVAL SABLES L.G.
#4*	FILTERPRO
#3*	FILTERPRO
#2*	FILTERPRO
#1*	FILTERPRO
#0*	FILTERPRO
#00*	FILTERPRO
#000*	FILTERPRO

* Utilisés lors des essais sur matériaux uniformes

** Utilisé pour les mélanges compactés et les essais sur sols uniformes

TAB. III.1 Identification et provenance des matériaux utilisés

III.1.1 Granulométries

Les analyses granulométriques ont été réalisées selon la norme ASTM D422-63 (ASTM, 1998a). Pour ce faire, on a analysé aléatoirement trois échantillons de

chaque type de sol. La moyenne de ces échantillons a ensuite été calculée et retenue pour les cas où l'écart type maximal était inférieur à 3%. Les granulométries des quatre sols de base et leurs moyennes sont présentées aux figures III.1, III.2, III.3 et III.4. Les moyennes qui y sont représentées sont les valeurs utilisées lors de la préparation des mélanges (voir sec. III.2). Les granulométries des sols uniformes sont présentées à la figure III.6. Les coefficients d'uniformité et de courbure sont compilés au tableau III.2. On note que la plupart des sols sont très uniformes ($1 \geq C_u \geq 3$) à l'exception du sable 0-2.5 mm.

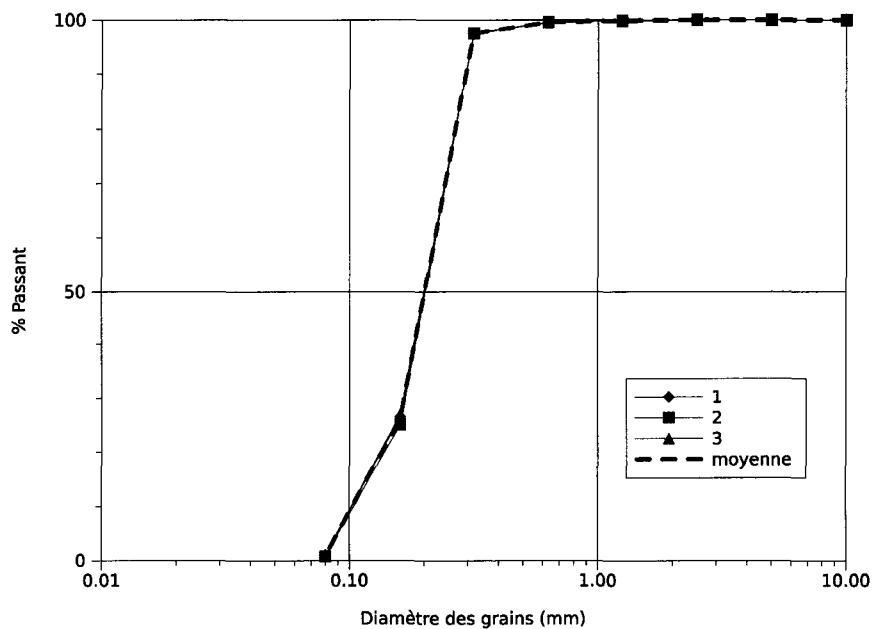


FIG. III.1 Courbes granulométriques du sable Thérien

Des fluctuations dans la qualité de l'approvisionnement du *Sable 0-2.5 mm naturel lavé* ont été observées. Au total, trois chargements distincts ont été reçus durant les neuf mois d'expérimentation. Le premier chargement a permis de réaliser 80% des essais. Cependant, les granulométries des deux réceptions suivantes sont beaucoup plus grossières que celle montrée à la figure III.2. La figure III.5 illustre cette variation anormale.

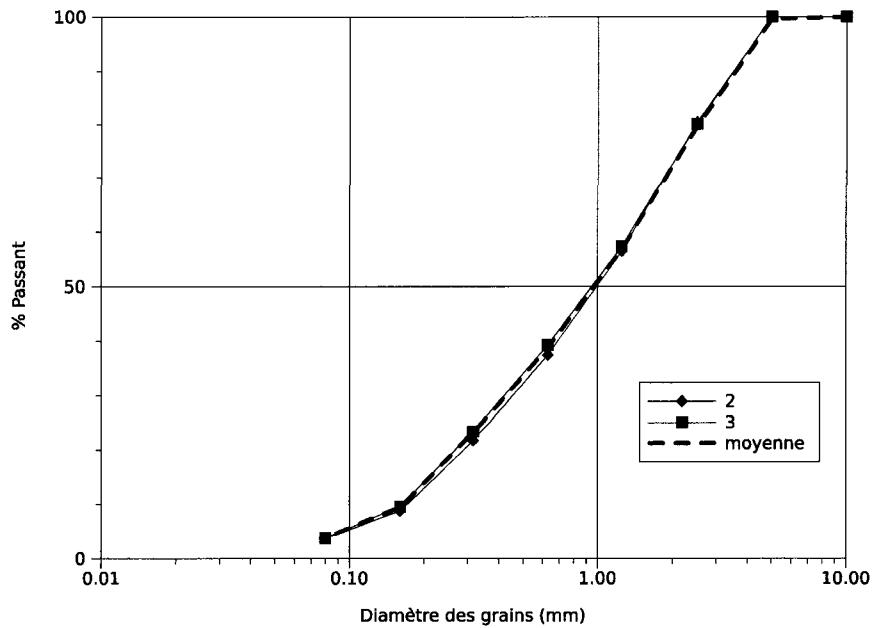


FIG. III.2 Courbes granulométriques du sable 0-2.5 naturel lavé

L'anomalie est expliquée par la méthode de stockage. Les matériaux granulaires lavés et tamisés sont stockés dans des piles. Notre premier chargement, prélevé à l'automne 2006, provient du dessus d'une de ces piles. Hors, durant la période hivernale, aucun matériel additionnel n'est excavé. Les piles se vident tranquillement jusqu'à épuisement, tôt au printemps. Lors de notre second prélèvement, le matériel était vraisemblablement issu du pied de la pile. Le tri granulométrique qui s'opère lors de la manutention de la pile peut expliquer la différence marquée des analyses granulométriques.

Pour remédier au problème, la composition des mélanges a été équilibrée différemment en faisant intervenir une part plus importante du Sable fin.

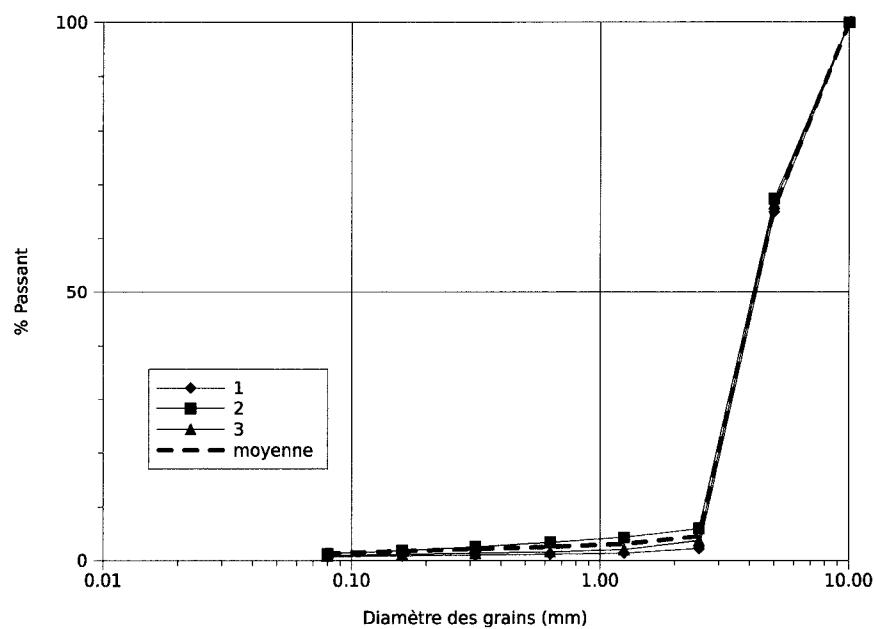


FIG. III.3 Courbes granulométriques du sable 2.5-5.0 naturel lavé

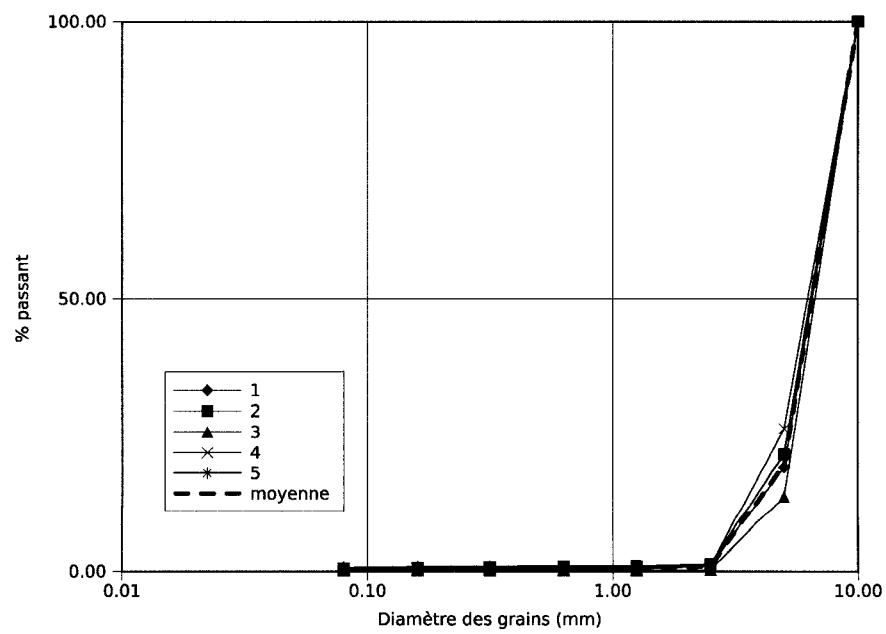


FIG. III.4 Courbes granulométriques du sable 5.0-10.0 naturel lavé

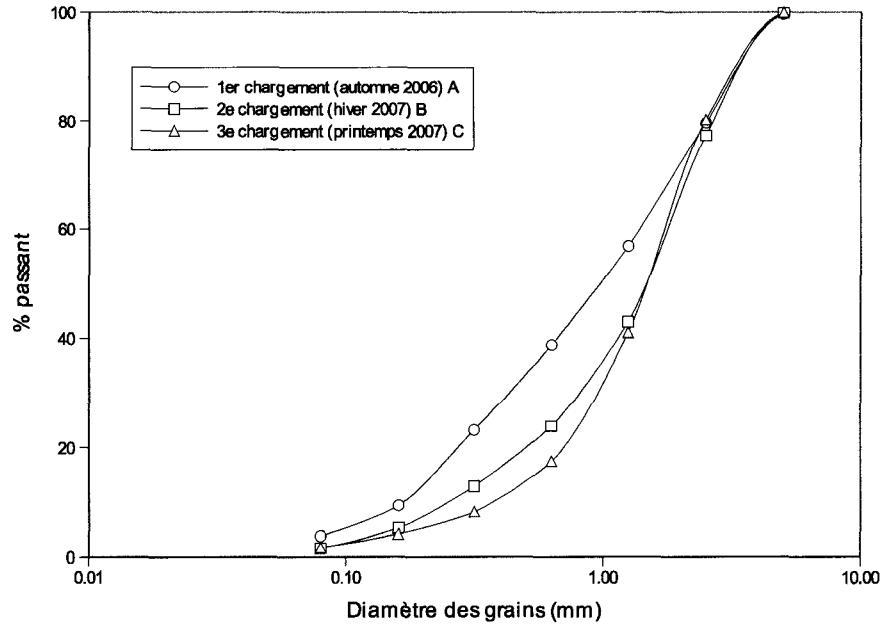


FIG. III.5 Granulométries des trois réceptions de Sable 0-2.5 mm

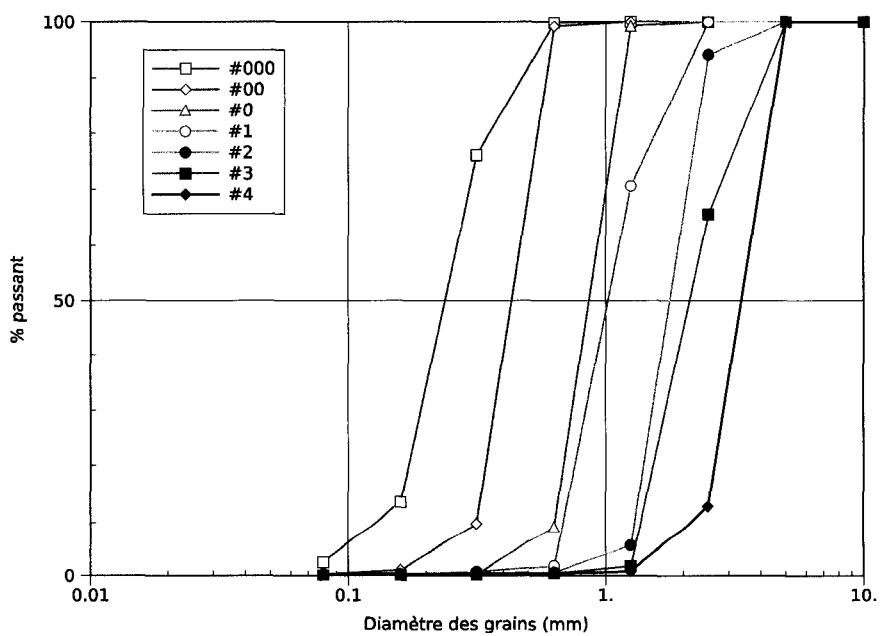


FIG. III.6 Courbes granulométriques des sables et graviers uniformes

III.1.2 Densités relatives

La densité relative de chaque sol a été évaluée de trois à six fois selon les normes ASTM D854-98 et C127-04 applicables aux sols fins et grossiers, respectivement (ASTM, 1998b; ASTM, 1998c). Les valeurs retenues sont indiquées au tableau III.2.

III.1.3 Facteurs de forme

Le facteur de forme S_f des particules d'un sol est d'autant plus facile à déterminer que le sol est uniforme (C_u près de 1.0). Des mesures répétitives des trois axes a , b et c sont faites sur une cinquantaine de grains. Les axes sont bien entendgraphiques virtuels car les particules ne sont pas de forme géométrique régulière. Tel qu'expliqué au chapitre 1, ceux-ci sont tirés de l'ellipsoïde imaginaire dans lequel le grain est circonscris.

Une analyse statistique est ensuite faite sur les valeurs mesurées pour valider que la moyenne est bien représentative de la population. Les figures III.7(a) à III.7(d) démontrent que la distribution normale cadre bien avec les données (ici celles du sable 0-2.5 mm et du gravier #3). On remarque sur les courbes cumulatives, que tous les points mesurés se retrouvent à l'intérieur de l'intervalle de confiance de 95%.

Le tableau III.2 indique le facteur de forme choisi pour chaque sol. Certains facteurs, dont ceux des sols très fins (#000, #00, #0 et Thérien) ont été pris arbitrairement comme la valeur habituelle du quartz étant donné leur taille impossible à mesurer avec des instruments macroscopiques. Les facteurs des sols moins uniformes (ex. sable 0-2.5 mm) ont été choisis en pondérant l'apport de leurs différentes fractions

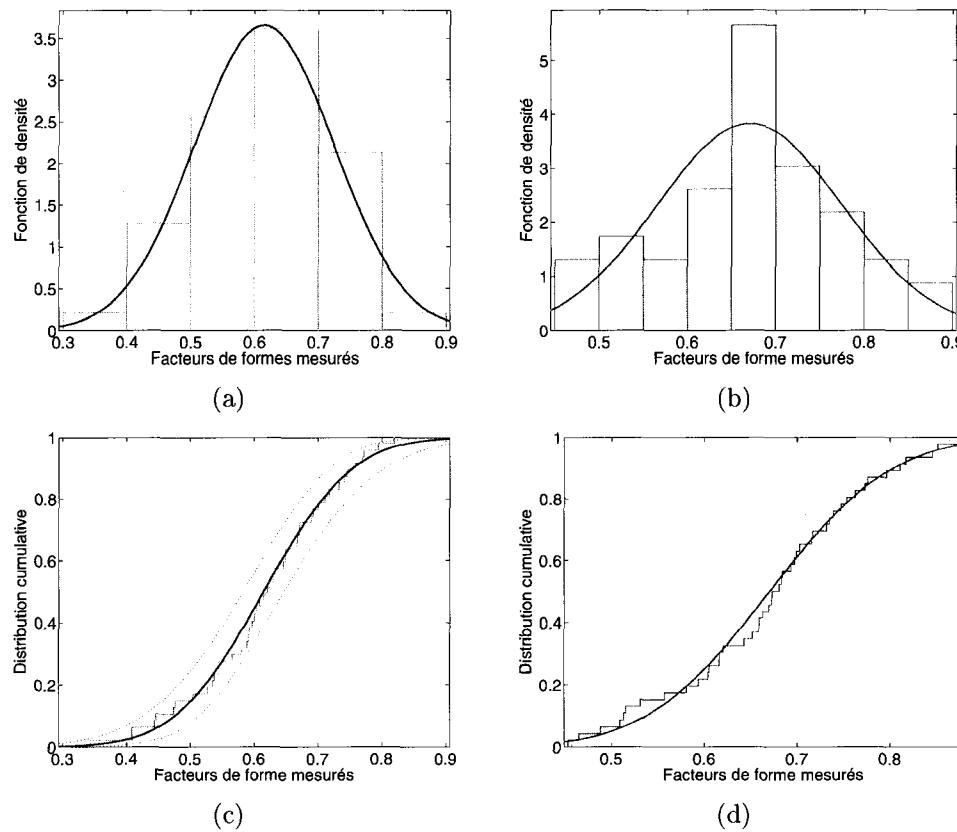


FIG. III.7 Analyse statistique du facteur de forme mesuré : Fonction de densité du a) sable 0-2.5 mm et b) du gravier #3. Distribution cumulative (intervalle de confiance 95%) : c) sable 0-2.5 mm et d) gravier #3

constitutives.

Type de sol	C _u	C _c	D _r	S _f
#000	2.04	1.09	2.655	0.70
#00	1.56	0.96	2.655	0.70
#0	1.54	0.96	2.655	0.70
#1	1.64	0.96	2.639	0.67
#2	1.54	0.96	2.640	0.67
#3	1.69	0.96	2.636	0.67
#4	1.74	1.05	2.641	0.67
Sable Therrien	2.14	1.12	2.700	0.70
LG 0-2.5	8.69	0.84	2.773	0.66
LG 2.5-5.0	1.76	0.97	2.751	0.62
LG 5.0-10.0	2.03	1.14	2.741	0.62

TAB. III.2 Propriétés des sols utilisés

III.2 Mélanges

Les quatres sols de base (sable fin, 0-2.5, 2.5-5 et 5-10) ont été mélangés en proportions variables pour reproduire les trois mélanges utilisés lors des essais, soit les mélanges *FIN*, *MOYEN* et *GROISSIER*. Les sections suivantes présentent les caractéristiques de ces mélanges.

III.2.1 Granulométries

Les proportions de chaque sol de base entrant dans la constitution des mélanges sont présentées au tableau III.3 ainsi que les coefficients d'uniformité et les densités relatives. Les granulométries des mélanges sont présentées à la figure III.8.

	<i>FIN</i>	<i>MOYEN</i>	<i>GROSSIER</i>
Therrien (%)	24	0	0
Sable 0-2.5 (%)	70	89	71
2.5-5.0 mm (%)	0	0	9
5.0-10.0 mm (%)	6	11	20
Cu (-)	7.80	10.17	13.49
Dr (-)	2.75	2.77	2.76

TAB. III.3 Constitution et caractéristiques des mélanges *FIN*, *MOYEN* et *GROS-SIER*

III.2.2 Essais à la table vibrante - Masses volumiques minimales et maximales

Les essais à la table vibrante ont été réalisés selon la norme CAN/BNQ 2501-062/2005 du Bureau de normalisation du Québec (2005). Ceux-ci ont permis de

déterminer les masses volumiques minimales et maximales utilisées pour la mise en place des matériaux aux densité *MIN* et *MAX*. De plus, ces valeurs minimales et maximales délimitent la zone à l'intérieur de laquelle l'optimum Proctor devrait se trouver. Les masses volumiques sont présentées au tableau III.4.

Masse volumique	<i>FIN</i>	<i>MOYEN</i>	<i>GROSSIER</i>
ρ_{\min} (kg/m^3)	1765	1845	1945
ρ_{\max} (kg/m^3)	2020	2170	2200

TAB. III.4 Masses volumiques minimales et maximales selon l'essai à la table vibrante

III.2.3 Essais Proctor normalisés

Les essais Proctor normalisés ont été réalisés selon la norme ASTM D698-91 (American Society for Testing and Materials, 1998b). Les courbes de compactage des mélanges *FIN*, *MOYEN* et *GROSSIER* sont illustrées aux figures III.9, III.10 et III.11. Les masses volumiques maximales et minimales y sont également représentées pour donner une idée de l'ordre de grandeur des masses volumiques atteignables.

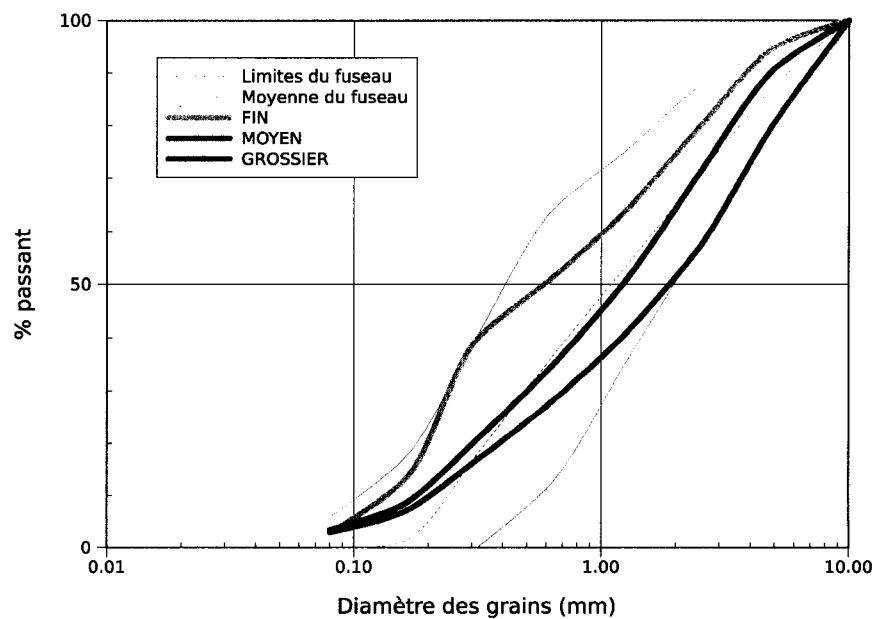


FIG. III.8 Courbes granulométriques des trois mélanges utilisés

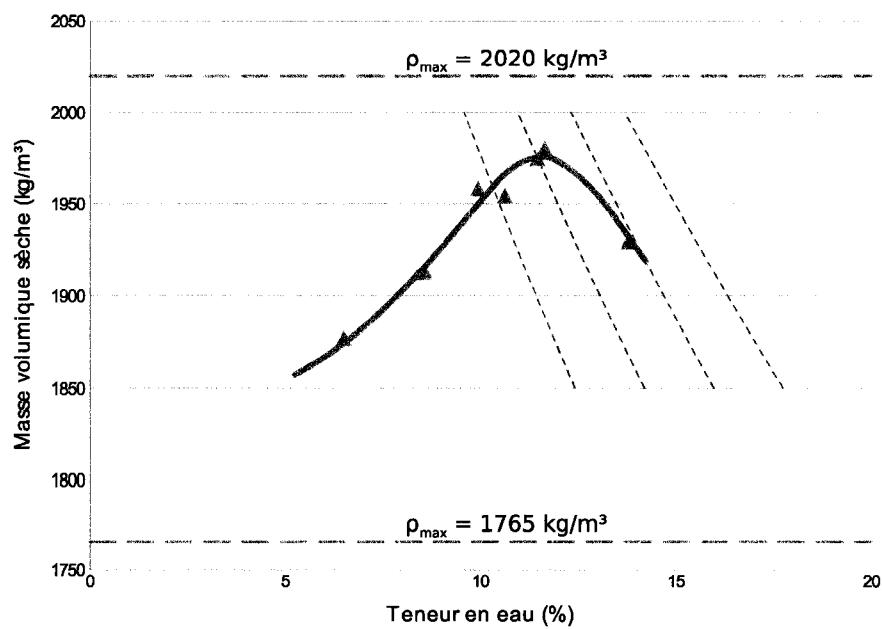


FIG. III.9 Courbe de compactage du sol *FIN* selon l'essai Proctor normalisé

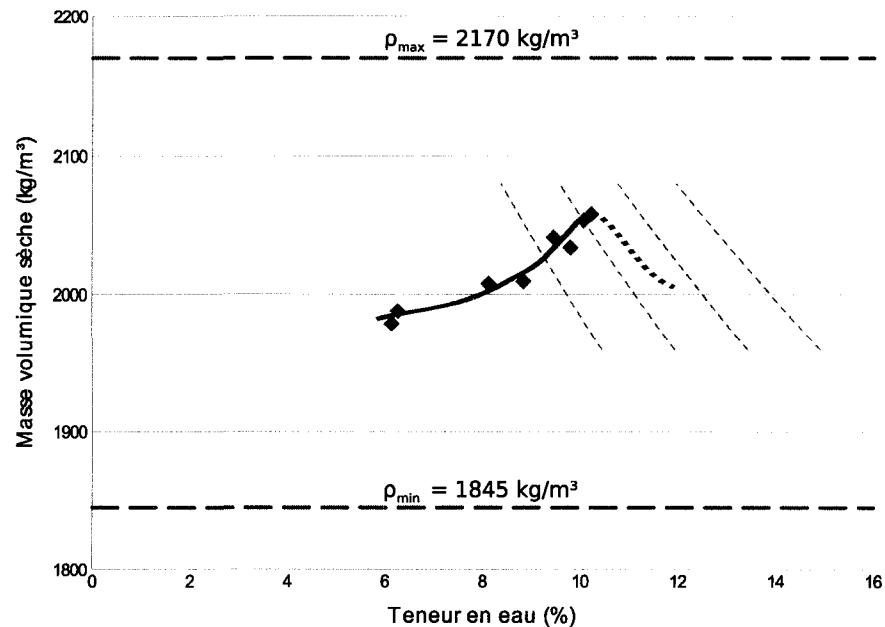


FIG. III.10 Courbe de compactage du sol *MOYEN* selon l'essai Proctor normalisé

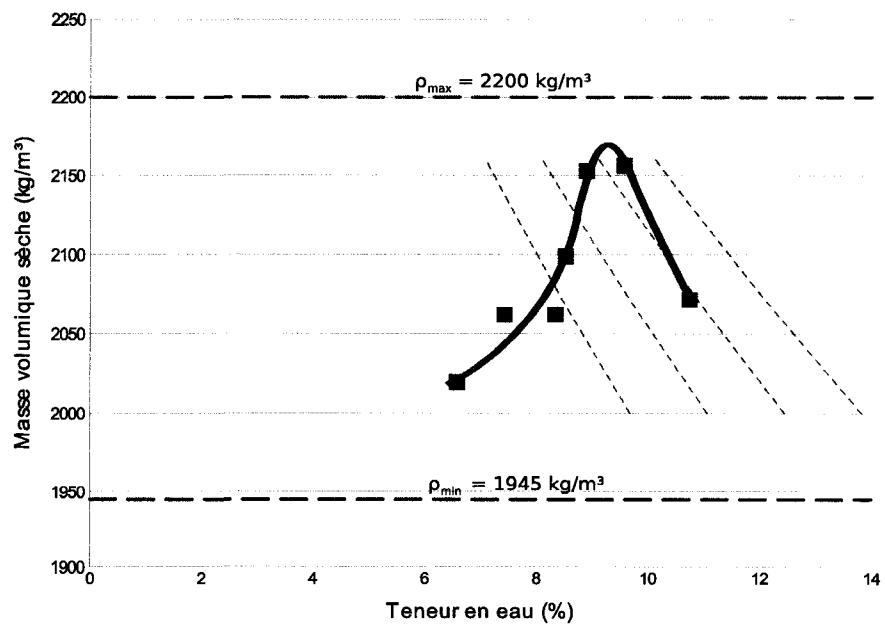


FIG. III.11 Courbe de compactage du sol *GROSSIER* selon l'essai Proctor normalisé