

Caractérisation « géotechnique » d'un sol et de sa résistance

2.1 Loi de comportement pour un sol

Pour un géomatériau, dans le cadre d'un développement pseudo statique (vitesse de déplacement particulaire lente $\dot{\mathbf{u}} \approx 0$, équilibre permanent), les équations (II-1) et (II-2) sont utilisées pour décrire la transformation d'un volume matériel au cours du temps.

On se retrouve avec deux expressions d'un équilibre : une tensorielle et une scalaire, soit 4 équations. L'équation scalaire implique, pour une masse volumique constante de solide, les variations de volume entre l'état initial et l'état final. Celles-ci pourront être évaluées à partir des déformations locales du milieu ε_{ij} , soit 6 inconnues.

En incluant les conditions limites (déformations ou contraintes), on se retrouve avec 12 inconnues pour 6 équations. Une relation constitutive entre les déformations et les contraintes doit être proposée pour fermer le système.

Cette relation peut être définie de 2 façons :

- Incrémentale, c'est-à-dire que l'on va décrire le milieu à partir de sa réponse à un incrément : $d\varepsilon_{ij} = f(d\sigma_{ij})$ avec f linéaire ou non ;
- Ou de manière intégrale, avec une relation directe entre la déformation et la contrainte, soit une relation de type : $\varepsilon_{ij} = f(\sigma_{ij})$.

Ces relations permettent de fermer le problème concernant le solide. Ces lois mathématiques au niveau du V.E.R. seront construites à partir de mesures ou de développements théoriques. On trouvera ce problème de lois de comportement traité dans l'ouvrage de Darve (1987).

D'une manière générale, et dans la mesure des possibilités techniques, la caractérisation précise du comportement d'un sol nécessite la mesure des grandeurs suivantes en parcourant des chemins de chargement (contraintes (triaxial) / contraintes-déformations (oedomètre)) simples :

- déplacement, variation de volume, vitesse de déplacement ;

- force, pression de confinement.

Un exemple de chemin de contrainte est un essai de compression simple, une force est appliquée suivant la direction donnée par l'axe de l'échantillon.

2.2 Notion de contrainte effective

Dans le cas d'un matériau poreux-saturé, les équations ci-dessus permettent de décrire ce qui se passe sur le V.E.R. sur la phase solide. Pour cela, Terzaghi (1936, cité par Terzaghi et Peck, 1948) a posé le concept de contraintes effectives. La phase solide et le fluide interstitiel sont distingués. De cette manière, la contrainte totale subie par le volume élémentaire représentatif se décompose en une pression supportée par le fluide (on suppose qu'au premier ordre le fluide reprend seulement une pression) et une contrainte supportée par la phase solide nommée contrainte effective. Cette approche peut être formulée par :

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + p\delta_{ij} \quad (II-5)$$

p : pression du fluide interstitiel ou pression interstitielle ;

δ_{ij} : symbole de Kronecker ;

σ_{ij} : état de contrainte totale vu par le V.E.R. ;

p : pression du fluide interstitiel ;

σ'_{ij} : état de contrainte supporté par la phase solide.

Ainsi, les lois de comportement (à l'échelle du V.E.R.) de la phase solide n'auront plus comme paramètre la contrainte totale mais la contrainte effective. Il y a un début d'interaction avec l'eau au travers du terme de pression interstitielle. Cela est suffisant dans un cadre pseudo-statique, où les effets de l'écoulement sont négligeables. En terme de mesure, il faut ajouter les paramètres d'état de l'eau (pression interstitielle). Le cas non saturé n'est pas traité, toutefois des informations peuvent être retrouvées dans la référence Delage et Cui (2001).

2.3 Caractéristiques physiques du sol

La caractérisation du matériau ne passe pas uniquement par le comportement mécanique. Le matériau sol est le résultat de son histoire géologique. Dans notre cas, ce matériau sera essentiellement issu d'une altération de la croûte terrestre. L'érosion de surface par mécanisme éolien ou hydraulique constitue l'un des mécanismes principaux de

l'élaboration d'un matériau granulaire naturel. Il est possible que le matériau soit obtenu après une dégradation plus artificielle (explosion et broyage), e. g.: un matériau de carrière.

Les produits de cette dégradation et de l'histoire géologique seront caractérisés

- par leur nature :
 - une minéralogie, mélange de minéraux argileux (kaolinite, illite, montmorillonite...), et minéraux (quartz, calcaire...), dépendant de la roche dégradée.
 - des matières organiques (décomposition de végétaux) suivant les lieux.
 - une granulométrie, taille de grains allant du μm au mètre.
- leur arrangement (peut être vu comme une conséquence mécanique de l'histoire des chargements) :
 - un arrangement des particules constitutives du sol, conduisant à une structure pour supporter les charges.
 - la présence ou non d'eau liquide en plus des matières minérales et organiques.

Notons qu'en génie civil, le terme argile désigne une granulométrie inférieure à $2\ \mu\text{m}$ voir $5\ \mu\text{m}$ (fonction de la norme utilisée), tandis qu'en géochimie il désigne un minéral.

a) Paramètres de description des trois phases constitutives du sol

D'après le paragraphe précédent, il est nécessaire de définir des variables à l'échelle d'un volume de sol (vue de droite, sur la Figure II-2), nommé aussi volume élémentaire représentatif (V.E.R.). Dans sa représentation, deux phases continues sont définies (vue de gauche, sur la Figure II-2), le vide et la phase solide. Puis, la quantité d'eau incluse dans la phase vide est redéfinie d'après les deux quantités précédentes. Pour quantifier les trois phases en présence (solide, eau et air), plusieurs variables peuvent être utilisées.

Masse et poids volumiques

La masse volumique d'une phase X (ρ_X) est définie comme le rapport de la masse (M_X) sur le volume occupé (V_X) continu occupé par la phase X. Le poids volumique (γ_X) est la masse volumique pondérée par la gravité $g = 9,81\ \text{m/s}^2$. La masse volumique moyenne d'un grain de sol (valeur moyenne couramment adoptée : quartz) (ρ_s) est de $2650\ \text{kg/m}^3$ (quartz),

cette dernière est dépendante de la minéralogie. La masse volumique moyenne de l'eau (ρ_w) est de 1000 kg/m^3 .

$$\rho_x = \frac{M_x}{V_x} \quad (II-6)$$

Il est possible de définir la masse volumique humide (ρ_H) et la masse volumique sèche (ρ_D) de notre volume.

$$\rho_H = \frac{M_{\text{Eau}} + M_{\text{Sol}}}{V} \quad (II-7)$$

$$\rho_d = \frac{M_{\text{Sol}}}{V} \quad (II-8)$$

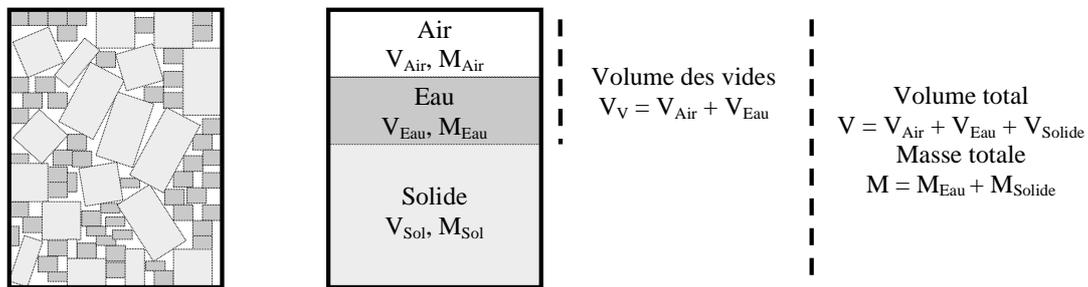


Figure II-2: Volume élémentaire représentatif, à gauche vue réelle, à droite vision descriptive.

Indice des vides et porosité

L'indice des vides et la porosité définissent la quantité de vide suivant deux références.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (II-9)$$

L'indice des vides (e) est le rapport entre le volume des vides et la phase solide. La porosité (n) est le rapport entre le volume des vides et le volume total.

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{e}{1+e} \quad (II-10)$$

Une notion connexe est la compacité définie comme le rapport entre le volume de solide (V_s) et le volume total (V).

$$c = \frac{V_s}{V} = \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (II-11)$$

Teneur en eau et degré de saturation

L'eau contenue dans le volume est définie par rapport aux paramètres précédents. Pour le géotechnicien, la teneur en eau (w) est le rapport entre la masse d'eau et la masse de solide inclus dans le volume.

$$w = \frac{M_{\text{Eau}}}{M_{\text{Solide}}} \quad (II-12)$$

Pour le hydrologue, la teneur en eau est définie comme le rapport du volume d'eau sur le volume total considéré.

Le degré de saturation (S) quantifie la proportion d'eau dans le volume des vides.

$$S_R = \frac{V_{\text{Eau}}}{V_v} = \frac{w}{\rho_s - \rho_d} \frac{\rho_s \rho_d}{\rho_w} \quad (II-13)$$

b) Analyse granulométrique et diagramme ternaire

Du fait de leurs caractéristiques très différentes, les fractions fines ($< 74 \mu\text{m}$) et grossières du sol sont distinguées. Une analyse granulométrique est menée pour la fraction grossière par tamisage, par voie humide (XP P 94-041//U.S.B.R. 5335) ou par voie sèche (NF P 94-056//U.S.B.R. 5325). Pour la fraction fine, l'analyse est menée par sédimentométrie pour (NF P 94-057//U.S.B.R. 5330) et/ou à l'aide d'un granulomètre LASER. La Figure II-3 présente la dénomination des constituants de sol basée sur la granulométrie, proposée par Mitchell, 1993. La dénomination dans les normes approche ces valeurs, mais est dépendante de ces dernières.

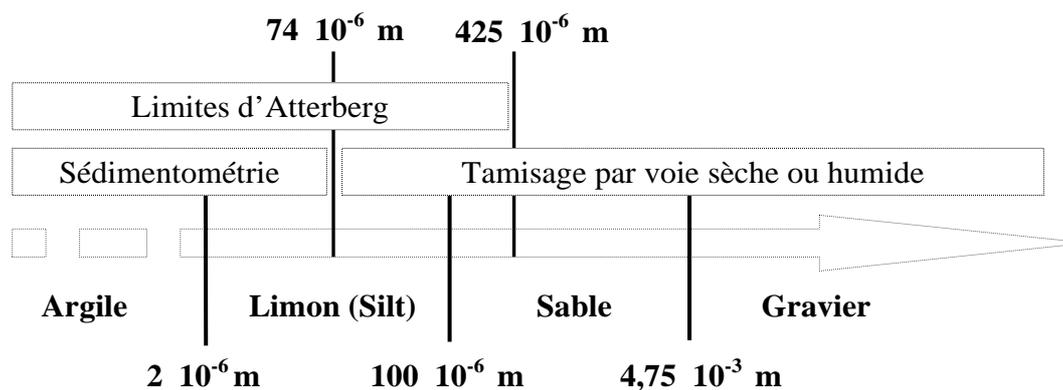


Figure II-3 : Classification des sols suivant la granulométrie, adaptation de Mitchell (1993).

Suivant les pourcentages de ces différents composants, différentes textures sont définies, Figure II-4.

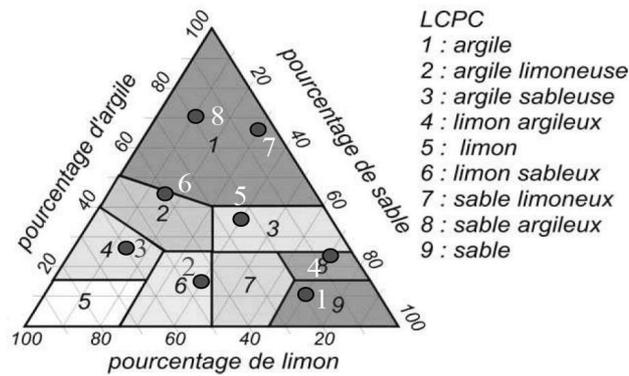


Figure II-4 : Classification des sols fins, diagramme ternaire du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (cité par Pham, 2008).

c) Limites d'Atterberg et classification

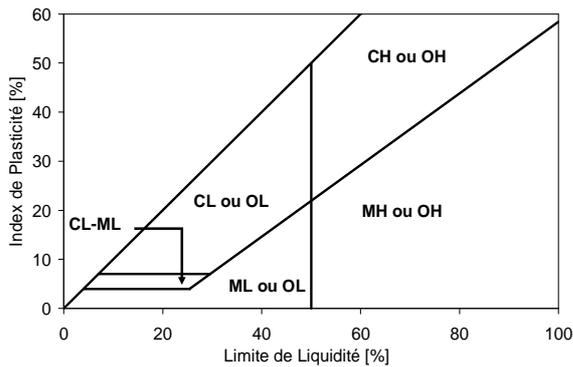
Le comportement de la fraction fine dépend beaucoup de sa teneur en eau et de sa minéralogie. Une classification suivant un critère additionnel à la granulométrie s'avère donc nécessaire. Ainsi, on utilisera les limites d'Atterberg (Mitchell, 1993) : la limite de liquidité et la limite de plasticité. En pratique, cet essai est réalisé sur la fraction de matériau inférieure à 425 μm .

Limite de liquidité : teneur en eau limite supérieure pour laquelle le matériau va atteindre une déformation donnée (fermeture d'une fente) pour une certaine énergie dynamique appliquée au sol (25 chutes de la coupelle). Cette teneur en eau particulière matérialise la limite entre l'état liquide et l'état plastique du sol testé.

Limite de plasticité : teneur en eau limite pour laquelle le sol va présenter une certaine cohésion associée à une présence de fissuration du matériau. Elle permet de distinguer l'état plutôt plastique (déformation importante sans dissociation du matériau) de l'état grenu du sol. En deçà de cette teneur en eau, le sol se présente sous forme de plusieurs morceaux.

La limite de liquidité peut être déterminée par le test de la coupelle de Casagrande (NF P 94-051//U.S.B.R. 5355 - définition), ou par la méthode dite du cône (NF P94-052-1, méthode de référence dans l'ISO). Quant à la limite de plasticité, elle est déterminée par la méthode dite des rouleaux (NF P 94-051//U.S.B.R. 5360).

L'indice de plasticité est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. Casagrande a proposé une classification de la fraction fine qui repose sur l'indice de plasticité et la limite de liquidité (Figure II-5). Différentes catégories sont définies suivant le comportement avec l'eau et la composition des fines.



C – Clay // argile

M – Silt

O – Organic // Organique

L – Lean // Peu plastique

H – High // Très plastique

Figure II-5: Classification de la fraction fine (< 425 µm), abaque de Casagrande (cité par Bureau of Reclamation, 1990)

Le système de classification universel (« Universal Soil Classification System») est basé à la fois sur la granulométrie et l'abaque de Casagrande.

Par la suite, les dénominations granulométriques sont les suivantes, basées sur les coupures préconisées par le Bureau of Reclamation, 1990 pour différents tests :

- Argile, fraction inférieure ou égale à 2 µm ;
- Limons, fraction comprise entre 2 µm et 74 µm ;
- Sables fins, fraction comprise entre 74 µm et 425 µm
- Sables grossiers, fraction comprise entre 425 µm et 4,75 mm.

d) Essais Proctor

Une autre caractérisation fondamentale du matériau est réalisée à l'aide de l'essai Proctor (Normal ou Modifié). Cet essai consiste à mesurer la densité sèche obtenue après mise en place du matériau avec une énergie de compactage dynamique (dame tombant sur le sol) une teneur en eau donnée (NF P 94-093//U.S.B.R. 5500). Le résultat de l'essai est la masse volumique sèche optimale et la teneur en eau correspondante à une énergie de compactage donnée. Cette énergie de compactage est censée être représentative de celle des engins de chantier. De part et d'autre de cet optimum sont définies la zone sèche et la zone humide. Ces essais sont classiques en ingénierie et de nombreux chercheurs ont réalisés différents types d'essais sur des échantillons compactés suivant le protocole Proctor.

e) Résistance au cisaillement du sol

La cohésion est la capacité d'un volume de matériau à reprendre un effort de cisaillement pur sans confinement, elle définit une partie du critère de rupture. Dans le cadre de cette étude, des essais scissométriques de laboratoire sont effectués (NF P 94-

072//U.S.B.R. 5765) (Figure II-6). La résistance ainsi mesurée est appelée « cohésion non drainée », du fait de l'importante vitesse de déformation imposée.

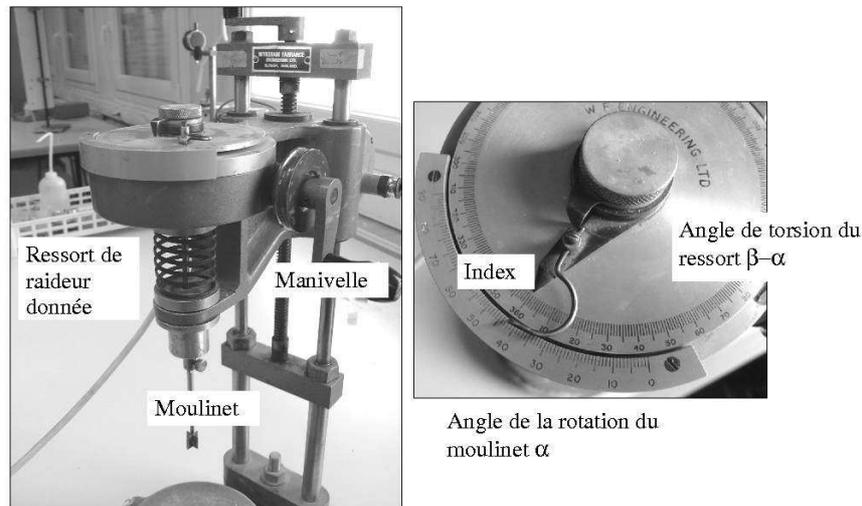


Figure II-6 : Scissomètre de laboratoire : vue descriptive.

Un moulinet cruciforme est fiché dans l'échantillon. Celui-ci est relié à une manivelle par un ressort de raideur donnée en torsion. Une rotation d'angle α est imposée au moulinet en tournant la manivelle d'un angle β . Le différentiel de l'angle $\beta-\alpha$ correspond à la torsion du ressort. Cette torsion est la conséquence du couple appliqué par le sol sur le moulinet. Les valeurs de ces deux angles sont lues sur le cadran en partie supérieure grâce à un index, entraîné par frottement par le cadran, et retenu par un pointeau fixé par rapport à l'élément de sol : la torsion du ressort correspond au cadran intérieur, le cadran extérieur correspond à la déformation de l'élément de sol.

On incrémente la rotation du moulinet d'un angle $d\alpha$, environ 1° . Puis, on relève l'angle de torsion. Ces opérations sont effectuées jusqu'à la décroissance ou la stagnation de l'angle de torsion pour un incrément donné. L'angle de torsion maximal, associé à la raideur du ressort utilisé et à la surface de cisaillement, donne accès à la valeur de cisaillement maximale appliquée au sol. Cet appareil existe en version de poche et en version in-situ afin de caractériser un sol sur site.

Des caractéristiques correspondantes à une loi de comportement peuvent être évaluées en effectuant des chargements simples avec une métrologie plus complète. Les conditions de drainage des essais y sont importantes pour les contraintes vues par le squelette granulaire. Il s'avère donc nécessaire de mesurer la pression du fluide interstitiel au sein de l'échantillon.

2.4 Dispersion du sol

Les sols peuvent réagir chimiquement (e.g. dissolutions des minéraux) avec le fluide environnant, dans notre cas l'eau. Une argile est dite dispersive (définition par l'A.S.T.M.) si la turbidité de l'eau s'étend dans l'espace avec une « eau immobile » (définition du crumb test). La formation et le déplacement de ce halo de turbidité sont liés à un déséquilibre de concentrations et une dissolution de l'argile. Ce n'est donc pas un phénomène mécanique, mais chimique.

a) Essai d'émiettement

L'essai d'émiettement (« crumb-test », U.S.B.R. 5400) permet d'évaluer la dispersivité d'une argile. Un cube de sol est posé dans l'eau (cf. Figure II-7). L'évolution de celui-ci et de la turbidité de l'eau l'environnant sont observées toutes les heures pendant 6 h après l'immersion. On peut distinguer un nuage de turbidité autour de l'échantillon. Suivant la taille de ce nuage, sa turbidité et l'état du cube, un jugement est émis pour la dispersion.

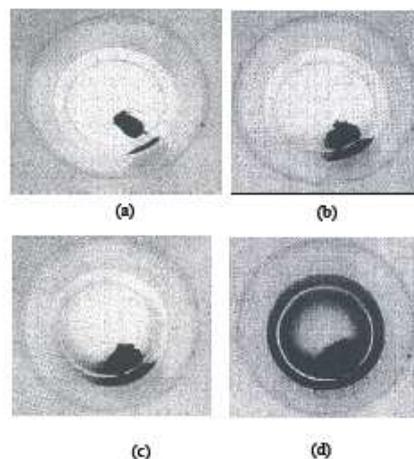


Figure II-7 : Essai de « crumb-test » (a) Non dispersif – grade 1 (b) Faiblement dispersif – grade 2 (c) Dispersif – grade 3 (d) Très dispersif – grade 4.

b) « Pin-hole test »

Le pin-hole test (U.S.B.R. 5410) est un autre essai permettant de quantifier cette dispersion avec un effet d'écoulement. Un trou d'épingle est foré au sein de l'échantillon (Figure II-8). Un écoulement est généré au travers de celui-ci en imposant une charge hydraulique en entrée. Au bout d'une durée normalisée, le débit de sortie est mesuré. En plaçant le point de coordonnées temps-débit dans le plan approprié, on déduit la dispersivité du sol. 7 classes de dispersion sont définies (Figure II-8).

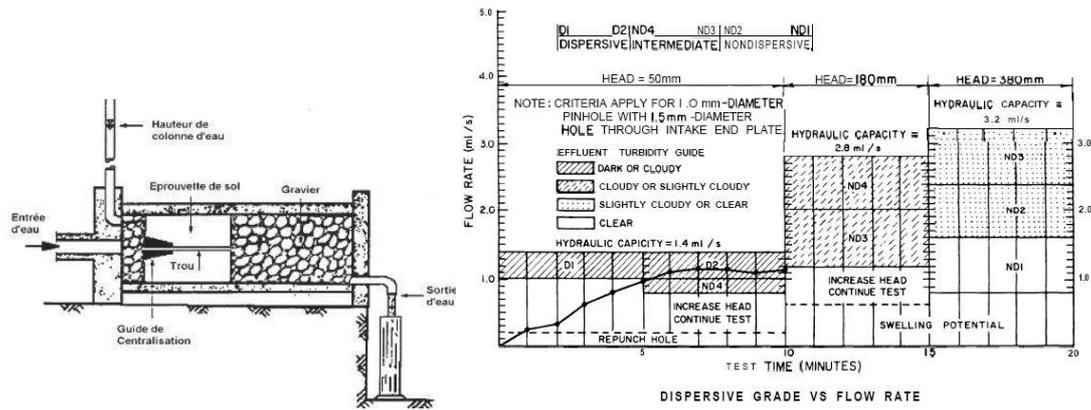


Figure II-8 : Essai de « pin-hole test » et plan pour la classification.

Contrairement au crumb-test où la déstabilisation du matériau provient uniquement de l'imbibition et la réaction « chimique » sur le matériau, dans le cas du pin-hole test, un effort mécanique généré par l'écoulement peut amener une déstabilisation du matériau.

Pham et al. (2008) ont modifié l'essai d'émiettement (« crumb-test ») afin de contrôler plus efficacement le protocole de réalisation des essais. Ils ont instrumenté la mesure du tassement et/ou du gonflement. Cette approche permet de quantifier plus finement l'interaction eau-sol et la stabilité de l'élément de sol.

Les essais de retrait faits par les pédologues (Braudeau, 1988) permettent aussi d'évaluer en partie le comportement du sol avec l'eau.

Dans cette partie, l'eau a été vue comme un paramètre conditionnant la stabilité du sol chimique ou mécanique du sol. Dans la partie suivante, nous nous placerons du point de vue du fluide, en regardant les effets du sol sur un écoulement d'eau. Le sol va être considéré comme une paroi fixe pour l'écoulement.

3 Caractéristiques d'un écoulement

La loi fluide définit les contraintes par rapport aux vitesses de déformations du volume matériel.

3.1 Loi de comportement fluide, et écoulements

Pour un fluide, on utilise les équations d'équilibre du milieu continu définissant la dynamique de l'écoulement. La description eulérienne dans ce cas permet d'éviter de suivre les particules de fluide sur de grandes distances, mais se concentre sur un volume de l'espace. Dans le cas du fluide, on est intéressé par les vitesses et non les déformations. En effet, le fluide ne possède pas de formes propres à la différence d'un solide. Il a tendance à s'écouler et à ne pas pouvoir soutenir un cisaillement. L'eau a une faible compressibilité (χ_{eau}).

$$\chi_{\text{Eau}} = -\frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial P} = 4,5 \cdot 10^{-10} \text{ Pa}^{-1} < \chi_{\text{Squelette}} = 10^{-6} \text{ Pa}^{-1} \quad (\text{II-14})$$

En considérant dans l'équation de conservation de la masse et l'incompressibilité, on obtient l'équation (II-15) pour l'eau :

$$[\rho_w \nabla] \cdot \vec{u} = 0 \quad (\text{II-15})$$

ρ_w : masse volumique

\vec{u} : vecteur vitesse pour le fluide.

L'eau est considérée comme ayant un comportement dit newtonien basée sur les hypothèses suivantes :

- invariance par rotation.
- le déviateur des contraintes s'exprime comme une combinaison linéaire des gradients de vitesse, il apparaît la viscosité cinématique μ du fluide.

$$D_{ij} = \mu \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (\text{II-16})$$

La partie symétrique du tenseur va s'écrire comme :

$$S_{ij} = -p \delta_{ij} - \frac{2}{3} \delta_{ij} \mu \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) \quad (\text{II-17})$$

Deux autres hypothèses peuvent être effectuées :

- dans le cas d'un fluide incompressible, la partie divergence du tenseur de vitesses de déformations est nulle.
- les variations spatiales de viscosité sont négligeables.

En remplaçant dans l'équation (II-1) le tenseur des contraintes par cette loi de comportement, on obtient l'équation de Navier-Stokes.

$$\rho_w \frac{\partial(\bar{u})}{\partial t} + \rho_w (\bar{u} \cdot \nabla)(\bar{u}) = -\nabla p + \mu \nabla^2 \bar{u} + \bar{f} \quad (II-18)$$

\bar{f} : force de volume.

Des grandeurs de référence (jauges) du système sont choisies afin de décrire l'écoulement. Celles-ci sont une vitesse U_0 , une contrainte $P_0 = \rho U_0^2$, qui est 2 fois la pression dynamique de l'écoulement, et une longueur caractéristique d'écoulement x_0 . Le temps caractéristique T_0 peut être calculé en posant $x_0 = U_0 T_0$. A l'aide de ces grandeurs de référence, on peut réécrire l'équation de la quantité de mouvement associée à un volume élémentaire de manière adimensionnelle représentée par l'indice *.

$$\frac{\partial(\bar{u}^*)}{\partial t} + (\bar{u}^* \cdot \nabla)(\bar{u}^*) = -\nabla p^* + \frac{1}{\text{Re}} \nabla^2 \bar{u}^* + \bar{f}^* \frac{1}{\text{Fr}^2}$$

$$\frac{1}{\text{Re}} = \frac{\mu}{\rho_w U_0 x_0} \quad (II-19)$$

Le nombre de Froude va être dépendant des forces volumiques en présence. Dans le cas, d'un potentiel de pesanteur (g), ce dernier s'écrit :

$$\text{Fr}^2 = \frac{U_0^2}{g x_0} \quad (II-20)$$

Avec Y grandeur quelconque ayant pour référence Y_0 .

$$Y^* = \frac{Y}{Y_0} \quad (II-21)$$

Le nombre de Reynolds (Re) ainsi introduit caractérise l'influence de l'inertie (terme de gauche de l'équation (II-19) par rapport aux forces visqueuses. Sous l'hypothèse que l'on néglige les forces volumiques :

- si $\text{Re} \gg 1$, le terme visqueux devient négligeable et le gradient de pression fournit la variation d'inertie au fluide ;

- dans le cas contraire, une partie du gradient de pression est absorbée par la dissipation visqueuse.

Le nombre de Froude (Fr) lui est utilisé dans le cas de forces volumiques dominantes. Sous l'hypothèse que l'on néglige le frottement :

- si $Fr \gg 1$, la variation d'inertie est liée à la pression du fluide.
- dans le cas contraire, la variation d'inertie est amenée par les forces volumiques.

Ainsi pour simuler des écoulements en laboratoire, on cherchera à conserver:

- soit le nombre de Reynolds pour un écoulement en charge, où la pression est le paramètre de l'écoulement ;
- soit le nombre de Froude pour un écoulement à surface libre, où les phénomènes gravitaires sont prépondérants, et la pression quasi-hydrostatique.

Comme vu dans l'équation (II-19), pour un grand nombre de Reynolds, la viscosité moléculaire ne permet plus d'amortir les fluctuations des termes inertiels ou de pression, le régime est dit turbulent. Le degré de turbulence sera fonction du nombre de Reynolds. L'échelle d'observation est importante dans la définition des quantités.

Pour décrire l'écoulement global, il faut introduire une nouvelle loi de comportement introduisant les fluctuations de vitesse en plus de la viscosité classique. L'écriture se fait en moyennant sur le temps les équations de Navier Stokes.

$$\alpha = \langle \alpha \rangle + \alpha'$$

$$\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} \langle u_i u_j \rangle = -\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x_i} \langle p \rangle + \frac{1}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\mu \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) - \rho_w \langle u_j' u_i' \rangle \right) + f_i \quad (II-22)$$

$$\frac{\partial}{\partial x_j} \langle u_i \rangle = 0$$

Il est nécessaire pour fermer le système de définir le terme $-\rho_w \langle u_j' u_i' \rangle$ de l'équation (II-22). Pour cela il est possible d'utiliser des modèles statistiques en écrivant les équations d'équilibres supplémentaires à l'instant t, et non plus en moyenne sur le temps. La fermeture se fera en général avec un jeu de paramètres issus de l'expérience. La turbulence est

représentée par des fluctuations locales de la vitesse. L'alimentation énergétique de la turbulence se fait par l'écoulement moyen.

Pour les études hydrauliques classiques du génie civil, la turbulence sera considérée comme ayant un effet moyen (en temps) sur l'écoulement, sauf pour des problèmes bien précis et localisés.

L'approche développée ci-dessous permet de construire les profils de vitesse dans le cadre d'un écoulement à proximité d'une paroi. La différence entre un écoulement en surface libre ou en charge est faite sur les conditions limites utilisées. Nous nous attacherons principalement à décrire l'écoulement dans une conduite cylindrique. Les écoulements en surface libre ne seront abordés que sous forme de remarque.

a) Notion de coefficient de frottement – description de l'interaction fluide / paroi

L'écoulement est supposé permanent et uniforme en moyenne sur le temps :

$$\frac{\partial(\bar{u})}{\partial t} + (\bar{u} \cdot \nabla)(\bar{u}) = 0.$$

Soit un écoulement en conduite cylindrique horizontale, de longueur L et diamètre ϕ sur la (Figure II-9). La conduite est placée à l'horizontale. Un débit Q circule avec une perte de pression. Les mesures de pressions sont effectuées au milieu d'une conduite de grande longueur. Un cisaillement moyen τ se développe à la paroi. Il correspond à un transfert d'énergie mécanique (turbulence) et une dissipation (viscosité) entre l'écoulement moyen et la paroi.

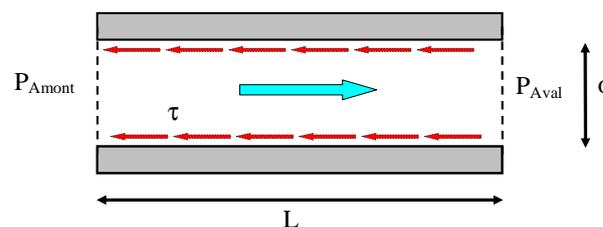


Figure II-9 : Ecoulement en conduite, et variable du modèle.

Calculons un ordre de grandeur de cette contrainte de cisaillement τ s'appliquant à la paroi : l'intégration de l'équation de la quantité de mouvement sur le volume d'eau V compris entre l'amont et l'aval permet d'aboutir à l'expression de la contrainte de cisaillement (équation (II-23)).

$$\tau = \frac{(p_{\text{Amont}} - p_{\text{Aval}})}{4 L} \phi \quad (II-23)$$

p_{Amont} : pression en entrée de conduite [Pa];

p_{Aval} : pression en sortie de conduite [Pa];

L : longueur de la conduite [m];

ϕ : diamètre de la conduite [m];

τ : contrainte de cisaillement à la paroi [Pa].

Dans cette approche, tout le cisaillement est ramené à l'interface paroi / fluide, et seul l'écoulement moyen sur la conduite est considéré. Par la suite, l'idée est de calculer les efforts de cisaillement pouvant se développer à la paroi fixe à partir de cet écoulement moyen dans la conduite. On définit un nombre de Reynolds caractéristique de notre conduite.

$$\text{Re} = \frac{U \phi}{\nu} \quad (II-24)$$

U : vitesse moyenne dans la conduite [m/s], $U = Q/S$;

Q : débit dans la conduite [m³/s] ;

S : surface de la section de conduite [m²] ;

ν : viscosité cinématique [m²/s].

b) Distribution de la vitesse et contrainte

Darcy a défini un coefficient de frottement f permettant de relier la contrainte de cisaillement à l'écoulement moyen.

$$f = \frac{8 \tau}{\rho_w U^2} = F\left(\text{Re}, \frac{\varepsilon}{\phi}\right) \quad (II-25)$$

Il reste à définir la fonction F . En résolvant l'équation (II-18) dans le cas d'un écoulement laminaire $\text{Re} < 1000$, on trouve une expression analytique de F et le coefficient de frottement s'exprime par (dans le cas d'une conduite circulaire) :

$$f = \frac{64}{\text{Re}} \quad (II-26)$$

Pour le cas turbulent, une partie de la contrainte locale au fluide s'exprime avec un terme additionnel par rapport au terme visqueux, le terme de Reynolds, équation (II-27).

$$\tau = \tau_{\text{La min aire}} + \tau_{\text{Turbulent}} = \mu \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) - \rho_w \langle u_j' u_i' \rangle \quad (\text{II-27})$$

La turbulence va tendre à homogénéiser les vitesses dans la section. Une couche limite turbulente d'épaisseur δ est définie (dans notre cas $u(\delta) = 99 \% U(x)$ où $U(x)$ est la vitesse maximale dans la veine), dans laquelle la vitesse évolue rapidement. Celle-ci est discrétisée en trois sous couches auxquelles est associé un type dominant de « cisaillement » vu par le fluide (Figure II-10):

- turbulente (couche turbulente externe) : $\mu \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) \ll -\rho_w \langle u_j' u_i' \rangle$;
- mixte (couche de transition), le fluide commence à sentir la proximité de la paroi. Les fluctuations turbulentes sont amorties par la viscosité.
- sous couche visqueuse : dissipation de quantité de mouvement.

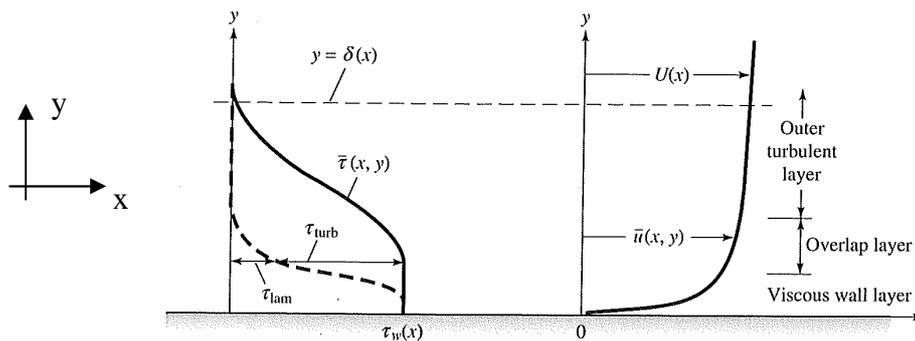


Figure II-10 : Représentation des contraintes de cisaillement et des vitesses sur un écoulement turbulent à proximité d'une paroi plane, (White, 1999) (reproduit avec l'autorisation de Mac Graw et Hill).

Pour chaque sous-couche, une approximation de la vitesse moyennée sur le temps est recherchée (cf. Figure II-11). Le profil de vitesse sera défini par rapport à la contrainte pariétale τ vue par le solide. Une vitesse de frottement u^* calculée d'après cette contrainte pariétale et de la zone à proximité de la paroi, est définie (équation (II-30)).

Dans les années 1930, Prandtl (cité par White, 1999) déduisit que pour un écoulement à proximité d'une surface de vitesse donnée, le profil de vitesse u devait être indépendant de l'épaisseur (y) de la couche cisailée. Cette relation peut s'écrire sous la forme de l'équation (II-29).

$$u^* = \left(\frac{\tau}{\rho_w} \right)^{1/2} \quad (II-28)$$

$$\frac{u}{u^*} = F\left(\frac{yu^*}{\nu} \right) \quad (II-29)$$

Des profils expérimentaux de vitesse à proximité de paroi ont été mesurés et ajustés avec une fonction F.

Pour la zone turbulente, le profil de vitesse va dépendre du gradient local de pression pour rejoindre la valeur de l'écoulement moyen.

Le profil de vitesse dans la zone de transition pour un écoulement à proximité d'une paroi est approximé, sous l'hypothèse d'un gradient de pression suivant l'écoulement négligeable devant le gradient transversal des termes de turbulence et de viscosité par l'équation (II-30) (Milikan, 1938 cité par White, 1999). Ce profil semble aussi être approprié dans le cas d'un écoulement en conduite. William (2007) discute la validité de ces approches. Il conclut sur la représentativité de ces lois pour la vitesse pour un écoulement à proximité d'une paroi.

$$\frac{u}{u^*} = \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{yu^*}{\nu} \right) + B \quad (II-30)$$

$$B \approx 5$$

$$\kappa \approx 0,41$$

Dans la sous-couche visqueuse, le comportement est purement visqueux (équation (II-31)).

$$\frac{u}{u^*} = \frac{yu^*}{\nu} \quad (II-31)$$

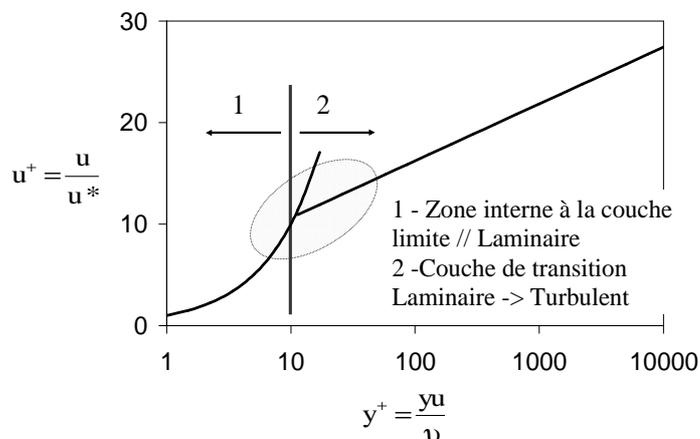


Figure II-11 : Représentation des vitesses dans la couche limite (White, 1999).

Précédemment, la description concernait des profils de vitesse à proximité d'une paroi plane. Il subsiste une zone où les forces visqueuses prédominent. La paroi ne voit que les efforts développés par cette sous couche. Cette dernière est alimentée en énergie par l'écoulement moyen, et est à l'origine de la dissipation énergétique de l'écoulement moyen.

c) Effets d'une protubérance

L'effet d'une protubérance est quantifié par l'empiètement de l'obstacle dans l'écoulement à proximité de la paroi, et donc l'influence de cette dernière sous la sous-couche.

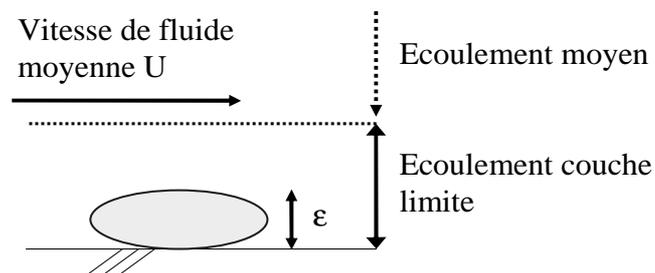


Figure II-12 : Protubérance sur un écoulement.

Le paramètre représentatif est le nombre de Reynolds induit par la protubérance en utilisant la vitesse de frottement u^* . Cela revient à déterminer à l'échelle de la protubérance de hauteur ϵ le nombre de Reynolds défini avec la vitesse de cisaillement. La prépondérance des effets inertiels par rapport aux efforts visqueux autour de l'obstacle sera ainsi discutée.

$$\epsilon^+ = \frac{\epsilon u^*}{\nu} \quad (II-32)$$

ϵ^+ : dimension de la protubérance à l'échelle de vitesses du fluide.

$\epsilon^+ < 5$, écoulement hydrauliquement lisse, la sous-couche visqueuse est stable, et englobe l'obstacle.

$5 \leq \epsilon^+ \leq 70$, écoulement en transition, effet modéré de la turbulence, décollement de la sous-couche visqueuse par rapport à l'obstacle.

$\epsilon^+ > 70$, écoulement indépendant de la viscosité. La rugosité induit un amoindrissement de la sous couche visqueuse, et de forts effets inertiels au niveau de la rugosité.

L'effort vu par les parois ou la protubérance est fortement dépendant de la dimension de la rugosité par rapport à l'écoulement. Pour les sols fins, on peut se placer dans le cas d'une paroi lisse, et donc d'un effort purement visqueux sur l'interface.

d) Evaluation du coefficient de frottement

En supposant un profil de vitesse logarithmique dans la couche limite turbulente et de transition avec une rugosité nulle, il est possible d'exprimer le coefficient de frottement avec une équation implicite.

$$\frac{1}{f^{1/2}} \approx 1,99 \log(\text{Re } f^{1/2}) - 1,02 \quad (II-33)$$

Pour des rugosités non nulles, Nikuradse (1933) a établi des courbes expérimentales représentant l'effet de la rugosité en fonction du Reynolds sur des conduites circulaires. Plus, la paroi sera rugueuse, plus le cisaillement vu par l'écoulement moyen sera important. Par contre, le cisaillement visqueux sera compensé localement en partie par la contrainte de Reynolds.

$$-\rho_w \langle u_j' u_i' \rangle \quad (II-34)$$

Moody a synthétisé les valeurs obtenues par Nikuradse en une formule donnée par l'équation (II-35). La Figure II-13 présente les valeurs du coefficient de frottements obtenus en fonction du nombre de Reynolds et de la taille relative des rugosités.

$$\frac{1}{f^{1/2}} \approx -2,00 \log\left(\frac{2,51}{\text{Re } f^{1/2}} + \frac{\varepsilon/\phi}{3,7}\right) \quad (II-35)$$

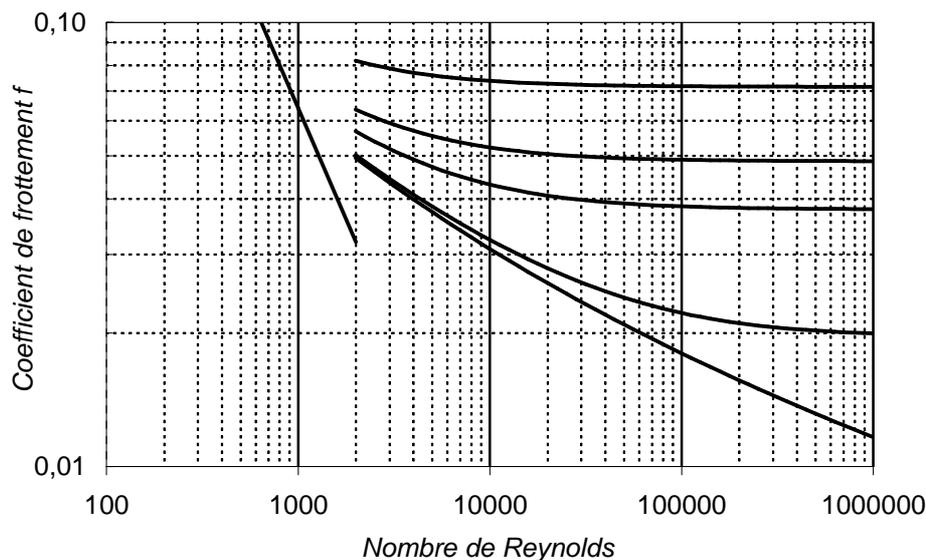


Figure II-13 : Abaque de Moody, d'après White (1999).

Dans le cas des écoulements à surface libre, cette information du coefficient de frottement est résumée dans les coefficients de Manning-Strickler (Baume et al., 2006). Ces derniers représentent l'écoulement à proximité de la paroi de manière identique. Les hypothèses correspondent à un écoulement permanent à régime uniforme (équivalent à une grande longueur avec un régime établi).

Schliting et Gersten, 2000 (cité par Annandale, 2005) propose une approche énergétique de la couche comprise entre la paroi et l'écoulement moyen avec la même discrétisation, que pour les contraintes. Ils considèrent aussi un écoulement parallèle à l'interface.

3.2 Charge hydraulique

Afin de faciliter l'écriture des équations de quantité de mouvement en une dimension, il a été introduit la charge hydraulique H , associée à une ligne de courant. Elle représente l'énergie totale mécanique de l'écoulement en un point, à savoir la somme de l'énergie potentielle de gravité ($\rho g z$) du fluide, de son énergie potentielle de pression (P), ainsi que de son énergie cinétique (équation (II-36)).

$$H = \frac{p}{\rho_w g} + z + \frac{u^2}{2g} \quad (II-36)$$

L'énergie dissipée par les forces de cisaillement se retrouve avec la définition du coefficient de frottement f . Ce dernier lie la contrainte de cisaillement τ à la vitesse quadratique. La vitesse est supposée constante dans la section avec un écoulement irrotationnel. L'équation (II-37) donne la valeur de la contrainte de cisaillement vue par le fluide en fonction du diamètre ϕ de la conduite et de sa longueur L .

$$\tau = \frac{\rho_w g \Delta H \phi}{4L} \quad (II-37)$$

Pour un écoulement à surface libre, le moteur de l'érosion est la pente du fil d'eau. A un régime équilibré, la pente de la surface libre est en général associée à la pente naturelle. La perte de charge associée à l'écoulement est donc cette pente (S_f).

$$\tau = \rho g S_f R_H \quad (II-38)$$

R_H : rayon hydraulique de l'écoulement [m].

S_f : pente de la surface libre [m/m].

Il est possible de remplacer le rayon hydraulique par le tirant d'eau dans l'équation (II-38), si on est dans une section rectangulaire avec une grande largeur pour l'écoulement.

Cette approche est valide dans le cas d'un régime faiblement varié, en régime établi dans le temps. Sinon, les termes inertiels apparaissent avec les termes de variation locale.

3.3 Ecoulement en milieu poreux

L'étude d'un écoulement en milieux poreux peut être assimilée à l'étude d'un écoulement dans des conduites mises en parallèle. Le moteur de cet écoulement est la pression du fluide et la gravité. En supposant l'écoulement laminaire et l'inertie du fluide négligeable, l'équation de la quantité de mouvement peut être transformée en l'équation (II-39).

Il est introduit le vecteur \vec{q} , débit traversant le volume élémentaire et la perméabilité intrinsèque K , μ étant la viscosité cinématique du fluide.

$$\vec{q} = -\frac{K}{\mu} \nabla(p + \rho_w g z) \quad (II-39)$$

Derrière cette perméabilité, il apparaît la surface de contact fluide-sol mais aussi la tortuosité du conduit qui peut générer une perte d'énergie mais que l'on ramènera à un frottement. Cette perméabilité est un tenseur qui est en général anisotrope.

A partir de cette écriture, en considérant une énergie cinétique faible par rapport aux deux autres termes (formulation de Darcy), il est possible de réécrire l'équation (II-40) pour la phase fluide en définissant le gradient spatial \vec{i} de charge et une perméabilité à l'eau k . Cette nouvelle perméabilité est définie pour une nature de fluide donnée.

$$\vec{q} = -\frac{K \rho_w g}{\mu} \nabla H = -k \vec{i} \quad (II-40)$$

L'essai décrit ci-dessous a pour objectif de déterminer cette perméabilité de manière expérimentale.

3.4 Perméabilité ou conductivité hydraulique

La perméabilité de Darcy, dans le cas d'un écoulement au sein d'un V.E.R. multi phase, est le paramètre permettant de définir le frottement vu par le fluide par rapport à l'écoulement moyen traversant le V.E.R.. L'écoulement est supposé laminaire, dans le cas où l'écoulement est turbulent, $Re > 1$ (calculé avec la vitesse et le diamètre poral), une loi de Darcy Forcheimer est plus adaptée (cas non traité). Il existe des essais in-situ permettant de déterminer une perméabilité en place et des essais de laboratoire (NF P94-512-11).

L'essai de laboratoire (Figure II-14) consiste à appliquer une différence de charge hydraulique sur l'échantillon suivant deux configurations possibles :

- maintenir la différence de charge ΔH constante et mesurer le débit Q en sortie;
- enregistrer la variation de pertes de charge au cours du temps $d\Delta H$ avec le volume d'eau injecté ou ressorti durant le temps considéré.

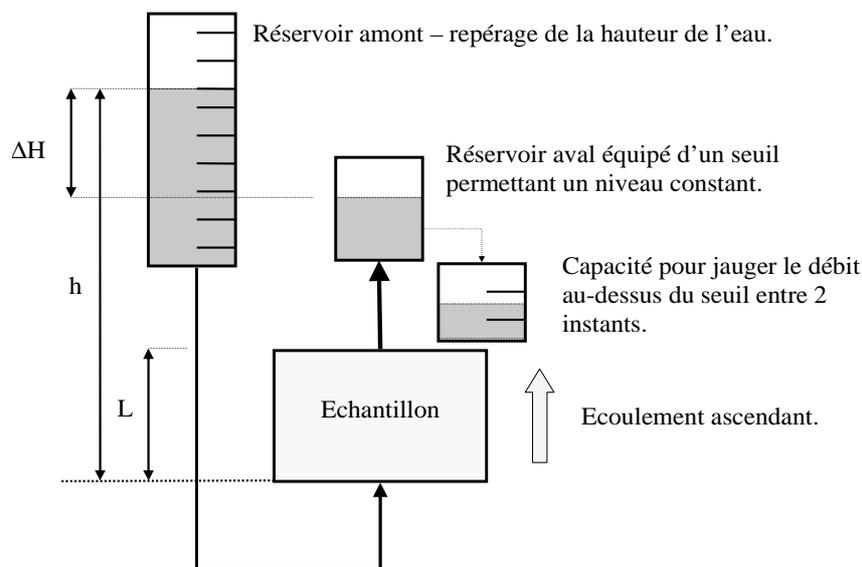


Figure II-14 : Schéma de principe d'un perméamètre en écoulement ascendant.

En utilisant les données expérimentales pertes de charge hydraulique, le débit et le temps, il est possible de déduire la perméabilité de Darcy définie au paragraphe précédent.

Pour la mesure de perméabilité à charge constante, le volume V injecté entre t et $t+dt$ est mesuré. On relie directement la perméabilité avec la loi de Darcy à la section S de l'échantillon et sa longueur.

$$k = \frac{1}{S} \frac{V}{dt} \frac{L}{\Delta H} \quad (II-41)$$

Dans le cas de la mesure de perméabilité à charge variable, ΔH est variable, on relève à chaque temps t le volume $V(t)$ dans la capacité ainsi que la perte de charge. Ensuite, on écrit directement la loi de Darcy entre l'instant t et $t+dt$ en considérant la perte de charge moyenne.

$$k = \frac{1}{S} \frac{V(t+dt) - V(t)}{dt} \frac{2L}{\Delta H(t) + \Delta H(t+dt)} \quad (II-42)$$

Il est aussi possible d'intégrer directement sur le temps la loi de Darcy si l'on a une burette à l'amont de section s constante avec une hauteur de référence h pour la surface libre. On relie le volume d'eau injectée à la hauteur h .

$$\text{Log}\left(\frac{h(t)}{h(t_0)}\right) = -\frac{S}{s} \frac{k}{L} (t - t_0) \quad (II-43)$$

Par minimisation de l'erreur au carré entre le temps prédit et le temps mesuré, on peut évaluer une perméabilité à l'eau, celle-ci peut varier de 10^{-6} m/s (sable) à 10^{-10} m/s (argiles).

3.5 Éléments de synthèse sur le fluide et le sol

Plusieurs éléments de synthèse sur les lois de comportement solide peuvent être énoncés :

- la loi de comportement solide relie les contraintes au niveau du V.E.R. à ses déformations,
- cette loi (incrémentale ou non) est définie d'après l'expérience et repose sur des paramètres propres au sol,
- dans le cadre d'un développement pseudo-statique, il est possible de décrire l'influence de l'eau comme une pression sur le squelette granulaire ; et donc de décrire le comportement de la phase solide en saturé avec la notion de contrainte effective.

Plusieurs éléments de synthèse sur les lois de comportement fluide peuvent être énoncés :

- dans la zone à proximité d'une paroi lisse, le cisaillement vu par l'écoulement moyen est représenté par une valeur moyenne τ sur sa périphérie. Pour des écoulements permanents et dans des grandes longueurs, l'expression de cette contrainte peut être faite en utilisant la mesure de perte de charge (quantité de mouvement moyenne sur le diamètre du tube) ou des coefficients de frottement reliant cette contrainte à la vitesse quadratique moyenne observée.
- le coefficient de frottement relie directement la vitesse de l'écoulement moyen au cisaillement à la paroi. La turbulence, qui est vue comme une source ou un puit supplémentaire de quantité de mouvement par le fluide, intervient dans ce coefficient via le nombre de Reynolds de l'écoulement et intervient en moyenne.
- la rugosité intervient dans le cisaillement défini à l'échelle moyenne de l'écoulement, et la régularité de la sous-couche visqueuse. En calculant un nombre Reynolds construit sur la vitesse de frottement (inertie de la couche limite) et la

dimension de la protubérance, il est possible de déterminer la prédominance ou non de la sous-couche visqueuse sur la dissipation.

- Si cette sous-couche existe, on parlera de régime hydrauliquement lisse, l'origine du cisaillement vue par l'écoulement moyen (et donc supporté par le sol) est dans la sous-couche visqueuse qui va dissiper l'énergie par la viscosité moléculaire.
 - Dans le cas où cette dernière est négligeable, les problèmes d'interactions fluides - structures ne peuvent se résumer à un frottement visqueux pur, et une partie de l'effort vu par la structure sera d'origine turbulente.
- L'expression du cisaillement avec la perte de charge définis précédemment essaient de résumer au mieux cette interaction locale avec la paroi pour l'écoulement moyen sans distinguer l'origine de la dissipation (tourbillons, sous-couche visqueuse à proximité de la paroi). Ces expressions sont valides dans le cas d'un écoulement développé de grande longueur sans singularités.

Afin de caractériser à la fois le solide et le fluide, un ensemble de paramètres et essais associés a été identifié :

- essais de résistance au scissomètre : détermination du cisaillement maximal supporté par le sol dans un cas non drainé.
- essai d'émiettement : détermination de la stabilité des sols dans de l'eau sans écoulement préférentiel (diffusion d'un halo de turbidité dans un milieu statique).
- « pin-hole test » : détermination de la stabilité des sols dans de l'eau sols avec un faible écoulement (augmentation d'un débit sous une charge hydraulique donnée).
- perméamétrie : caractérisation de l'interface eau-sol en terme de frottement vis-à-vis d'un écoulement de fluide au sein du sol.

L'ensemble de ces procédures caractérise le comportement d'une phase par rapport à l'autre phase sous une évolution quasi statique de l'interface fluide - grains. Dans le cas de l'érosion, cette interface évolue en fonction des deux autres phases. Ainsi, des procédures et appareillages ont été développés pour quantifier cette évolution, et des lois constitutives d'érosion permettant de les interpréter. Sous le terme érosion, on considère en général

l'interaction mécanique, c'est-à-dire l'arrachage et le transport de particules constitutives du sol.

4 Caractérisation de l'érosion

Par rapport aux essais et théories développés dans les deux sections précédentes, on veut quantifier l'interaction entre le sol et le fluide, et ces conséquences sur une interface en terme de cinétique. En général, pour ces essais, on recrée un écoulement contrôlé dans un échantillon de sol. Différentes méthodologies ont été proposées depuis les années 1940 (études de transports solides) en essayant de représenter la phénoménologie observée hors laboratoire et de quantifier le transport et l'arrachement de solide sous un écoulement. Les effets de la chimie ne sont pas pris en compte, ou seront considérées comme des conséquences mécaniques.

L'érodibilité est définie par la capacité du sol à être arraché et transporté. Cette capacité peut être quantifiée par une loi d'érosion qui relie des paramètres d'état mécanique du système fluide - solide à la quantité de solide arraché puis transporté.

Les procédures doivent donc permettre de mesurer :

- les efforts mécaniques générés par le fluide sur le sol qui peuvent être caractérisés par les variables suivantes : pression, vitesse (ou débit) ou contrainte de cisaillement.
- l'évolution de la phase solide avant essai ainsi qu'après essai par la pesée de l'échantillon, et dans la mesure du possible durant l'essai.

La caractérisation de la cinétique de l'érosion est primordiale. L'appareillage doit permettre la mesure au cours de l'essai des modifications de géométrie, de l'écoulement en plus de la masse érodée.

4.1 Erosion interne : pathologie et classification

La terminologie érosion interne regroupe généralement les phénomènes d'arrachement et de transport de particules par l'écoulement du fluide. L'adjectif interne signifie à l'intérieur même du volume de l'ouvrage. De nombreuses observations sur différents types d'ouvrages hydrauliques en terre ont permis d'identifier plusieurs typologies d'érosion interne.

Différents phénomènes de déstabilisation sont observés sur les ouvrages (cf. Figure II-15). La classification de ces phénomènes se fait suivant des mécanismes de dégradation du matériau supposés associés à des conditions de transport ;

Selon Fry et al. (1997), cinq phénomènes d'arrachement et de transport de matériau (entraînement, érosion régressive, déboufrage, boulangé, défloculation) et un phénomène de dissolution peuvent être distingués. La dissolution et la défloculation sont dues à des phénomènes physico-chimiques alors que les autres dégradations de matériau ont une origine plus mécanique. Deux mécanismes de transport peuvent être différenciés : suffusion et renard. Ils se distinguent par la présence ou non d'une discontinuité. La taille de cette discontinuité va influencer les vitesses d'écoulement.

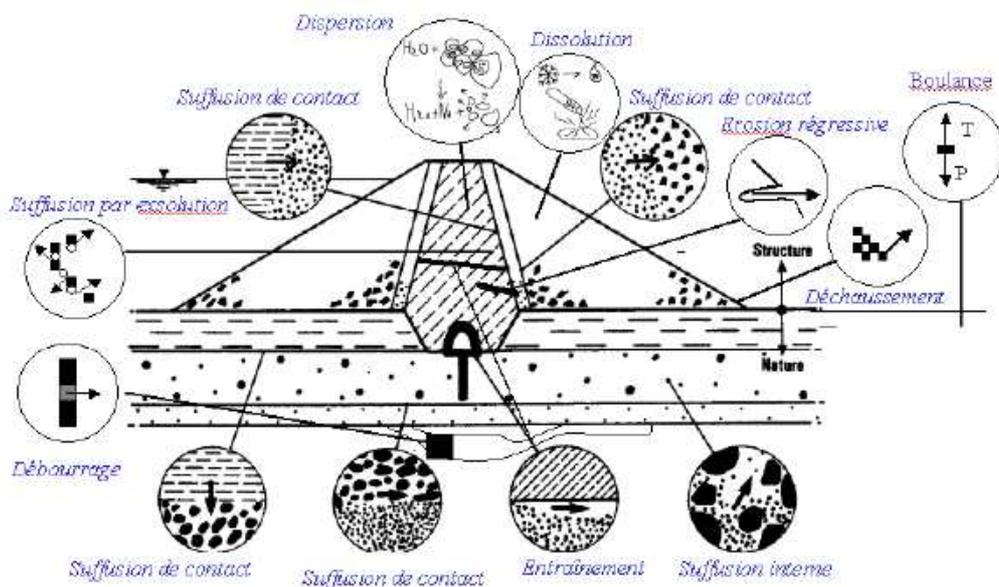


Figure II-15: Localisation et représentation de différents phénomènes à l'échelle d'un ouvrage (adapté de Schuler et Brauns (1997), par Blais (2005)).

En ne considérant pas les dégradations physico-chimiques des matériaux, on peut définir quatre types de mécanisme (couplant transport et arrachement) comme initiation de l'érosion d'un ouvrage (Fell et Fry editors, 2007). Ces derniers sont différenciés par leurs conditions limites:

- l'érosion régressive : en sortie de l'écoulement d'eau de l'ouvrage ou d'un noyau, la forme d'érosion se développe de l'aval vers l'amont.
- l'érosion dans un conduit : dans une zone d'écoulement préférentiel au sein de l'ouvrage, présence d'un conduit (zone mal compactée, tassement différentiel créant un conduit) et élargissement de ce dernier.

- l'érosion de contact : au niveau de la zone de transition de matériau entre un matériau fin et un matériau grossier, érosion des particules fines grâce à l'écoulement sur la zone de contact.
- la suffusion (ou suffosion, appellation dépendante des personnes) : le matériau utilisé ne peut supporter l'écoulement généré, une érosion des fines prend place qui à terme ne laisse que la « granulométrie » structurelle du matériau.

Au niveau de l'ouvrage, trois étapes suivront l'initiation : développement ou arrêt de l'érosion (conditions hydrauliques, conditions du matériau), la progression : développement sur l'ensemble de l'ouvrage, et la rupture : formation d'une brèche. Chaque étape pourra être définie par une cinétique propre et dépendante des matériaux, ainsi que des conditions mécaniques.

Les conditions hydrauliques associées à ces phénomènes sont généralement définies à l'échelle de l'ouvrage, alors que l'initiation est généralement localisée.

4.2 Erosion et volume de sol

En considérant que le sol peut se décomposer en un squelette granulaire et une fraction fine, Bendahmane (2005) propose une classification basée sur le comportement mécanique du sol observé durant l'érosion interne d'un volume. Il distingue l'érosion massive qui concerne l'ensemble des grains constitutifs du sol, de l'érosion de la fraction fine. Cette dernière est nommée « suffusion ». Seule l'érosion massive peut générer de « grandes » déformations et peut porter préjudice à la stabilité du squelette granulaire. Les phénomènes observés in-situ peuvent alors être classés dans l'un de ces deux types d'érosion. Les caractéristiques du sol (minéralogie, granulométrie, porosité, teneur en eau), les caractéristiques de l'eau interstitielle (chimique, température), les conditions mécaniques définiraient les cinétiques et potentialité de développement de l'érosion interne à l'ouvrage.

Une deuxième typologie d'érosion proposée dans le cadre du projet ERINOH (Bonelli et al., 2009) repose sur l'identification de trois phénomènes fondamentaux dans l'érosion : le détachement, le transport et la filtration (dépôt) avec leur cinétique et leur seuil propre. Par la suite, l'érosion d'interface et l'érosion de volume nommée aussi suffusion sont distinguées. Différents types d'érosion d'interface peuvent ensuite être identifiés suivant les conditions d'écoulement (cf. Figure II-16) en milieu poreux ou libre, et la direction par rapport à l'interface.

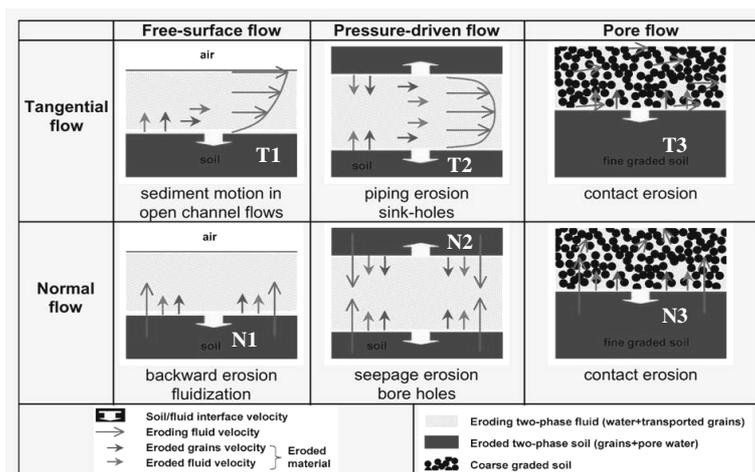


Figure II-16: Classification des différents types d'érosion d'interface en fonction de la direction et du type d'écoulement (ERINOH, Bonelli et al., 2009).

La suffusion, qui prend place au cœur du réseau poreux, est le dernier type d'érosion. Le transport de particules peut s'accompagner d'une filtration d'une fraction des particules en suspension. La filtration peut être générée par le blocage géométrique des particules en suspension, par l'insuffisance de la sollicitation hydraulique, ou par interactions physico-chimiques des particules en suspension avec la matrice du réseau poreux. A long terme, cette filtration peut induire un colmatage de la matrice et en conséquence une diminution de la perméabilité du sol (Bendahmane et al, 2008).

Pour l'écoulement, en présence d'une interface, la direction de celui-ci est définie grâce à son orientation par rapport à l'interface (ERINOH, Bonelli et al., 2009) : écoulement parallèle (catégorie T) à l'interface et écoulement perpendiculaire (catégorie N). Dans ce deuxième cas, il subsiste l'écoulement d'un jet. Un changement de direction de l'écoulement principal est supporté par le sol qui induit un effort normal sur le sol en complément d'un effort tangentiel.

Dans les définitions proposées ci-dessus, une notion de volume et d'interface plus ou moins prononcée intervient par rapport au volume élémentaire représentatif (un assemblage de grains), et ainsi une longueur caractéristique du milieu.

Nous proposons une classification des phénomènes basés sur les conditions hydrauliques de cette érosion et plus spécialement sur les différences de condition d'écoulement à une échelle d'observations (centimétriques).

Le premier type d'érosion (I) que l'on peut observer est une érosion dite d'interface. C'est-à-dire que l'on a une limite physique « nette », à l'échelle du centimètre, entre un fluide

en écoulement et un fluide au repos (T1, T2, N1, N2). L'écoulement sur cette surface ou au travers de cette surface conduit à une modification de géométrie (approfondissement) de la surface de contact. Ce type d'érosion peut être observé dans une rivière, ou lors d'une pluie violente où l'imbibition est faible. On a un débit suffisant pour créer un écoulement au-dessus du sol sous forme de nappe (Ballais et al., 1998).

Le deuxième type d'érosion (II) est une érosion au sein d'un volume présentant une interface de matériau, et donc un contraste de perméabilité (mais moins prononcée que dans le cas précédent (N3, T3), le fluide occupant l'ensemble de l'espace poral. Ce type d'érosion dans un ouvrage est souvent observé à l'interface de matériau de granulométries différentes (noyau/filtre), érosion de contact.

Le troisième type d'érosion (III) est une érosion interne à un volume de matériau. On suppose une partie fixe de volume de matériau pour une partie mobile, la perméabilité est homogène. Ce type d'érosion, appelée suffusion peut être observée dans des barrages et les digues au niveau des noyaux et filtres.

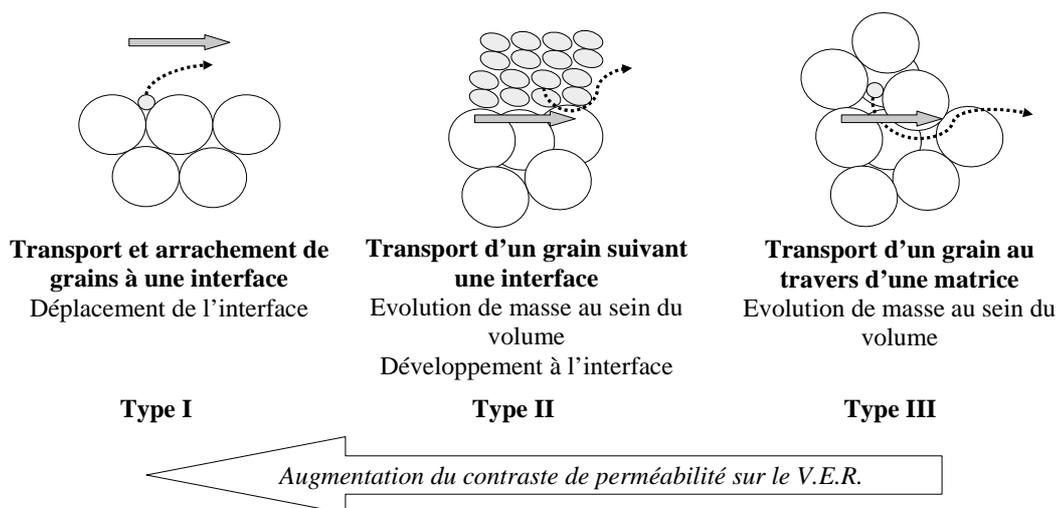


Figure II-17: Différentes typologies d'érosion.

4.3 Des lois d'interactions fluides - solides

Pour modéliser à l'échelle d'un V.E.R. incluant plusieurs phases (eau / sol), il s'avère nécessaire d'introduire des équations décrivant les échanges entre phases. L'érosion pouvant se produire à une interface ou au cœur du matériau, des modèles d'érosion d'interface et de volume ont été proposés. La différence se fait sur la position de l'écoulement par rapport aux volumes érodés. L'érosion peut prendre place dans le volume et modifier la porosité du volume, l'érosion peut prendre place à l'extérieur du volume.

a) Loi pour un Volume Elementaire Représentatif – érosion de type III

Ce travail est une réflexion sur les travaux de Vardoulakis (2006), Vardoulakis et al. (1996) et l'écriture de la loi d'érosion. Il permet de positionner le problème de la loi d'érosion et le choix du volume représentatif dans le cadre d'un milieu continu.

La Figure II-18 présente le principe d'équilibre d'un volume élémentaire représentatif multiphasique. Il est considéré 3 phases indépendantes au sein du V.E.R. échangeant entre elles de la masse et de la quantité de mouvement (la saturation étant supposée parfaite, il n'y a pas d'air).

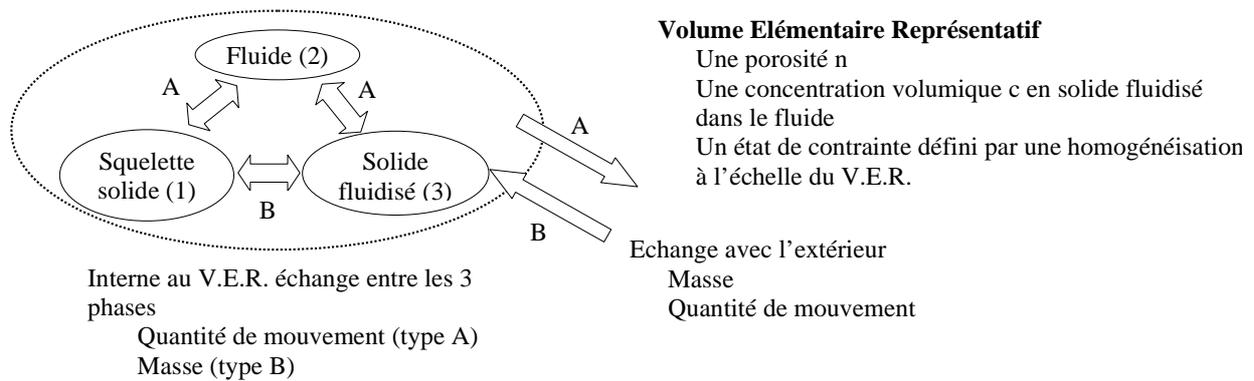


Figure II-18 : Principe d'équilibre d'un système à 3 phases.

On aura six équations fondamentales internes au V.E.R. : deux pour chaque phases (masse et quantité de mouvement). J_X est vu comme un échange interne au V.E.R. de la quantité X . La somme des échanges interphases doit correspondre au bilan sur le volume global des quantités échangées avec l'extérieur.

La phase 1 correspond au solide, la phase 2 au fluide et la phase 3 au solide fluidisé. Les grandeurs sont exprimées par rapport au volume total considéré. Les inconnues considérées sont les volumes et non les masses. Les masses sont donc exprimées en fonction des volumes, avec la notion de masse volumique.

1. Equation de conservation de la masse pour les 3 phases :

$$\frac{\partial(\rho_1 (1 - (1 + c)n))}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho_1 (1 - (1 + c)n) \bar{u}_1) = J_1 \quad (II-44)$$

$$\frac{\partial(\rho_2 n)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho_2 n \bar{u}_2) = J_2 \quad (II-45)$$

$$\frac{\partial(\rho_3 cn)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho_3 cn \bar{u}_3) = J_3 \quad (II-46)$$

\bar{u}_X : vitesse de déplacement de la phase X.

ρ_X : masse volumique de la phase X, indépendante de la position.

n : porosité.

c : concentration volumique du volume poral (n) en solide fluidisé.

2. On pose les hypothèses cinématiques suivantes :

- $\bar{u}_3 \approx \bar{u}_2$, cela est équivalent à poser une loi de mélange ; le solide fluidisé circule à la même vitesse que le fluide.
- $\bar{u}_1 \approx \bar{0}$, cela est équivalent à dire que l'évolution est pseudo-statique pour le corps solide. Cette hypothèse induit que les vitesses de déplacement de cette dernière phase doivent être faibles.

Ainsi, on peut réécrire l'équation concernant la conservation de la phase solide (II-44).

$$\frac{\partial(\rho_1 (1 - (1 + c)n))}{\partial t} = J_1 \quad (II-47)$$

Le terme J_2 est nul, en effet il n'y a aucun terme source pour l'eau au sein du volume. Vu que le solide arraché de la masse solide devient fluidisé, on a :

$$-J_1 = J_3 \quad (II-48)$$

(Dans le cas d'une consommation d'eau ou injection, il serait nécessaire d'ajouter un terme source, lié ou non à d'autres termes).

3. On va calculer les débits traversant la surface du volume pour la phase fluide et solide fluidisé. L'hypothèse associée est l'homogénéité de la porosité suivant toutes les directions de l'espace.

$$\bar{q}_2 = n\bar{u}_2 \quad (II-49)$$

$$\bar{q}_3 = cn\bar{u}_3 \quad (II-50)$$

Ainsi, on va pouvoir définir une relation de conservation pour une phase fluide moyenne, incluant le fluide et le solide fluidisé.

$$\frac{\partial((1 + c)n)}{\partial t} + \nabla \cdot ((1 + c)n\bar{u}_2) = \frac{-J_1}{\rho_3} \quad (II-51)$$

En réécrivant l'équation (II-47), on obtient :

$$\frac{-\partial((1 + c)n)}{\partial t} = \frac{J_1}{\rho_1} \quad (II-52)$$

Ainsi, en considérant les équation (II-51) et (II-52), on obtient un système à résoudre à 6 inconnues : 3 de vitesses du fluide, une porosité, une concentration volumique et une loi d'érosion.

4. Pour le fluide, on va poser les équations de la quantité de mouvement en supposant un fluide darcéen.

Ainsi, les 3 grandeurs de vitesses seront reliées à la pression du fluide. Il nous reste donc comme inconnues la porosité, la concentration volumique, la pression du fluide et le terme source J_1 .

Le terme de porosité du volume total peut dépendre de l'état mécanique de la phase solide, ce qui inclut la conservation de la quantité de mouvement sur cette phase, la loi de comportement associé au géomatériau doit fonctionner sous l'hypothèse de vitesse de déplacement faible de la phase solide. On considèrera dans notre cas que la porosité est indépendante de l'état mécanique du solide.

Il nous reste le jeu d'équations suivant, par sommation de (II-52) et (II-51), avec l'écriture de la relation de Darcy en supprimant les termes inertiels (partie de droite de la quantité de mouvement), et sous l'hypothèse d'un état saturé.

$$\nabla \cdot ((1+c) n \bar{u}_2) = 0 \quad (II-53)$$

$$(1+c) n \bar{u}_2 = -\frac{K}{\mu} \nabla (P + \rho g z) \quad (II-54)$$

$$\frac{-\partial((1+c) n)}{\partial t} = \frac{J_1}{\rho_1} \quad (II-55)$$

Ainsi, on a donc 5 équations - 6 inconnues (c , ϕ , 3 composantes de vitesses, J_1) avec des paramètres l'altitude z , la pression, la perméabilité, la masse volumique. Pour boucler le système, il va falloir choisir un terme d'érosion J_1 .

Ce dernier peut être interprété comme la consommation de la quantité de mouvement sur le système fluide pour éroder et donc de la perte de quantité de mouvement sur le système total. Le terme d'érosion J_1 inclut les différences d'inertie entre le fluide et le solide, la loi de mélange, ainsi que les effets inertiels du système (modification de la vitesse des différentes phases). En général ce terme d'érosion considère des grandeurs hydrauliques comme paramètres d'entrée. Des travaux sont encore en cours pour déterminer les lois les plus appropriées qui font intervenir dans les paramètres : le matériau et l'écoulement.

La loi proposée par Vardoulakis (2006) est linéaire par rapport au gradient de porosité (II-56). C'est-à-dire que l'on va éroder dans la direction des porosités croissantes. C'est une loi vectorielle. L'arrachement est directionnel. Le coefficient λ inclut les conditions de l'écoulement. L'hypothèse associée est une faible concentration.

$$c n \bar{u}_2 = \lambda \nabla n \quad (II-56)$$

Les lois proposées par la suite suppose l'arrachement dans la direction du fluide et quantifie la masse érodée. Vardoulakis et al. (1996) écrit la loi de Einstein-Sakthivadivel, équation (II-57). Cette deuxième loi suppose une relation linéaire par rapport à la norme du débit $\|\bar{q}\|$ pondérée par la concentration et le volume de solide disponible.

Pour enrichir la physique avec la possibilité de filtration, Vardoulakis et al. (1996) ont proposé de définir une concentration critique c_r au-delà de laquelle l'érosion décroît. A partir de celle-ci on définit un coefficient décroissant avec la concentration c . Cette formulation est censée décrire une érosion et un dépôt, équation (II-58). q_0 est un débit total transitant au travers du volume.

$$\frac{J_1}{\rho_s} = \lambda(1-n)c \|\bar{q}\| \quad (II-57)$$

$$\frac{J_1}{\rho_s} = \lambda q_0 (1-n) \left(1 - \frac{c}{c_r} \right) c \left\| \frac{\bar{q}}{q_0} \right\|^\psi \quad (II-58)$$

Ces lois sont formulées en vitesse de fluide. Il est possible de formuler des lois en gradient hydraulique.

L'ensemble des équations ne repose pas sur un bilan de la quantité de mouvement pour le déplacement de la phase de solide fluidisé. Cela est induit par les hypothèses sur la loi d'érosion, ainsi que sur les hypothèses de mélange. Ces équations considèrent trois phases différentes échangeant entre elles pour aboutir sur un bilan de masse concernant le V.E.R..

b) Lois d'interface – érosion de type I

Dans le cas de la présence d'une interface marquée fluide/solide, il est possible d'écrire les équations de conservation indépendamment de chaque côté (Bonelli et Brivois, 2008). On étudie l'équilibre de cette interface en la considérant comme une discontinuité. En considérant un volume V incluant l'interface entre le fluide et le sol (cf. Figure II-19), on intègre ces équations sur ce volume.

Dans un premier temps, elles sont développées pour chaque phase incluses dans le volume V en considérant l'interface comme une limite de domaine. Dans un deuxième temps, la sommation des équations pour chacune des phases redonne les équations de conservation pour le volume V incluant l'interface. Par comparaison, il est obtenu une formulation de loi d'érosion implicite (déplacement de l'interface) et du saut à l'interface des grandeurs.

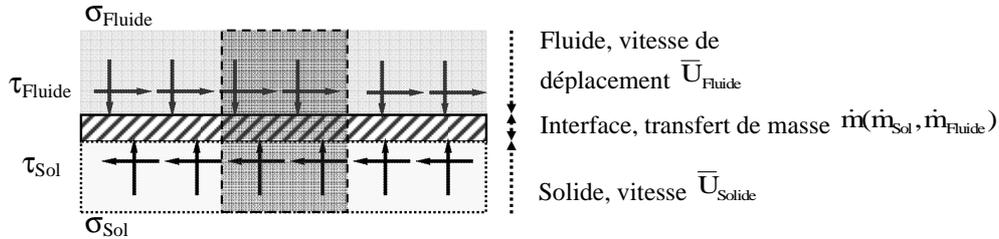


Figure II-19: Schéma des grandeurs pour une interface dans la loi d'érosion.

Cette approche nécessite de connaître l'état de contrainte de part et d'autre de l'interface et donc de l'amplitude du saut. Cet état de contrainte est traduit en terme de projection normale et tangentielle dans les équations (II-59) et (II-60) (Bonelli et Brivois, 2008) :

$$\sigma_{\text{Fluide}} - \sigma_{\text{Sol}} = \dot{m}^2 \left(\frac{1}{\rho_{\text{Eau}}} - \frac{1}{\rho_{\text{Sol}}} \right) \quad (\text{II-59})$$

$$\tau_{\text{Fluide}} - \tau_{\text{Sol}} = \dot{m} \left(\bar{u}_{\text{Fluide, Interface, tangentielle}} - \bar{u}_{\text{Sol, Interface, tangentielle}} \right) \quad (\text{II-60})$$

\dot{m} : flux de masse à l'interface (particules et eau) ;

$\bar{u}_{\text{Interface}}$: vitesse matérielle de la phase considérée à l'interface des phases, la direction de projection est précisée par rapport à l'interface.

τ_X : contrainte de cisaillement à l'interface du côté de la phase X.

σ_X : contrainte normale à l'interface du côté de la phase X.

Pour pouvoir considérer une interface et le saut de quantité qui va avec, il est nécessaire que la dimension spatiale de celle-ci soit petite par rapport aux dimensions du volume élémentaire représentatif.

La distance de modification du matériau par rapport au transfert d'eau (II-59) doit être modérée, c'est-à-dire qu'autour de l'interface, le matériau est considéré comme imperméable. Dans le cas d'un matériau perméable, il subsiste un écoulement dans le matériau granulaire et la notion d'interface n'a plus lieu d'exister ou est difficile à expliciter pour la quantité de mouvement du fluide. De plus, le matériau doit être relativement rigide de façon à limiter la

distance d'influence de la contrainte fluide au sein du matériau. Pour le cas d'érosion, il semble difficile de prédire les états de contraintes dans les phases, à la limite de l'interface.

Afin de faciliter la résolution, il semble approprié de poser une loi d'érosion représentant cet échange. Une relation linéaire en contrainte tangentielle qui inclut l'érosion et le transport pour l'échange au travers d'une interface va être introduite afin de qualifier l'évolution de l'interface. Cette loi a été proposée dans les années 60 par Partheniades (1965). Dans l'équation (II-61) elle est formulée en masse. Il est aussi possible de la formuler en volume par unité de surface (II-62), cette dernière est plus utilisée. En effet, elle permet la prédiction du changement de géométrie pour l'écoulement.

$$\dot{m} = k_{d,m}(\tau - \tau_c), \tau > \tau_c \quad (II-61)$$

$$\dot{m} = 0, \tau < \tau_c$$

$$\dot{\epsilon} = k_d(\tau - \tau_c), \tau > \tau_c \quad (II-62)$$

$$\dot{\epsilon} = 0, \tau < \tau_c$$

τ : contrainte hydraulique aux frontières du fluide [Pa].

τ_c : contrainte critique du sol [Pa].

$k_{d,m}$: coefficient d'érosion massique par unité de surface [kg/(Pa.s)], qui peut être converti en coefficient d'érosion volumique par unité de surface [m³/(N.s)] k_d en utilisant la masse volumique sèche du sol ρ_D . On obtient : $k_{d,m} = \rho_d k_d$.

D'autres auteurs ont proposé d'utiliser cette différence de contrainte mais élevée à une puissance (Nielsen, 1992).

Des auteurs ont aussi proposée une approche énergétique en définissant un seuil d'énergie pour le charriage et le transport (Bagnold, 1956, 1966, cité par Le Hir 2008).

Briaud (2008) a aussi proposé une loi d'érosion pour interpréter ses essais (équation (II-63)). Une version plus riche est proposée dans le même article. Elle inclue l'amplitude de la variation turbulente des contraintes. Le sol n'est considéré qu'au travers des coefficients.

$$\frac{\dot{\epsilon}}{u} = \lambda \left(\frac{\tau - \tau_c}{\rho u^2} \right)^m, \tau > \tau_c \quad (II-63)$$

$$\frac{\dot{\epsilon}}{u} = 0, \tau < \tau_c$$

λ : coefficient d'érosion [sans unité].

τ_c : contrainte critique de cisaillement [Pa].

τ : contrainte hydraulique [Pa].

u : vitesse du fluide moyenne dans la veine [m/s].

ρ : masse volumique de l'eau [kg/m³].

m : exposant, en général une valeur de 1 est supposée.

Les différents auteurs considèrent en général le taux de cisaillement à la paroi comme la variable moteur de l'érosion. Ainsi, il est possible d'adapter les lois d'interface ci-dessus pour la suffusion. Pour cela on considère un réseau de pores interconnectés qui génèrent une surface de contact sol - fluide. On calcule les diamètres de conduites équivalentes (intégré dans le V.E.R. par la loi de Darcy). Il devient alors possible d'utiliser la loi d'érosion de l'interface, et de comparer une érosion interne en volume avec les érosions d'interface.

Suivant l'objectif de valider la loi d'érosion utilisée, il apparaît important de quantifier expérimentalement :

- les grandeurs nécessaires à l'écriture de l'équation de quantité de mouvement du fluide.
- la masse érodée.
- le comportement du sol pour un cisaillement hydraulique.

4.4 Essais d'érosion

Les essais qui ont été développés par la communauté scientifique ont clairement deux objectifs, un pour l'ingénieur et l'autre pour le chercheur. Le premier objectif est de se donner les outils afin d'évaluer l'érodibilité d'un sol. Le second est de mettre au point une instrumentation afin d'observer et de comprendre les phénomènes dans le but de les modéliser. L'échelle de modélisation couverte va d'un ouvrage réel à l'échantillon de sol, et le changement d'échelle reste une question d'actualité.

a) Essais grandeur nature

Un tel type d'essai consiste à reproduire le phénomène à l'échelle 1 de manière la plus contrôlée possible et avec une instrumentation la plus complète possible. Les mesures effectuées peuvent être par mesures locales sur l'ouvrage : déplacement, caractérisation géotechnique in - situ, ou globale : analyse d'images, débit au sein de l'ouvrage. Ces mesures

sont liées au temps afin de déduire les cinétiques. En général on maîtrise la hauteur du plan d'eau en amont.

A partir de ces essais, les paramètres pertinents d'une étude pour l'érosion peuvent être quantifiés. Toutes les grandeurs intéressantes dans le cadre d'une étude d'ingénierie sont définies. Ils constituent des bases de données intéressantes pour les modélisations numériques d'ouvrages. Une mesure des grandeurs au cours du temps est disponible à la différence des ruptures en milieu naturel.

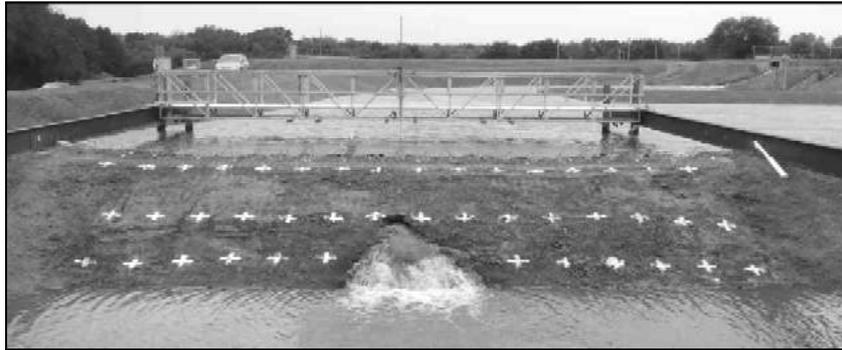


Figure II-20: Essais de renard à méso-échelle Septembre 2007 HERU-USDA.

Les principaux obstacles à ceux-ci sont les coûts techniques, et humains, ainsi que le respect de conditions de sécurité ce qui suppose un lieu adéquat par rapport à ce type de manipulation. Il est aussi difficile de maîtriser les conditions environnementales (débit, météorologie). Ces contraintes expliquent la faiblesse du nombre d'essais réalisés à ce jour. L'une des campagnes de ce type d'essais est décrite dans Hoeg et al. (2004).

Les données relevées sont en général à l'échelle de l'ouvrage et précises à la dispersion statistique près sur un ouvrage bien contrôlé. Par ailleurs, pour un certain nombre de campagnes d'essais décrites dans la littérature, nous pouvons regretter l'absence d'instrumentation au cœur du massif, ce qui ne facilite pas la simulation des essais.

b) Essais de laboratoire : à l'interface de matériau

Dans le but d'essayer de modéliser les phénomènes en laboratoire, des essais précis ont été développés. Il peut subsister ou non une interface de matériau dans l'échantillon. Si il existe une interface de matériau, la direction d'écoulement par rapport à celle-ci est étudiée. Dans certains essais, la présence de matériau dans toute la cellule autorise d'appliquer une contrainte de type œdométrique, ou triaxiale sur le volume de sol.

Erosion type II – écoulement tangent à l'interface

Un de ces types d'essais a été développé au L.T.H.E. pour représenter les conditions concernant la suffusion de contact (Type II). Il considère un écoulement tangentiel à cette interface.

Un écoulement tangent à l'interface de 2 matériaux de granulométrie distincte est généré par une différence de pression. Il est possible d'appliquer une contrainte sur le sol grâce à une vessie à air comprimé.

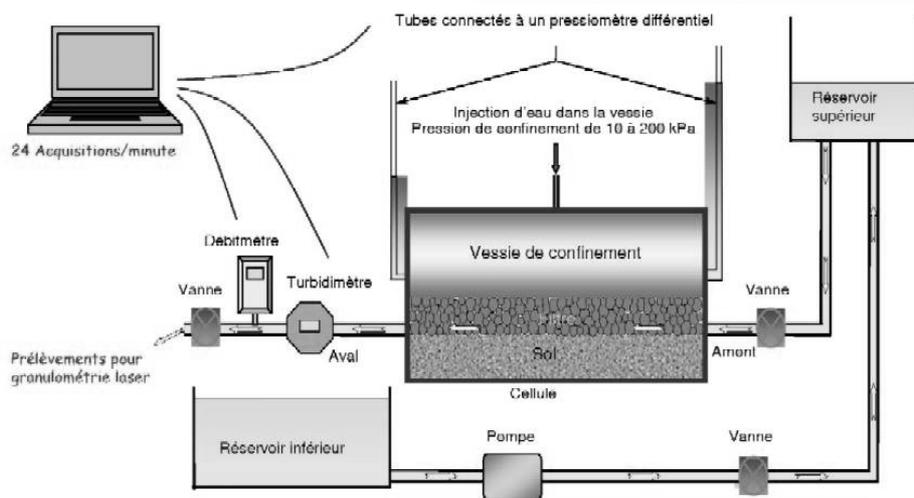


Figure II-21 : Appareil pour une érodibilité d'interface, L.T.H.E. (référence présentation Benhamed St Petersburg, EWG 2009).

Les mesures de ce type d'essai sont le débit et la turbidité, pour un gradient de pression et une contrainte normale imposés. Des observations sont également réalisables le long d'une des parois de la cellule du fait de sa transparence.

Erosion type II – écoulement normal à l'interface (N3) ou cas de suffusion interne (type III)

Lafleur (1984) applique un gradient hydraulique le long d'un échantillon circulaire de sol suivant une direction normale à l'interface de matériau (Figure II-22). Celle-ci délimite une couche d'argile trouée en son centre (permettant de créer une zone d'écoulement préférentiel) ou non (sans trou), et un matériau grossier situé en partie inférieure de l'écoulement. Ce dispositif avec deux matériaux permet l'étude du transport de la partie fine de sol au sein de la partie grossière.

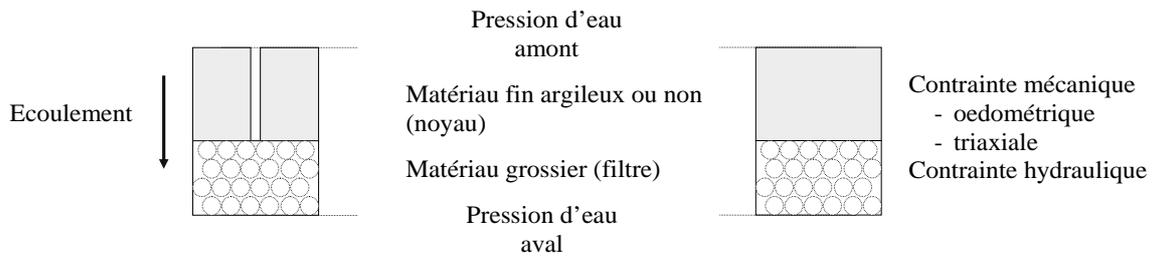


Figure II-22: Principe de l'essai de filtration et d'érosion interne.

Si un seul matériau est utilisé au lieu de deux, il est possible d'étudier la stabilité du matériau par rapport à un écoulement interne. La problématique vis-à-vis de la suffusion et la pathologie observée à l'échelle de l'ouvrage (tassement, différences de perméabilité), conduit à mesurer les déformations observées en fonction de l'état de contraintes. Donc, il a été développé un montage triaxial spécifique permettant la réalisation d'un écoulement descendant au cœur de l'échantillon (Figure II-23).



Figure II-23 : Essai de suffusion interne avec un triaxial (Marot et al., 2009).

Une quantification à la sortie du système de la masse érodée est faite. Cette quantification peut être directe par pesée, turbidimétrie, ou indirecte par échantillonnage et tamisage post-essai.

Ces derniers essais sont les plus complets et permettent de définir l'érosion par rapport à un état mécanique du sol et du fluide.

c) Essais de laboratoire : érosion à une interface eau-sol

Dans le cas d'une interface fluide - sol, il n'est plus possible d'imposer un certain état de contrainte. Les écoulements tangents à l'interface et les écoulements impactant l'interface seront distingués.

Écoulement tangent à interface eau-sol (T2 – T1)

Il existe trois types d'appareils recréant ces conditions d'érosion. La différence entre les appareils peut se faire sur le « moteur » de l'écoulement et la forme des surfaces érodées :

1. à surface libre, le moteur de l'écoulement est la gravité et est généré par une pente, par exemple les essais de charriage ;
2. en charge, l'écoulement est généré par un gradient de pression le long d'une conduite ;
3. un écoulement en milieu fermé induit par la rotation d'un arbre, on a un écoulement de Couette circulaire.

L'écoulement de type 1 a été développé essentiellement en transport solide. Il ne sera pas détaillé dans la suite.

Le deuxième type d'écoulement est recréé dans l'essai de trou (Hole Erosion Test) et dans l'appareil de mesure de la fonction d'érosion (Erosion Function Apparatus, Sedflume). Un gradient de pression est maintenu constant au cours de l'essai le long de la conduite. La différence entre ces deux appareils est la forme de la surface de contact sol/fluide. Dans le Hole Erosion Test (HET, Figure II-24 a)) la surface de contact est un cylindre dont le diamètre va augmenter avec l'érosion. Dans une première approche, seul le débit et la perte de pression ont été mesurés (Wan et Fell, 2002). Pour une perte de pression donnée l'augmentation du débit permet de calculer l'érosion correspondante. Plus récemment, ces mesures de débit ont été couplées avec une mesure de masse érodée cumulée (récolte) ou une évaluation du taux d'érosion instantané par la mesure de la turbidité de l'effluent (Pham, 2008).

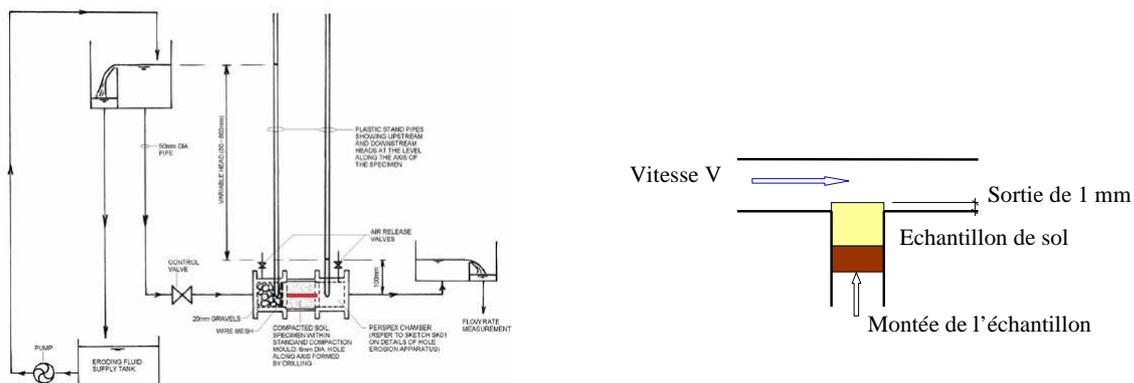


Figure II-24 : a) Hole Erosion Test (Wan et Fell, 2002) b) Erosion Function Apparatus (Briaud et al., 2001).

Dans le deuxième appareil (Erosion Function Apparatus, Figure II-24 b), l'érosion se fait sur une surface de sol plane de section circulaire et tangente à l'écoulement. Afin d'éviter un changement de géométrie trop important pour l'écoulement, et de maintenir l'échantillon en contact avec l'écoulement, l'échantillon est relevé de la hauteur d'érosion au cours du

temps. Après discussion de l'auteur avec des expérimentateurs, cette étape s'avère peu évidente. Pour un écoulement donné caractérisé par la perte de pression, on accède à l'érosion par mesure de la vitesse d'élévation de l'échantillon. La contrainte de cisaillement est calculée en utilisant les coefficients de frottement.

Le troisième type d'écoulement est un écoulement de Poiseuille entre deux plans cylindriques. L'échantillon à tester est un cylindre. L'écoulement est recréé sur la surface externe de l'échantillon. Il est généré par une mise en rotation de l'eau grâce à un agitateur dans la partie située sous le cylindre (Figure II-25).

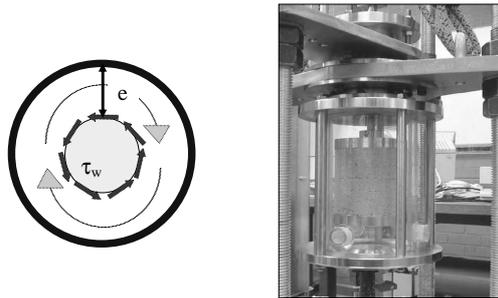


Figure II-25 : Rotating Cylinder Test, Lim (2006).

Ainsi, l'eau va se mettre à tourner autour du cylindre de sol et générer de l'érosion. Pour déterminer l'effort hydraulique, on mesure le couple appliqué sur le cylindre de sol et pour quantifier l'érosion induite, on arrête périodiquement l'essai et l'on mesure la masse perdue (Lim et Khalili, 2009).

Le Tableau II-1 dresse une synthèse des trois appareils cités : EFA, HET et RCT et de leurs mesures respectives.

	EFA	HET	RCT
Principe de l'essai	Un courant d'eau est appliqué dans une veine fermée. Un échantillon est placé sur un piston, et ajusté en permanence avec la surface du conduit.	Un conduit circulaire est créé dans le matériau, celui-ci va s'agrandir avec l'érosion.	Une épaisseur de fluide entourant un échantillon de sol cylindrique est mise en rotation par rapport au centre de celui-ci.
Mesures	Temps Vitesse de montée du piston Conditions hydrauliques - perte de pression/débit	Temps Conditions hydrauliques - perte de pression/débit Diamètre initial / diamètre final Turbidité sur certains appareils	Temps Masse avec l'évolution de l'essai Couple appliqué
Principe interprétation	Etalonnage de la veine, la vitesse est reliée à la contrainte Lien entre la montée du piston et la vitesse dans la veine	Calcul de la contrainte d'après l'hydraulique Calcul de l'évolution des diamètres avec des paramètres hydrauliques	Calcul de la contrainte et mesure de la masse érodée (convertie en géométrie) Lien de la contrainte avec la masse érodée
Avantages	Etalonnage contrainte fait avec une rugosité Peu d'influence de l'échantillon sur l'écoulement et le cisaillement	Comportement hydraulique du système fortement couplé avec le sol	Liaison directe entre la force et la masse érodée
Inconvénients	Vitesse de montée relative à l'utilisateur Mesure visuelle difficile à réaliser avec une forte turbidité	Complexe à interpréter si aucune mesure de turbidité au cours du temps Plusieurs phénomènes hydrauliques contraction/expansion - faible longueur	Problème, arrêt de l'essai pour mesure de masse et donc effondrement potentiel. Mesure érosion intégrée sur le temps
Utilisateurs	Briaud et al. (2001), Jepsen et al. (1997), Le Hir et al. (2006)	Lefebvre et al. (1986), Wan et Fell (2004), Pham (2008)	Arulanandan et al. (1975), Chapuis (1986), Lim et Khalili (2009)

Tableau II-1 : Synthèse concernant trois érodimètres à écoulement tangent à une interface eau-sol.

Essais d'impact de jet sur une interface eau-sol (type d'écoulement N1 – T1)

Un autre type d'écoulement applicable sur le sol est un jet impactant. On retrouve ces contraintes sous un évacuateur de crues, lors d'une surverse. Il existe deux classes de jet impactant. La classification est effectuée suivant les conditions limites hydrauliques :

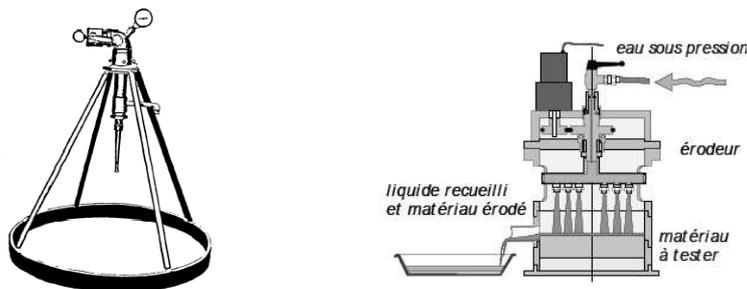
- le jet dans une autre phase (par exemple jet d'eau dans l'air).
- le jet immergé.

Tous ces différents appareillages permettent d'effectuer des essais in-situ.

Il existe cependant un troisième type d'érodimètre avec impact. Ceux-ci fonctionnent non plus en envoyant un jet unique mais des gouttes en complément d'un écoulement sous forme de nappe, Warlouzel (1999).

On se concentrera sur les deux premières formes d'appareils. Ils ont été développés avec leur protocole pour déterminer la sensibilité à l'érosion.

Le sol peut être émergé et il est impacté par un seul jet (érodimètre USDA – Soil Conservation Service, Figure II-26 a), ou avec plusieurs jets mobiles (MoJet, Figure II-26 b). Des études avec un type de jet ressemblant à celui du Soil Conservation Service a été utilisé au Japon dans le cadre d'une comparaison avec un flume test (Oda et al. 2008). On observe une phase transitoire où une nappe se crée au-dessus du sol. Cette dernière va protéger en partie le sol de l'impact sur la suite de l'essai.



a) érodimètre USDA –Soil Conservation Service (R.E.M.R.)

b) érodimètre à jets

mobiles MoJet- LCPC

Figure II-26 : Erodimètres avec un jet (ou plusieurs) à air libre.

Le jet peut aussi être immergé (Figure II-27, USDA-HERU). Dans ce cas, une dissipation du jet prend place dans le réservoir d'immersion.

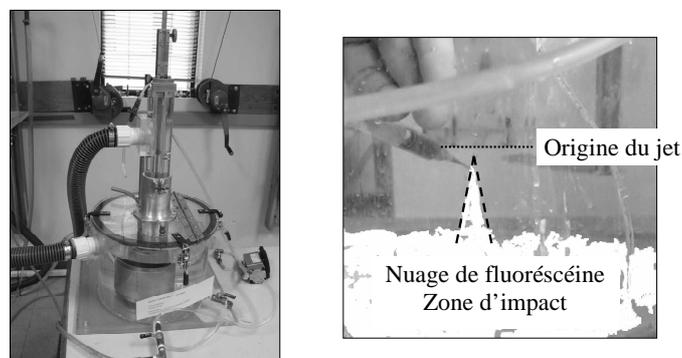


Figure II-27 : Erodimètre à jet immergé (USDA-HERU), et visualisation avec de la fluorescéine de la zone de jet.

Le jet est en général créé par une buse de diamètre donné (6,35 mm pour le jet immergé USDA-HERU, 0,5 mm pour l'érodimètre à jets mobiles MoJet) alimentée en eau sous une pression donnée. Dans le cas du MoJet, il y a 6 buses sur un arbre en rotation permanente.

La quantification de sol érodé sur ces appareils se fait de manière intégrée sur le temps, c'est-à-dire que l'on observe une évolution du système total sur un pas de temps donné. Avec le MoJet, on récupère l'effluent, cela quantifie la quantité de solide érodé. Cette mesure est couplée avec la mesure de la géométrie des sillons.

Pour les deux autres appareils, la quantification de l'érosion est réalisée par la mesure de la variation de profondeur de l'interface en un point au centre (Jet USDA – HERU) ou de la variation de volume (Jet USDA – Soil Conservation Service) à des pas de temps donnés. Dans tous les cas, il est possible d'avoir l'évolution du phénomène par rapport à des paramètres hydrauliques.

Dans le cas des jets dans l'air, une phase transitoire apparaît dans l'essai (Pham, 2008) pour les écoulements d'eau au niveau du sol. L'équilibre entre l'infiltration et l'écoulement en couche mince sur le sol par rapport aux apports n'est pas instantané. Ce phénomène transitoire est aussi observé à l'échelle d'une parcelle en hydrologie (Ballais et al., 1998). Dans le cas du jet immergé, il subsiste de l'infiltration mais celle-ci est alimentée directement par la réserve d'eau immergeant le jet et non par le jet lui-même; la phase transitoire y est probablement moins longue.

Le Tableau II-2 suivant présente une synthèses des deux appareils : MoJet et JET.

	MoJet	JET
Principe de l'essai	6 jets d'eau dans l'air en rotation	Un jet d'eau immergé vient impacter le sol
Mesures	Temps Forme des sillons et masse totale érodée Pression sur le jet	Temps Profondeur d'érosion Pression sur le jet
Principe interprétation	Relier la masse érodée en un temps donné aux conditions hydrauliques	Calcul de contraintes à partir des conditions hydrauliques Relier la vitesse de descente du pointeau aux contraintes hydrauliques
Avantages	Possibilité de faire du terrain Essai rapide Essai intégré sur une grande surface	Possibilité de faire du terrain Peu de problèmes pratiques
Inconvénients	Logistique sur terrain importante, électricité, bouteille de gaz Difficultés de remonter à des grandeurs mécaniques Evaluation des sillons difficile suivant le sol	Etalonnage fait sur des jets immergés à impact sur un plan Ordre de grandeur de la contrainte Jauge profondeur difficile suivant le sol Erosion définie sur un point
Utilisateurs	Hanson et Hunt (2007), Lee et al. (2009), Shugar et al. (2007)	Henensal et Duchatel (1990), Pham (2008)

Tableau II-2 : Synthèse concernant deux érodimètres à jet impactant une interface eau-sol.

4.5 Synthèse des essais d'érosion d'interface eau-sol

De la confrontation des différents appareillages, plusieurs conclusions peuvent être tirées :

- le R.C.T. semble le plus adapté (en principe) pour mesurer l'érosion en fonction du taux de cisaillement. En effet, les deux grandeurs caractérisant de la sollicitation du fluide et l'érosion du sol correspondante sont mesurées d'une manière relativement directe : couple appliqué sur l'échantillon, et masse restante. Mais, la mesure de cette masse requiert le démontage de la cellule et peut donc influencer le résultat, surtout si l'échantillon est érodable.
- le H.E.T. a été utilisé sur un grand nombre de sols. L'interprétation des mesures permet de calculer une contrainte de cisaillement hydraulique et le taux d'érosion.
- l'E.F.A. est un outil intermédiaire entre le H.E.T. et le R.C.T. Le taux d'érosion est mesuré et les contraintes sont à peu près bien estimées, d'après la comparaison effectuée par Briaud et al. (2001) avec un flume.

- le JET et MoJet permettent une mesure de la profondeur érodée et une évaluation de la contrainte hydraulique. Ils permettent la réalisation d'essais in-situ.

Le problème de la plupart de ces appareils est la difficulté voir l'impossibilité (HET-RCT) de mener les essais sur des sols très peu cohésifs.

4.6 Critères de filtres et sensibilité à l'érosion de volume

Différentes études ont été menées avec des cellules perméamétriques rigides (Foster & Fell (2001), et Sherard et Dunnigan (1989), Lafleur(1984), Li et Fannin (2008)), et des critères d'ingénierie concernant les filtres ont été développés de manière à éviter une érosion déstabilisatrice. Ces critères ont tendance à être conservatifs du fait de la présence d'un défaut lors du test, ou de la naissance du défaut.

Les premiers critères construits avec ce type de tests sont purement géométriques (Terzaghi, 1922 ; Sherard et al., 1984) et considèrent des paramètres de granulométrie. L'approche de conception des filtres granulaires aux Etats-Unis d'Amérique (Design of small dams, 1987) est basée sur ces travaux. Elle repose sur la vérification des quatre inégalités suivantes :

$$1 - \frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 5 \text{ pour un filtre avec un passant au tamis de } 0,074 \text{ mm inférieur à } 5 \text{ \% .}$$

$$2 - \frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5$$

$$3 - \frac{D_{85}}{\text{Diamètre maximal de drain}} \geq 2$$

$$4 - C_{u,\text{filtre}} = \frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 60 \text{ avec un diamètre maximal pour le filtre de } 3 \text{ pouces (7,62}$$

cm) et un matériau de noyau inférieur au tamis de 4,75 mm.

avec D_X : diamètre à X % de passant pour le filtre.

d_X : diamètre à X % de passant pour le noyau.

Toutefois ces critères tiennent peu compte de l'hydraulique, ainsi que de la qualité d'argile. Foster et Fell (2001) ont proposé une qualification du risque sous forme de représentation graphique (II-28), avec en abscisse le pourcentage d'argile et en ordonnée le

rapport entre le passant à 15% du filtre et celui à 85% du noyau. Pour $\frac{D_{15}}{d_{85}} \geq 5$, le risque d'érosion est avéré.

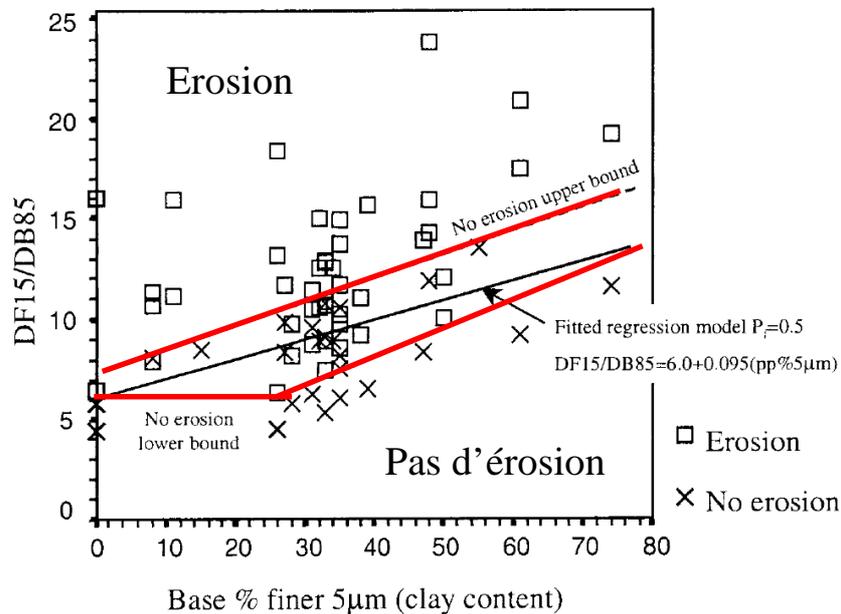


Figure II-28 : Critère proposé par Foster et Fell (2001) pour les filtres (reproduit avec l'autorisation de l'A.S.C.E.).

D'autres auteurs définissent ces critères granulométriques pour un problème de suffusion interne (Kenney et Lau, 1985 ; Lafleur, 1984). Ils redéfinissent des critères de stabilité locaux à la courbe granulométrique. Kenney et Lau (1985) proposent de vérifier l'inégalité suivante (II-64) où d est le diamètre de la granulométrie considérée. Cette dernière permet d'évaluer la fraction qui serait susceptible de ne pas pouvoir être retenue. Ce critère est construit d'après l'idée d'une structure primaire et des grains pouvant être déstabilisés.

$$1 \leq \frac{\text{Passant au diamètre } (4d) - \text{Passant au diamètre } (d)}{\text{Passant au diamètre } (d)} \quad (II-64)$$

L'étude menée par Bendahmane et al (2008) avec l'appareil triaxial sur des échantillons sablo-argileux met en évidence l'amplification de la suffusion par la diminution du pourcentage d'argile et la diminution de la pression de confinement ainsi que par l'accroissement de l'ouverture des pores du filtre (Marot et al., 2009).

D'autres auteurs ont évalué le risque de suffusion en définissant des gradients hydrauliques limites (Li et Fannin (2008), inspirés du gradient critique de boulangerie (Terzaghi et Peck, 1948).

4.7 Etudes sur l'érosion d'interface

a) Classification du risque d'érosion d'interface

Pour l'érosion d'interface, Annandale (1995) propose un seuil pour le phénomène d'érosion exprimé en puissance calculée comme le produit d'un débit par une perte de charge et dépend des conditions hydrauliques. Il reprend l'indice développé par Kirsten (1982) pour les matériaux rocheux, et redéfinit les coefficients permettant de calculer cet index pour les sols. Cet index est basé sur une évaluation structurelle du matériau et de son constituant. Ainsi, le premier facteur est la définition de la résistance globale du matériau. Le deuxième facteur est le nombre d'entités constituant cette masse de sol, et donc un dénombrement des discontinuités. Le troisième facteur est une évaluation de ces discontinuités (orientation par rapport à l'écoulement/résistance). Il applique cette méthodologie à un ensemble d'essais. Il obtient la Figure II-29 qui semble mettre en évidence l'existence d'une puissance hydraulique pour amorcer l'érosion. Cet index permet donc de remonter à la puissance hydraulique maximale pouvant être subis par le matériau sans érosion.

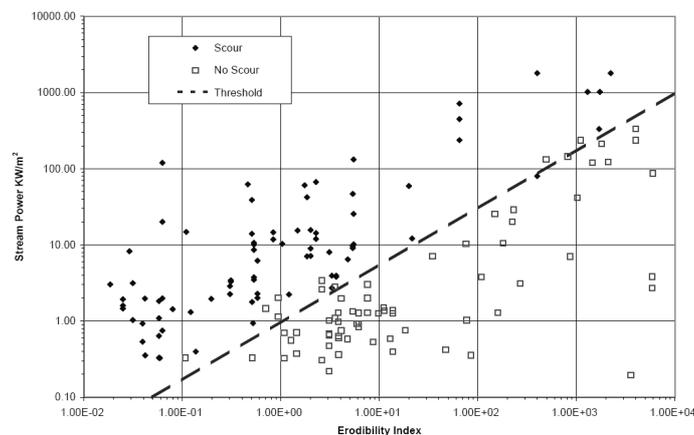


Figure II-29 : Zonage défini par Annandale (1995) en fonction de l'index d'érodibilité et la puissance hydraulique (reproduit avec l'autorisation de l'I.A.H.R.).

Wan et Fell (2004) définissent une classification des vitesses d'érosion par rapport à un index d'érosion I_E (équation (II-65)) calculé sur les valeurs de k_d mesurées à l'aide du Hole Erosion Test. Il est à noter que cette classification repose uniquement sur le coefficient d'érosion k_d et ne dépend donc pas de la contrainte critique τ_c .

$$I_{HET} = -\log(k_{d,m}) = -\log(k_d \rho_d) \quad (II-65)$$

La vitesse de développement de l'érosion pourra être évaluée (Tableau II-3).

Vitesse de développement de l'érosion	IE	Classe d'érosion
Extrêmement rapide	< 2	1
Vraiment rapide	[2 - 3 [2
Modérément rapide	[3 - 4 [3
Modérément lente	[4 - 5 [4
Lente	[5 - 6 [5
Vraiment lente	> 6	6

Tableau II-3 : Classification des cinétiques d'érosion suivant Wan and Fell (2004).

L'approche ne considère pas un seuil critique pour la classification du risque d'érosion, Elle quantifie le risque essentiellement par rapport à la cinétique de développement. Elle est valide dans le cas d'une étude où l'érosion est avérée.

Hanson et Simon (2001), définissent avec le JET des classes avec un seuil et une cinétique d'érosion (Figure II-30). Le risque d'érosion est ainsi représenté par son risque d'amorce (contrainte critique) et sa cinétique de développement.

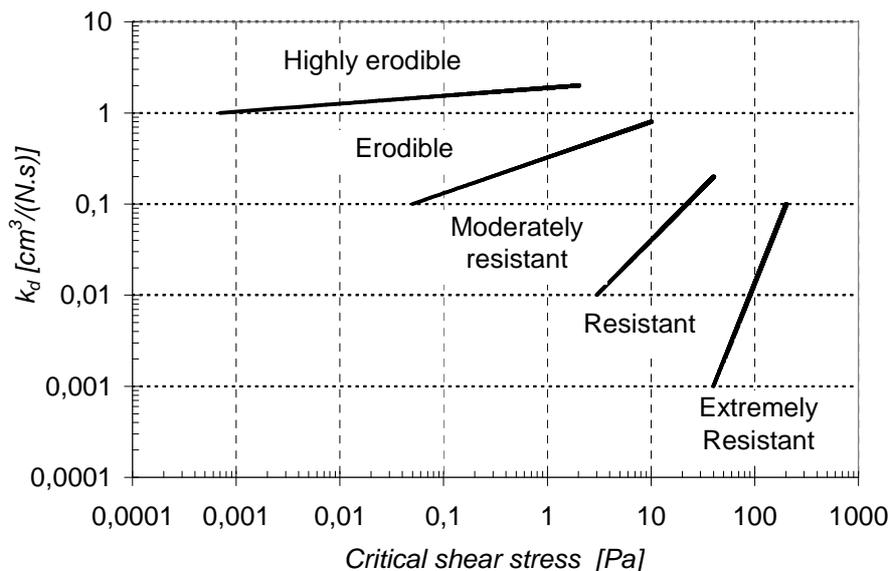


Figure II-30: Classification proposée par Hanson et Simon (2001).

Briaud (2008), avec l'E.F.A. considère un diagramme taux d'érosion, contrainte ou vitesse pour classer le risque d'érosion. Il ne se base pas sur une loi d'érosion pour évaluer le risque, et considère ce dernier par rapport à une vitesse d'érosion ou une contrainte hydraulique, Figure II-31.

Ainsi, par rapport à la classification de Hanson et Simon (2001), la classification de Briaud (2001) quantifie le risque de manière pratique et non comme la synthèse d'une loi d'érosion.

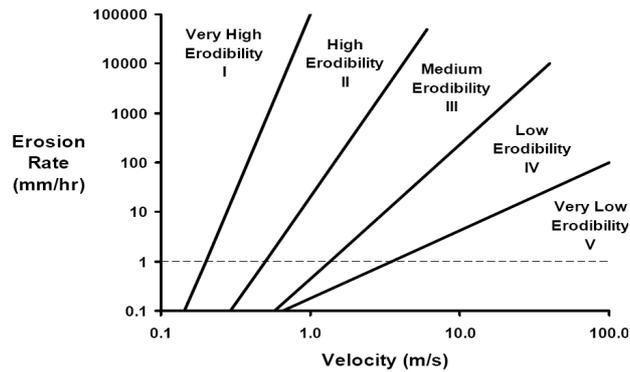


Figure II-31 : Critère proposé par Briaud, pour la sensibilité à l'érosion d'interface.

Par ailleurs, on note que les classifications de Hanson et Simon (2001) et Wan et Fell (2004) évaluent le risque avec les paramètres d'une loi d'érosion supposée identique pour les deux essais bien que les essais soient différents.

b) Etudes paramétriques de la sensibilité à l'érosion d'interface

Partheniades (1965) a caractérisé le comportement de différents sols fins vis-à-vis de l'érosion. Paaswell (Wischmeier et al., 1973) a écrit un état de l'art quant aux mécanismes et causes de l'érosion d'interface. Il ressort de son analyse les paramètres suivants :

- le risque d'érosion présenté par un sol peut être évalué par l'indice de plasticité, mais l'état structural du sol est prépondérant.
- il serait souhaitable de définir un indice d'érosion basé sur des paramètres structuraux (orientation des particules, l'indice des vides, l'historique des contraintes), et le gonflement potentiel
- l'histoire des contraintes (géostatique, ou du compactage...) vues par le sol au cours de son histoire est importante. De cet historique va dépendre la structure reprenant les chargements, ainsi que la force des liens inter-particules.

Raudkivi et Tan (1984) construisent une loi d'érosion avec pour paramètres : l'énergie chimique du sol et l'énergie dissipée par l'écoulement, en considérant des essais de « rotating cylinder test ».

Hanson et Hunt (2006) ont utilisés le JET pour évaluer le lien entre le compactage et l'érodibilité. Une différence de comportement vis-à-vis de l'érosion apparaît entre le côté sec et le côté humide du sol (défini par rapport à l'optimum Proctor) pour une énergie de compactage donnée. Un optimum pour la résistance à l'érosion est observé à proximité de la teneur en eau optimale pour deux types de sols.

Wan et Fell (2004) ont utilisé le Slot Erosion Test et le HET pour mener une campagne sur la sensibilité des sols à l'érosion. Après une étude statistique, l'indice d'érosion pour des sols non dispersifs est exprimé en fonction de paramètres géotechniques : teneur en eau, écart de teneur en eau par rapport à la teneur en eau à l'optimum Proctor, densité sèche, limite de liquidité, indice de plasticité, teneur en argile et dispersivité. Deux catégories ont été différenciées : les sols fins et les sols grossiers. Cette approche empirique est confrontée à nos résultats dans la partie d'analyse des résultats de ce travail. Le rapport de Wan et Fell, datant de 2002, est riche et dense en termes de résultats sur la sensibilité des sols à l'érosion ainsi que sur la variabilité des sols (13 sols différents et 253 essais). Il conclut sur l'équivalence des essais entre le HET et le SET en termes de cinétiques.

Pham (2008) a quantifié avec le MoJet et le HET la sensibilité à l'érosion suivant la texture des sols. Il trouve que la variation du coefficient d'érosion obtenu avec le HET pour les différentes textures testées est comparable avec la variation du taux d'érosion initial mesuré avec le MoJet (Figure II-32). En comparant le seuil obtenus avec le HET et la masse finale érodée pour le MoJet, ces dernières semblent corrélées sauf pour la texture 8 (argileuse).

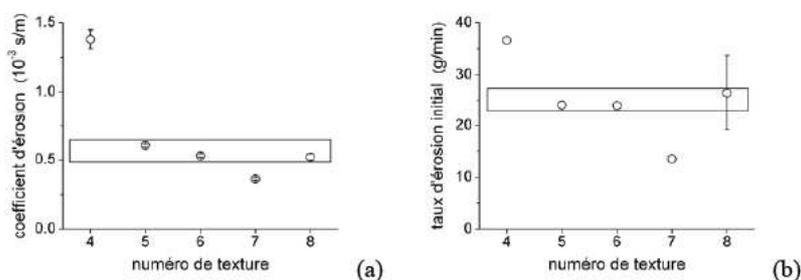


Figure II-32 : a) Comparaison de l'indice d'érosion du HET b) Comparaison du taux d'érosion initial mesuré avec le MoJet en fonction de la texture (Pham, 2008).

Wynn et al. (2008) ont étudié la sensibilité du sol à l'érosion sur site en utilisant le JET suivant l'état hydrique du sol. Des essais sur les effets de la saturation (en triaxial) ont été faits par Lim (2006), cette dernière améliorerait le comportement du sol vis-à-vis de l'érosion.

Deux processus de base pour le phénomène d'érosion semble se distinguer : l'arrachement et le transport. Pour l'érosion de volume, l'arrachement semble être relié au gradient et le transport à la géométrie de l'écoulement. Pour l'érosion d'interface, la distinction n'est pas si claire, et les travaux présents dans la littérature tendent à tout définir par rapport à l'arrachement.

Cet arrachement est dû soit :

- à un processus mécanique lié au cisaillement développé à l'interface fluide - solide ainsi qu'aux fluctuations de pression,
- à des processus chimiques, difficiles à isoler.

Dans tous les cas, à l'échelle spatiale et temporelle de l'ingénieur, il semble possible de pouvoir définir un seuil et une cinétique.

c) **Confrontation d'érodimètres**

Dans le but de conclure quant à la pertinence des modèles et essais associés, il s'avère judicieux de comparer les érodimètres et leur interprétation.

Wan et Fell dans le rapport de 2002 compare le HET et le Slot Erosion Test. Ils concluent que les résultats des deux essais sont identiques en terme d'indices de sensibilité à l'érosion.

Dans sa thèse (2006), Lim compare le RCT et le HET. Il conclut que la sensibilité à la dispersion du sol intervient sur la corrélation entre les deux tests. Pour les sols dispersifs la valeur des Index entre les deux tests est identique à ½ décade près. Pour les sols non dispersifs, le HET surestime de 2 décades l'index par rapport au RCT. La principale explication donnée est la différence dans la métrologie et la méthode inverse associée aux essais.

Pham (2008) a comparé le MoJet. avec le HET. Il met en évidence la classification identique des textures avec cet appareil en terme de coefficient d'érosion (HET) et taux d'érosion initial (MoJet).

Cook et Hanson (2004) essaient avec les résultats de JET de prédire des érosions sur des écoulements à plus grande échelle. Ils ont réalisé des essais d'affouillement en pied de chute (2002) ou avec un essai en canal (2004). De plus, ils ont utilisés le JET pour évaluer les caractéristiques d'érodibilité pour des essais méso-échelles de rupture de digues (6 au total). Le nombre d'essais est malheureusement faible et ne permet de donner qu'une conclusion partielle sur le lien entre les deux. Le JET de l'USDA a été utilisé pour évaluer l'érodibilité sur d'autres campagnes de mesures d'érodibilité menées par d'autres chercheurs.

En conclusion, il subsiste des marges de progrès importantes quant aux divers appareillages et aux méthodes d'interprétation pour que la classification de la sensibilité des sols à l'érosion soit objective, et ne dépende pas des appareillages en question.