

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

**Université**  
Aboubekr Belkaïd  
Tlemcen



جامعة  
أبو بكر بلقايد

FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL  
Laboratoire des structures intelligentes

Mémoire de Master en Génie civil  
Spécialité : Ingénierie Des infrastructures de Base et  
Géotechnique

Présenté par

**Abdelhamid NAMANE § Mohammed Yasser NOR**

# Erosion régressive interne dans les barrages en remblais

Soutenu publiquement le 13/06/2016

## Composition du Jury

Z. BENYELLES	MAA	Université de Tlemcen	Président
A. BEKKOUCHE	Professeur	Université de Tlemcen	Promoteur
A. ZADJAOUI	MCA	Université de Tlemcen	Examineur
A. BOUAYAD	MCB	Université de Tlemcen	Examineur

# DEDICACES

*Je dédie ce mémoire à*

*A mes parents, et à toute ma famille*

*A tous mes amis et mes collègues en particulier à mon binôme spécial en témoignage de ma sincère amitié.*

NAMANE ABDELHAMID

*A mes très chers parents, mes très chers frères, ma petite sœur et toute ma famille, auxquels je dédie ce travail.*

*A toutes les personnes qui m'ont aidé dans mon travail, en particulier, mon binôme Namane Abdelhamid.*

*Je ne saurais oublier tous mes collègues et amies, qu'ils trouvent ici l'expression de ma sincère gratitude.*

NOR MOHAMMED YASSER

## REMERCIEMENTS

*Louange à ALLAH, le miséricordieux, sans Lui rien de tout cela n'aurait pu être.*

*Nous tenons à exprimer nos remerciements les plus vifs à  
notre  
encadreur monsieur Bekkouch Abdelmalek, professeur de  
l'université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen pour ses précieux  
conseils et pour toutes les heures qu'il a consacrées à diriger  
ce travail.*

*Nos remerciements iront également vers tous ceux qui ont  
accepté avec bienveillance de participer au jury de ce  
mémoire : M<sup>r</sup> Benyeless. Z, M<sup>r</sup> Zadjaoui. A et  
M<sup>r</sup> Bouayad. A.*

## RESUME

---

Les processus érosifs constituent la cause majeure des ruptures des ouvrages hydrauliques comme les digues ou les barrages en remblais. Les désordres constatés sur des ouvrages récents soulignent la nécessité d'une meilleure compréhension et quantification des phénomènes qui régissent l'érosion interne. L'entraînement et le transport de grains par les écoulements internes affectent la distribution granulométrique, modifient la porosité ainsi que les caractéristiques mécaniques et hydrauliques. Or le phénomène d'érosion dépend fortement de la sensibilité des sols à la dispersion.

Les sols dispersifs sont des matériaux très sensibles à la présence de l'eau, leur contact avec l'eau change facilement leur comportement et les rendent incompatibles avec les conditions initiales désirées. Ainsi la dispersivité du sol est principalement due à la présence de sodium échangeable présent dans la structure des argiles d'où les forces attractives sont moins que les forces répulsives, et cela conduira la particule à se séparer et à se déplacer en suspension.

Le présent mémoire étudie la caractérisation des processus du phénomène d'érosion et de dispersion des argiles. L'étude bibliographique nous a permis de bien comprendre ces deux phénomènes, de connaître les méthodes pour les identifier et de proposer des solutions adéquates pour palier au déplacement des grains de sol.

**Mots clés :** barrages en remblais, érosion interne, dispersion, argile.

## ABSTRACT

---

Erosion processes are the major cause of failures in hydraulic earthworks such as levees and embankment dams. The occurrence of breach in new structures underlines the urgency to quantify phenomena induced by internal erosion. Entrainment and migration of some particles under flow affect the porosity and grain size distribution, which change the hydraulic and mechanical characteristics. But the phenomenon of erosion depends strongly on the sensitivity of the soil dispersion.

Dispersive soils are very sensitive materials to the presence of water, their contact with water change easily their behavior and make them incompatible with the desired initial conditions. Thus soil dispersivity is mainly due to the presence of exchangeable sodium in clays structure, hence attractive forces are less than the repulsive force, and the particle will lead to separate and move into suspension.

This paper studies the characterization of process erosion and dispersive clay. The literature review allows us to understand and identify this two phenomena, and to propose solutions for solving the movement of soil particles.

**Keywords:** embankment dams, internal erosion, dispersion, clay.

عمليات التآكل هي السبب الرئيسي لانهدام المنشآت المائية مثل الحواجز المائية والسدود. الاضطرابات الملاحظة على مستوى المنشآت الحديثة يؤكد الحاجة إلى فهم وتقدير الظواهر التي تتحكم في التآكل الداخلي. هجرة وتنقل الحبيبات عن طريق التدفق الداخلي يؤثر على توزيع حجم الجسيمات، ويؤثر على المسامية والخصائص الميكانيكية والهيدروليكية. ظاهرة التآكل تعتمد إلى حد كبير على حساسية التربة إلى التشتت.

التربة المنشتة تعتبر مادة حساسة للغاية لوجود المياه، اتصالها بالماء يغير سلوكها بسهولة ويجعلها غير متوافقة مع الشروط الأولية المطلوبة. كذلك تشتت التربة يرجع أساسا إلى وجود الصوديوم في بنية الطين، حيث تكون قوى التجاذب أقل من قوى التنافر، وذلك يؤدي إلى انفصال الجزيئات وانتقالها.

هذه المذكرة تدرس عملية ظاهرة التآكل وتشتت الطين. الدراسة البليوغرافية تمكننا من فهم هاتين الظاهرتين، ومعرفة الطرق لتحديدهما واقتراح الحلول المناسبة للتغلب على تنقل حبيبات التربة.

**الكلمات المفتاحية:** السدود، التآكل الداخلي، تشتت.

# SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
-----------------------------------	----------

## **CHAPITRE 1 : LES INFILTRATIONS DANS LES BARRAGES EN REMBLAIS**

---

4

1.	INTRODUCTION.....	4
2.	L'EAU DANS LE SOL.....	5
3.	CIRCULATION DE L'EAU DANS LE SOL.....	5
4.	PRESENTATION DU MILIEU POREUX.....	8
4.1.	Généralités.....	8
4.2.	Quelques exemples de milieux poreux.....	9
4.3.	Description géométrique.....	10
5.	RELATION ENTRE LA PERMEABILITE ET LA POROSITE.....	12
6.	RELATION ENTRE LA PERMEABILITE ET L'INDICE DES VIDES.....	15
7.	DEFINITION ET PARAMETRES DESCRIPTIFS DE L'INFILTRATION.....	16
8.	FACTEURS INFLUENÇANT L'INFILTRATION.....	17
9.	DETERMINATION DE LA LIGNE DE SATURATION.....	18
10.	DETERMINATION DES PRESSIONS INTERSTITIELLES.....	24
11.	CONCLUSION.....	26

## **CHAPITRE 2 : LES BARRAGES EN REMBLAIS ET LEUR SECURITE**

---

27

1.	INTRODUCTION.....	27
2.	TYPES DE BARRAGE EN REMBLAIS.....	27
2.1.	Les barrages en terre homogènes.....	28
2.2.	Les barrages en terre à noyau étanche.....	28
2.3.	Les barrages en terre à masque amont.....	29
3.	LES ORGANES D'ETANCHEITES DES BARRAGES EN REMBLAIS.....	30
3.1.	Noyau en argile compacté.....	30
3.2.	Diaphragme interne.....	31
3.3.	Masque amont.....	31
4.	ETANCHEITE DES FONDATIONS DES BARRAGES EN TERRE.....	34
5.	DISPOSITION DE DRAINAGE DANS LES BARRAGES EN REMBLAIS.....	37
5.1.	Généralités.....	37
5.2.	Les filtres.....	37
6.	LES DRAINS :.....	39
6.1.	Définition :.....	39
6.2.	Rôle des drains :.....	40
6.3.	Différents types de drainages et leur dimensionnement :.....	40
7.	DRAINAGE DE LA FONDATION.....	47
8.	UTILISATION DES GEOTEXTILES COMME FILTRE OU DRAIN.....	49
9.	LES VOILES D'INJECTION ET DE DRAINAGE.....	50
10.	CONCLUSION.....	51

## CHAPITRE 3 : EROSION INTERNE ET OUVRAGES HYDRAULIQUES.

52

1.	INTRODUCTION.....	52
2.	TYPOLOGIE DE L'EROSION INTERNE .....	54
2.1.	La boulangerie : .....	54
2.2.	Dissolution : .....	54
2.3.	Débouillage : .....	55
2.4.	L'érosion régressive .....	55
2.5.	Entraînement .....	56
2.6.	Exsolution .....	57
2.7.	Renard .....	57
2.8.	La suffusion.....	58
2.9.	Auto-filtration .....	59
3.	QUELQUES MECANISMES DE RUPTURE PARTICULIERS .....	60
4.	PATHOLOGIES DES OUVRAGES DE RETENUE LIEES A L'EROSION .....	63
4.1.	Barrage de Sadd el-Kafara.....	63
4.2.	Rupture du barrage de Teton (1976).....	64
4.3.	Érosion interne sur le barrage de Buget (Haute-Garonne, 1981) .....	65
4.4.	Baldwin Hills Reservoir .....	67
4.5.	Big Bay Dam.....	68
5.	CARACTERISATION DE L'EROSION .....	69
5.1.	Généralités.....	69
5.2.	Dispositifs expérimentaux .....	70
6.	LIMITE DE L'APPROCHE ACTUELLE.....	74
7.	REGLE DE LANE ET BLIGH : .....	78
8.	CONCLUSION .....	79
<b>CHAPITRE 4 : DISPERSION DES SOLS ARGILEUX .....</b>		<b>80</b>
1.	INTRODUCTION.....	80
2.	MINERALOGIE DES ARGILES .....	80
3.	MECANISME D'EROSION PAR DISPERSION.....	85
4.	FACTEURS INFLUENÇANT LA DISPERSION.....	86
4.1.	La présence des ions sodium .....	86
4.2.	Le mode d'empilement des feuillets d'argile.....	87
4.3.	La concentration en sels du fluide d'érosion .....	87
4.4.	Le pH du fluide d'érosion.....	87
4.5.	La structure du minéral argileux .....	88
5.	CARACTERISATION DE LA DISPERSION .....	89
5.1.	Essai d'émiettement (Crumb test – ASTM D 6572-00).....	89
5.2.	Essai sédimentométrique en parallèle (Double Hydrometer Test D 4221-99).....	91
5.3.	Essai à l'aiguille (Pinhole Test - ASTM D 4647 – 93) .....	92
5.4.	Essai Chimiques .....	93
6.	CONCLUSION .....	96
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>		<b>97</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>		<b>99</b>



# LISTE DES FIGURES

## Chapitre 1

<b>Figure 1.1</b> : Expérience de Darcy (internet).....	6
<b>Figure 1.2</b> : Validité de la loi de Darcy.....	7
<b>Figure 1.3</b> : Schéma d'un aquifère (Bear, 1972), cité par (Bir, 2012). ....	9
<b>Figure 1.4</b> : Evolution générale du régime d'infiltration et de l'infiltration cumulative au cours du temps .....	16
<b>Figure 1.5</b> : Régime d'infiltration en fonction du temps pour différents types de sol....	17
<b>Figure 1.6</b> : Ligne de Saturation dans un barrage en terre .....	18
<b>Figure 1.7</b> : Déterminations de la grandeur $\Delta$ .....	19
<b>Figure 1.8</b> : Etude par analogie électrique .....	21
<b>Figure 1.9</b> : Point d'intersection de la ligne de Saturation avec le parement aval .....	22
<b>Figure 1.10</b> : Courbe de Casagrande.....	23
<b>Figure 1.11</b> : Trace des lignes de courant et des lignes équipotentielles .....	25
<b>Figure 1.12</b> : Détermination de la pression interstitielle.....	26

## Chapitre 2

<b>Figure 2.1</b> : Barrage en terre homogènes .....	28
<b>Figure 2.2</b> : Barrage en terre hétérogène.....	29
<b>Figure 2.3</b> : Barrage à masque amont .....	30
<b>Figure 2.4</b> : Noyau en argile vertical et incliné.....	31
<b>Figure 2.5</b> : Barrage à diaphragme interne.....	31
<b>Figure 2.6</b> : Masque amont en béton de ciment .....	32
<b>Figure 2.7</b> : Masque amont en béton bitumineux .....	33
<b>Figure 2.8</b> : Masque en membrane souple .....	33
<b>Figure 2.9</b> : Clé d'étanchéité .....	34
<b>Figure 2.10</b> : Paroi moulée.....	35
<b>Figure 2.11</b> : Voile d'injection.....	36
<b>Figure 2.12</b> : Tapis d'étanchéité.....	36
<b>Figure 2.13</b> : Filtre répondant aux conditions de TERZAGHI visa vis des matériaux (1) à drainer et (3) drainant (Durand, et al., 1999) .....	39
<b>Figure 2.14</b> : Prisme de drainage aval.....	41
<b>Figure 2.15</b> : drainage de surface .....	43
<b>Figure 2.16</b> : le drain tapis interne .....	44
<b>Figure 2.17</b> : Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations imperméables .....	45
<b>Figure 2.18</b> : Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations perméables. .	45
<b>Figure 2.19</b> : Drainage à bande des barrages .....	46
<b>Figure 2.20</b> : Drain vertical pour barrage en terre .....	46
<b>Figure 2.21</b> : Soulagement des sous-pressions par puits aval prolongés dans la couche perméable (CIGB, 1997).....	48
<b>Figure 2.22</b> : Drainage préventif de la fondation (CIGB, 1997).....	48
<b>Figure 2.23</b> : Drain granulaire incliné entouré par un géotextile (CIGB, 1997).....	49
<b>Figure 2.24</b> : Drainage vertical assuré par un géotextile composite (CIGB, 1993).....	50

### Chapitre 3

<b>Figure 3.1</b> : Exemple de situation d'érosion d'ouvrages hydrauliques : a) érosion externe, b) initiation d'érosion interne, c) évolution d'érosion interne. ....	53
<b>Figure 3.2</b> : Phénomène de boulangerie .....	54
<b>Figure 3.3</b> : Phénomène de débouillage au barrage de Lafage (Lautrin, 2002) .....	55
<b>Figure 3.4</b> : Phénomène d'érosion régressive (van Beek, et al., 2011).....	56
<b>Figure 3.5</b> : Phénomène d'entraînement .....	56
<b>Figure 3.6</b> : Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion interne dans un barrage adapté par (Schuler, et al., 1997) .....	57
<b>Figure 3.7</b> : Renard dans un barrage (Lautrin, 2002).....	58
<b>Figure 3.8</b> : Suffusion (Lafleur, et al., 1989) .....	59
<b>Figure 3.9</b> : Phénomène d'auto-filtration (Bendahmane, 2005) .....	59
<b>Figure 3.10</b> : Modèles d'érosion interne à travers le corps de l'ouvrage (Foster, 1999) cité par (Truong, 2012) .....	62
<b>Figure 3.11</b> : Modèles d'érosion interne à travers la fondation de l'ouvrage (Foster, 1999) cité par (Truong, 2012).....	62
<b>Figure 3.12</b> : Modèles d'érosion interne à travers le corps et la fondation de l'ouvrage (Foster, 1999) cité par (Truong, 2012) .....	63
<b>Figure 3.13</b> : coupe et restes de barrage de Sadd el-Kafara sur le Wadi Garawi (Schnitter, 1994) .....	64
<b>Figure 3.14</b> : Rupture de barrage de Teton (Romain, 2007) .....	65
<b>Figure 3.15</b> : Coupe du barrage de Buget (Lautrin, 2002).....	66
<b>Figure 3.16</b> : Renard vu de l'aval sur le barrage de Buget (Lautrin, 2002).....	67
<b>Figure 3.17</b> : Rupture de barrage de Baldwin Hills (Internet) .....	67
<b>Figure 3.18</b> : Coupe du barrage de Big Bay (Internet) .....	68
<b>Figure 3.19</b> : Rupture de barrage de Big Bay (Internet) .....	68
<b>Figure 3.20</b> : Schéma de l'écoulement dans le sol.....	69
<b>Figure 3.21</b> : Schéma d'appareillage de Hole Erosion Test (Wan, et al., 2002).....	71
<b>Figure 3.22</b> : Schéma du dispositif expérimental de Triaxial Erosion Test (a) montage du dispositif (b) cellule d'essai (Bendahmane, et al., 2008) .....	73
<b>Figure 3.23</b> : Le principe de l'essai d'érosion transverse (Duc, et al., 2013) .....	74
<b>Figure 3.24</b> : Résultats typiques de Wan et Fell (2002).....	77

### Chapitre 4

<b>Figure 4.1</b> : couche tétraédrique de silice (Tuan Long, 2008) .....	81
<b>Figure 4.2</b> : couche octaédrique d'alumine (Tuan Long, 2008) .....	81
<b>Figure 4.3</b> : Structures des feuillettes d'argiles (a) kaolinite (b) illite (c) Montmorillonite source (Craig, 2004) cité par (Haghighi, 2012) .....	83
<b>Figure 4.4</b> : Diagramme de Casagrande.....	84
<b>Figure 4.5</b> : a) flocculé mais dispersé (assemblage orthogonal et parallèle) b) flocculé et agrégé (assemblage orthogonal et parallèle) c) sable ou silt interagissant avec des plaquettes d) silt ou sable.....	84
<b>Figure 4.6</b> : Essais typiques de Crumb test (Nelson, 1991) cité par (BELARBI, 2014).....	90
<b>Figure 4.7</b> : Pourcentage de dispersion déterminé par l'essai de sédimentation en parallèle,.....	91
<b>Figure 4.8</b> : Détail de la cellule de Pinhole test (Fell, et al., 1992).....	92

**Figure 4.1 : Corrélation entre les essais chimiques et le Pinhole test (Knodel, 1991).. 95**

**Figure 4.2 : Potentiel de dispersion évalué après l'analyse des sels dissous dans l'eau adsorbé (Knodel, 1991), ..... 95**

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Caractéristiques d'état et interactions eau-sol pour les différents phénomènes (Bendahmane, 2005) .....	60
Tableau 2 : Valeurs du coefficient $C_k$ , selon Bligh (1912) et Lane (1935) cité par (CETMEF, 2014) .....	78
Tableau 3 : Facteurs qui favorisent la dispersion du sol .....	89
Tableau 4 : Classes de dispersion à partir du ESP (Knodel, 1991) cité par (BELARBI, 2014) .....	94

## LISTE DES NOTATIONS

$i$	(-)	Gradient hydraulique
$i_c$	(-)	Gradient hydraulique critique.
$Q$	(m <sup>3</sup> /s)	Le débit.
$K$	(m/s)	Coefficient de perméabilité.
$v$	(mm/s)	La vitesse de décharge.
$\Delta h$	(m)	La perte de la charge hydraulique.
$n$	(-)	La porosité.
$V$	(mm/s)	La vitesse moyenne.
$R_e$	(-)	Nombres de Reynolds.
$d$	(mm)	Le diamètre
$\rho$	(Kg/m <sup>3</sup> )	La masse volumique du fluide.
$\mu$	(Pa.s)	La viscosité.
$V_v$	(m <sup>3</sup> )	Volumes des vides.
$V_t$	(m <sup>3</sup> )	Volume total.
$V_s$	(m <sup>3</sup> )	Volume des particules solides.
$e$	(-)	Indice des vides.
$d_{10}$	(mm)	Le diamètre des grains correspondant à 10% de passant.
$\gamma_w$	(KN/m <sup>3</sup> )	Le poids volumique de l'eau.
$H$	(m)	La hauteur totale du barrage.
$H_1$	(m)	La hauteur du niveau normale de la retenue.
$m_1$	(-)	La pente du talus amont.
$m_2$	(-)	La pente du talus aval.

$\tau$	(Pa)	La contrainte de cisaillement.
$\tau_c$	(Pa)	La contrainte de cisaillement critique.
$\dot{\epsilon}$	(g/cm <sup>2</sup> /min)	Le taux d'érosion.

# INTRODUCTION GENERALE

---

Les ouvrages hydrauliques construits en terre sont nombreux et essentiels, car ils ont pour objectif la protection des personnes et des biens (digues et levées), la production d'électricité ou la constitution de réserves d'eau (barrage).

Ces ouvrages en terre constituent, à grande échelle, des milieux poreux en contact avec un fluide en mouvement. En leur sein, il apparaît ainsi un couplage des phénomènes hydrauliques et mécaniques qui impose une démarche scientifique interdisciplinaire. La pérennité de tels ouvrages peut être remise en cause :

- Par l'impact de contraintes externes (environnementales ou anthropiques) qui est généralement connu et pris en compte dès la conception ;
- Par l'impact de l'érosion interne, phénomène encore mal connu et mal quantifié, bien qu'il soit responsable de la majorité des désordres aux très importantes conséquences humaines ou matérielles.

L'érosion interne est définie comme une migration de particules engendrée par un écoulement hydraulique souterrain dans un sol ou dans un ouvrage en terre. Cette migration engendre une modification des caractéristiques hydrauliques et mécaniques du matériau constituant l'ouvrage, et notamment de la perméabilité. La perturbation de cette caractéristique intrinsèque essentielle peut créer une perte d'étanchéité ou une surpression interstitielle. Une telle modification de ce milieu poreux peut être le facteur déclenchant d'une rupture d'ouvrage.

Historiquement, les dommages provoqués par l'érosion interne sont environ 0.5% (1 de 200) dans les barrages en remblai et 1.5 % (1 de 60) incidents éprouvés par l'érosion interne par conduit (piping). Parmi ces ruptures et incidents environ la moitié dans les digues, 40 % dans les fondations et 10 % de la digue à la fondation. Environ 2/3 des ruptures se sont produites en premier remplissage ou après les cinq premières années de service (Fell, et al., 2003). (Sherard, et al., 1972a) ont noté dans des études détaillées sur les ruptures par érosion interne que beaucoup d'entre elles se produisent

## Introduction générale

---

rapidement, avec la majorité moins de 6–12 h entre la première observation de la fuite et l'élargissement d'un trou dans le corps du barrage (Fell, et al., 2003).

Deux conditions doivent être réunies pour que le phénomène d'érosion interne peut se produire (Blais, 2004):

- Le détachement des particules. On peut citer les Huit phénomènes, la boullance, la suffusion, l'érosion régressive, le débouillage, la dissolution, la dispersion, l'entraînement et l'exsolution.
- Leur transport (transport dans un conduit, et transport dans l'espace poreux interparticulaires).

On distingue quatre phases de développement de l'érosion interne (Fell, et al., 2003) : l'initiation, la filtration, la progression et la rupture par brèche. L'initiation est provoquée quand la sollicitation hydraulique dépasse le seuil d'érosion. La filtration est une phase qui dépend de la présence d'un filtre, et de son efficacité. La progression est la phase de développement de l'érosion interne au sein du matériau et la rupture par brèche étant la phase ultime spécifique à l'ouvrage.

Les ouvrages hydrauliques en terre, tels que les digues ou les barrages, sont assujettis à l'érosion interne (qualifiée de progressive), pouvant provoquer leur rupture totale. Les mécanismes pouvant entraîner l'érosion interne sont de types mécanique ou physico-chimique. Mécaniquement, l'effet apparaît principalement lors de l'annulation des contraintes effectives appelée : état de boullance, c'est-à-dire quand le gradient hydraulique dépasse une certaine valeur, provoquant ainsi un écoulement privilégié, qui va initier l'érosion.

Chimiquement, la présence des argiles dispersives au corps d'un barrage en remblai peut déséquilibrer la stabilité interne et globale de la structure. Ces matériaux sont sensibles à la présence de l'eau. Ce contact eau-sol, change facilement leur comportement et les rendent incompatibles avec les conditions initiales désirées. Les argiles dispersives sont des types particuliers de sols dans lesquels la fraction argileuse érode dans la présence d'eau par le processus de défloculation. Ceci se produit lorsque les forces de répulsion entre les particules dépassent les forces d'attraction. De par cette raison que les particules argileuses sont détachées et forment en une suspension colloïdale.

Après cette partie introductive, le mémoire est structuré de la façon suivante :



## Introduction générale

---

- Le premier chapitre est consacré à l'état des connaissances dans le domaine des milieux poreux et les infiltrations des eaux dans le sol.
- Le deuxième chapitre présente les différents types de barrages en remblais, leurs organes d'étanchéité et les dispositions de drainage.
- Le troisième chapitre aborde l'étude de phénomène d'érosion (origines et typologie...), quelques cas pathologiques liés à ce phénomène et des essais pour le caractériser.
- Le quatrième et dernier chapitre s'intéresse au comportement des argiles vis-à-vis de l'eau et quelques essais pour identifier le phénomène de dispersion des argiles.
- La dernière partie résume les principales conclusions tirées de ce travail.

# CHAPITRE 1 : LES INFILTRATIONS DANS LES BARRAGES EN REMBLAIS

---

## 1. INTRODUCTION

Dans le cas d'un barrage en terre, l'eau du bassin filtre à travers le remblai, en s'établissant graduellement de l'amont vers l'aval. Les infiltrations dans le corps de la digue peuvent induire des phénomènes pouvant nuire à la stabilité du barrage tels que :

- L'érosion régressive.
- Les débits de fuite excessifs.
- La stabilité des talus.

C'est pour cela qu'on s'intéresse à réduire à des valeurs acceptables les débits d'infiltration et de les contrôler pour garantir l'ouvrage contre les dangers d'instabilité. Il est nécessaire de connaître avant la construction, la position de la ligne de saturation et les valeurs des pertes par infiltration.

Le traitement des infiltrations doit permettre de déterminer les éléments indispensables suivant :

- Détermination de la ligne de saturation ou ligne phréatique qui est confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle (la pression atmosphérique étant prise comme niveau de référence).
- Tracé du réseau des lignes équipotentiels, c'est-à-dire des lignes reliant les points d'égal potentiel hydraulique au sein du corps de barrage et ses fondations. Ce réseau nous permet de connaître la valeur de la pression interstitielle en chaque point du champ de filtration ou la zone de saturation.
- Tracé des lignes de courant qui représentent la trajectoire de l'écoulement de l'eau à travers le corps du barrage. Ces lignes nous permettent de calculer le débit de fuite.

Il est important donc que les caractéristiques des matériaux du massif et de la fondation soient bien connues car elles influent considérablement sur les phénomènes d'infiltration à l'origine de divers désordres.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations, doivent être considérées sous deux aspects :

- Le premier : est la perte d'eau qui réduit le volume emmagasiné,
- Le deuxième : est que ces pertes d'eau peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence du phénomène de renard et des pressions de l'infiltration.

## **2. L'EAU DANS LE SOL**

L'eau se présente dans le sol sous différentes formes et on peut distinguer deux catégories soit que l'eau est liée ou libre. Dans la première catégorie on retrouve l'eau hygroscopique, l'eau pelliculaire et l'eau capillaire quant à la deuxième catégorie on y retrouve l'eau de gravité. Parmi les paramètres qui caractérisent l'eau dans le sol, deux sont essentielles, le degré de saturation qui est le rapport entre le volume d'eau et le volume total occupé par les vides et le potentiel des forces de liaison de l'eau et du sol, qui représente l'énergie nécessaire pour vaincre les forces de liaison.

## **3. CIRCULATION DE L'EAU DANS LE SOL**

L'eau peut s'écouler à travers tous les sols mais le phénomène d'écoulement à une intensité très variable d'un sol à un autre. Cette intensité varie en fonction des vides entre les particules du sol et les frottements contre ces particules.

Dans notre cas nous étudierons l'écoulement en milieu saturé avec un mouvement de l'écoulement très lent de sorte à ce qu'il reste laminaire et en régime permanent.

Cet écoulement a été étudié par Darcy par le biais d'une expérience où une colonne de sol représentant un échantillon de sol est traversée par un écoulement d'eau permanent.

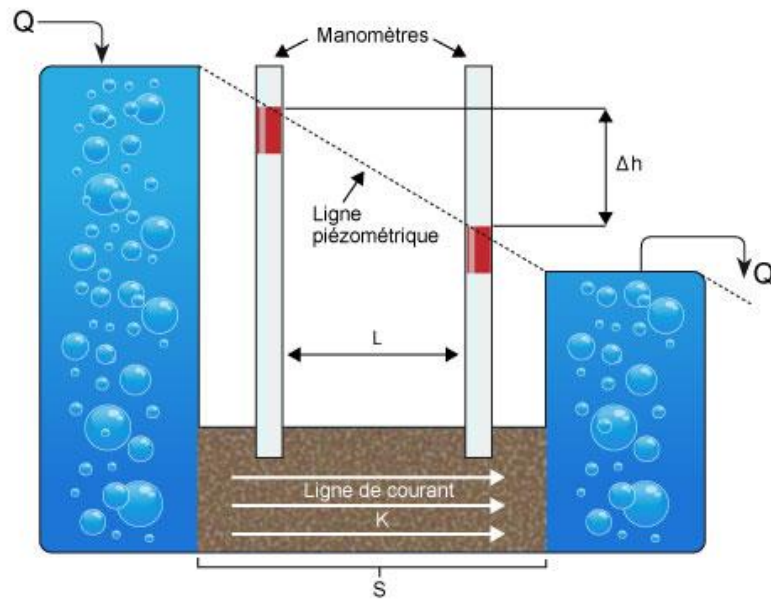


Figure 1.1 : Expérience de Darcy (Haghighi, 2012)

Les résultats de cette expérience font ressortir que le débit  $Q$  à travers la colonne du sol est proportionnel à la surface  $S$  et à la perte de la charge hydraulique  $\Delta h$ , et inversement proportionnel à la longueur de la colonne  $L$ .

Avec :

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (1.3.1)$$

$i$  : gradient hydraulique

Cette relation est la base de tous les calculs de l'hydraulique souterraine. La vitesse de décharge  $v$  est par définition le débit par unité d'aire, c.à.d. c'est le rapport du débit observé  $Q$  à la surface totale  $S$  :

$$v = \frac{Q}{S} \quad (1.3.2)$$

On aura :

$$v = -K . i \quad (1.3.3)$$

$i$  : Gradient hydraulique (perte de charge par mètre de longueur)

$S$  : Section de la colonne.

$K$  : Coefficient de proportionnalité appelé coefficient de perméabilité ou conductivité hydraulique cette constante est fonction du milieu poreux.

La vitesse de décharge  $v$  est reliée à la vitesse moyenne  $V$  par la relation approximative :

$$v = n V \quad (1.3.4)$$

«  $n$  » étant la porosité. La loi de Darcy est valable dans la majorité des sols, car l'écoulement est à faible vitesse et en régime laminaire (Figure.1.2). Elle donne d'excellents résultats pour les faibles nombres de Reynolds  $R_e$  défini par

$$R_e = \frac{v d}{\mu / \rho} \quad (1.3.5.)$$

Ou,

$v$  : la vitesse.

$d$  : le diamètre.

$\rho$  : la masse volumique du fluide.

$\mu$  : la viscosité dynamique.

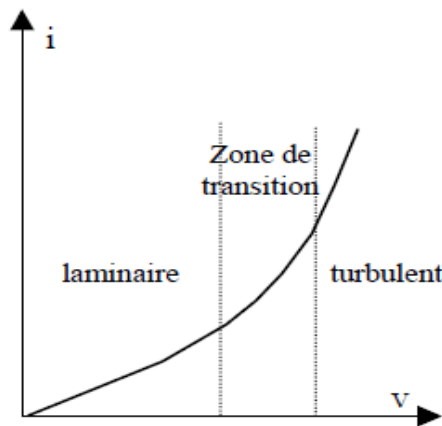


Figure 1.2 : Validité de la loi de Darcy

La loi de Darcy est exprimée pour un régime laminaire il est donc clair que cette loi ne peut être valable que dans les limites d'un certain domaine. Ainsi dans l'expérience de Darcy si l'on augmente le gradient des pertes de charge progressivement on constate que la linéarité de la courbe du gradient de charge en fonction de la vitesse apparente n'est plus vérifiée.

D'après des études expérimentales effectuées sur ce problème il apparaît que la loi de Darcy reste valable pour des valeurs du nombre de Reynolds inférieur à 1.

## 4. PRÉSENTATION DU MILIEU POREUX

### 4.1.GENERALITES

Dans le catalogue des milieux divisés, les milieux poreux désignent des matériaux pour lesquels la phase solide, fortement imbriquée avec la phase fluide, est fixe. On trouve de nombreux matériaux naturels dans cette catégorie : les sols, les couches sédimentaires, la plupart des roches. Certains matériaux artificiels exigent d'être poreux soit dans le processus de fabrication soit dans leur finalité pour jouer un rôle de filtre ou apporter des propriétés macroscopiques particulières (conductivité thermique par exemple).

D'une manière générale, les milieux poreux sont définis par deux critères : le matériau doit contenir de petits espaces vides, appelés pores, délimités par une matrice solide ; le matériau doit être perméable à un écoulement de fluide (gaz ou liquide).

Ces deux critères renvoient à deux caractéristiques essentielles d'un milieu poreux: la *porosité* (la fraction de vide) et la *perméabilité* qui indique l'aptitude d'un milieu poreux à être traversé par un écoulement. Ces deux quantités sont des variables macroscopiques, c'est-à-dire estimées sur un volume contenant de nombreuses entités microscopiques composant le matériau : les pores.

## 4.2. QUELQUES EXEMPLES DE MILIEUX POREUX

Dans la nature, les roches et les sols sont certainement les milieux poreux les plus exploités. L'étude géologique des sous-sols permet de classifier les différentes couches géologiques selon la perméabilité à un écoulement de fluide. Les couches d'argile constituent en général les parois imperméables de réservoirs naturels d'eau ou d'hydrocarbures. On nomme *aquifère* un réservoir qui non seulement contient de l'eau mais qui peut aussi être le lieu d'écoulement, par gravité ou par pompage.

Une schématisation d'un aquifère est proposée sur la figure 1.3.

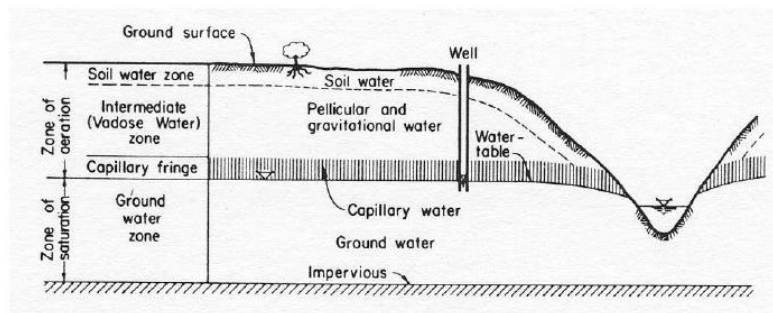


Figure 1.3 : Schéma d'un aquifère (Bear, 1972), cité par (Bir, 2012).

La porosité des roches est très variable selon les conditions de température et de pression lors de la formation et de l'évolution géologique. Les roches denses comme le granit ont des porosités inférieures à 2 %. Au contraire, les roches volcaniques formées à la surface (faible pression) ont des porosités élevées à cause des processus de dégazage associés au refroidissement. Certaines roches atteignent ainsi une porosité de 60 %. Les roches sédimentaires se sont formées à partir d'agglomération de grains cimentés entre eux. Les schistes argileux ont une porosité de l'ordre de 10 à 25 %. Le grès, formé en général de grains de quartz, a une porosité qui dépend fortement du matériau de cimentation des grains (entre 10 et 45 %). De plus, la compaction géologique peut réduire considérablement la porosité.

### 4.3.DESCRPTION GEOMETRIQUE

D'une manière générale, la porosité d'un sol est définie comme étant sa capacité à l'état solide à se laisser pénétrer par un fluide, appelée : capacité d'absorption. Elle est dépendante de l'importance du pourcentage des vides que contient le sol. Dans la présente étude le fluide cité est assimilé à l'eau sous la forme liquide. Par ailleurs, et vu l'importance de ce paramètre de porosité dans la texture des sols et selon le phénomène qui intéresse la présente étude, on distingue

#### a) La porosité géométrique, ou porosité totale, $\varphi$

Elle permet de connaître l'importance des vides c'est à dire de savoir si le sol est dans un état lâche ou serré. Elle est définie comme étant le rapport du volume des vides  $V_v$  (volume des pores) accessible à l'eau et à l'air au volume total apparent  $V_t$ , du sol. La porosité est toujours inférieure à 1, elle peut aussi être exprimée en pourcents.

$$\varphi = \frac{V_v}{V_t} = \frac{\text{Volume des pores}}{\text{Volume total}} \quad (1.4.1.)$$

La définition (1.4.1) de la porosité est une définition tridimensionnelle. Elle peut être transposée à un rapport de surfaces.  $v_t$

On définit alors la porosité surfacique (à deux dimensions) :

$$\varphi_s = \frac{A_v}{A_t} \quad (1.4.2.)$$

Pour chaque section effectuée à la cote  $z$ , on peut mesurer l'aire  $A_v(z)$  occupée par les pores. Si le milieu est homogène (donc la porosité surfacique ne dépend pas de la cote  $z$ ), on peut écrire que cette aire vaut  $(\varphi_s \cdot A_t)$ , où  $A_t$  est l'aire totale de la section.

À partir de ces mesures, on peut calculer le volume des pores de l'échantillon par

$$V_v = \int A_v(z) dz = A_t \varphi_s \int dz = \varphi_s V_t \quad (1.4.3.)$$



### b) L'indice des vides, $e$

Les sollicitations auxquelles sont soumis les sols produisent des variations du volume des vides  $V_v$  qui entraînent des variations du volume apparent  $V_t$ , aussi préfère-t-on souvent rapporter le volume des vides non pas au volume apparent de l'échantillon mais au volume des particules solides  $V_s$ , lequel peut être considéré comme invariant. On définit alors l'indice des vides, noté  $e$ , dont la signification est analogue à celle de la porosité. Il est défini par la relation,

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1.4.4.)$$

L'indice des vides peut être supérieur à 1 et même atteindre la valeur 13 (cas extrême des argiles de Mexico).

### c) La porosité efficace $\varphi_e$ , ou porosité cinématique

- i) **La porosité efficace.** La porosité efficace est celle qui est occupée par l'eau qui s'écoule, c'est donc celle qui devrait intéresser en premier les hydrogéologues. La définition exacte de la porosité efficace est le rapport du volume d'eau qui est extrait par gravité  $V_g$ , sur le volume total  $V_t$ , et le milieu doit être initialement saturé en eau, cette définition exclut l'eau liée de la porosité efficace. Elle est exprimée en pourcentage par la relation,

$$\varphi_e = \frac{V_g}{V_t} \quad (1.4.5.)$$

- ii) **La porosité cinématique.** La porosité cinématique est conceptuellement proche de la porosité efficace mais diffère par sa définition : c'est le rapport de la vitesse d'écoulement de l'eau sur la vitesse de Darcy (calculée suivant la loi de Darcy).

**d) La porosité de drainage  $\varphi_d$** 

Elle est définie comme étant la fraction de la porosité correspondante à un écoulement rapide. Le plus souvent la porosité de drainage est assimilée à la porosité efficace, et ce à cause de la difficulté, dans la pratique, de différencier l'une de l'autre. Leur complémentaire par rapport à la porosité totale est nommé capacité de rétention capillaire.

**e) La capacité de rétention  $\varphi_{ret}$** 

Elle est définie comme étant la différence entre la porosité totale et la porosité de drainage, représentant la partie du volume des vides non drainés. Elle est exprimée par la relation,

$$\varphi_{ret} = \varphi - \varphi_d \quad (1.4.6.)$$

**5. RELATION ENTRE LA PERMEABILITE ET LA POROSITE**

L'évolution de la perméabilité est très sensible à la porosité. En effet la perméabilité dépend du nombre, de la géométrie, de la taille et surtout de l'interconnectivité des vides laissés entre les grains. La perméabilité diminue avec la porosité.

La formule empirique la plus connue pour relier la perméabilité à la porosité est celle de :

**Koseny-Carman.**

$$k = \frac{C_s n^3}{\mu S_0^2 (1 - n)^2} \quad (1.5.1.)$$

Ou,  $S_0$  : est la surface exposée au fluide par unité de volume du milieu solide ( $m^2/m^3$ ).

$C_s$  : est une constante décrivant la forme irrégulière des pores.

Cependant, de nombreux auteurs ont proposé des formules reliant la perméabilité à la porosité du milieu ainsi qu'à sa granulométrie. Parmi ces formules empiriques on peut citer (Reddi, 2003)

a. Hazen

$$k = C(d_{10})^2 \quad (1.5.2.)$$

Où,  $0,004 < C < 0,012$

$d_{10}$  : représente le diamètre efficace des grains, (la formule 1.5.2 est valable pour les sols sableux).

b. Cazagrande

$$k = 1,4 k_{0.85} e^2 \quad (1.5.3.)$$

Où,  $k_{0.85}$  : représente la perméabilité correspondante à un indice des vides  $e = 0,85$ .

c. Terzaghi

$$k = \frac{c(d_{10})^2 (n - 0.13)^2}{\mu(1 - n)^{1/3}} \quad (1.5.4.)$$

Où  $c$  : est un coefficient qui dépend de l'uniformité des grains.

$\mu$  : est la viscosité dynamique.

d. Schlichter

$$k = (d_{10})^2 n^{3.3} \quad (1.5.5.)$$

e. Bakhmetef

$$k = c(d_{10})^2 n^4 \quad (1.5.6.)$$

f. Bretjinski

$$\varphi = 0,117. (k)^{1/7} \quad (1.5.7.)$$

Ou,  $k$  : est en mètre par jour (m/j).

Les formules empiriques données ci-dessus conduisent à des résultats assez comparables à ceux obtenus par la formule de Hagen-Poiseuille :

$$k = \frac{\gamma_w d^2}{32\mu} \quad (1.5.8.)$$

$\gamma_w$  : est le poids volumique de l'eau.

On peut déduire à partir de ces expressions, que le coefficient de perméabilité  $k$ , qui définit les propriétés physiques du sol du point de vue filtration, dépend de la structure et de la texture du sol, de la forme et de la dimension des grains, de leur constitution pétrographique et de leur assemblage.

On définit ainsi la perméabilité intrinsèque qui est liée à la conductivité hydraulique par la formule suivante,

$$K = \frac{k\mu}{\gamma_w} \quad (1.5.9.)$$

Ou,  $K$  : est la perméabilité intrinsèque.

$k$  : est la perméabilité hydraulique.

$\mu$  : est la viscosité dynamique.

$k$  est une vitesse de diffusion qui indique la résistance d'un sol à l'écoulement d'un fluide. Ce coefficient dépend de la structure et de la composition du sol et des propriétés du fluide. La perméabilité intrinsèque  $K$ , simplement appelée perméabilité, ne dépend que des propriétés du sol. En théorie et parfois en pratique, on peut dissocier la perméabilité hydraulique en deux facteurs, la **perméabilité intrinsèque** du sol et la **fluidité** du fluide.

$$k = K \cdot f \quad (1.5.10.)$$

Où :  $K$  : est la perméabilité intrinsèque du sol.

$f$  : est la fluidité du fluide.

La fluidité est inversement proportionnelle à la viscosité dynamique et exprimée comme suit,

$$f = \frac{\gamma_w}{\mu} \quad (1.5.11.)$$

La perméabilité est considérée comme constante pour un sol dont le squelette ne subit pas ou peu de changement. Elle est alors mesurée empiriquement par un essai de drainage. Dans le cas de grandes déformations, la perméabilité n'est plus constante et dépend de l'indice des vides.

## **6. RELATION ENTRE LA PERMEABILITE ET L'INDICE DES VIDES**

Nombre de mesures de perméabilité ont été effectuées avec différents gradients de pression de fluide et pour différentes valeurs d'indice des vides. On peut citer en particulier (Grunberger, 1995), qui a réalisé des essais similaires sur argiles. Puis plusieurs chercheurs ont confirmé ces résultats pour chaque degré de compaction qui correspond à une valeur d'indice des vides.

Deux études expérimentales ont été menées par (NAGARAJ, et al., 1994) dans le but de déterminer la valeur de la perméabilité et son évolution en fonction de l'indice des vides. Différents sols à base d'argile sont utilisés. Les échantillons sont soumis à des charges- décharges de pression de consolidation de 200 KPa, 400 KPa, et 800 KPa. A chaque pression, après la réalisation de l'équilibre, des tests de perméabilité axiale sont réalisés.

En effet, la valeur de la perméabilité est influencée par la modification de l'indice des vides. La pression de consolidation influence la magnitude de la perméabilité. La perméabilité décroît avec la décroissance de l'indice des vides.

## 7. DEFINITION ET PARAMETRES DESCRIPTIFS DE L'INFILTRATION

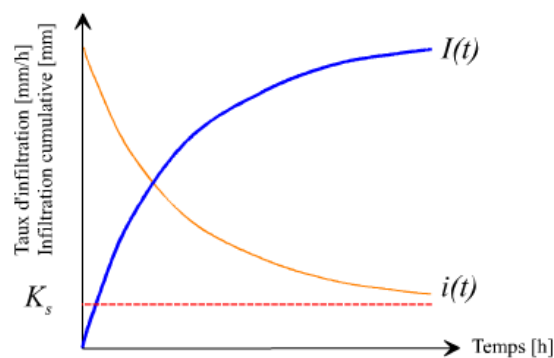
L'infiltration désigne le mouvement de l'eau pénétrant dans les couches superficielles du sol et l'écoulement de cette eau dans le sol et le sous-sol, sous l'action de la gravité et des effets de pression.

**Le régime d'infiltration  $i(t)$** , nommé aussi taux d'infiltration, qui désigne le flux d'eau pénétrant dans le sol en surface. Il est généralement exprimé en mm/h. Le régime d'infiltration dépend avant tout du régime d'alimentation (irrigation, pluie), de l'état d'humidité et des propriétés du sol.

**L'infiltration cumulative, notée  $I(t)$** , est le volume total d'eau infiltrée pendant une période donnée. Elle est égale à l'intégrale dans le temps du régime d'infiltration (Figure 1.4).

$$I(t) = \int_{t=t_0}^t i(t) \cdot dt \quad (1.7.1.)$$

Avec,  $I(t)$  : infiltration cumulative au temps  $t$  [mm],  $i(t)$  : régime ou taux d'infiltration au temps  $t$  [mm/h].



**Figure 1.4 : Evolution générale du régime d'infiltration et de l'infiltration cumulative au cours du temps**

Avec :  $K_s$  = conductivité hydraulique à saturation

La conductivité hydraulique à saturation  $K_s$  est un paramètre essentiel de l'infiltration. Il représente la valeur limite du taux d'infiltration si le sol est saturé et homogène.

## 8. FACTEURS INFLUENÇANT L'INFILTRATION

L'infiltration est conditionnée par les principaux facteurs ci-dessous :

- **Le type de sol** (structure, texture, porosité) - Les caractéristiques de la matrice du sol influencent les forces de capillarité et d'adsorption dont résultent les forces de succion, qui elles-mêmes, régissent en partie l'infiltration.
- **La compaction de la surface du sol** due à l'impact des gouttes de pluie (battance) ou à d'autres effets (thermiques et anthropiques) - L'utilisation de lourdes machines agricoles dans les champs peut par exemple avoir pour conséquence la dégradation de la structure de la couche de surface du sol et la formation d'une croûte dense et imperméable à une certaine profondeur. La figure 1.5 montre à titre d'exemple les différentes évolutions du régime d'infiltration au cours du temps selon le type de sol.

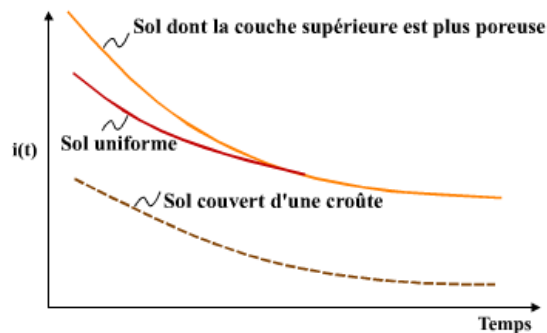


Figure 1.5 : Régime d'infiltration en fonction du temps pour différents types de sol

- **La topographie et la morphologie** : Une forte pente favorise les écoulements au dépend de l'infiltration.
- **Le débit d'alimentation** (intensité de la précipitation, débit d'irrigation).
- **La teneur en eau initiale du sol** (conditions antécédentes d'humidité)  
L'humidité du sol est un facteur essentiel du régime d'infiltration, car les forces de succion sont aussi fonction du taux d'humidité du sol. Le régime d'infiltration au cours du temps évolue différemment selon que le sol est initialement sec ou humide.

Les infiltrations dans les barrages en terre doivent être abordées sous trois angles différents où on devait aboutir à :

- La détermination de la ligne de saturation ;
- La détermination des pressions interstitielles ;
- Le calcul du débit de fuite ;

## 9. DETERMINATION DE LA LIGNE DE SATURATION.

On parle d'une ligne de saturation dans une coupe transversale car dans la réalité c'est une surface suivant laquelle la pression est égale à la pression atmosphérique.

La méthode pour tracer de cette ligne a été proposée par Kozeny qui a montré que pour un barrage en terre homogène, la ligne de saturation est assimilable à une parabole dans sa partie médiane. (Figure 1.6).

L'équation de la ligne de saturation s'écrit de la manière suivante :

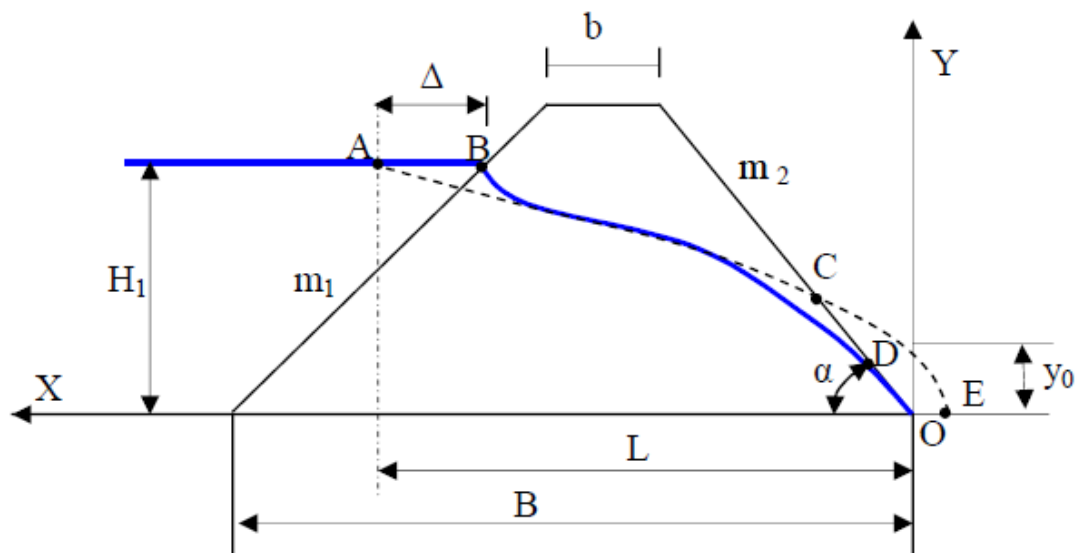


Figure1.6 : Ligne de Saturation dans un barrage en terre

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad (1.9.1)$$

Avec



$$y_0 = \sqrt{H_1^2 + L^2} - L \quad (1.9.2)$$

Cette ligne de saturation doit être corrigée au droit du parement amont et aval du barrage.

a) **Distance entre les deux points d'intersection du plan d'eau avec la parabole théorique et le talus amont ( $\Delta$ ) :**

En traçant la parabole de Kozeny celle-ci coupe le plan d'eau à une distance qui ne coïncide pas avec le passage réel. Elle doit être corrigée par une courbe normale au talus amont et tangente à la parabole théorique à l'aval. Pour calculer la distance séparant les deux points nous disposons de deux méthodes (Figure 1.7).

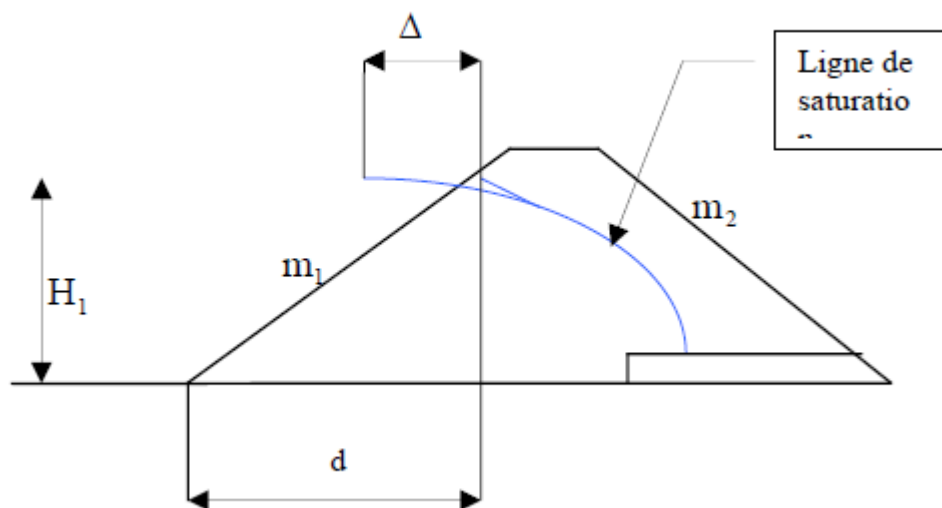


Figure 1.7 : Déterminations de la grandeur  $\Delta$

- **Méthode de Casagrande.**

D'après Casagrande, la parabole théorique coupe le plan d'eau amont en un point situé à une distance horizontale du parement amont égale à 0,3 de la projection horizontale de la partie mouillée du même parement.

L'équation de la ligne de saturation est une parabole théorique partant d'un point situé sur la surface libre de la retenue est à une distance égale à 0,3 de la projection horizontale de la partie mouillée du talus amont.

En pratique le tracé serait corrigé au voisinage de parement amont en considérant ce dernier comme équipotentielle et donc la ligne de saturation doit lui être perpendiculaire et rejoint la parabole théorique en lui étant tangente.

Soit.

$$\Delta = 0,3. d \quad (1.9.3)$$

Qui peut s'écrire.

$$\Delta = 0,3. m_1. H_1 \quad (1.9.4)$$

Avec.

$\Delta$  : Distance entre les deux points d'intersection du plan d'eau avec la parabole théorique et le talus amont.

$m_1$  : Pente du talus amont.

$H_1$  : Charge à l'amont.

- **Méthode du changement du talus amont.**

Cette méthode a été proposée par un groupe de professeur de l'ex U.R.S.S., elle consiste à procéder pour les besoins de calcul au changement du talus amont en parement vertical et en gardant la même valeur des pertes de charge lors du passage de l'eau dans les deux cas.

Soit.

$$\Delta = \lambda. H_1 = \frac{m_1}{2m_1 + 1} H_1 \quad (1.9.5)$$

Avec.

$\Delta$  : Distance entre les deux points d'intersection du plan d'eau avec la parabole théorique et le talus amont

$m_1$  : Pente du talus amont.

$H_1$  : Charge à l'amont.

- **Méthode de l'analogie électro- hydrodynamique :**

Beaucoup de phénomènes hydrauliques sont clarifiés par l'utilisation de l'analogie électrique. D'une façon générale les lois régissant le passage d'un courant électrique dans un conducteur sont analogues aux lois de l'écoulement d'un fluide dans un milieu poreux.

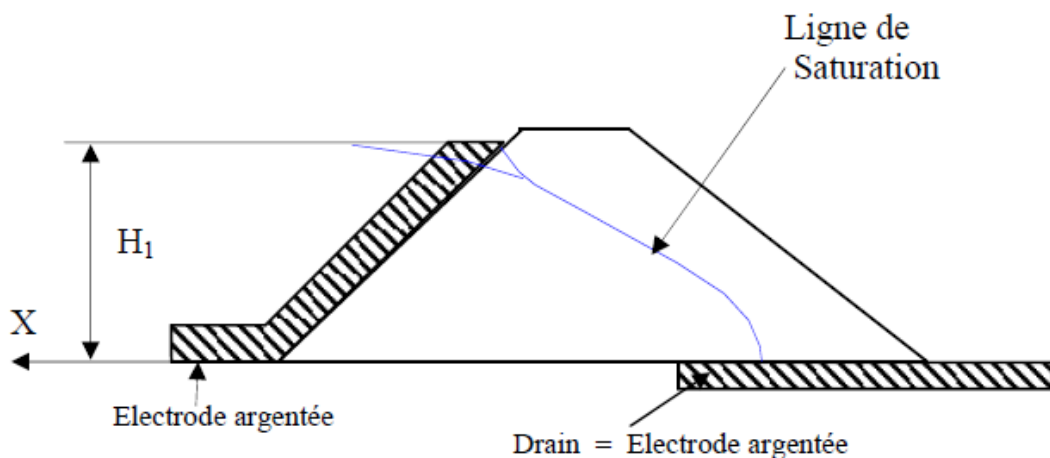
Ainsi entre les grandeurs physiques caractérisant les deux phénomènes électriques et hydraulique on peut trouver les correspondances tel que :

- tension électrique = charge hydraulique.
- densité du courant = vitesse de filtration.
- conductibilité électrique = perméabilité.
- intensité de courant = débit.

De ce qui précède, les écoulements de filtration sont souvent étudiés par des modèles électriques où le passage des grandeurs électriques aux grandeurs hydrauliques se fait par les règles des similitudes (Figure 1.8).

La technique la plus ancienne est celle de la cuve rhéoélectrique où le conducteur n'est autre que de l'eau placée dans une cuve à parois isolante et de forme adoptée au problème à résoudre. Cette technique est pratiquement abandonnée au profit de celle du papier conducteur.

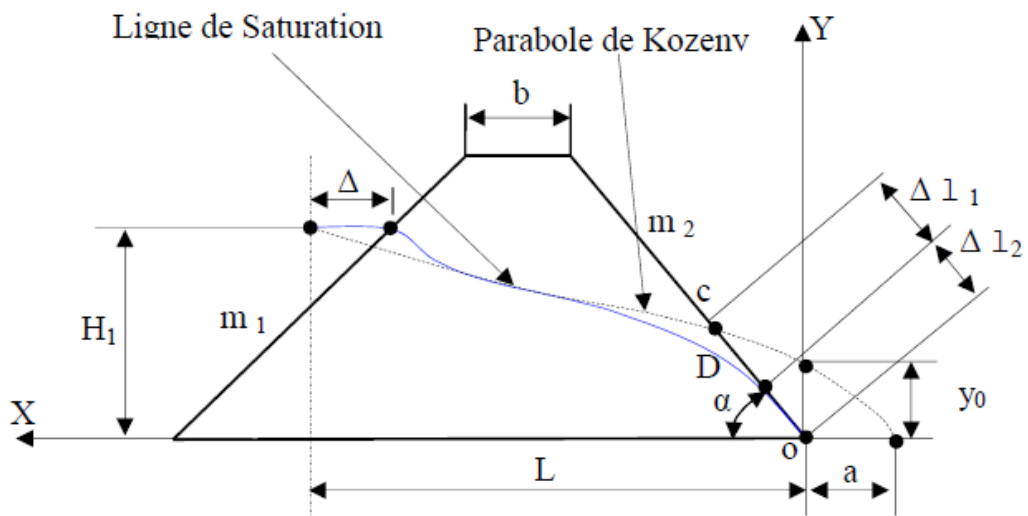
Dans cette dernière on utilise un papier spécial appelé « Teledeltos » sur lequel on découpe le modèle correspondant à l'ouvrage et on y place des électrodes qui sont représentées par de la peinture à base d'argent.



**Figure 1.8 : Etude par analogie électrique**

b) **Détermination du point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval :**

La ligne de saturation coupe le parement aval en un point qui ne coïncide pas avec le point de passage de la parabole théorique de Kozeny. Généralement la ligne de saturation passe à deux tiers de la distance séparant le point de passage de la parabole théorique en partant du pied aval du barrage. (Figure 1.9).



**Figure 1.9 : Point d'intersection de la ligne de Saturation avec le parement aval**

En pratique on peut utiliser deux méthodes :

- **Méthode 1**

Avec les notations de la figure 1.10

$$\Delta l_2 = \frac{2}{3} (\Delta l_1 + \Delta l_2) \quad (1.9.6)$$

Et

$$\frac{\Delta l_1}{\Delta l_2} = \frac{3}{8} \cos \frac{\alpha}{2} \quad (1.9.7)$$

- **Méthode 2**

Cette méthode est celle de Casagrande où il a démontré que  $\Delta l_2$  ne dépend que de la distance focale de la parabole de base de Kozeny et de l'angle du talus aval du barrage ce qui lui a permis de dresser une courbe de variation (Figure 1.10).

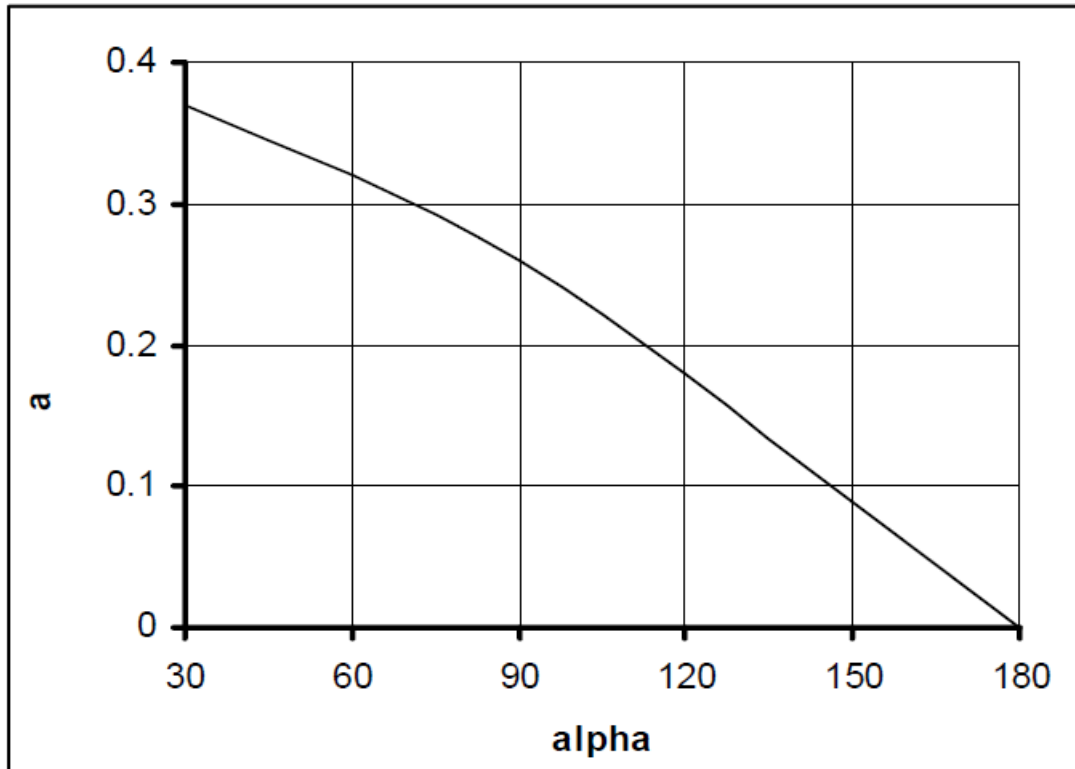


Figure 1.10 : Courbe de Casagrande

Avec.

$$a = \frac{\Delta l_1}{\Delta l_1 + \Delta l_2} \quad (1.9.8)$$

On détermine la distance  $\Delta l_2$  par les expressions suivantes :

Si  $\alpha < 30^\circ$

$$\Delta l_2 = \sqrt{H_1^2 + L^2} - \sqrt{L^2 - H_1^2 \cdot \cot^2 \alpha} \quad (1.9.9)$$

Si  $30^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$

$$\Delta l_2 = \gamma_0 \cdot \frac{a}{1 - \cos \alpha} \quad (1.9.10)$$

On signale que pour les barrages dotés de drainage, la ligne de saturation est rabattue pour passer dans le drain.

## 10. DÉTERMINATION DES PRESSIONS INTERSTITIELLES.

Dans un sol homogène et isotrope soumis à un écoulement d'eau permanent et sans variation de volume du sol (l'arrangement du squelette du solide ne se modifie pas), les deux équations qui régissent l'écoulement sont :

- **La condition de continuité de la phase liquide.**

$$\operatorname{div} \vec{V} = 0$$

- **La loi de Darcy.**

$$\vec{V} = -k \overrightarrow{\operatorname{grad}} . h \quad (1.10.1)$$

De ces deux équations nous pourrions avoir le système suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \\ v_x = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \\ v_z = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \end{array} \right. \quad (1.10.2)$$

La condition de continuité s'écrit alors :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \Delta h = 0 \quad (1.10.3)$$

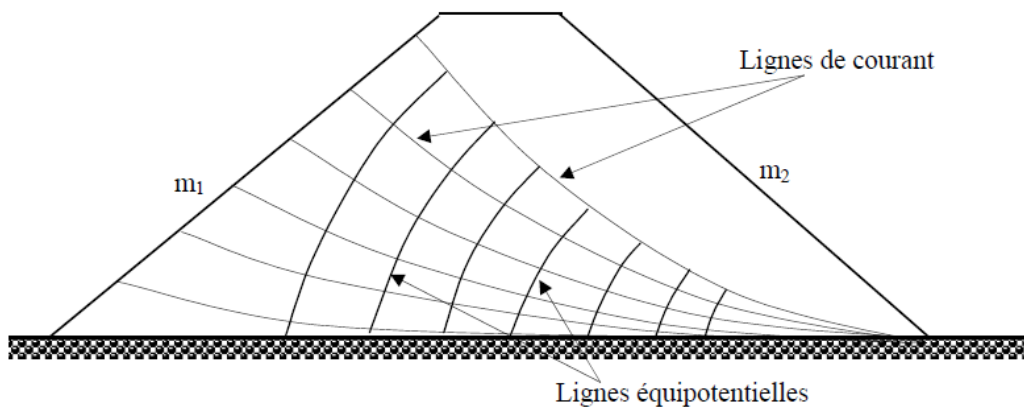
En général l'écoulement a lieu entre des limites où sont imposées des conditions d'écoulement ou de charge hydraulique. Habituellement on a à définir une fonction qui satisfait à l'équation de Laplace avec ses conditions aux limites.

En pratiques, comme les écoulements dans les barrages en terre, la résolution de l'équation de Laplace consiste à rechercher (Figure 1.11) :

- les lignes équipotentiels.
- les lignes de courant.

En général l'équation de Laplace n'est pas intégrable et on a recours aux méthodes suivantes pour la détermination des réseaux d'écoulement :

- recherche de solution analytique à partir du potentiel complexe dans les cas géométriquement simples
- méthodes numériques.
- méthodes analogiques
- manuellement par approximations successives.

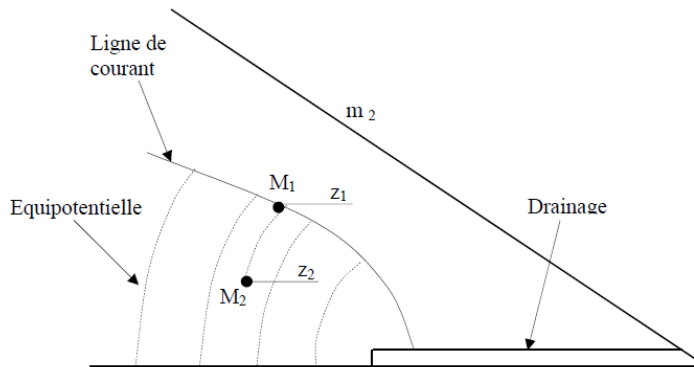


**Figure 1.11 : Trace des lignes de courant et des lignes équipotentiels**

Dans la construction des barrages en terre, les réseaux d'écoulement nous permettent de résoudre deux problèmes essentiels :

- Le calcul du débit d'infiltration.
- Le calcul de la pression interstitielle.

Les lignes de courants et les lignes équipotentiels forment un réseau orthogonal où deux lignes de courants forment un tube de courant dans lequel le débit reste constant. Le calcul du débit est fait pour chaque tube de courant et la somme des débits donnent le débit total circulant à l'intérieur de ces limites géométriques.



**Figure 1.12 : Détermination de la pression interstitielle**

La détermination de la pression interstitielle se fait d'après la figure ci-dessus suivant l'expression suivante :

$$U_{M_2} = (z_1 - z_2) \cdot \gamma_w \quad (1.10.4)$$

## 11. CONCLUSION

En conclusion, on note que l'infiltration des eaux à travers le corps du barrage ou sa fondation, est un phénomène qui est dû au gradient hydraulique et au coefficient de perméabilité. L'écoulement gravitaire de ces filets d'eaux entraînant avec lui les particules fines du sol. Ainsi, sous l'effet de pression elle forme un petit tunnel qui est dévastateur pour l'ouvrage et un danger pour sa stabilité.

La perméabilité dans un barrage en terre existe toujours, même si les pertes d'eau par infiltration sont faibles et pour déterminer ces infiltrations, il est impératif d'évaluer la ligne de saturation et le débit de fuite de l'eau par infiltration.



# CHAPITRE 2 : LES BARRAGES EN REMBLAIS ET LEUR SECURITE

---

## 1. INTRODUCTION

On appelle barrages en remblais tous les barrages construits avec des matériaux terreux. Cette catégorie de barrages regroupe plusieurs catégories différentes par les types de matériaux utilisés et la méthode employée pour assurer l'étanchéité. Ainsi les matériaux de construction peuvent avoir une granulométrie étendue avec une gamme de grains allant du très fins au grossier.

L'utilisation des matériaux locaux généralement bon marché et leurs disponibilités à proximité du site fait que la solution barrage en remblais est intuitivement choisie par rapport aux autres types de barrages considérés rigides et s'adaptent difficilement aux assises non rocheuses.

De forme trapézoïdale, les barrages en remblais sont des barrages à forte emprise au sol. Grâce à leur forte emprise au sol, ils peuvent reposer sur des fondations de qualité moyenne, là où un barrage en béton ne pourrait pas être construit.

Les barrages en remblais résistent à la pression de l'eau grâce à leur poids, une caractéristique qu'il partage avec les barrages poids.

La pente des barrages en remblais est généralement faible, mais elle peut évoluer en fonction du matériau utilisé.

## 2. TYPES DE BARRAGE EN REMBLAIS

Il existe trois types de barrages en remblais, les ouvrages en terre homogènes, ceux à noyaux étanches et ceux à masques amont, qui diffèrent en fonction des matériaux utilisés et de la méthode utilisée pour assurer l'étanchéité du barrage.

## 2.1. LES BARRAGES EN TERRE HOMOGÈNES

Ils sont totalement construits avec un seul matériau qui est le plus souvent argileux remplissant simultanément les deux fonctions d'écran et de masse. Ce matériau doit présenter des caractéristiques permettant de garantir une étanchéité suffisante et une stabilité du remblai (Figure 2.1).

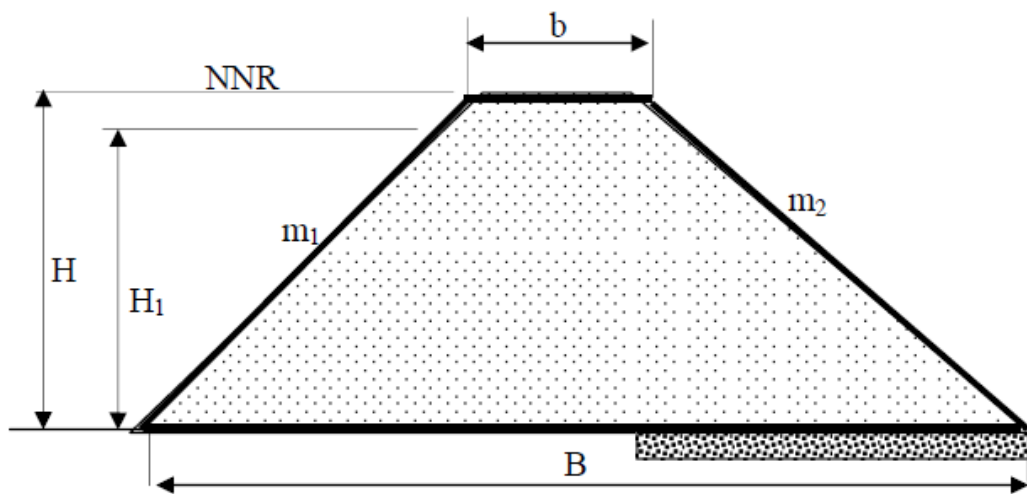


Figure 2.1 : Barrage en terre homogènes

Leur simplicité a permis de développer une technique de réalisation bien maîtrisée tout en assurant une grande sécurité, néanmoins ce type de barrage est surtout adopté pour la réalisation de retenue collinaires et de petits barrages.

## 2.2. LES BARRAGES EN TERRE A NOYAU ETANCHE

Dans le cas où la quantité des matériaux imperméables disponibles sur site est insuffisante pour réaliser tout le corps du barrage, on opte le plus souvent pour un ouvrage à zones avec un noyau en argile assurant l'étanchéité.

La stabilité du massif sera assurée par des zones perméables qui sont les recharges. Ces recharges peuvent être au nombre variables et disposées différemment d'un barrage à un autre en fonction de la nature du matériau et des conditions spécifiques à chaque barrage.

Ce type de barrages présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre plus compliquée et coûteuse surtout si la vallée est étroite et où le travail mécanisé devient

plus compliqué. Un autre inconvénient, est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones.

Par contre, pour les ouvrages importants, les matériaux grossiers de recharges sont plus résistants que les matériaux argileux, on peut donc construire des talus plus raides et on contrôle mieux les écoulements dans le corps du barrage.

Notons que le noyau étanche peut être vertical ou incliné et parfois remplacé par un diaphragme en béton au ciment ou bitumineux.

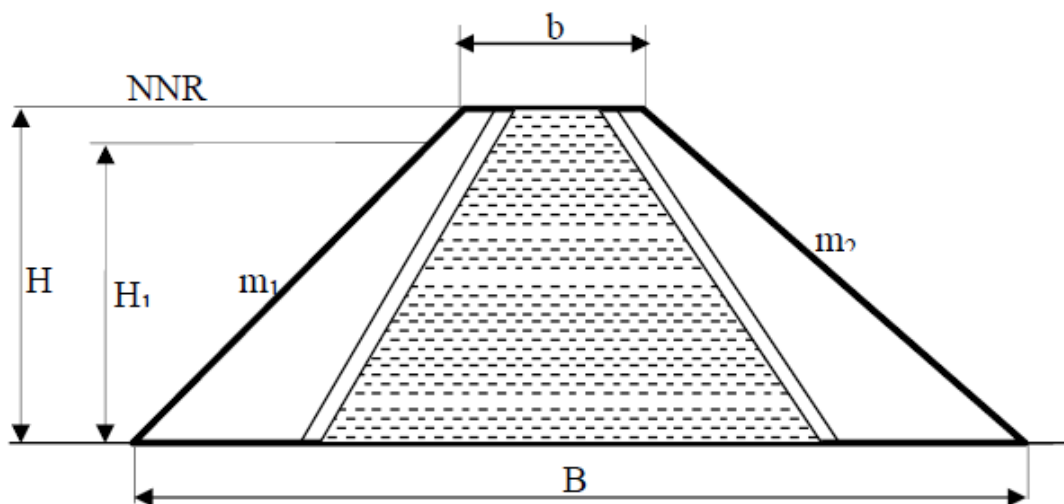


Figure 2.2 : Barrage en terre hétérogène

### 2.3.LES BARRAGES EN TERRE A MASQUE AMONT

Les barrages en terre à masque sont des remblais perméables avec un écran imperméable appelé masque placé sur le parement amont. (Figure 2.3).

Le corps du barrage est construit avec un matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage.

Le masque qui assure l'étanchéité peut être en béton, en produits bitumineux ou en géomembrane. La présence de ce masque sur le parement amont présente un double avantage de pouvoir faire des réparations en cas de dégradation du masque et de permettre de faire des vidanges rapides sans risque de glissements.

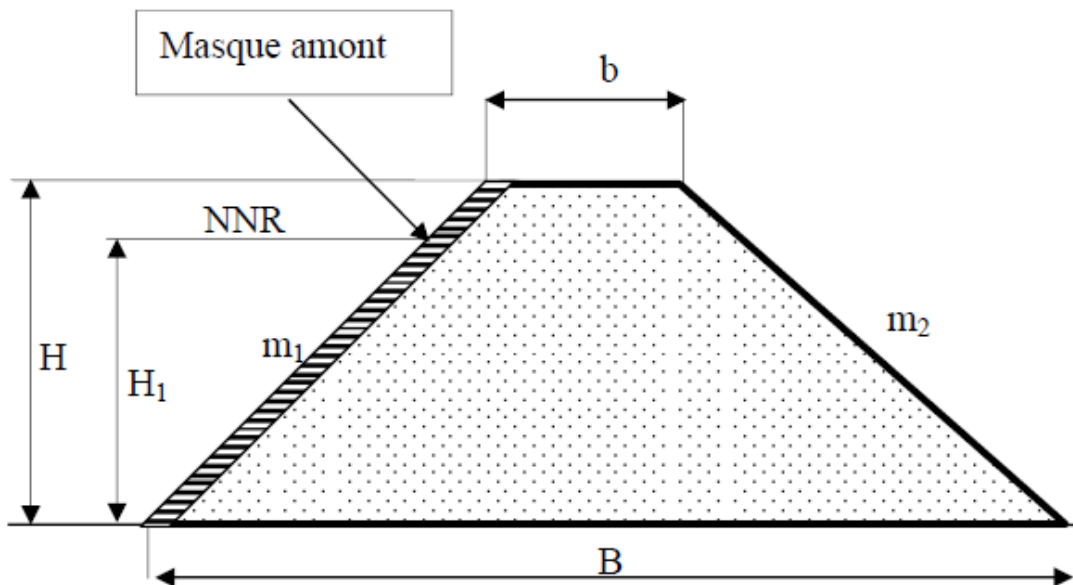


Figure 2.3 : Barrage à masque amont

### 3. LES ORGANES D'ETANCHEITES DES BARRAGES EN REMBLAIS

On prévoit un organe d'étanchéité dans un barrage en terre lorsque les matériaux constituant le remblai ne sont pas suffisamment imperméables pour empêcher de grandes pertes d'eau par infiltration. (Figure 2.4).

On rencontre plusieurs types d'organes d'étanchéité, ceux réalisés en matériaux locaux et ceux en matériaux artificiels.

#### 3.1. NOYAU EN ARGILE COMPACTE

Le noyau est construit en argile compactée, centré verticalement au milieu du barrage ou incliné à l'amont.

Son épaisseur est fixée en fonction de la hauteur du barrage et doit être vérifiée pour que le gradient hydraulique soit admissible et donc éviter l'érosion interne du noyau par les eaux d'infiltration.

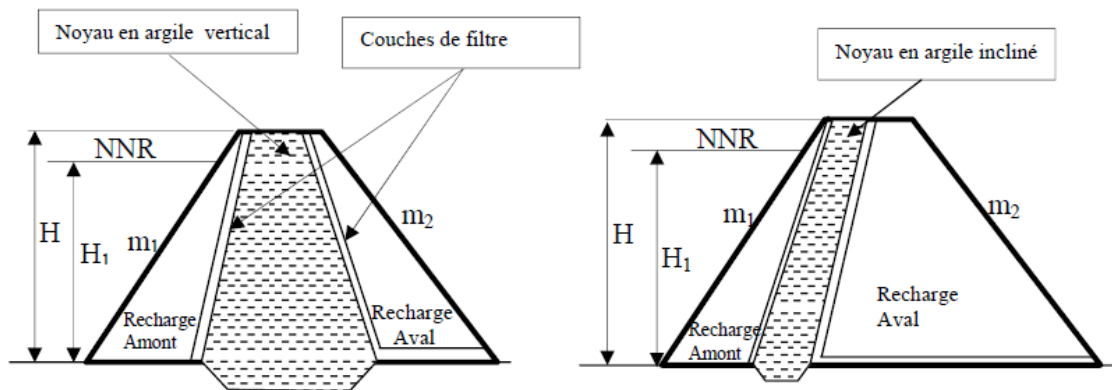


Figure 2.4 : Noyau en argile vertical et incliné

### 3.2. DIAPHRAGME INTERNE

Si l'on ne dispose pas de matériaux argileux pour réaliser un noyau assurant l'étanchéité, on peut recourir à la solution de diaphragme central qui est généralement exécuté sous forme d'une paroi moulée en béton armé ou en béton d'argile. (Figure 2.5).

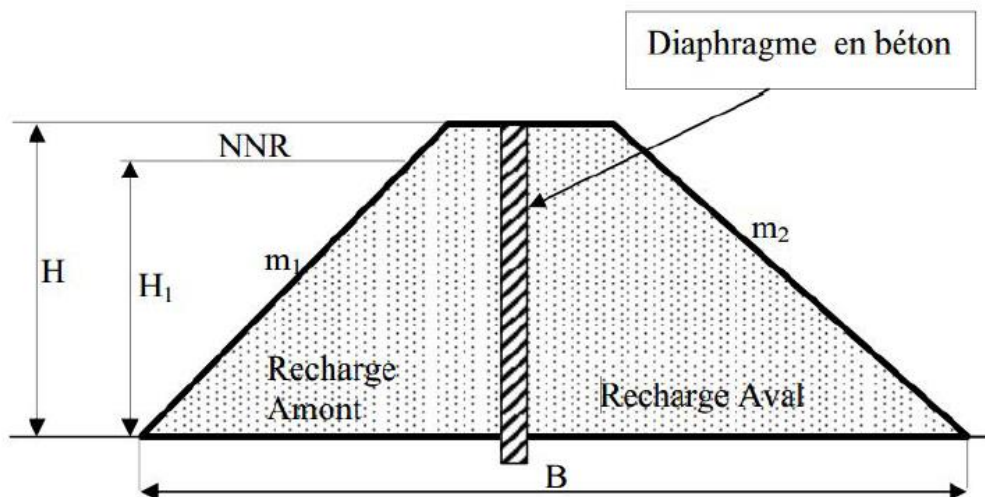


Figure 2.5 : Barrage à diaphragme interne

### 3.3. MASQUE AMONT

Le masque amont qui constitue l'organe d'étanchéité est classiquement exécuté en béton de ciment, en béton bitumineux ou en géomembrane. Il a une épaisseur réduite, ce qui lui permet de s'accommoder aux déformations du massif support.

### a) Masque en béton de ciment

C'est le type de masque le plus ancien et qui est pratiquement abandonné à cause de sa rigidité qui s'accommode très mal des déformations du massif support.

En général il se compose de dalles préfabriquées ou coulées sur site avec des joints de dilatation qui atténuent l'effet des déformations du béton. (Figure 2.6).

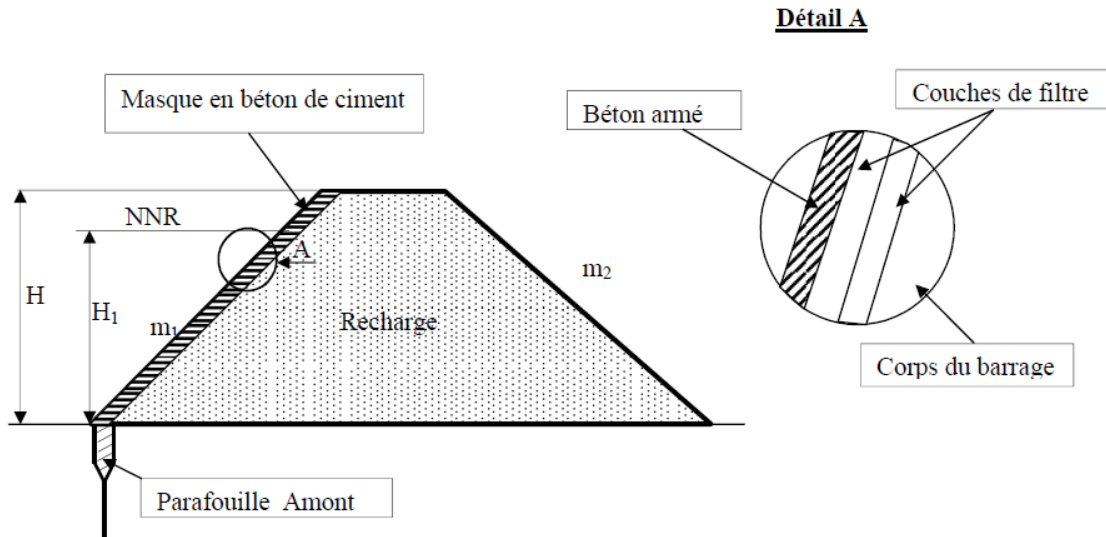


Figure 2.6 : Masque amont en béton de ciment

### b) Masque en béton bitumineux

Le masque en béton bitumineux est réalisé à l'aide de bitume et il est bien efficace dans la mesure où il présente une grande étanchéité par rapport à ceux réalisés en béton de ciment. Sa souplesse lui permet de suivre aisément les mouvements du remblai sans subir de dégradations importantes. Ce type de masque présente aussi l'avantage d'être économique et facilement réparable. (Figure 2.7).

Mais il présente l'inconvénient de ne pas bien résister aux aléas climatiques qui accélèrent son vieillissement.

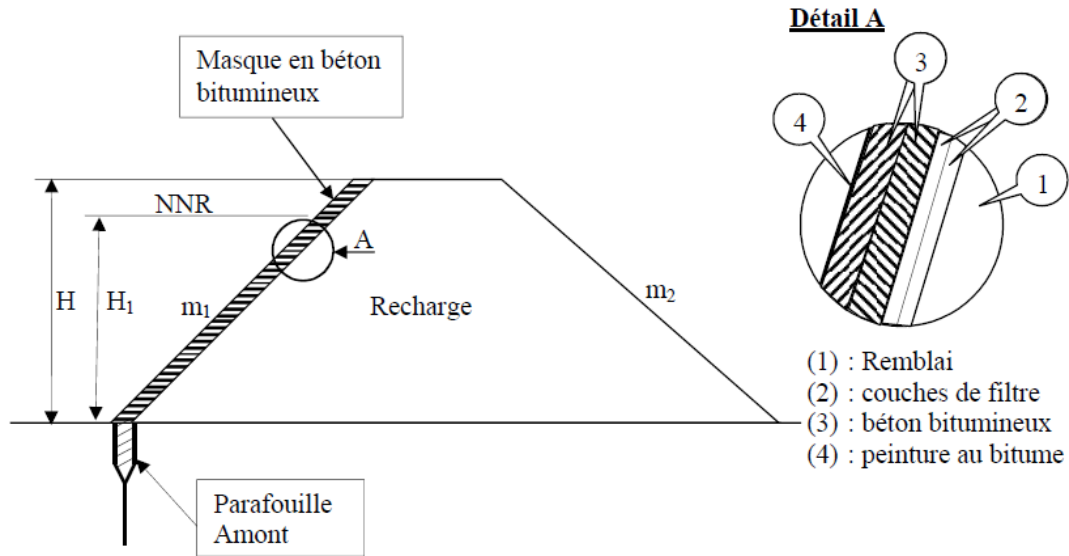


Figure 2.7 : Masque amont en béton bitumineux

c) Masque en membrane souple

Le masque en membrane souple est un procédé d'étanchéité relativement récent. Il présente l'avantage d'être très simple à réaliser et résistant physiquement et chimiquement avec toutefois l'inconvénient d'être sensible aux chocs et aux poinçonnements (KEDDOURI, 2011). Pour la réalisation de ce type de masque les produits, les plus utilisés sont : le butyle caoutchouc, les matières plastiques, les produits bitumineux etc. (Figure 2.8).

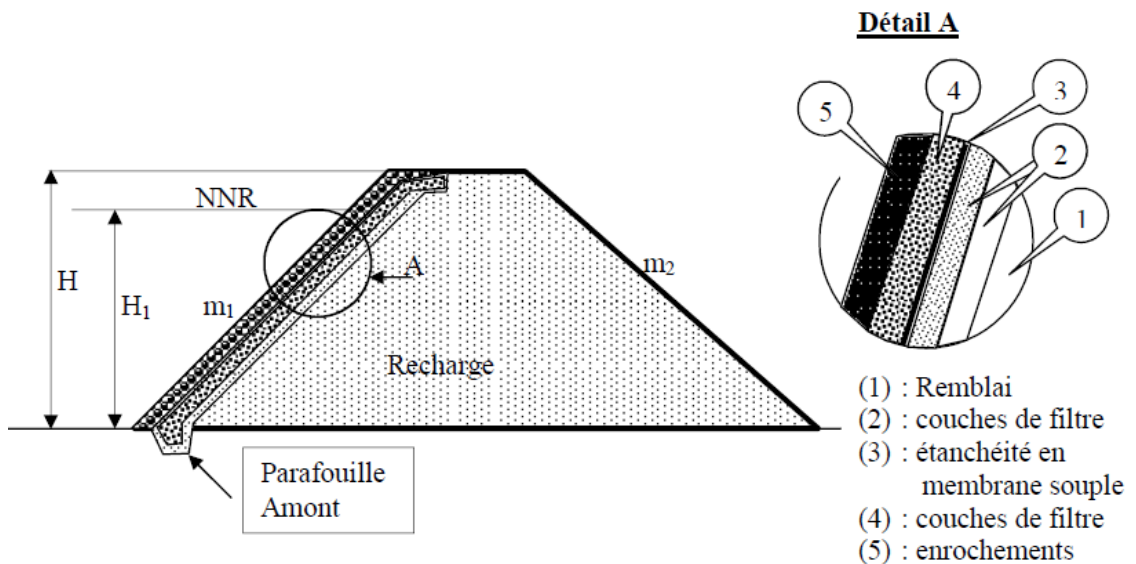


Figure 2.8 : Masque en membrane souple

#### 4. ETANCHEITE DES FONDATIONS DES BARRAGES EN TERRE

Lorsque les fondations du barrage sont imperméables, il suffit d'assurer la liaison entre le massif du barrage et sa fondation en réalisant un ancrage du dispositif d'étanchéité pour empêcher les infiltrations suivant la ligne de contact entre le barrage et sa fondation.

Dans le cas où les fondations sont perméables, leur traitement est indispensable pour les rendre étanches. Ce traitement est fonction de la nature des matériaux les constituant et de leurs profondeurs.

##### a) Clé d'étanchéité

C'est une tranchée remplie de matériaux assurant l'étanchéité du massif, qui doit recouper la couche perméable et s'ancrer dans le substratum imperméable. (Figure 2.9).

Cette solution est adoptée lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande car l'exécution de la tranchée et son remblayage se fait d'une manière mécanique.

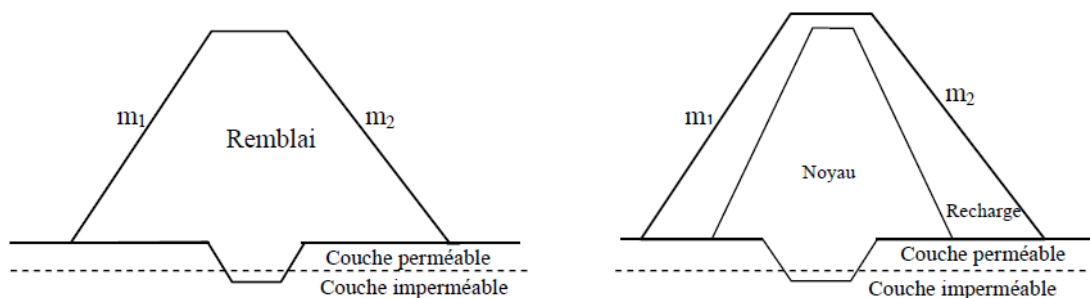


Figure 2.9 : Clé d'étanchéité

##### b) Paroi moulée

On appelle paroi moulée un écran vertical construit à partir de la surface des fondations par excavation sans blindage et rechargé de coulis auto-durcissable de bentonite avec ciment ou en béton plastique. (Figure 2.10).

Cette technique est envisagée dans les terrains meubles et dans les fondations rocheuses grâce à de nouvelles techniques appelées hydro fraise.



Elle peut entraîner des désordres s'il se produit des déplacements importants, comme le poinçonnement inverse du remblai dans le cas d'un fort tassement de la fondation meuble.

Si cette paroi est située au pied amont du remblai, elle peut subir un cisaillement important dans sa partie supérieure.

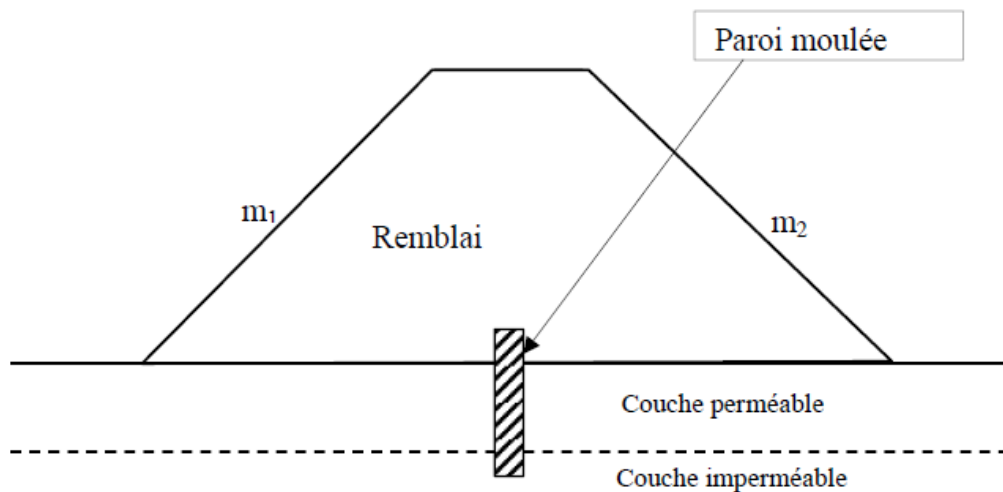


Figure 2.10 : Paroi moulée

### c) Traitement des fondations par injection

L'injection consiste à faire pénétrer dans un milieu plus ou moins perméable un matériau pompable appelé coulis d'injection. L'injection s'effectue généralement par des forages réalisés dans le milieu à traiter et a pour but le plus souvent d'en améliorer la résistance mécanique et de réduire sa perméabilité. (Figure 2.11).

Les injections sont utilisables aussi bien dans le cas d'une fondation meuble que dans celui de massifs rocheux plus ou moins fissurés. Les produits d'injection étant adaptés au matériau traité (coulis de bentonite et ciment, coulis spéciaux). La coupure comporte le plus souvent, trois lignes de forages, comme l'injection ne peut être efficace en surface, soit on recoupe les premiers mètres injectés par une clé d'étanchéité, soit on traite à partir d'une certaine hauteur de remblai. (MESSAID, 2009)

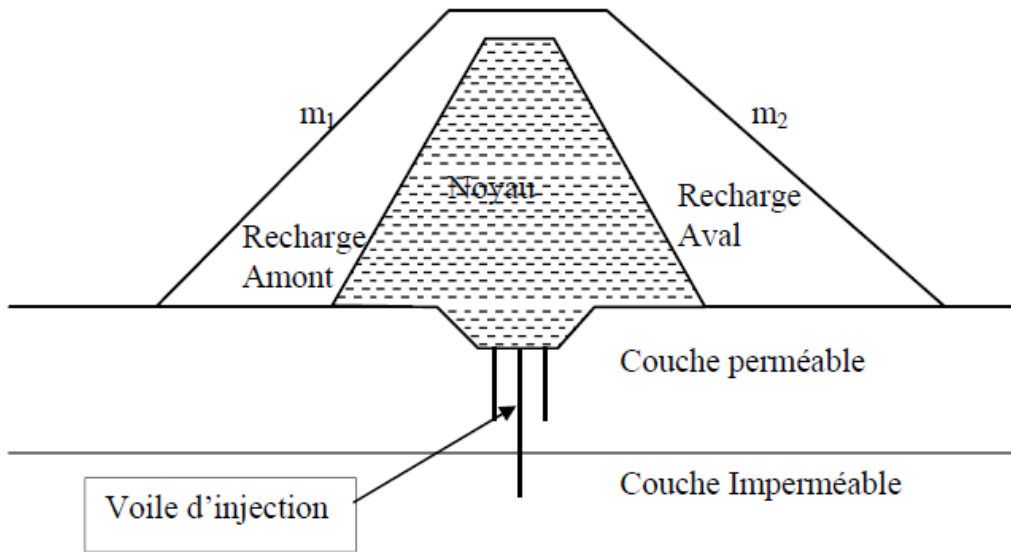


Figure 2.11 : Voile d'injection

#### d) Tapis d'étanchéité amont

Lorsque l'étanchéité de la retenue ne peut pas être réalisée par une coupure au droit du barrage, la solution consiste à étancher la cuvette totalement ou partiellement à l'aide d'un tapis en matériaux argileux compactés. On peut adjoindre aux matériaux argileux des produits d'étanchéité, des polymères synthétiques et de la bentonite pour améliorer son efficacité. (Figure 2.12).

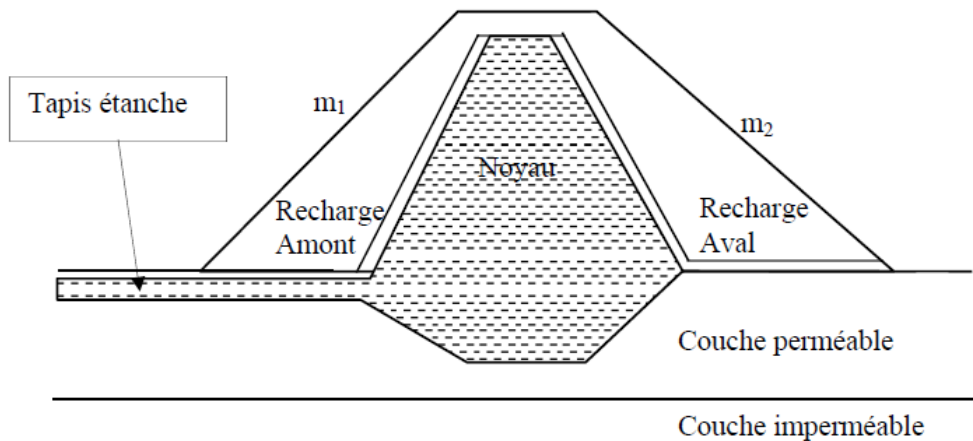


Figure 2.12 : Tapis d'étanchéité

## **5. DISPOSITION DE DRAINAGE DANS LES BARRAGES EN REMBLAIS**

### **5.1.GENERALITES**

La présence d'une charge hydraulique à l'amont du remblai engendre une infiltration d'eau dans le barrage et ses fondations. Malgré l'attention accordée au dispositif d'étanchéité prévu, ces infiltrations peuvent être nuisibles à la stabilité tant hydraulique que mécanique de l'ouvrage. Pour y remédier on prévoit un dispositif de drainage souvent associé à des filtres.

### **5.2.LES FILTRES**

#### **a) Définition des filtres :**

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

#### **b) Rôle des filtres :**

Le rôle des filtres est très important dans le fonctionnement d'un barrage en terre, particulièrement sur le plan de la sécurité de l'ouvrage, ainsi ils peuvent jouer de nombreuses fonctions complémentaires les unes aux autres, parfois les filtres peuvent jouer le rôle de drains surtout dans les petits barrages.

Parmi leurs rôles on peut citer :

- Entreposés entre deux couches à granulométrie différentes, ils évitent que les grains fins de la première couche ne soient entraînés par les eaux d'infiltration à travers les matériaux de gros diamètres.
- Entreposés de part et d'autre d'un noyau d'étanchéité ou sous un écran d'étanchéité, ils jouent le rôle de couches drainantes en évacuant les eaux d'infiltration vers l'aval du barrage.
- Intercalés entre un massif de barrage et sa fondation, si elle est argileuse, contribue grandement à activer sa consolidation grâce à leur rôle drainant qui réduit les pressions internes.

### c) Composition des filtres :

Les filtres sont constitués de sables et de graviers dont les grains sont insolubles et non altérables en présence de l'eau. Ces dernières années les filtres granulaires sont de plus en plus remplacés par des géotextiles qui sont des produits industriels très économiques et faciles à mettre en œuvre

Les filtres, pour être efficaces ne doivent pas se colmater ni se dégrader par entraînement de leurs propres grains. Ils doivent jouer le rôle pour lequel ils sont prévus à savoir éviter que les particules fines du matériau de base ne soient entraînées à travers les vides des couches perméables.

### d) Dimensionnement des filtres :

Les paramètres de base de ces règles sont les caractéristiques granulométriques des matériaux.  $D_i$  représente le diamètre de la particule dans le filtre (le matériau plus grossier) pour lequel il existe un pourcentage  $d_i$  % en poids de particules plus petites (Le Delliou, 2003). De la même façon,  $d_i$  est le paramètre correspondant pour le matériau de base (le matériau plus fin à protéger). En 1925, Terzaghi propose deux critères de dimensionnement des filtres :

- $D_{15} > 4 d_{15}$  condition de perméabilité.
- $D_{15} < 4 d_{85}$  condition de blocage.

Une formulation quasi-équivalente à celle de Terzaghi a été proposée par Sherard en 1963, en remplaçant le coefficient numérique 4 par 5. (Lautrin, 2002)

- Condition de perméabilité  $D_{15}/d_{15} > 5$ .
- Condition de non entraînement des fines  $d_{85} > D_{15}/5$ .

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$5d_{85} > D_{15} > 5d_{15}$$

Le plus souvent pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition : la mise en place d'un filtre est alors inutile.

En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant, on devra vérifier la condition d'uniformité :  $2 < D_{60}/D_{10} < 8$ .

Parfois, on se voit contraint d'interposer, entre le remblai et le drain, de perméabilité et de granulométrie très différente une couche - filtre en prenant soin de vérifier les règles de filtre à chaque interface.

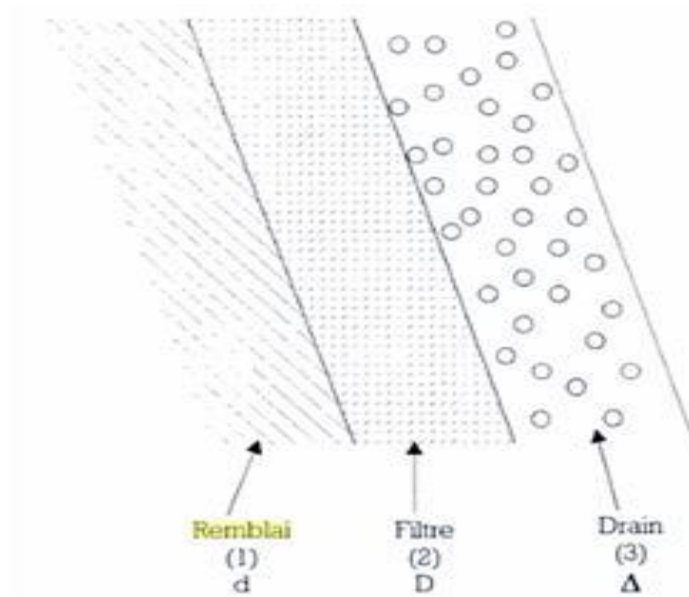


Figure 2.13 : Filtre répondant aux conditions de TERZAGHI vis à vis des matériaux (1) à drainer et (3) drainant (Durand, et al., 1999)

$$5d_{85} < D_{15} < 5d_{15}$$

$$5D_{85} < \Delta_{15} < 5D_{15}$$

d : pour le remblai

D : pour le filtre

$\Delta$ : pour le drain

#### e) Epaisseur du filtre :

L'épaisseur du filtre ne doit pas être inférieure à 25 cm pour tenir compte des tassements qui se produisent dans tout le remblai. Cette épaisseur doit être toujours supérieure ou égale à 50 D15.

Si la couche filtrante sert à drainer les eaux d'infiltration, sa capacité drainante doit être plus grande que le débit qui traverse le remblai et peut être vérifiée à l'aide de la loi de Darcy (CIGB, 1993).

## 6. LES DRAINS :

### 6.1.DEFINITION :

Le drain est un organe fortement perméable incorporé dans le barrage en terre. Il est généralement constitué de graviers et d'enrochements avec des caractéristiques de non altération au contact de l'eau et résistant aux grandes compressions. Il est admis

que la présence de drain dans les barrages en terre est indispensable pour leur stabilité. Parfois le drain classique est remplacé par des tuyaux poreux ou perforés en matière. On utilise également de plus en plus des géotextiles pour assurer le drainage des petits barrages. (MESSAID, 2009)

## **6.2. ROLE DES DRAINS :**

Les drains dans les barrages en terre ont une multitude de fonctions très importantes.

- Intercepter les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage.
- Abaisser la ligne de saturation et éviter les résurgences sur le talus aval.
- Abaisser la ligne de saturation, pour garder une grande partie du remblai non saturé afin de conserver les caractéristiques géotechniques du matériau utilisé.
- La présence du drain dans un barrage en terre sert à minimiser le débit de fuite sur l'ouvrage.
- Il sert aussi à décompresser la fondation et donc à minimiser les pressions interstitielles.
- La présence du drain permet d'activer la consolidation du remblai (CIGB, 1993).

## **6.3.DIFFERENTS TYPES DE DRAINAGES ET LEUR DIMENSIONNEMENT :**

On rencontre plusieurs types de drainages qui diffèrent les uns des autres par leurs formes constructives, leur emplacement dans le barrage et le rôle pour lequel ils ont été prévus.

### **a) Prisme de drainage :**

Il est prévu lorsqu'il y a une présence d'eau à l'aval du barrage avec une variation du niveau, mais il nécessite pour sa construction un volume d'enrochement important ce qui rend son choix fonction de la disponibilité à proximité du site de l'ouvrage de zones d'emprunts où les enrochements sont disponibles en quantité suffisante et qualité acceptable (CIGB, 1993). (Figure 2.14).

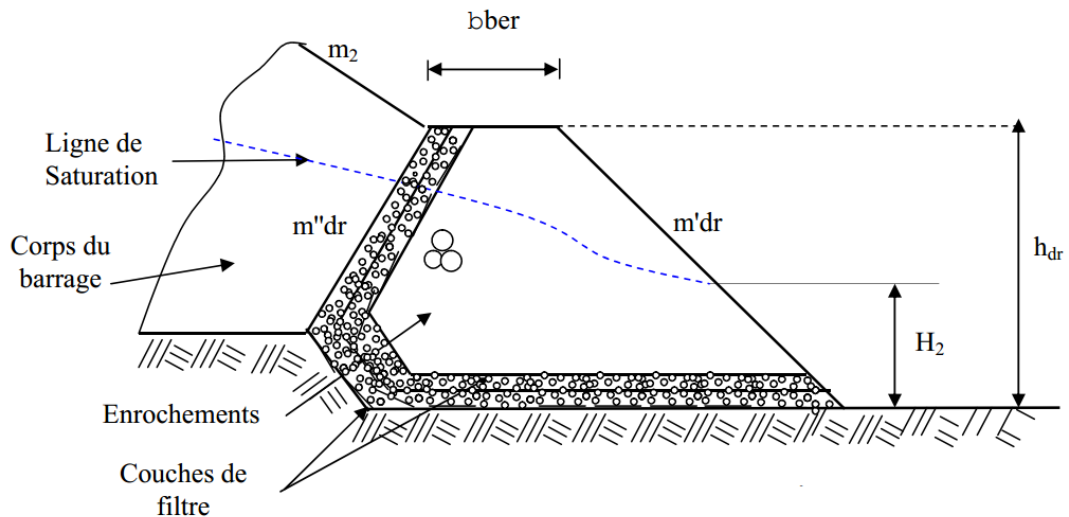


Figure 2.14 : Prisme de drainage aval

Dans la figure, les différentes dimensions sont illustrées à dessous :

$b_{ber}$  : Largeur de la berme.

$h_{dr}$  : Hauteur du prisme de drainage.

$m'_{dr}$  et  $m''_{dr}$  : pente des talus aval et amont du prisme de drainage.

$m_2$  : Pente du talus aval de barrage.

$H_2$  : Hauteur d'eau à l'aval du barrage.

$b_{ber} \geq 3.00$  mètres

Pour les petits barrages cette largeur peut être plus petite pour des raisons économiques.

$b_{ber} = 0.50$  à  $2.00$  Mètre

La hauteur du prisme de drainage  $h_{dr}$  est fixée si le niveau d'eau à l'aval est connu avec précision.

$h_{dr} = H_2 + (0.50 \text{ à } 1.00 \text{ mètre})$  .

Dans le cas où la présence de l'eau à l'aval est peu probable, nous pouvons fixer la hauteur du prisme de drainage selon l'expression suivante :

$h_{dr} = (0.15 \text{ à } 0.18)H$  .

Avec :

H : Hauteur totale du barrage

- La pente du talus aval : La pente aval du prisme de drainage est fonction des caractéristiques des enrochements et donc de leur stabilité au glissement et aux effets des vagues. Elle est généralement fixée comme suite :

$$m'_{dr} = (1.00 \text{ à } 1.50).m_1$$

$m_1$  : Pente amont du barrage.

- La pente du talus amont : elle est étroitement liée à la ligne de saturation et donc à la stabilité du remblai, mais elle joue aussi un rôle très important dans la quantification du débit d'infiltration. Habituellement elle est fixée comme suite :

$$m''_{dr} = (1.25 \text{ à } 2.00).m_1$$

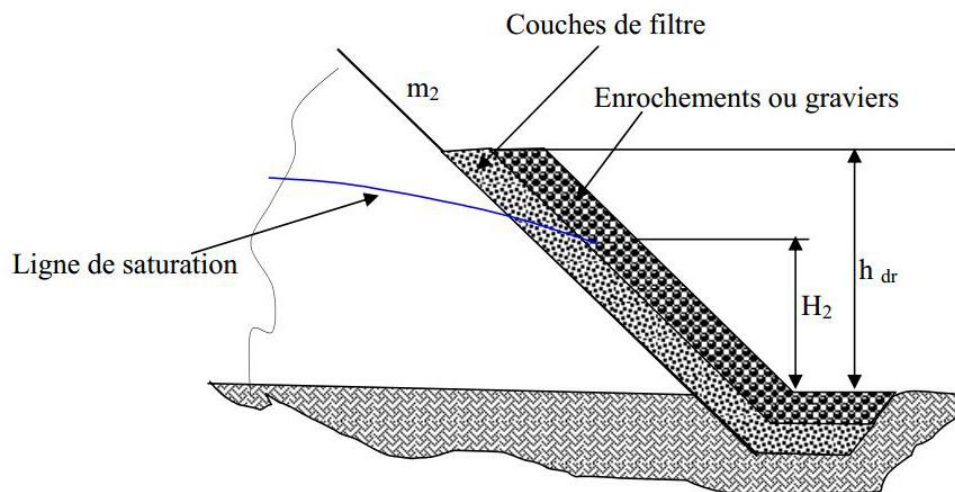
$m_1$  : Pente amont du barrage.

Dans le présent, la pente du talus amont a fait l'objet d'une étude détaillée avec élaboration d'un programme de calcul et proposition d'une méthode simple pour sa détermination.

#### **b) Drainage de surface :**

Ce type de drainage, est employé dans la construction de petites retenues collinaires. Il présente l'avantage de ne pas exiger de grandes quantités d'enrochement pour sa construction et d'être facilement réparable en cas d'avaries. Il présente l'inconvénient de ne pas influencer la ligne de saturation qui peut débaucher sur le talus aval du barrage. (Figure 2.15).





**Figure 2.15 : drainage de surface**

$m_2$  : Pente du Talus aval du barrage.

$H_2$  : Hauteur d'eau à l'aval du barrage

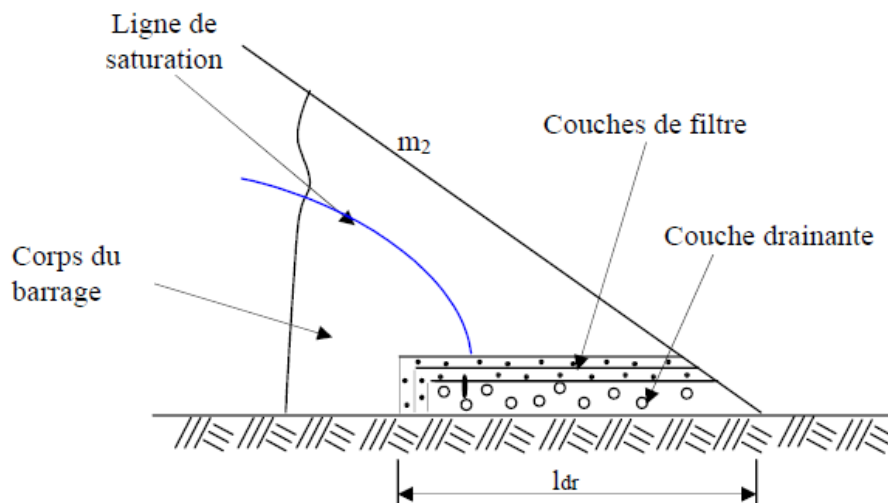
$h_{dr}$  : Hauteur du drain de Surface.

Le dimensionnement du drainage de surface se fait de la manière suivante :

- La hauteur  $h_{dr}$  du drainage de surface est souvent fixée en fonction de la hauteur d'eau à l'aval. Cette hauteur est choisie de la même manière que pour le prisme de drainage y compris lorsqu'il n'y a pas d'eau à l'aval.
- L'épaisseur du drainage de surface est dimensionnée pour évacuer le débit d'infiltration sans débordement et il doit être vérifié pour ne pas être altéré par l'action des vagues. (Durand, et al., 1999)

### c) Le drain tapis interne :

C'est une bande drainante disposée dans la partie aval du massif et au contact avec sa fondation. Ce type de drainage assure le drainage du massif et de sa fondation et il présente l'avantage de rabattre la ligne de saturation à l'intérieur du massif. Sa réalisation est très facile mais sa réparation en cas d'avarie est impossible. (Figure 2.16).



**Figure 2.16 : Le drain tapis interne**

- L'épaisseur du drain tapis interne est choisie pour pouvoir évacuer le débit d'infiltration à travers le massif et sa fondation sans débordement.

- La longueur du drain tapis interne est habituellement prise égale à (1/4 à 1/3) de l'emprise du barrage.

Cette longueur fera l'objet d'une étude détaillée avec élaboration d'un programme de calcul et proposition d'une méthode simple pour sa détermination.

#### **d) Prisme de drainage avec drain tapis interne :**

Le plus souvent et pour des raisons de sécurité de l'ouvrage, on associe les deux variantes du prisme de drainage et du tapis interne. Ainsi le prisme de drainage est prolongé à l'intérieur du massif par un drain tapis interne. On rencontre deux variantes suivant qu'elles fondations sont perméable ou non. (Figure 2.17 et 2.18).

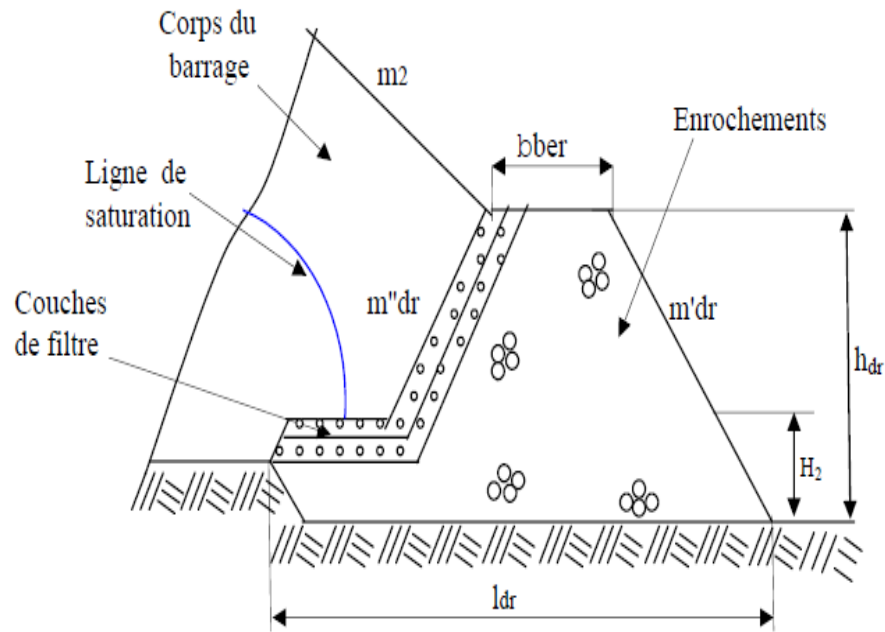


Figure 2.17 : Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations imperméables

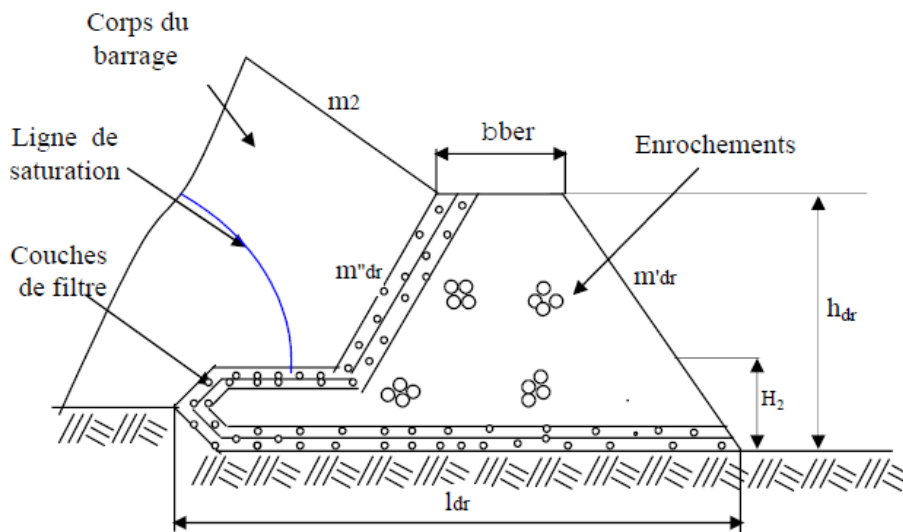


Figure 2.18 : Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations perméables.

Le dimensionnement d'un tel drainage se fait de la même manière que pour le prisme et drain tapis interne séparément.

#### e) Drainage a bande :

C'est une variante du drain tapis interne mais la bande drainante n'est pas continue sur sa partie aval. Celle-ci est remplacée par des bandes discontinues (Figure 2.19).

Ce type de drainage est prévu quand la quantité des enrochements et graviers n'est pas suffisante et que la fondation est imperméable. La bande drainante peut être remplacée par des drains tuyaux.

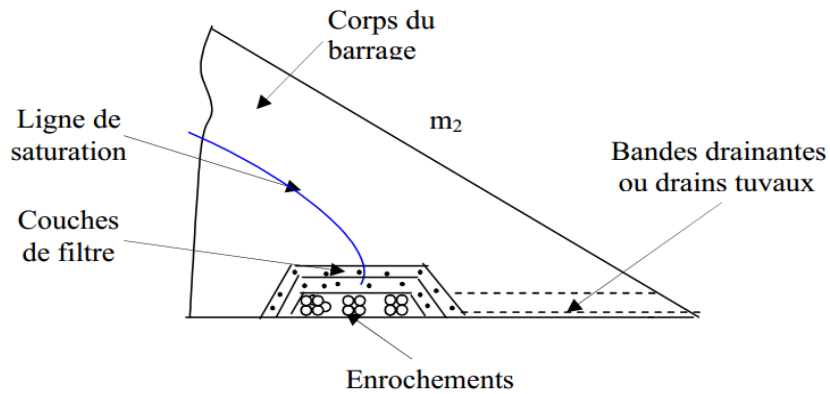


Figure 2.19 : Drainage à bande des barrages

Le dimensionnement de ce type de drainage se fait de la même façon que pour un drain tapis interne.

#### f) Drain vertical :

Le dimensionnement du drain cheminé, qui représente à lui seul 79 % des systèmes drainants, est beaucoup plus complexe (Durand, et al., 1999).

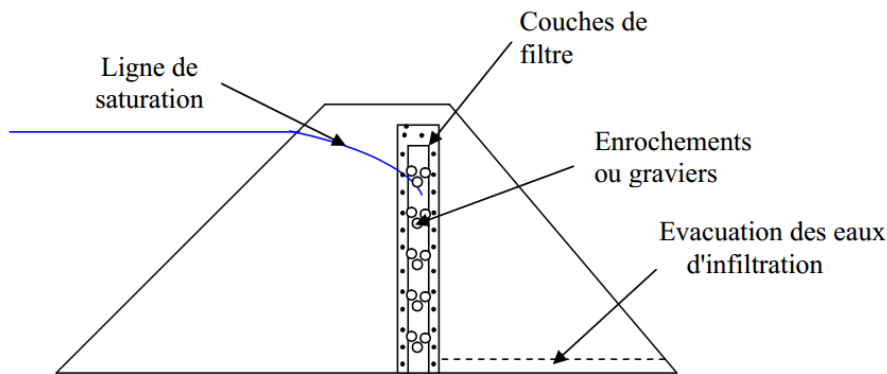


Figure 2.20 : Drain vertical pour barrage en terre

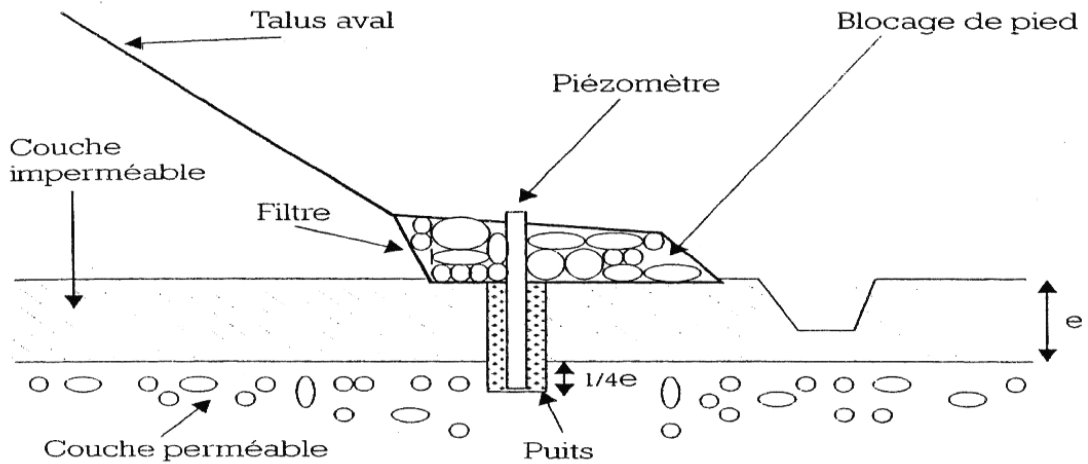
Le drain vertical - ou drain cheminée - est une alternative intéressante au tapis drainant puisqu'elle permet d'éviter le dysfonctionnement potentiel du drainage consécutif à l'anisotropie de perméabilité mentionnée. L'épaisseur à retenir pour un tel drain est de l'ordre de 0,60 m et (l'implantation idéale se situe, un peu en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de l'effet d'étanchéité). Le sommet du drain est arasé au niveau normal du plan d'eau (NNE), il n'est pas nécessaire de le prolonger jusqu'au niveau des plus hautes eaux (PHE) qui est atteint à priori de façon trop temporaire pour affecter significativement l'état de saturation du remblai. Sa cote de base est calée de façon permettre l'évacuation gravitaire des eaux jusqu'en pied aval de digue. La pose, en fond de cheminée, d'un collecteur drainant facilite l'écoulement des eaux. Les exutoires peuvent être constitués de collecteurs PVC étanches débouchant dans le fossé de pied et espaces tous les 30 à 50 m dans le sens de la longueur du remblai. (CIGB, 1993)

Les drains peuvent être équipés de collecteurs qui sont des tuyaux drainants en plastique (PVC ou PEHD), souples ou rigides. Ces collecteurs drainants existent en deux types : circulaire doté de fentes sur l'ensemble du pourtour (« drain agricole ») ou avec fentes seulement sur les 2/3 supérieurs (« drain routier »).

## 7. DRAINAGE DE LA FONDATION

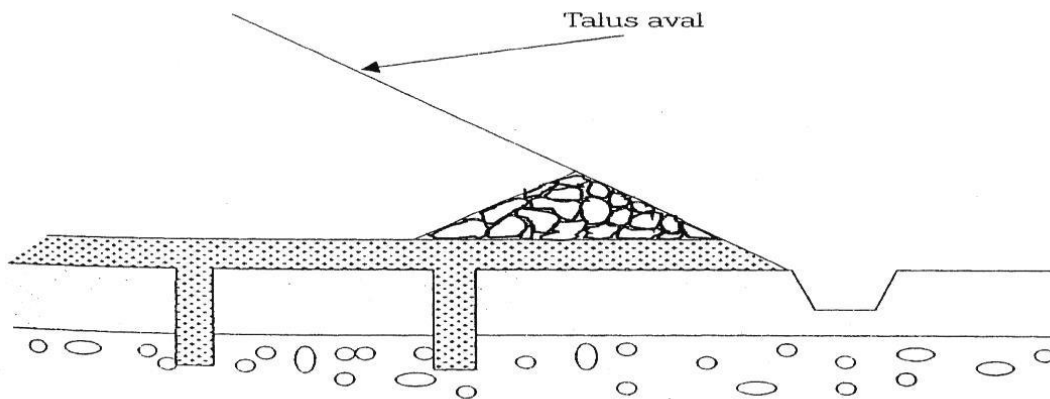
En ce qui concerne le drainage des écoulements provenant de la fondation, la solution la plus satisfaisante consiste à mettre en place un tapis drainant à la base de la recharge aval, au contact remblai-fondation, jusqu'au drain vertical ou incliné situé dans la zone centrale du remblai.

Ce tapis, qui peut être compartimenté afin de connaître le comportement de chaque zone délimitée, est à mettre en place lorsqu'il s'agit d'un ouvrage important. Pour les barrages plus modestes, et si les conditions géologiques et permettent, ce tapis drainant peut-être réduit en étant mis en place en bandes drainantes (notamment sur les zones jugées les plus sensibles des versants). Il ne peut être complètement supprimé que pour les petits ouvrages dont à condition que la fondation soit suffisamment étanche. L'épaisseur des couches doit permettre d'évacuer le débit prévu, l'épaisseur minimale de chaque couche granulaire horizontale étant de 0.20 mètre (drain et filtre).



**Figure 2.21 :** Soulagement des sous-pressions par puits aval prolongés dans la couche perméable (CIGB, 1997)

S'il y a au niveau de la fondation une couche superficielle peu perméable, qui recouvre une couche qui l'est beaucoup plus et dont la face supérieure est située à une profondeur inférieure à  $H/3$ , il est préconisé d'exécuter des puits de décompression (équipés en général de piézomètres) au pied aval du barrage, à raison d'un tous les 10 à 25 mètres. Le puits de décompression doit être protégé par un matériau filtrant vis-à-vis du matériau peu perméable environnant.



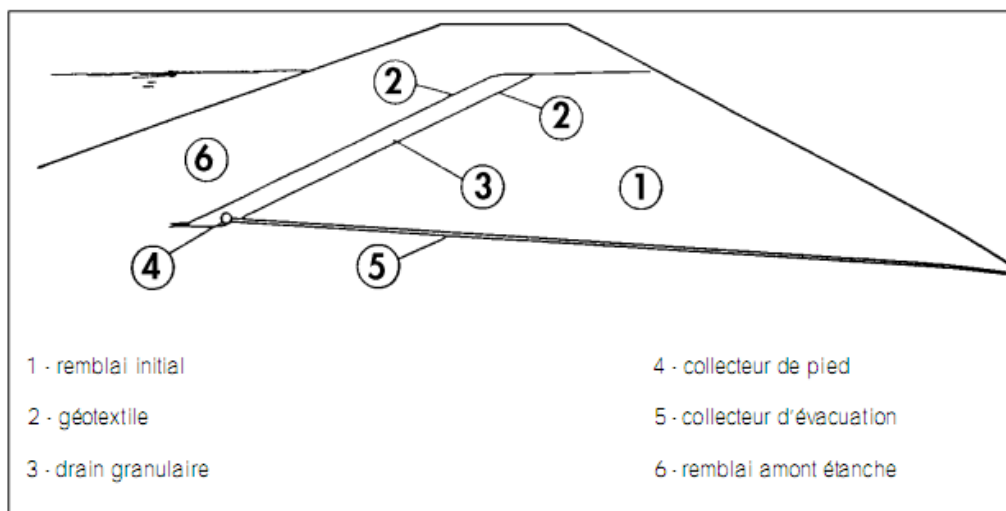
**Figure 2.22 :** Drainage préventif de la fondation (CIGB, 1997)

## 8. UTILISATION DES GEOTEXTILES COMME FILTRE OU DRAIN

Les géotextiles sont des nappes de fibres souples, résistantes et perméables. Il existe plusieurs produits, chacun d'entre eux pouvant assurer une ou plusieurs fonctions (filtre, drain, protection contre le poinçonnement).

Bien entendu, il est fondamental de ne pas considérer le géotextile comme un produit passepartout (un géotextile capable de supporter sans déchirure la pose d'encrochements, n'a pas grand-chose à voir avec un géotextile utilisé comme filtre).

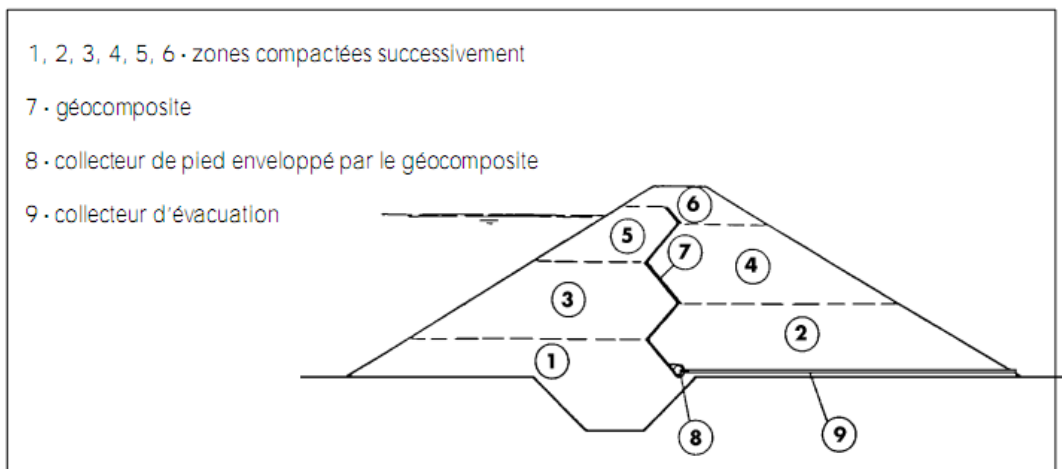
Dans un barrage, les géotextiles sont le plus souvent utilisés pour participer à l'évacuation des eaux de percolation en intervenant comme filtre de protection d'un matériau granulaire drainant. Toutefois, la mise en place d'un géotextile pour protéger un drain cheminé n'est pas aisée. Dans ce cas, une solution alternative consiste à construire le remblai en deux étapes, afin de mettre en place le géotextile entourant le drain sur un parement incliné stable à court terme.



**Figure 2.23 : Drain granulaire incliné entouré par un géotextile (CIGB, 1997)**

Il existe aussi des géotextiles composites capables d'évacuer dans leur plan des débits relativement importants. Ils sont alors constitués d'une nappe drainante prise en sandwich entre deux nappes filtrantes. Ce produit peut remplacer un drain cheminé à condition toutefois qu'il puisse évacuer un débit suffisant, malgré la diminution de cette épaisseur due aux contraintes qu'il subit dans le remblai. Le géo-composite est mis en place en zigzag la façon suivante :

- Le remblai est édifié en compactant alternativement des couches à l'amont puis à l'aval du système drainant.
- Lorsque la zone (1) est compactée, un premier panneau de géo-composite est installé et raccordé au collecteur de pied, la largeur excédentaire étant rabattue vers l'amont.
- La zone (2) est compactée, puis le géo-composite libre est rabattu vers l'aval ;
- La zone (3) est compactée et ainsi de suite.



**Figure 2.24 : Drainage vertical assuré par un géotextile composite (CIGB, 1993)**

## 9. LES VOILES D'INJECTION ET DE DRAINAGE

Ils dépendent du type de barrage et sa fondation. L'expertise géologique du site intervient ici tout particulièrement.

Pour les barrages en remblais de hauteurs moyennes, le choix de conception pour une galerie périmétrale de contrôle à la base du noyau, ou de l'écran d'étanchéité amont, est déterminant en termes de sécurité même si on ne sait pas le chiffrer par un simple coefficient.

Dans les années soixante, les recherches effectuées après la catastrophe de Malpasset (Malfi, et al., 2012), ont conduit à mieux comprendre, et maîtriser, les percolations dans les massifs rocheux d'appuis des barrages voûtes et leurs effets. Lorsqu'on sait que les forces engendrées par les percolations de l'eau dans les rives sont du même ordre de grandeur que les forces de poussée de la voûte et le poids du massif



d'appui, on conçoit que le projet de l'injection et du drainage soit de la plus haute importance pour la sécurité du barrage.

Beaucoup a été publié sur la méthode d'analyse par équilibre limite du « coin rocheux » (volume tétraédrique limité par trois plans de séparation géologique et la surface libre du massif, recevant la poussée de la voûte et glissant sur une ou deux faces), et sa contribution à l'évaluation du poids des paramètres, notamment l'influence plus ou moins grande du drainage dans telle ou telle direction. Nous n'y reviendrons pas ici, sauf pour souligner que tout acte de conception tel que le drainage doit s'accompagner d'un contrôle de son efficacité, et de sa persistance dans le temps : l'auscultation hydraulique, et l'entretien ou la rénovation périodique des drains.

## **10. CONCLUSION**

Au terme de ce chapitre consacré aux différents types de barrages en remblais, il importe de souligner l'extrême diversité de leur forme, du type de dispositif d'étanchéité adopté.

On peut dire que les filtres et les drains sont des organes indispensables pour le bon fonctionnement des barrages en terre mais leur efficacité est étroitement liée à leur dimensionnement et au choix de leur emplacement.

Certains types de drains ont des dimensions imposées par les conditions locales propres à chaque ouvrage tel que l'épaisseur de la zone imperméable sous le barrage, la hauteur du niveau aval ou encore le rôle du drain.

# CHAPITRE 3 : EROSION INTERNE ET OUVRAGES HYDRAULIQUES.

---

## 1. INTRODUCTION

Les statistiques sur les incidents de barrages montrent bien qu'après la submersion, c'est l'état critique d'érosion régressive qui provoque le plus d'incidents surtout dans les noyaux des barrages.

Un ouvrage de retenue doit répondre à deux fonctions principales : l'imperméabilité de la structure et la résistance mécanique. Les événements initiateurs du phénomène d'érosion peuvent agir soit en affaiblissant la résistance mécanique de la structure, soit en dégradant son étanchéité par l'augmentation de la perméabilité locale ou globale de l'ouvrage. Ainsi, les origines du phénomène d'érosion se classent en deux groupes. Le premier cumule tous les éléments qui affaiblissent la résistance à l'érosion et le deuxième tient compte des percolations excessives, se produisant lorsque l'imperméabilité de la structure est dégradée.

Une faible résistance mécanique peut être due à :

- Un mauvais compactage,
- L'absence ou l'inadéquation du filtre,
- L'utilisation de matériaux dispersifs (argiles).

L'augmentation de la perméabilité locale de la structure est due aux problèmes :

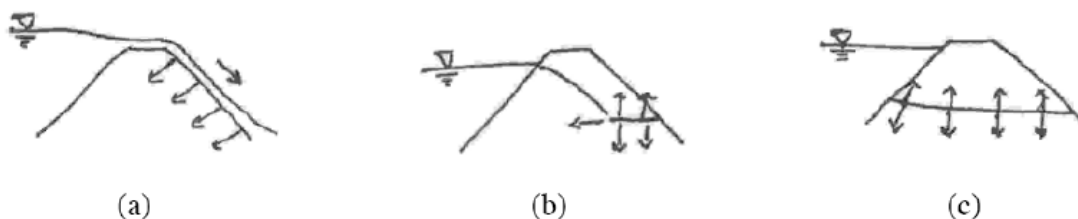
- D'étanchéité inadéquate (mauvais choix des matériaux ou mauvaise liaison avec le contour),
- D'étanchéité endommagée (tassement différentiel, fracturation hydraulique),
- De l'existence d'un chemin privilégié pour l'écoulement (fissures préexistantes, défauts géologiques).

Les deux conditions qui assurent un bon fonctionnement de l'ouvrage de retenue se trouvent dans une relation interdépendance. Ainsi, si l'étanchéité du système est

perdue, implicitement la résistance mécanique est elle aussi affectée, car l'augmentation locale de la perméabilité conduit à la dégradation de la structure.

Il existe deux types d'érosion :

- **L'érosion externe** est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes, sur la crête des ouvrages. Ceci arrive lorsque la transparence de l'ouvrage est insuffisante pour évacuer l'eau de l'inondation, provoquant alors une surverse. Lors la surverse au-dessus de la couche de la chaussée l'eau coule jusqu'au talus aval où l'écoulement devient torrentiel et possède un grand pouvoir érosif. Les vitesses d'écoulement sont supérieures aux limites d'arrachement. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus de l'ouvrage (Figure 3.1a). L'endommagement du pied de talus ou raidissement de la pente du talus aval, conduit donc à la destruction partielle du remblai ou destruction totale du remblai (formation d'une brèche).
- **L'érosion interne** correspond à l'entraînement des matériaux au sein du corps de l'ouvrage ou de sa fondation. Elle est provoquée par des percolations excessives à travers l'ouvrage. Le conduit de fuite s'agrandit par érosion jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure. (Figure 3.1 b et c).



**Figure 3.1 : Exemple de situation d'érosion d'ouvrages hydrauliques : a) érosion externe, b) initiation d'érosion interne, c) évolution d'érosion interne.**

## 2. TYPOLOGIE DE L'ÉROSION INTERNE

L'érosion interne se développe s'il y a la combinaison de deux phénomènes : l'arrachement des particules et leur transport.

Les phénomènes d'arrachement conduisent à la déstabilisation d'une particule ou d'un groupe de particules, sous l'action d'une force mécanique (ou d'autres natures). On en distingue : l'entraînement, l'érosion régressive, le débouillage, la bouillonnante, la dissolution, la défloculation, Renard, Suffusion, Auto-filtration (CFGB, 1997)

### 2.1.LA BOULLONNANTE :

La bouillonnante ou l'annulation de la contrainte effective par gradient hydraulique, est l'état d'un volume de sol dans lequel les grains flottent, entourés d'une phase liquide continue, sous l'action d'une pression d'eau qui annule la contrainte effective.



Figure 3.2 : Phénomène de bouillonnante

### 2.2.DISSOLUTION :

Ce phénomène correspond à la transformation d'un état solide en un état liquide d'une partie des constituants du sol sous une action thermique ou chimique. Par exemple, dans les barrages situés en altitude, il existe souvent des dépôts de glace dont la fonte provoque l'augmentation des vides et le déclenchement du phénomène de renard (Garner et Sobkowicz, 2002).

### 2.3.DÉBOURRAGE :

Le déboufrage est la déstabilisation d'un volume de sol sous l'action de la poussée de l'eau que la résistance au cisaillement sur le pourtour du volume ne parvient plus à compenser. C'est le cas lorsqu'une fissure rocheuse ou un conduit karstique est rempli de matériaux argileux et qu'une infiltration d'eau exerce une pression qui provoque un déplacement d'ensemble du matériau vers l'aval, jusqu'à une cavité ou un élargissement.



Figure 3.3 : Phénomène de déboufrage au barrage de Lafage (Lautrin, 2002)

### 2.4.L'ÉROSION REGRESSIVE

L'érosion régressive concerne tout phénomène d'érosion qui se produit en un point aval et se poursuit en progressant vers l'amont. Il convient de distinguer deux types d'érosion régressive :

- Le déchaussement : Ce type d'érosion concerne les remblais. En pied de pente, les forces liées à l'écoulement résurgent provoquent la déstabilisation des matériaux qui forment le squelette du sol. Ces matériaux sont progressivement évacués par l'écoulement, ce qui déstabilise le remblai, dont le glissement fournit de nouveaux matériaux qui sont à leur tour entraînés.
- L'érosion régressive par conduits : Un ou plusieurs conduits se développent depuis l'aval et progressent par érosion des matériaux qui forment l'extrémité amont du chenal.

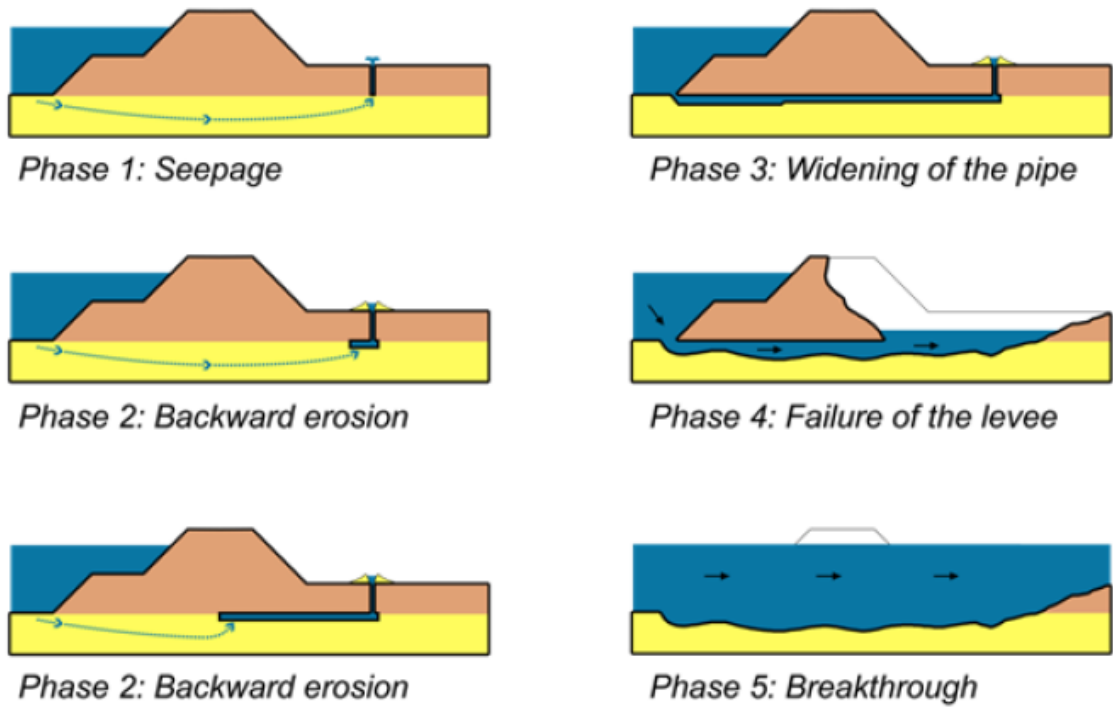


Figure 3.4 : Phénomène d'érosion régressive (van Beek, et al., 2011)

### 2.5. ENTRAÎNEMENT

L'entraînement est défini comme le détachement des particules des parois d'une conduite, sous l'effet de l'écoulement d'un fluide. Ce phénomène a lieu à partir d'une valeur seuil de la contrainte de cisaillement appliquée par le fluide sur la paroi. Celle-ci dépend de la vitesse du fluide ainsi que de la résistance du sol à cette sollicitation.

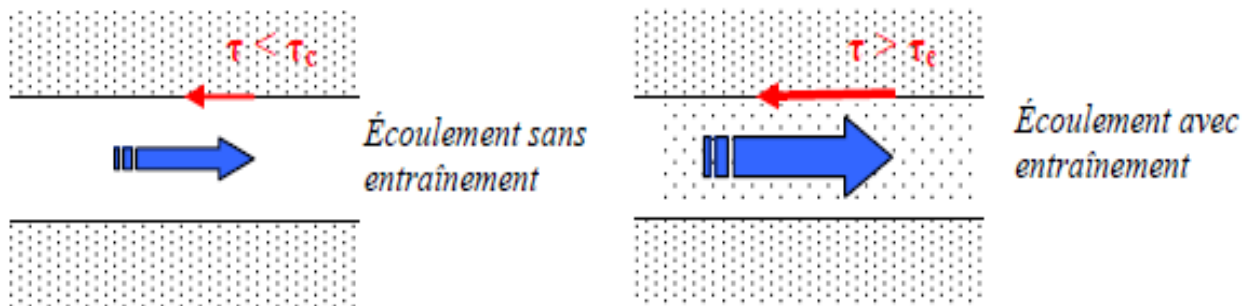
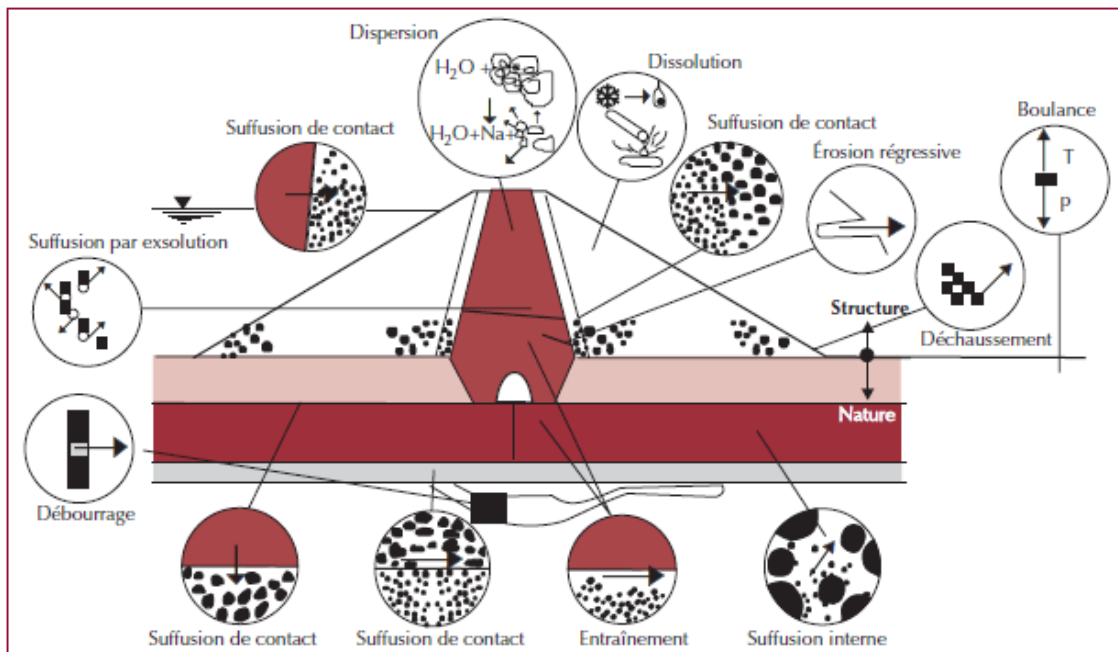


Figure 3.5 : Phénomène d'entraînement

## 2.6.EXSOLUTION

Ce phénomène correspond à l'expulsion de l'air piégé dans les ouvrages lors de leur mise en eau. Cet air piégé est comprimé et transporté par l'écoulement. Il en résulte une désorganisation des voûtes qui colmatent l'interface avec le filtre, une diminution locale de la perméabilité du sol.



**Figure 3.6 : Schéma représentatif des divers phénomènes initiateur de l'érosion interne dans un barrage adapté par (Schuler, et al., 1997)**

Les diverses conditions de déclenchement de l'érosion interne peuvent se combiner entre elles dans un incident et être difficilement distinguées (Figure). Mais elles ne sont pas suffisantes pour entraîner la rupture, il faut aussi que les conditions du transport des particules soient assurées, pour que l'érosion soit entretenue.

## 2.7.RENARD

Ce phénomène est un arrachement régressif des particules de l'aval du sol vers un milieu extérieur et en progressant vers l'amont, jusqu'à la formation d'un conduit continu. Il est difficilement détectable et évolue très rapidement.



**Figure 3.7 : Renard dans un barrage (Lautrin, 2002)**

## **2.8.LA SUFFUSION**

Ce phénomène est une redistribution diffuse des particules dans le sol (Bendahmane, 2005). La granulométrie globale du sol ne change pas, par contre la perméabilité évolue. Si localement les particules érodées ne peuvent plus migrer, un colmatage apparaît accompagné d'une surpression, ce qui peut engendrer un glissement de sol. Généralement l'évolution très lente du phénomène de suffusion permet sa détection et sa limitation. La redistribution des particules fines dans le sol sans modification du volume solide total du sol. La perméabilité subit ainsi de faibles variations et les conséquences de ce phénomène sans considérées comme bénignes par Garner et Sobkowicz (2002) et Barakat (1991) (Figure 3.8).



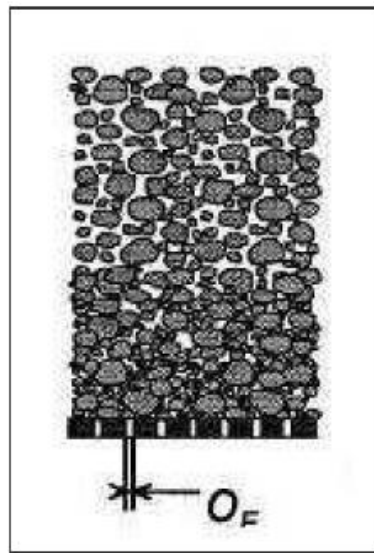


Figure 3.8 : Suffusion (Lafleur, et al., 1989)

## 2.9.AUTO-FILTRATION

Ce phénomène existe seulement dans les ouvrages disposant d'un filtre en aval. Les particules fines du sol arrivent dans le filtre et forment des voûtes (Figure 3.9) qui peuvent arrêter l'érosion interne, néanmoins le tassement de ces voûtes dû au départ des particules peut engendrer des désordres et déclencher une surverse.

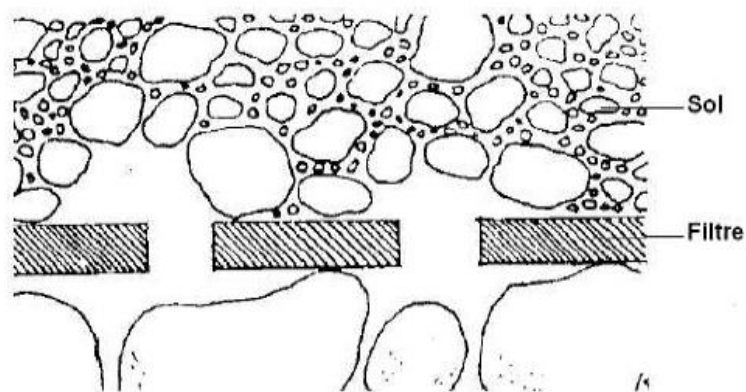


Figure 3.9 : Phénomène d'auto-filtration (Bendahmane, 2005)

Bendahmane (2005) a récapitulé les caractéristiques d'états pour chacun des phénomènes décrits ci-dessus

	<b>Caractéristique eau-sol</b>	<b>Interactions eau-sol</b>
Entraînement	Chemin préférentiel	Erosion massive
Erosion régressive	Granulométrie	Erosion massive
Boullance	Positionnement	Erosion massive
Dissolution	Nature chimique/ température	Dissolution/ érosion massive
Débouillage	Chemin préférentiel	Erosion massive
Exsolution	Degré de saturation	Erosion massive
Suffusion	Granulométrie	Erosion massive
Renard	Granulométrie	Erosion massive
Auto-filtration	Granulométrie	Erosion massive

**Tableau 1 : Caractéristiques d'état et interactions eau-sol pour les différents phénomènes (Bendahmane, 2005)**

### **3. QUELQUES MÉCANISMES DE RUPTURE PARTICULIERS**

Quelques mécanismes de rupture particuliers sont liés aux hétérogénéités du remblai ou à la présence de défauts ; ils ne constituent pas des typologies simples mais plutôt combinées :

- **Renard hydraulique et érosion régressive**

En cas de gradients hydrauliques élevés dus à une période de crue, une zone d'écoulement préférentielle se développe initiant une érosion régressive. L'érosion régressive provoque la diminution de la longueur de percolation à travers du corps du remblai. L'accroissement de la vitesse de percolation peut occasionner l'élargissement du conduit ou l'érosion du pied du talus, de laquelle découlera la rupture par brèche.

- **L'érosion d'un remblai avec deux couches de nature différente.**

Le risque de suffusion externe peut exister entre deux zones du remblai de nature différente. Ce type d'érosion se développe plus rapidement qu'un phénomène de suffusion interne. La condition de filtre n'est pas satisfaite entre les matériaux fin et grossier en contact. L'eau d'infiltration entraîne les éléments fins du remblai vers les espaces poreux interparticulaires du sol le plus grossier. Du fait de ce transport de fines, se développe la formation de cavités dans le corps du matériau fin, provoquant la décompression du toit de la cavité et peu à peu l'effondrement pour finir par déboucher sur la crête du remblai par un fontis.

- **L'érosion interne provoquée par la présence de terrier ou d'empreinte racinaire.**

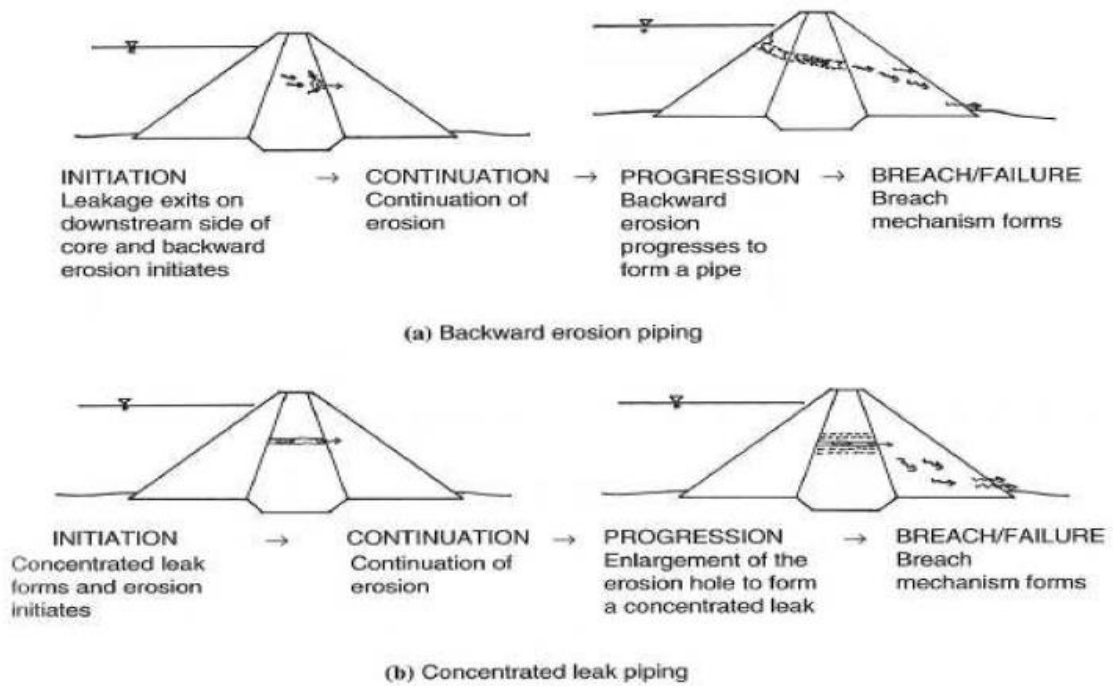
La présence de terriers des animaux fouisseurs ou d'empreintes racinaires laissés par des arbres morts joue le même rôle qu'une fissure en augmentant le gradient hydraulique de percolation dans le remblai.

D'après Fell *et al.* (2005), les quatre conditions suivantes doivent être réunies pour que l'érosion interne se produise :

- Il doit y avoir un chemin d'infiltration et une source d'eau ;
- Il doit y avoir des matériaux érodables dans le chemin d'infiltration et ces matériaux doivent être transportés par le flux d'infiltration ;
- Il doit y avoir une sortie non protégée, à partir de laquelle les matériaux érodés peuvent sortir ;
- Les grains du sol doivent être capables de former et soutenir le chemin d'infiltration.

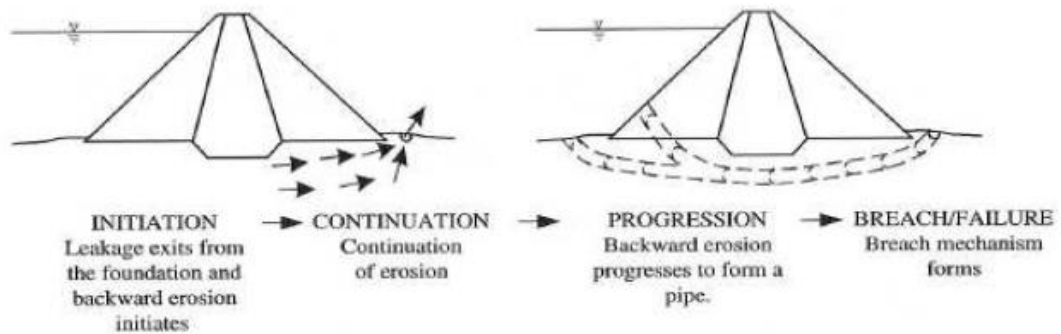
L'érosion interne peut se produire à l'intérieur du corps de l'ouvrage, dans la fondation ou à travers les deux.

La figure 3.10 illustre deux modèles d'érosion interne pouvant se produire à travers le corps de l'ouvrage. Ces deux modèles se distinguent par les différences des mécanismes d'initiation et de la progression. Dans le premier modèle (Figure 3.10a), l'initiation par l'apparition d'un point « faible » dans le corps de l'ouvrage. L'érosion régressive se produit et crée un chemin de fuite à travers l'ouvrage.



**Figure 3.10 : Modèles d'érosion interne à travers le corps de l'ouvrage (Foster, 1999) cité par (Truong, 2012)**

Dans le deuxième modèle (Figure 3.10b), le phénomène est initié par l'existence d'un chemin de fuite dans le noyau, l'entraînement des particules sur la paroi du chemin de fuite élargit progressivement ce chemin jusqu'à la rupture de l'ouvrage.

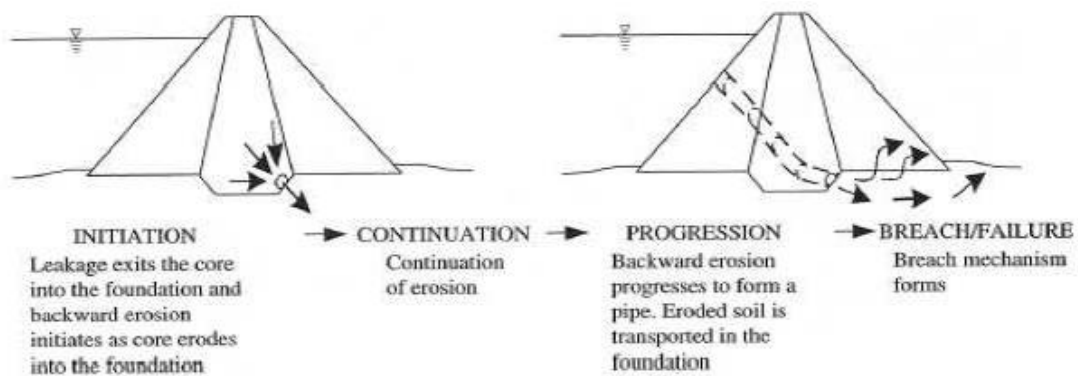


**Figure 3.11 : Modèles d'érosion interne à travers la fondation de l'ouvrage (Foster, 1999) cité par (Truong, 2012)**

L'érosion interne qui se développe dans la fondation de l'ouvrage est présentée sur la figure 3.11.

Ce phénomène est souvent initié à un point faible dans la couche drainante en aval de l'ouvrage ou au niveau de fissures dans la fondation. Il s'amplifie sous l'effet de plusieurs facteurs et peut causer des désordres importants.

De même, l'érosion interne peut se produire à travers le corps et la fondation de l'ouvrage. Elle est souvent initiée en un point dans le noyau. L'érosion régressive se développe et crée un conduit de fuite dans le noyau qui vient se rajouter aux autres phénomènes d'érosion qui peuvent produire dans la fondation (Figure 3.12).

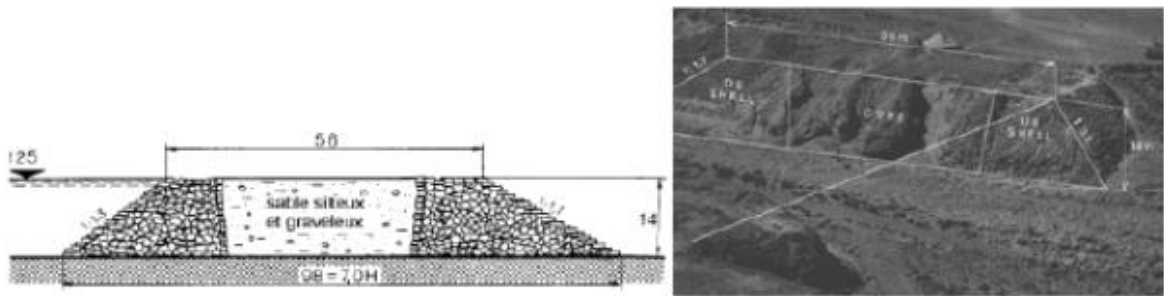


**Figure 3.12 : Modèles d'érosion interne à travers le corps et la fondation de l'ouvrage (Foster, 1999) cité par (Truong, 2012)**

## 4. PATHOLOGIES DES OUVRAGES DE RETENUE LIEES A L'EROSION

### 4.1. BARRAGE DE SADD EL-KAFARA

Parmi les premiers cas recensés de rupture par érosion interne d'un ouvrage en terre est celui du barrage en terre construit dans un des nombreux ouadis débouchant sur la vallée du Nil. Sadd al-Kafara n'est sans doute pas le plus ancien barrage mais le plus vaste, le plus imposant en pierre. Des vestiges à Jawa (Jordanie) remonteraient aux alentours de 3000 av. J.-C. (Viollet, 2000), cité par (Tuan Long PHAM, 2009). Il s'agit d'un ouvrage de 113 m de long, 14 m de hauteur, 100m à la base et 66 m en crête (Figure 3.13). Constitué d'un noyau central en tout venant, sable et graviers, il avait pour objectif de stocker l'eau pour un usage agricole.



**Figure 3.13** : coupe et restes de barrage de Sadd el-Kafara sur le Wadi Garawi (Schnitter, 1994)

Garbrecht à proposer, comme hypothèse, que la rupture du barrage se produit avant que l'ouvrage ne soit complètement terminé, à un moment où le parement rocheux amont culmine à sa cote nominale, mais où le parement aval et le remplissage du noyau ne sont pas complètement achevés. Submergé par une crue exceptionnelle, l'ouvrage est alors ruiné par l'érosion du noyau central et l'effondrement du parement amont. Certainement, l'effet de cette rupture est destructeur en aval, et le souvenir de cette catastrophe peut expliquer l'absence de nouvelles constructions de barrages en Egypte, pour de nombreux siècles.

#### 4.2.RUPTURE DU BARRAGE DE TETON (1976)

Le barrage de Teton était situé sur la rivière de Teton, en Idaho, aux Etats-Unis. Il a été conçu pour prévenir les inondations, produire de l'électricité et irriguer plus de 40.000 hectares de champs. La construction du barrage s'est terminée en 1975. La hauteur maximum de remblai est de 93 mètres au-dessus de la rivière et la capacité du réservoir est de 356 millions de mètres cubes une fois rempli.

La rupture du barrage de Teton pendant le remplissage initial du réservoir, le 3 juin 1976, a tué quatorze personnes et a causé des centaines de millions de dollars de dégâts matériels en aval (Teton Dam Failure Case Study, 2003).

- 3 juin 1976, des petites infiltrations sont observées dans le mur de rive nord ;
- Un jour après, une humidité est notée dans la rive droite et les petits ruissellements commençaient à apparaître ;

- 5 juin 1976, la première fuite principale est notée le matin. Son débit est d'environ 800 l/s dans la rive droite. Il a augmenté jusqu'à 1100 à 1400 l/s et on observe l'apparition de l'eau environ 40 mètres au-dessous de la crête du barrage (Arthur, 1977),

cité par (Solva et Delatte, 2003), un bloc de 6 mètres du barrage tombe dans le flot et, dans les minutes qui suivent le barrage entier s'effondre (Figure 3.14).



*Barrage avant la rupture*

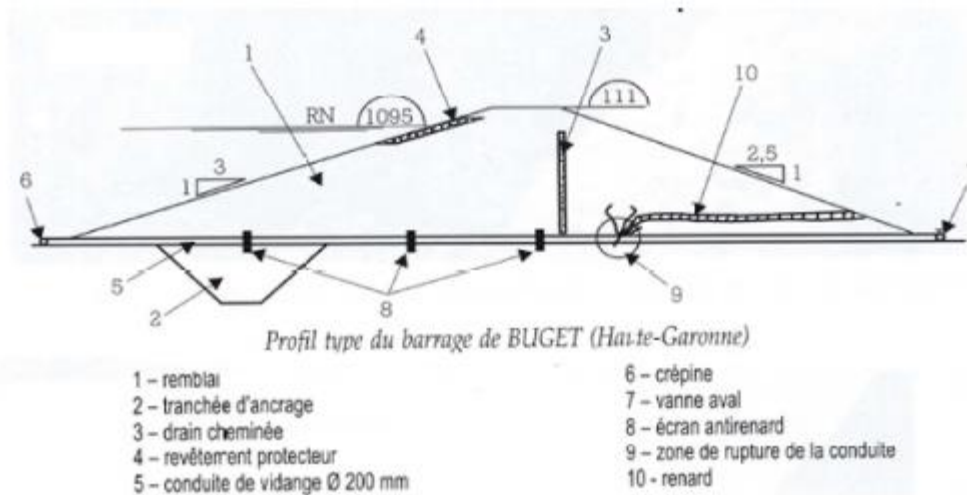
*Barrage après la rupture*

**Figure 3.14 : Rupture de barrage de Teton (Romain, 2007)**

### **4.3.ÉROSION INTERNE SUR LE BARRAGE DE BUGET (HAUTE-GARONNE, 1981)**

Le barrage de Buget est un remblai en terre homogène de 10,5 m de hauteur avec des pentes de talus de 1/3 à l'amont et de 1/2,5 à l'aval et un drain vertical central de 0.5m d'épaisseur, s'évacuant à l'aval par des collecteurs aveugles. Cet ouvrage possède à sa base une conduite de vidange en acier de  $\phi 200$  mm de diamètre entouré par des argiles compactées, avec trois écrans antirenard en acier sur sa longueur et une vanne papillon à l'aval.

En juillet 1981, soit 10 mois après la mise en eau de la retenue, des pêcheurs constatent que le plan d'eau se vide par un orifice de 30 cm sur le talus aval à environ 1,5 m au-dessus de la conduite. Après ouverture de la vanne de vidange, la fuite s'interrompt. Cette manœuvre met en évidence une relation entre la conduite et l'orifice sur le talus.



**Figure 3.15** : Coupe du barrage de Buget (Lautrin, 2002)

Un diagnostic a permis de détecter une rupture de la canalisation au niveau d'une soudure. Cette rupture cause un tassement de la fondation sous le poids du remblai. La conduite étant en charge, donc la forte pression hydraulique qui s'est exercée par la fissure sur les terres compactées du remblai a provoqué un claquage des terrains. Les circulations d'eau trouveront un exutoire sur le talus aval et développeront une érosion régressive qui conduira, finalement, à l'ouverture d'un renard de 0,3 m de diamètre (Figure 3.15).

Le flot d'eau boueuse qui s'est échappé par l'ouverture aurait pu entraîner la rupture du barrage.

Les travaux de confortement réalisés ont consisté à ouvrir une tranchée à l'aval en obturant la conduite de vidange en amont pour dégager la conduite et la zone de rupture (Figure 3.16), puis à poser un collier en acier au niveau de la fissure, avant de remblayer la fouille. Depuis l'intervention, l'ouvrage se comporte correctement.





Figure 3.16 : Renard vu de l'aval sur le barrage de Buget (Lautrin, 2002)

#### 4.4. BALDWIN HILLS RESERVOIR

On a construit le Baldwin Hills Reservoir dans les collines du même nom à proximité de Los Angeles en fermant un ravin au moyen de multiples digues. La construction a pris fin en 1951. On savait le site propice à de nombreux mouvements de terrain par ailleurs régulièrement documentés. Malgré une conception selon les règles de l'art de l'époque, la rupture de la digue principale de 40 m de hauteur a débuté en milieu de journée, le 14 décembre 1963. Quelques heures auparavant, on avait détecté les premières anomalies et on avait décidé de procéder à une vidange d'urgence. Selon les nombreuses commissions d'enquête constituées à l'époque, la défaillance a résulté d'une érosion interne de la fondation. Malgré la proximité de la ville, on attribue seulement trois morts à cette rupture. Cependant, il y a eu plus de 50 millions de dollars en dommages directs. (Marche, 2004)

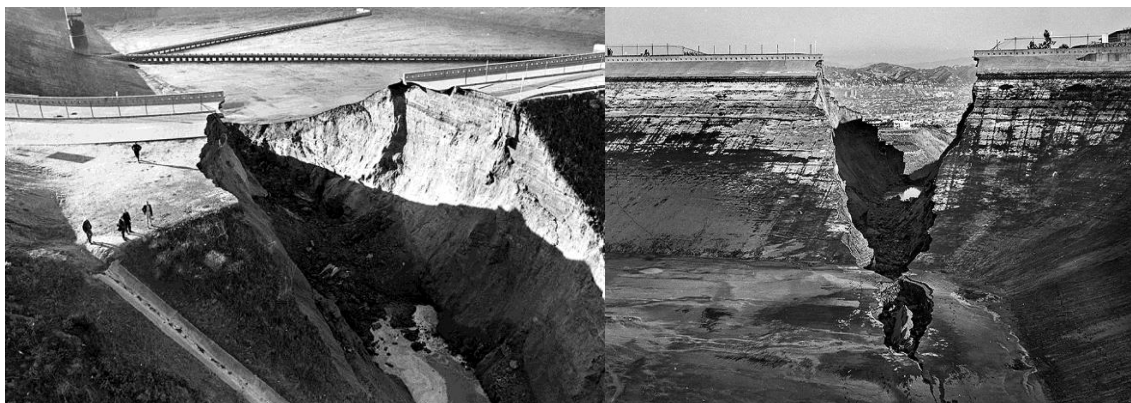


Figure 3.17 : Rupture de barrage de Baldwin Hills (Internet)

## 4.5. BIG BAY DAM

Ce barrage était situé à 18 Km à l'ouest de Purvis, Mississippi dans le comté de Lamar (Texas) aux Etats Unis. La construction du barrage s'est terminée en 1992.

La hauteur maximum du remblai est de 15.6 m avec des pentes de talus de 1/3 à l'amont et à l'aval et sa longueur est de 576 m (Yochum, et al., 2008). Il a été conçu pour empêcher l'eau de déborder et protéger la population de la ville.

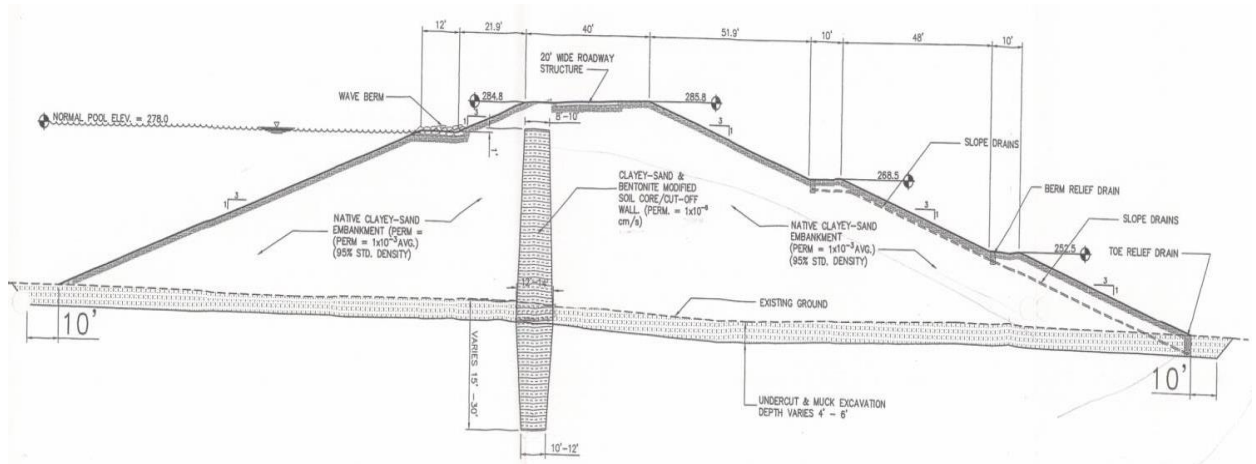


Figure 3.18 : Coupe du barrage de Big Bay (Internet)

Le 14 Mars 2004, Le Big Bay Dam s'est effondré après l'apparition d'un trou dans le corps du barrage (érosion interne) et a libéré 17.500.000 m<sup>3</sup> d'eau. Au total, 104 structures ont été endommagées ou détruites mais il n'y a pas eu de perte humaine.



Figure 3.19: Rupture de barrage de Big Bay (Internet)

## 5. CARACTERISATION DE L'ÉROSION

### 5.1. GENERALITES

Afin d'évaluer la sensibilité à l'érosion du sol soumis à un écoulement, le point crucial dans tous les essais d'érosion est de trouver la relation entre la contrainte de cisaillement  $\tau$  (la contrainte hydraulique appliquée par l'écoulement sur le sol) et le taux d'érosion  $\dot{\epsilon}$  (la masse érodée du sol sur une unité de surface pendant une unité de temps) (Figure 3.20).

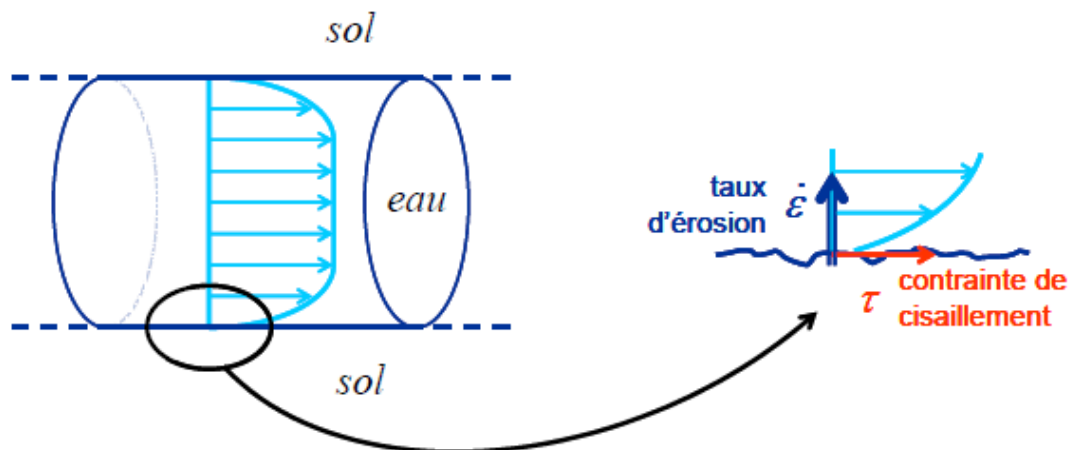


Figure 3.20 : Schéma de l'écoulement dans le sol

Des observations obtenues sur un sol soumis à un écoulement montrent qu'il existe un seuil d'érosion, c'est-à-dire que l'érosion est supposée se produire si la contrainte exercée sur le sol par le fluide dépasse une valeur caractéristique du sol à un certain état de consolidation et de saturation. Au-dessous de cette valeur, le phénomène d'érosion n'apparaît pas. La valeur de seuil de la contrainte s'appelle contrainte de cisaillement critique  $\tau_c$ . Elle représente la sensibilité à l'érosion du type de sol étudié. (Shields, 1936) a été le premier à mettre en évidence la loi d'érosion d'un sol qui peut s'exprimer sous la forme :

$$\dot{\epsilon} = k_{er} \cdot (\tau - \tau_c) \quad (3.5.1)$$

Avec  $k_{er}$  le coefficient d'érosion.

## 5.2.DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX

De nombreux appareils permettant de qualifier ou quantifier le phénomène d'érosion interne ont été développés dans le passé. Ces essais sont réalisables au laboratoire ou in situ. Parmi ces essais on s'intéresse dans ce travail à l'essai d'érosion de trou (Hole Erosion Test), à l'essai triaxial d'érosion (Triaxial Erosion Test) et à l'essai érosion transverse (Cross Erosion Test).

### a. Essai d'érosion de trou (« Hole Erosion Test ») :

Ce type d'essai consiste à faire circuler un écoulement dans un trou préformé de l'échantillon avec cependant un suivi instrumenté de l'essai. Grâce aux paramètres mesurés et estimés tels que le débit, le gradient hydraulique et l'évolution du diamètre du trou, la contrainte de cisaillement et le taux d'érosion peuvent être dérivés. La figure 3.21 montre un schéma d'appareillage de Hole Erosion Test (HET) développé par (Wan, et al., 2002).

Afin de calculer le taux d'érosion  $\dot{\epsilon}$  et la contrainte de cisaillement critique  $\tau_c$ , il faut connaître le diamètre  $\phi$  du trou à chaque instant  $t$  pendant l'essai.

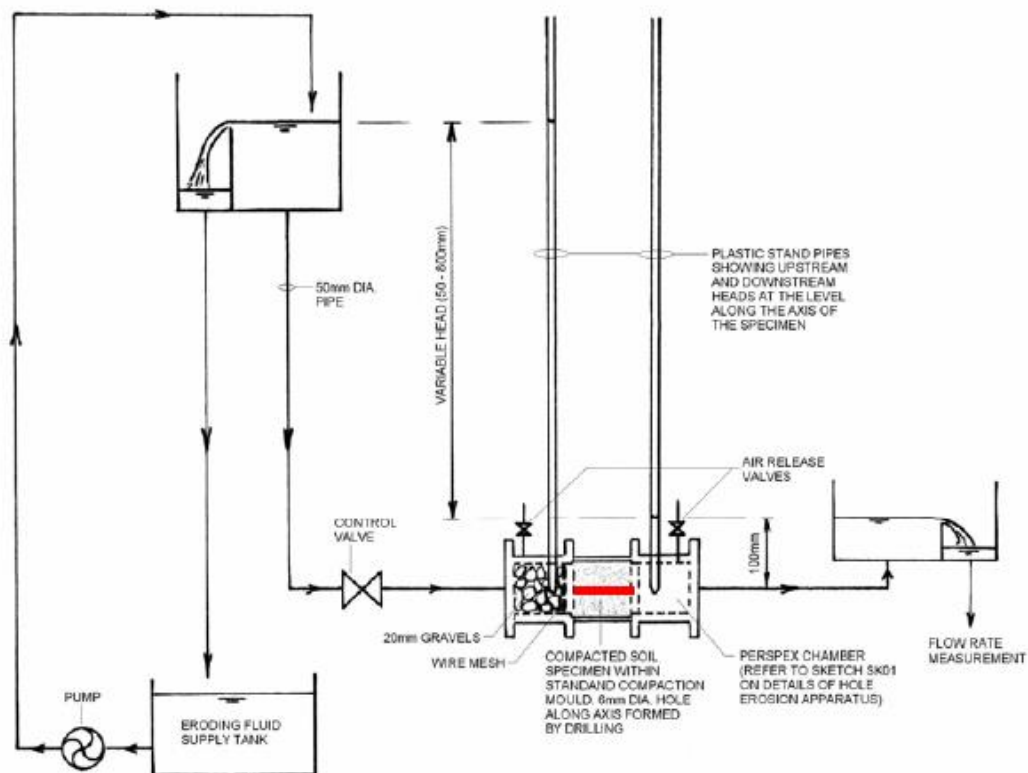


Figure 3.21 : Schéma d'appareillage de Hole Erosion Test (Wan, et al., 2002)

(Christensen, et al., 1973) cité par (Tuan Long, 2008) ont étudié l'influence de la contrainte de cisaillement, de la durée de l'essai, de la teneur en eau, de la température sur l'érosion du mélange (kaolinite / sable). Ils ont trouvé que l'érosion augmente linéairement avec la contrainte de cisaillement et la durée de l'essai. Le taux d'érosion diminue avec l'augmentation de la teneur en eau et de la température. Le taux d'érosion dépend fortement du type d'argile et son pourcentage.

(Lefebvre, et al., 1985), cité par (Tuan Long, 2008) ont travaillé sur l'argile intacte. Ils ont étudié l'influence de la structure naturelle de l'argile intacte sur le taux d'érosion. Leur conclusion est que l'échantillon d'argile intacte résiste à l'érosion beaucoup mieux que celui d'argile reconstituée.

(Wan, et al., 2004), ont travaillé sur les matériaux du noyau des barrages. Leur étude portait sur la résistance à l'érosion des 14 types de matériaux constitutifs du noyau des barrages. Un « indice du taux d'érosion » a été introduit pour classer la résistance à l'érosion. Une méthode simple a été proposée pour estimer la

---

vraisemblance de l'érosion interne et du renard dans les barrages en terre. Cependant le choix fait pour estimer la contrainte de cisaillement critique est discutable.

**b. Triaxial Erosion Test :**

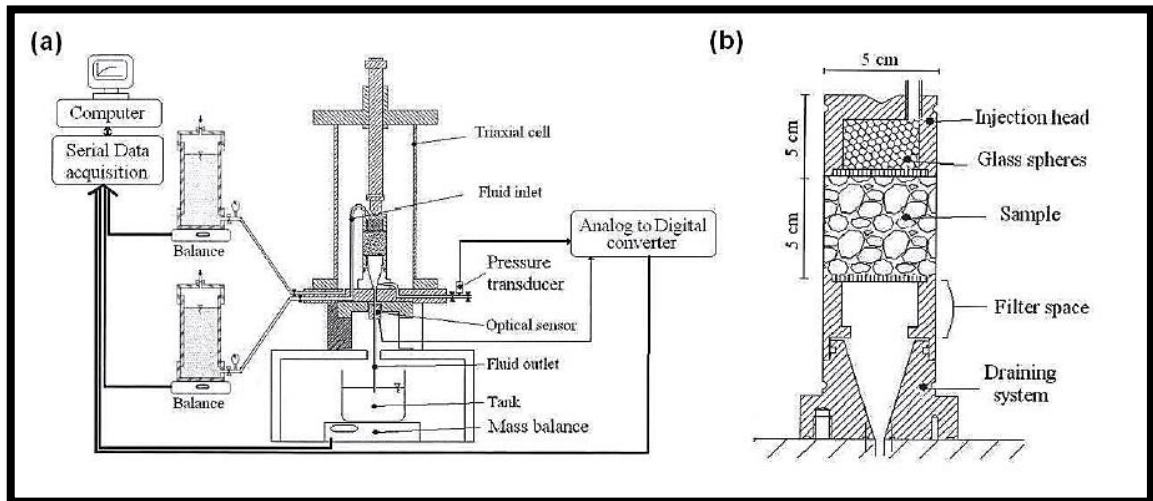
Ce dispositif est un montage modifié de l'appareil triaxial classique. Il permet de solliciter hydrauliquement et mécaniquement des éprouvettes de sol afin d'étudier la suffusion dans un volume généralement homogène. Il offre ainsi la possibilité de maîtriser le confinement pendant un essai tout en évitant l'apparition d'écoulements parasites autour des éprouvettes.

(Sanchez, et al., 1983), cité par (Haghighi, 2012) ont mené des essais sur les matériaux de cinq barrages en terre grâce à l'appareil triaxial d'érosion afin de calculer la contrainte de cisaillement et le taux d'érosion.

Ils ont trouvé que la teneur en eau a une influence plus importante sur l'érosion d'un sol limoneux que sur un sol de type argileux. L'augmentation de la concentration en ions dans le fluide diminue le taux d'érosion d'un sol limoneux plus significativement que dans le cas d'un sol argileux.

(Bendahmane, et al., 2008) ont développé une nouvelle version de l'essai pour optimiser l'injection du fluide interstitiel et la récolte de l'effluent. Pour éviter toute perturbation non contrôlée des éprouvettes reconstituées, ils ont proposé d'effectuer la saturation, la consolidation et la réalisation d'essais dans la même cellule à température et hygrométrie contrôlées. Le schéma du dispositif expérimental est illustré à la figure 3.22. Il est possible d'y exercer des sollicitations hydrauliques statiques et dynamiques avec un suivi automatisé.

Comme précédemment évoqué, il existe un gradient hydraulique critique d'initiation de l'érosion par suffusion. Ces études ont mis en évidence l'existence d'un second gradient critique correspondant à une érosion interne par renard. La diminution du pourcentage d'argile et de la pression de confinement amplifie la suffusion. En revanche contrairement à la suffusion, cette deuxième phase d'érosion régressive s'intensifie si la pression de confinement est augmentée.



**Figure 3.22 : Schéma du dispositif expérimental de Triaxial Erosion Test (a) montage du dispositif (b) cellule d'essai (Bendahmane, et al., 2008)**

### c. L'essai Erosion Transverse (Cross Erosion Test)

Cet essai nécessite deux forages pour réaliser un essai d'érosion interne de type « suffusion » (Figure 3.23). Dans le premier forage, de l'eau claire est injecté avec une charge imposée ( $h_f$ ) et un débit volumique ( $Q_f$ ). Dans le second forage, l'eau chargée de particules est recueillie. Le dispositif a été développé au laboratoire. Il est constitué d'une cuve de visualisation en plexiglass, de 55 cm de haut, de 50 cm de large et de 40 cm de profondeur. Un tube plastique de 6 cm de diamètre est utilisé pour injecter l'eau claire. Une pompe électrique permet d'extraire l'eau et les particules érodées dans le deuxième forage. La crépine de la pompe présente un diamètre d'ouverture de 1,5 mm. La distance entre le tube d'injection et la pompe est égale à 45 cm. Deux débitmètres placés respectivement à l'entrée et à la sortie permettent de mesurer le débit d'injection et le débit du pompage. Deux capteurs de pression sont utilisés pour mesurer la pression d'injection et la pression de pompage.

Une caméra endoscopique placée à la sortie, après la pompe, permet de filmer en continu, à travers un tube en verre, l'eau chargée de particules érodées. Les images recueillies sont traitées à l'aide d'une analyse spectrale. Au préalable, un test de calibration a été effectué sur une concentration croissante de particules. A la sortie, les particules érodées sont quantifiées à l'aide d'une balance de précision ( $\pm 0,01g$ ).

(Duc, et al., 2013)

Le gradient hydraulique expérimental ( $i$ ) est comparé avec le gradient critique de Terzaghi ( $i_{cT}$ ) mis sous la forme :

$$i_{cT} = \left( \frac{\rho_d}{\rho_w} - 1 \right) (1 - n) \quad (3.5.2)$$

où  $n$  est la porosité du sol,  $\rho_d$  la masse volumique sèche du sol et  $\rho_w$  la masse volumique de l'eau.

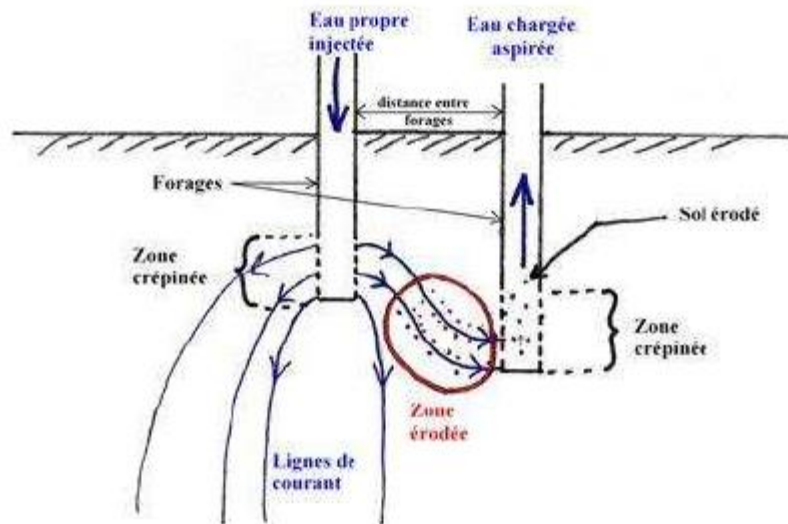


Figure 3.23 : Le principe de l'essai d'érosion transverse (Duc, et al., 2013)

## 6. LIMITE DE L'APPROCHE ACTUELLE

Parmi les paramètres influençant le phénomène d'érosion, la contrainte de cisaillement critique et le taux d'érosion semblent être les meilleurs paramètres pour caractériser la sensibilité à l'érosion du sol. Cependant, la façon de mesurer, ou bien de calculer, ces deux paramètres est assez arbitraire avec des valeurs qui dépendent de la méthode d'essai et de l'interprétation des opérateurs. Plus récemment, un des essais qui connaît le plus grand développement est l'essai d'érosion de trou (Hole erosion test). Cet essai a permis d'avancer considérablement dans notre domaine d'étude, notamment avec les travaux de Wan et Fell (2002, 2004) qui ont réalisé un grand nombre d'essais.

Afin de calculer le taux d'érosion  $\dot{e}$  et la contrainte de cisaillement critique  $\tau_c$ , il faut connaître le diamètre  $\phi$  du trou à chaque instant  $t$  pendant l'essai.



$$\tau = \frac{\phi}{4} \frac{\Delta P}{L} \quad (3.6.1)$$

$$\dot{\epsilon} = \rho_s \frac{d\phi}{2 dt} \quad (3.6.2)$$

Avec  $\Delta P$  : différence de pression entre l'amont et l'aval de l'échantillon,

$L$  : longueur de l'échantillon,

$\rho_s$  : densité sèche du sol,

La première équation est établie en considérant l'équilibre des forces le long du trou sur le fluide, d'une part en reliant la contrainte de cisaillement aux caractéristiques géométriques du trou et à la différence de pression ( $\tau \times L \times P_t = \Delta P \times S$  avec  $P_t$  : périmètre mouillé et  $S$  : section).

La seconde relation est basée sur la détermination d'une relation entre le taux d'érosion par unité de surface  $\dot{\epsilon}$  et le diamètre du trou à partir d'un bilan de masse solide entre  $t$  et  $t+dt$ .

Les paramètres tels que  $\Delta P$ ,  $L$  ou  $\rho_s$  sont connus à partir des mesures enregistrées. Le paramètre restant, le plus difficile à déterminer, pour calculer la contrainte de cisaillement  $\tau$  et le taux d'érosion  $\dot{\epsilon}$  est le diamètre  $\phi(t)$  du trou au cours de l'essai.

#### Détermination de la loi d'évolution du diamètre :

La vitesse moyenne  $v$  est reliée directement au débit  $Q$  par la relation :

$$v = \frac{4Q}{\pi\phi^2} \quad (3.6.3)$$

Il convient ensuite de déterminer la nature du régime d'écoulement : laminaire ou turbulent. Pour cela il faut calculer le nombre de Reynolds  $Re$  (équation 1.3.5).

A partir de là, l'écoulement est caractérisé par des facteurs « de friction » qui ont des définitions différentes selon le type d'écoulement.

Pour un régime **laminaire**, et de manière exacte dans le cas d'un écoulement de conduite, il est supposé une relation linéaire entre la contrainte de cisaillement et la vitesse :

$$\tau = f_L \cdot v \quad \text{où} \quad f_L = \frac{\tau}{v} = \frac{\pi \rho g i}{16} \frac{\phi^3}{Q} \quad (3.6.4)$$

$f_L$  : Facteur de friction.

Avec «  $i$  » le gradient hydraulique ( $\Delta P/L = \rho g i$ ) et finalement :

$$\phi = \left( \frac{16 Q f_L}{\pi \rho g i} \right)^{1/3} \quad (3.6.5)$$

Pour un régime turbulent, dans le cadre des travaux de Wan et Fell, la contrainte de cisaillement est supposée proportionnelle au carré de la vitesse :

$$\tau = f_T v^2 \quad \text{avec} \quad f_T = \frac{\rho g \pi^2 i}{64} \frac{\phi^5}{Q^2} \quad (3.6.6)$$

Et finalement :

$$\phi = \left( \frac{64 Q^2 f_T}{\pi^2 \rho g i} \right)^{1/5} \quad (3.6.7)$$

L'évolution du diamètre en fonction du temps est représentée graphiquement et la pente de la courbe  $\frac{d\phi}{dt}$  est déterminée à chaque instant  $t$ .

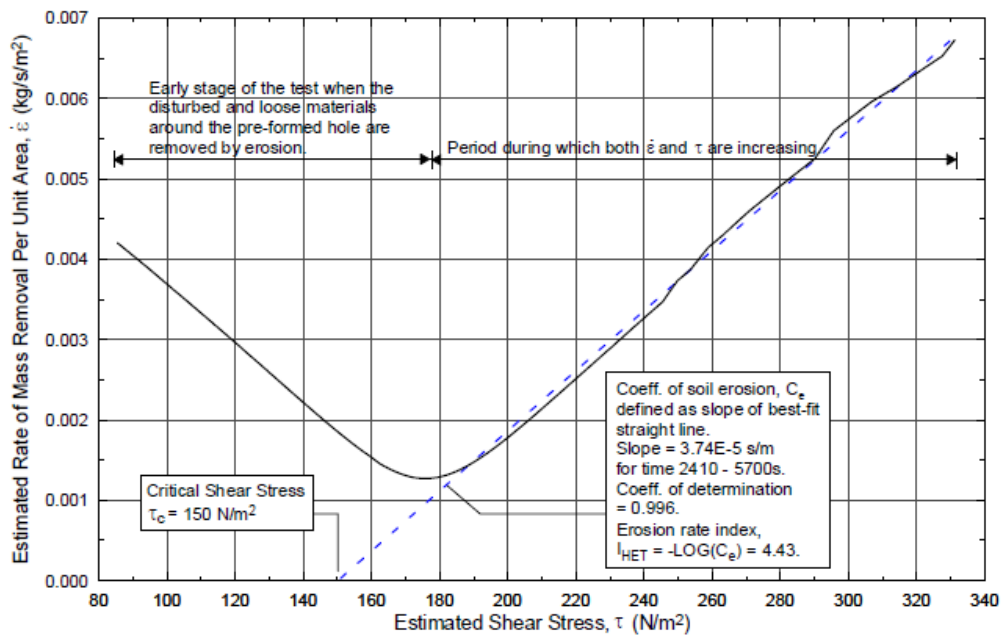


Figure 3.24 : Résultats typiques de Wan et Fell (2002)

La contrainte de cisaillement  $\tau$  et le taux d'érosion par unité de surface  $\dot{\epsilon}$  sont calculés respectivement à partir des équations 3.6.1 et 3.6.2 puis leur évolution est représentée graphiquement.

L'évolution de  $\dot{\epsilon}$  en fonction de  $\tau$  est tracée et on détermine les paramètres de la loi d'érosion graphiquement :

$$\dot{\epsilon} = C_e (\tau - \tau_c) \quad (3.6.8)$$

La contrainte critique  $\tau_c$  et la pente  $C_e$  (noté également  $k_{er}$ ) de la courbe sont déterminées comme sur la figure 3.24.

La principale limitation dans l'interprétation des essais de Wan et Fell réside dans l'hypothèse d'une évolution linéaire des facteurs « de friction ». Cette hypothèse est utilisée pour palier à l'absence de mesure instantanée du diamètre du trou. Cependant plusieurs problèmes majeurs se posent : absence d'arguments physiques validant cette hypothèse et grande sensibilité des grandeurs estimés sur les facteurs de frictions initiaux et finaux.

D'une manière générale pour pallier le phénomène de boulangerie, et érosion régressive (pouvant aboutir sur un renard), il faudrait :

- Augmenter la contrainte totale à l'aide de surcharge. Cette surcharge comprendra en partie des filtres.
- Réduire le gradient hydraulique en augmentant le chemin d'écoulement.
- Utiliser les filtres pour éviter la migration des fines particules et par conséquent pallier l'érosion régressive des sols. (Bekkouche, 2016)

## 7. REGLE DE LANE ET BLIGH :

Il se produira un phénomène de renard si le gradient générant l'écoulement dans la structure sortant perpendiculairement à la surface du sol dépasse une valeur critique qui dépend de la taille des particules,  $D_{50}$ , et du coefficient d'uniformité ( $C_U = D_{60}/D_{10}$ ) de la couche sensible (perméable).

Il est possible d'empêcher la formation d'un renard en s'assurant que la valeur de  $L$  (m) est supérieure à la valeur de  $C_k \Delta H$  (voir l'Équation 3.7.1), ou que le gradient ( $\Delta H/L$ ) n'excède pas une valeur maximale critique égale à :  $1/C_k$ .

$$\frac{\Delta H}{L} < \frac{1}{C_k} \quad \text{ou} \quad L > C_k \cdot \Delta H \quad (3.7.1.)$$

où  $C_k$  = coefficient qui dépend de la nature du sol (Lane, 1935) (Bligh, 1912)

Type de sol	$C_k$ (Lane)	$C_k$ (Bligh)
Sable très fin ou limon	8.5	18
Sable fin	7	15
Sable à grains moyens	6	—
Sable grossier	5	12
Graviers de dimension moyenne	3.5	—
Graviers grossiers	3	—
Enrochement, graviers et sable	—	4 à 6
Argile	2 à 3	—

**Tableau 2 : Valeurs du coefficient  $C_k$ , selon Bligh (1912) et Lane (1935) cité par (CETMEF, 2014)**

Bligh définit la longueur d'écoulement par la somme des longueurs de l'écoulement horizontal et de l'écoulement vertical ( $L = L_v + L_h$ ). Lane, quant à lui, indique qu'elle peut être calculée en additionnant la longueur de l'écoulement vertical et un tiers de la longueur de l'écoulement horizontal :  $L = L_v + L_h/3$ .

## 8. CONCLUSION

Le phénomène d'érosion interne peut être séparé en deux processus, le détachement des particules, et leur migration. Deux événements sont alors possibles, soit les particules migrent, soit elles sont arrêtées et bouchent la fissure. Cet événement dépend de la taille des particules pouvant se déplacer ainsi que des caractéristiques du milieu où elles vont y aller.

L'analyse des ruptures des barrages a permis d'identifier les différentes causes pouvant être à l'origine de l'état critique d'érosion interne. De telles causes sont difficilement quantifiables, mais leurs identifications permettent d'améliorer la conception et la construction.

Il est très difficile de déterminer avec exactitude le moment et l'endroit où s'amorce la rupture par érosion interne. Leur absence est impossible à garantir, mais par contre son risque d'apparition est fortement réduit par une surveillance bien élaborée.

# CHAPITRE 4 : DISPERSION DES SOLS ARGILEUX

---

## 1. INTRODUCTION

Plusieurs ouvrages hydrauliques ont subi des problèmes d'érosion grâce à la présence des sols dispersifs dans le corps de barrage, c'est pour cela qu'il est toujours nécessaire de passer par une étape préliminaire des sols dans chaque projet, c'est-à-dire une étape qui consiste à faire une étude bien profonde sur la dispersion des différents sols spécialement des argiles vues qu'ils sont les plus menacées.

Les sols dispersifs sont caractérisés par une structure instable, facilement déflocule dans l'eau, et donc très érodable (Zorluer, et al., 2010) cité par (BELARBI, 2014). Les sols dispersifs sont sensibles à l'érosion dans la nature et ont tendance à séparer en présence d'eau et d'éroder sous une petite vitesse d'écoulement conduisant à des problèmes de stabilité des ouvrages en terre.

L'érosion due à la dispersion du sol dépend de la minéralogie et de la composition chimique de l'argile ainsi les sels dissous dans l'eau interstitielle. La dispersivité du sol est principalement due à la présence de sodium échangeable présent dans la structure des argiles d'où les forces attractives sont moins que les forces répulsives, et cela conduira la particule à se séparer et à se déplacer en suspension.

Dans ce chapitre nous allons rappeler dans un premier temps quelques notions de minéralogie des argiles, puis regarder le mécanisme d'érosion par dispersion et les facteurs qui l'affectent, et enfin nous allons citer quelques essais expérimentaux pour identifier le phénomène.

## 2. MINÉRALOGIE DES ARGILES

Les argiles sont les produits de décomposition des roches siliceuses par désagrégation physique et mécanique puis par altération chimique. La famille des minéraux argileux regroupe tous les silicates hydratés appartenant au groupe des

phyllosilicates. Les minéraux argileux ont une structure ionique telle qu'ils interagissent fortement avec les molécules polaires de l'eau : ces minéraux sont entourés d'une couche d'eau fortement liée qui influence grandement le comportement macroscopique de ce matériau. Une particule d'argile est formée d'un empilement de feuillets élémentaires constitués par l'association de deux unités structurales de base : le tétraèdre de silice et l'octaèdre d'alumine.

Le tétraèdre de silice est formé de 4 atomes d'oxygène entourant un atome de silicium équidistant de chacun d'eux. Ces tétraèdres se combinent selon un arrangement plan hexagonal, les atomes d'oxygènes étant dans un même plan et chacun d'eux étant commun à deux tétraèdres (Figure 4.1). Un des atomes d'oxygène possède une valence libre et peut être mis en commun avec un autre feuillet.

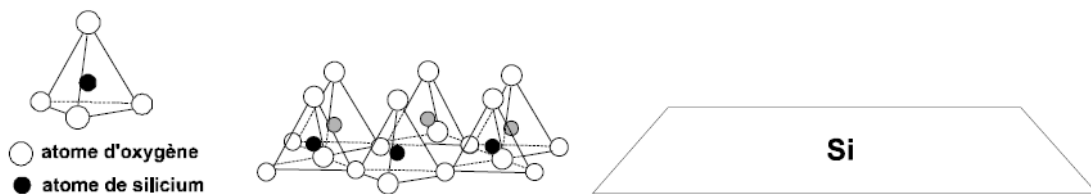


Figure 4.1 : couche tétraédrique de silice (Tuan Long, 2008)

L'octaèdre d'alumine est constitué de 6 hydroxyles entourant un atome d'aluminium ou de magnésium équidistant de chacun d'eux. Ces octaèdres se combinent entre eux pour former une couche plane (Figure 4.2).

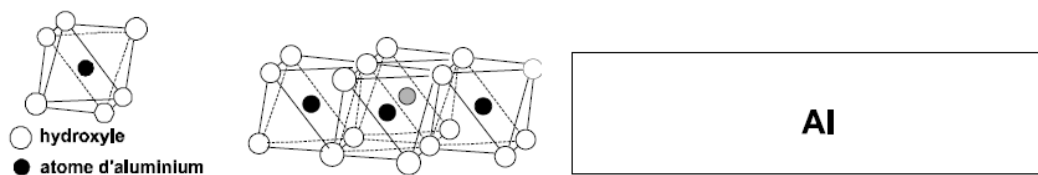


Figure 4.2 : couche octaédrique d'alumine (Tuan Long, 2008)

Les feuillets d'argile sont alors une combinaison de ces unités de base. Le feuillet élémentaire idéal d'argile se compose d'un empilement de 2 ou 3 unités de base. Les liens de covalence et les liaisons ioniques assurent les liaisons rigides du feuillet élémentaire ; des liaisons moins fortes, mais très importantes et essentielles, assurent l'assemblage des feuillets élémentaires pour former les particules d'argile qui comportent un nombre de feuillets plus ou moins important suivant le type d'argile.

- Les forces de liaison entre feuillets sont principalement les forces d'attraction moléculaires de Van der Waals, les liaisons hydrogènes et les liaisons dues aux substitutions isomorphes.

- Les forces d'attraction moléculaires de Van der Waals sont des liaisons faibles.
- Les liaisons hydrogènes se forment avec des atomes fortement électronégatifs, dans le cas des argiles, généralement l'oxygène.
- Les substitutions isomorphes consistent dans le remplacement de certains cations constitutifs du réseau cristallin par d'autres de moindre valence, ce qui crée des déficits de charge qui affaiblissent les forces ioniques de liaison entre les feuillets (remplacement d'un  $\text{Si}^{4+}$  par un ion  $\text{Al}^{3+}$  dans la couche tétraédrique de silice, d'un ion  $\text{Al}^{3+}$  par un ion  $\text{Mg}^{2+}$  dans la couche octaédrique d'alumine etc.). Les particules d'argiles acquièrent une charge négative et peuvent adsorber de façon réversible des cations et des dipôles d'eau pour atteindre l'électroneutralité. La capacité d'échange ionique (C.E.C.) permet de mesurer cette charge et représente la charge positive nécessaire pour arriver à l'électroneutralité (milliéquivalents/100 g d'argile sèche).

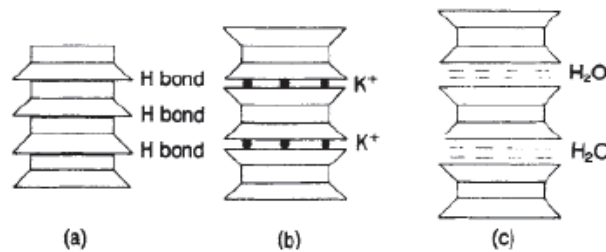
Les particules d'argile sont donc soumises à un ensemble de forces d'attraction et de répulsion qui varient avec la teneur en eau et dépendent des substitutions isomorphes. Malgré la simplicité apparente de la structure des argiles, on en dénombre un très grand nombre d'espèces qui se distinguent par les défauts liés à ces substitutions isomorphes au moment de la formation. L'arrangement des particules de sols argileux, qui interagissent avec l'eau et les ions qu'elle transporte, dépend beaucoup du milieu de déposition (notamment de sa salinité).

Les trois types les plus couramment rencontrés sont **la kaolinite**, **l'illite** et **la smectite**. La différence principale de ces trois structures est l'espacement entre des couches de cristaux élémentaires. Dans les kaolinites, le feuillet élémentaire est composé d'une couche de silice et d'une couche d'alumine. Les feuillets sont liés les uns aux autres par des liaisons hydrogènes (Figure I.5a). De ce fait, une particule de kaolinite comporte 100 à 150 feuillets qui lui donnent une épaisseur de 0,1  $\mu\text{m}$  et une largeur de 1  $\mu\text{m}$ . Dans les illites, le feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine entre deux couches de silice. Le déficit de charge qui en résulte est compensé par les ions potassium qui assurent des liaisons assez fortes entre les feuillets (Figure 4.3b). La particule d'illite comporte une dizaine de feuillets qui lui donne une épaisseur de 10 nm et une largeur de 0,3  $\mu\text{m}$ . Enfin dans les smectites couramment connues sous le nom de montmorillonite, le feuillet élémentaire est également composé d'une couche



d'alumine entre deux couches de silice. En revanche, l'espace inter feuillet est rempli d'eau chargée en cations ( $\text{Na}^+$  pour les montmorillonites sodiques et  $\text{Ca}^{2+}$  pour les montmorillonites calciques) (Figure 4.3c). Les liaisons entre feuillets étant très faibles, ces argiles sont très sensibles à la teneur en eau et ont un fort potentiel de gonflement et de retrait. L'épaisseur d'une particule de montmorillonite peut être très faible puisque, contrairement aux autres argiles, on peut isoler un feuillet élémentaire (environ 1 nm

D'épaisseur et 0.1  $\mu\text{m}$  de largeur).



**Figure 4.3 : Structures des feuillets d'argiles (a) kaolinite (b) illite (c) Montmorillonite source (Craig, 2004) cité par (Haghighi, 2012)**

Il existe bien entendu des minéraux interstratifiés formés d'un empilement régulier ou irrégulier de feuillets de deux types différents et dont l'un des feuillets est de type smectite et dont le comportement peut s'avérer gonflant (corrensite, tosudite, kaolinite-montmorillonite, saponite-chlorite, montmorillonite-mica, illite-montmorillonite).

Au niveau de la pratique, ces propriétés liées à la minéralogie de l'argile sont définies par les limites d'Atterberg. On utilise pour cela le diagramme de Casagrande qui permet de classer la fraction argileuse selon sa sensibilité à l'eau (Figure 4.4). On emploie alors le terme de plasticité. Ce diagramme a été construit à partir de nombreuses constatations expérimentales. Ces limites sont un élément essentiel des classifications des sols.

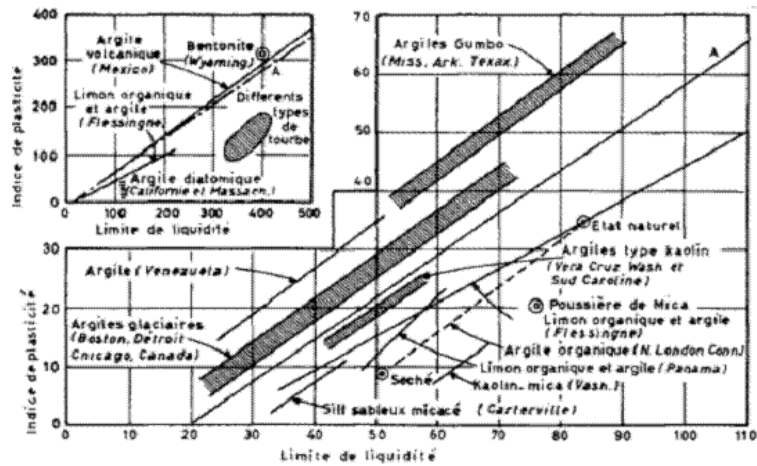


Figure 4.4 : Diagramme de Casagrande

La phase solide c'est-à-dire les microstructures rencontrées sont plus ou moins dispersées et orientées de façon privilégiée dans une direction. Nous retiendrons que la pesanteur joue un rôle secondaire dans l'arrangement des particules d'argiles et que les forces dominantes sont les forces d'attraction et de répulsion électrique, qui conditionnent le volume occupé par une masse donnée de particules d'argile. Les divers arrangements représentent généralement la différence de teneur en eau.

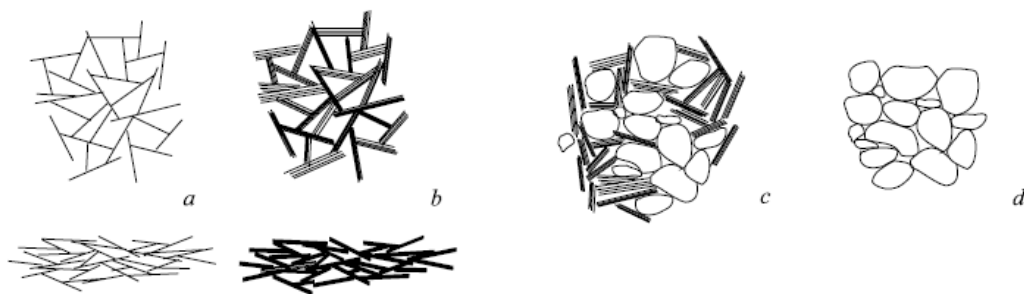


Figure 4.5 : a) flocculé mais dispersé (assemblage orthogonal et parallèle) b) flocculé et agrégé (assemblage orthogonal et parallèle) c) sable ou silt interagissant avec des plaquettes d) silt ou sable

Les différents modes d'associations de plaquettes d'argiles et de grains sont représentés sur la Figure 4.5. La floculation des particules d'argile (qui leur fait occuper un plus grand volume) est favorisée par l'augmentation de la concentration en électrolyte (par exemple le chlorure de calcium), de la valence des ions et de la température (Tuan Long, 2008) et elle diminue quand augmente la constante diélectrique, la taille des ions et le pH. Le résultat final de ces interactions physico-chimiques des particules lors de la sédimentation des argiles est qu'il existe des structures plus ou moins lâches.

---

### 3. MÉCANISME D'ÉROSION PAR DISPERSION

Pour mieux expliquer la perturbation qui apparaît à l'intérieur de la microstructure argileuse et qui favorise la dispersion des particules, quatre mécanismes distincts interviennent dans l'érosion par dispersion : l'hydratation, la désaération, le gonflement et finalement la dispersion proprement dite (Holmgren et Flanagan, 1977).

**L'hydratation et la désaération** sont les premiers processus physiques qui conduisent à la désintégration d'un grumeau de sol non saturé, qui est constitué par un assemblage de particules. L'assemblage est détruit violemment quand l'eau moléculaire arrive à sa position d'équilibre, du point de vue énergétique, à la surface des particules. De plus, si le front d'hydratation pénètre à l'intérieur du sol, l'air subit une compression qui engendre une pression. Les deux processus, hydratation et désaération, continuent jusqu'au moment où l'argile est complètement mouillée et que toutes les bulles d'air se sont échappées (sol complètement saturé). Le matériau qui en résulte perd sa structure initiale. Ces processus sont très rapides, habituellement ils durent quelques minutes là où le sol est effectivement en contact avec l'eau.

**Le gonflement et la désagrégation** constituent la deuxième étape du phénomène de destruction d'un sol par dispersion. Le gonflement apparaît lorsque la concentration ionique à l'intérieure de la phase solide (matrice de sol) est plus grande que celle de la solution qui l'entoure (liquide d'érosion). Il existe une différence de concentration en électrolytes entre la solution et le voisinage immédiat des particules. L'eau a, par conséquent, tendance à réagir en vue d'une égalisation des concentrations. Il se produit en quelque sorte une pénétration de l'eau dans les pores qui provoque la dilatation de la masse de sol.

La concentration ionique dans la solution interstitielle du sol a deux origines : l'existence de sels libres dans l'eau interstitielle et l'existence d'ions neutralisés par les charges électriques localisées à l'intérieur des particules. Le gonflement développé par les sels libres diminue au fur et à mesure que ces sels sont lavés par l'action de l'eau (dissolution). Les ions liés ne peuvent pas être libérés par diffusion. Par conséquent, les particules de sol retiennent de l'eau et des sels. Le sol s'imprègne d'eau et gonfle, les particules se séparent progressivement et les forces d'attraction diminuent en intensité. Le résultat de ce processus est la fissuration de la masse solide.

**La dispersion proprement dite** se produit lorsque le processus de relâchement des particules est suffisamment grand pour produire un fort déplacement relatif entre les

---

particules (feuillet) constituant le sol. Selon le comportement observé on qualifiera cette dispersion comme une défloculation ou une dissolution.

#### 4. FACTEURS INFLUENÇANT LA DISPERSION

La principale propriété de l'argile renseignant sur la susceptibilité à la dispersion du matériau est la quantité de sodium  $\text{Na}^+$  qui joue le rôle de cation compensateur de la charge négative portée par les feuillets argileux. D'autres facteurs influencent également le phénomène. Nous présentons ici les principaux facteurs mis en évidence par Holmgren et Flanagan (1977).

##### 4.1.LA PRESENCE DES IONS SODIUM

Le sodium agit comme un agent dispersant principalement en raison de sa charge ionique +1 et du rayon important de l'ion hydraté. Le nombre de cations monovalents de sodium qui sont attirés par les feuillets d'argile pour réaliser l'équilibre électrique est deux fois plus grand que le nombre de cations divalents. Aussi, le potentiel osmotique (qui est directement proportionnel au nombre d'ions présents dans le système) est plus grand.

De plus, à cause de sa monovalence, les forces d'attraction entre le feuillet d'argile et l'ion sodium sont moins fortes que pour les ions di- ou trivalents. Par conséquent, les ions sodium se rangent préférentiellement vers la surface des particules et ont une action répulsive qui éloigne celles-ci. Dans ces conditions, les forces d'attraction de type Van der Waals sont faibles et la dispersion devient possible.

Ainsi, les ions sodium arrivent à initier la dispersion par création d'un grand potentiel osmotique lors du mouvement de l'eau entre les particules et par augmentation de la répulsion entre les particules.

Les ions calcium ou magnésium divalents et d'aluminium trivalent sont d'autres ions que l'on trouve habituellement dans le sol. Ces cations ont tendance à empêcher le phénomène de dispersion. L'ion potassium a lui aussi une charge ionique +1, mais il peut être plus facilement incorporé dans la structure cristalline de l'argile (le rayon de  $\text{K}^+$  hydraté est plus petit que celui de  $\text{Na}^+$  et cet ion perd plus facilement son cortège de

molécule d'eau d'hydratation que  $\text{Na}^+$ ). En conséquence, l'ion  $\text{K}^+$  aura une influence plus faible sur la dispersion par rapport à l'ion  $\text{Na}^+$  (Tuan Long, 2008).

#### 4.2.LE MODE D'EMPILEMENT DES FEUILLETS D'ARGILE

Le mode d'empilement de feuillets identiques ou de type différent peut donner une explication valable de la dispersion spontanée même à de faibles concentrations de sodium dans la structure argileuse.

Il est bien connu que les particules d'argile de type montmorillonite se présentent en paquets constitués d'un conglomérat de quatre à neuf feuillets empilés en parallèle. Ce type de structure présente une préférence pour les ions calcium dans les couches intérieures de l'empilement. Ainsi se produit une réorganisation des cations attirés. Les ions sodium se localisent en surface de l'empilement des feuillets et la concentration sodique augmente fortement. La surface externe de l'empilement sera recouverte au fur et à mesure par des cations de sodium liés, jusqu'à une certaine concentration sodique limite. Au-delà de cette concentration, les ions de sodium commencent à pénétrer entre les couches et un gonflement interne de la structure ou une séparation des paquets sous forme d'unités plus petites peut apparaître, favorisant ainsi la dispersion.

#### 4.3.LA CONCENTRATION EN SELS DU FLUIDE D'EROSION

La dissolution des sels en forte concentration dans l'eau d'érosion est aussi une cause d'apparition du phénomène osmotique évolutif (Moriwaki et Mitchell, 1977). Cette concentration saline constitue un facteur sensible qui contrôle la dispersion, même à de faibles quantités de sodium dans la structure.

Si la concentration en sel augmente, l'épaisseur de la couche ionique diminue jusqu'à une certaine concentration au-dessus de laquelle les forces attractives sont dominantes et les particules ne peuvent pas se disperser.

En conséquence, si la concentration en sels dans l'eau d'érosion augmente, la dispersion diminue. Mais, si le sol a un taux d'absorption de sodium très élevé, il reste dispersant même pour de fortes concentrations salines.

#### 4.4.LE PH DU FLUIDE D'EROSION

Le pH du fluide d'érosion, relié à sa concentration en ions  $\text{H}^+$ , a lui aussi une influence sur la capacité de dispersion du sol. Cette influence est due à l'existence dans

---

la solution, en contact direct avec le sol, d'ions  $H^+$  qui modifient le chargement électrique des feuillets d'argile.

Lorsque le pH est élevé ( $pH > 9$ ), correspondant à une faible concentration en ions  $H^+$  dans la solution, le chargement négatif des feuillets augmente.

En revanche, pour de faibles pH ( $pH < 5$ ), les ions  $H^+$  sont attirés en grand nombre vers la surface des feuillets, produisant une diminution de la charge électrique négative, charge qui peut devenir positive. Il est alors possible que des forces d'attraction entre des charges de signes différents apparaissent, ce qui diminue la dispersion de l'argile.

#### 4.5.LA STRUCTURE DU MINERAL ARGILEUX

L'espèce argileuse la plus dispersive est la montmorillonite compte tenu de la présence, dans la zone interfeuille, de cations compensateurs sodium ou calcium. La liaison entre deux feuillets élémentaires, où se retrouvent face à face deux couches tétraédriques, est très faible, raison de la présence des atomes d'oxygène. Les molécules polaires d'eau s'associent d'abord avec les cations échangeables, qui s'hydratent. D'autres molécules d'eau seront absorbées à la surface des feuillets d'argile par l'intermédiaire de liaisons hydrogène. Comme ces liaisons sont moins fortes que celles créées par l'intermédiaire des cations, la structure d'argile peut gonfler facilement et sa capacité de dispersion augmente avec l'absorption d'eau.

La structure de l'illite est identique à celle de la montmorillonite, mais la présence d'ion  $K^+$  rééquilibre électriquement les feuillets et renforce les liaisons entre feuillets élémentaires. Ces argiles sont donc moins sensibles à la dispersion.

En revanche, la kaolinite, constituée par la superposition d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique, est peu dispersive. La liaison entre les deux couches qui composent le feuillet élémentaire est très forte (les deux éléments sont pratiquement indissociables). Les liaisons entre les feuillets superposés sont, elles aussi, très fortes grâce aux ions  $OH^-$ . Ainsi l'empilement de feuillets est difficilement dissociable, et donc la capacité de dispersion est faible.

Le Tableau 3 liste les facteurs qui favorisent la dispersion du sol.

	<b>Facteur favorisant la dispersion</b>
Sol	Présence de cation de sodium
	Le type d'empilement des feuillets pour former des agrégats dans le cas de la montmorillonite
	La présence d'une structure argileuse de type TOT (empilement de couche tétraédrique/octaédrique/ tétraédrique) rencontrée pour les montmorillonites ou les illites
Fluide	Faible concentration en sel
	PH élevé

**Tableau 3 : Facteurs qui favorisent la dispersion du sol**

## 5. CARACTERISATION DE LA DISPERSION

Le phénomène d'érosion est étroitement lié à la présence de particules fines (notamment argileuses) dans le sol. La dispersion correspond alors au processus de défloculation c'est-à-dire que les particules se détachent les unes des autres dans le milieu aqueux. Ce phénomène s'accompagne généralement d'une augmentation de la perméabilité et d'une perte de cohésion globale.

La dispersion des argiles se détermine au travers d'essais simples car aucune sollicitation mécanique n'est nécessaire. Ces essais sont, pour la plupart, normalisés et largement appliqués dans la pratique. Par conséquent, il existe des bases de données très riches de résultats pour ces essais (à l'exemple de ASTM STP623). En revanche, l'application de ces essais est limitée à certains types de sols et les résultats, majoritairement qualitatifs, doivent toujours être interprétés avec prudence.

### 5.1.ESSAI D'EMIETTAGE (CRUMB TEST – ASTM D 6572-00)

Cet essai est considéré comme la plus simple méthode pour identifier les sols dispersifs, il est basé uniquement sur des observations qualitatives directes.

Comparativement aux autres essais, qui estiment la susceptibilité des argiles à se disperser, le processus de dispersion est effectif dans le cas de Crumb Test.

L'essai n'est pas applicable pour des sols dont le pourcentage des fines (<0,005 mm) est inférieur à 12% ; ainsi pour les sols dont l'indice de plasticité est inférieur à 8%.

La procédure donnée par la norme ASTM est basée sur deux méthodes citées par (BELARBI, 2014):

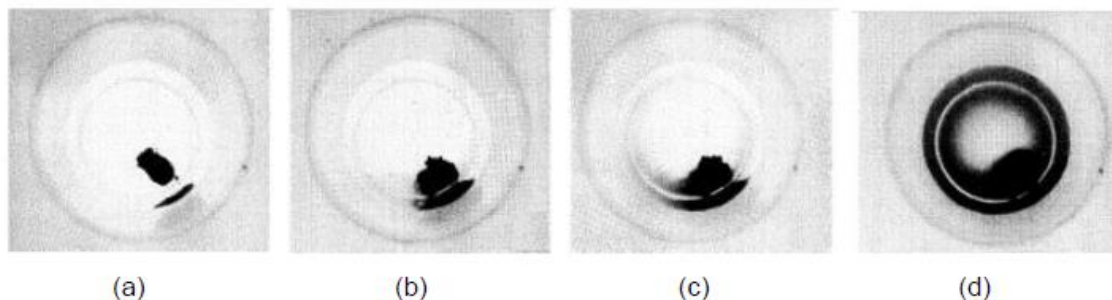
**Méthode A** : pour les sols non remaniés : Un échantillon de sol sous forme approximative, d'un cube de dimension de 15 mm de chaque côté et préservé à sa

teneur en eau naturelle, si ces échantillons ne sont pas disponibles, des échantillons cubiques de plus petite taille peuvent être utilisés, mais ils ne doivent pas être inférieurs à 7 mm de côté.

**Méthode B** : pour les sols remaniés : consiste à reconstituer un échantillon de sol qui passe dans le tamis 2 mm, par une légère compression des cubes d'environ 15 mm de côté.

Soigneusement placer les échantillons de sol dans un bêcher contenant de l'eau distillée (250 ml). L'échantillon doit être prélevé et posé sur le fond du bêcher. La tendance des particules de sol à se disperser en une suspension colloïdale se fait par observation du nuage formé au bout de 2 minutes, 1 heure et 6 heures. Selon le degré de turbidité du nuage, le sol est classé dans un des quatre niveaux de dispersion suivants :

- Classe 1 (Non-dispersif, figure 4.6.a) : aucun nuage n'est apparu ;
- Classe 2 (moyennement dispersif, figure 4.6.b) : formation d'un nuage limité autour de l'échantillon ;
- Classe 3 (dispersif, figure 4.6.c) : formation d'un nuage appréciable qui ne couvre pas toute la bordure du fond du récipient ;
- Classe 4 (fortement dispersif, figure 4.6.d) : formation d'un nuage qui recouvre toute la bordure du fond du récipient, éventuellement toute l'eau devient trouble.



**Figure 4.6 : Essais typiques de Crumb test (Nelson, 1991) cité par (BELARBI, 2014)**

L'essai est aisément reproductible, n'est pas coûteux, il ne demande pas des appareils et il peut être réalisé dans le laboratoire ainsi sur site, mais avec des capacités limitées, car son interprétation comparative n'est basée que sur des observations visuelles.



## 5.2.ESSAI SEDIMENTOMETRIQUE EN PARALLELE (DOUBLE HYDROMETER TEST D 4221-99)

L'essai consiste à établir la granulométrie de l'argile de deux manières (figure 4.7)

La première est effectuée en utilisant un essai standard, dans lequel l'échantillon d'argile est dispersé à l'aide d'un agent chimique (hexamétaphosphate de sodium) et par l'agitation mécanique. La deuxième manière de sédimentométrie est effectuée sans agent dispersant et sans agitation mécanique. La différence entre les deux granulométries ainsi obtenues, montre la tendance à la dispersion naturelle de l'argile testée. L'essai est applicable uniquement aux sols qui ont plus de 12% de fines (<5 µm) et dont la plasticité est supérieure à 4.

L'essai conduit à établir le taux de dispersion D, défini par le rapport entre les pourcentages de fines inférieures à 5 microns dans les deux cas spécifiques d'essai :

$$D = \frac{\% \text{ fines } < 5 \mu\text{m (sans dispersant)}}{\% \text{ fines } < 5 \mu\text{m (avec dispersant)}} * 100 \quad (4.5.1.)$$

Selon la norme ASTM, si D est proche de 100%, le sol étudié est complètement dispersif, autrement dit, l'argile déflocule naturellement dans l'eau. En revanche, si D est très faible, proche de zéro, le matériau est parfaitement non-dispersif, c'est-à-dire que l'argile reste floculée en condition normale (sans agent dispersant et sans agitation mécanique) dans l'eau.

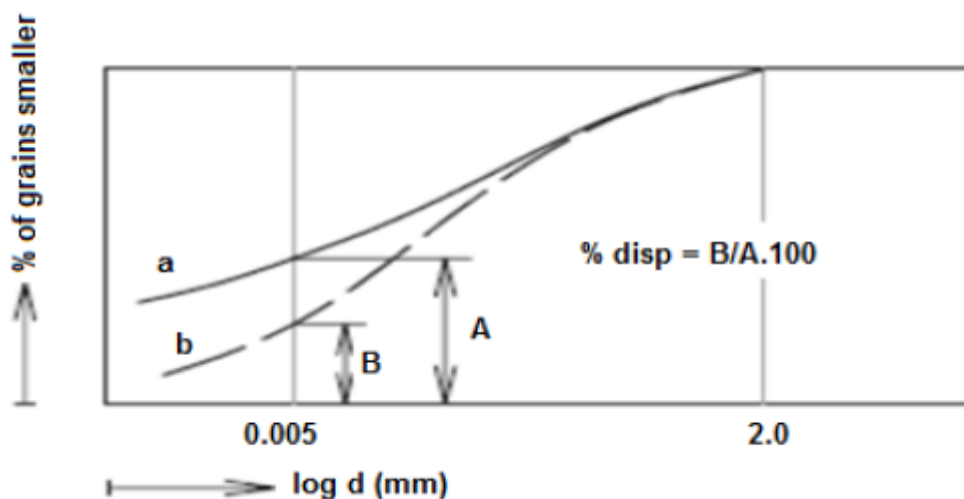


Figure 4.7 : Pourcentage de dispersion déterminé par l'essai de sédimentation en parallèle, a : standard test, b : essais sans agent dispersant ni agitation mécanique (Vanicek, et al., 2008)

### 5.3.ESSAI A L'AIGUILLE (PINHOLE TEST - ASTM D 4647 - 93)

Le « Pinhole test » est une méthode pour identifier les caractéristiques dispersives des sols argileux. Par rapport au « Crumb Test » et le « Double Hydrometer Test », le pinhole test donne les meilleures corrélations entre les résultats de l'essai et la manifestation de l'érosion dans la nature. Le dispositif est présenté sur la Figure 4.8.

Cette méthode d'essai est à l'origine des nombreux essais d'érosion de conduite, présentés précédemment. En revanche, les résultats obtenus sont uniquement d'ordre qualitatif. Les mesures se basent sur la teinte de l'effluent prélevé au cours de l'essai. Il s'agit de former, à l'aide d'une aiguille de 1 mm d'épaisseur, un canal dans un échantillon d'argile, compacté à 95% de l'optimum Proctor, et d'exercer différentes pressions d'eau à l'intérieur du canal pour simuler des écoulements internes. A la sortie du dispositif, la teinte de l'eau prélevée et le débit de sortie sont analysés. La taille du canal en fin d'essai est également mesurée. Ces données permettront de déterminer la dispersivité du sol selon la classification proposée dans la norme.

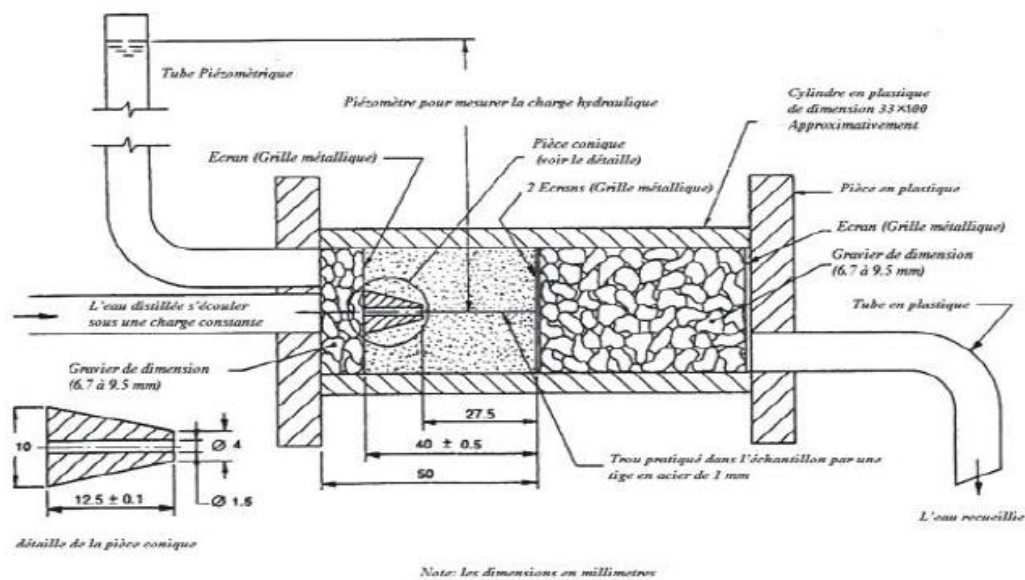


Figure 4.8 : Détail de la cellule de Pinhole test (Fell, et al., 1992)

Cette méthode présente cependant quelques limitations : la difficulté d'interprétation des résultats repose sur la difficulté d'évaluation de la section exacte du trou pendant l'essai, la couleur de l'eau à la sortie de l'essai est appréciée à l'œil nu par

l'opérateur de manière qualitative et subjective. Ainsi, cette méthode n'offre pas la possibilité de caractériser l'évolution du phénomène.

## 5.4.ESSAI CHIMIQUES

Le terme « sels solubles » couvre un éventail d'anions et de cations présents dans le sol sous forme solide cristallisé ou sous forme dissoute dans la solution du sol à l'exception de la matière organique soluble. Les sels solubles du sol sont souvent assimilés à un ensemble d'éléments majeurs comprenant les cations :  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{++}$ , et  $\text{Mg}^{++}$  et les anions  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{HCO}_3^-$ ,  $\text{CO}_3^{2-}$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ . Il s'agit des essais sur l'eau interstitielle, dans lesquels les quantités des principaux sels en solution (Pansu, et al., 2006) cité par (BELARBI, 2014)

La détermination au laboratoire des sels solubles du sol passe par trois étapes :

- Leur extraction par l'eau sous différents rapports sol/solution (extrait saturé, extrait aqueux 1/1, 1/5, 1/10...);
- La mesure de la concentration globale en sels de l'extrait (conductivité électrique, matière solide dissoute);
- Le dosage des différents cations contenant dans l'extrait.

### a. Extrait de saturation

L'essai consiste à peser dans une capsule en porcelaine 250 g ou 500 g de terre et malaxer par la teneur en eau de liquidité préalablement déterminer par l'ajout d'eau dessillée et filtrer la pâte sous vide. Ensuite recueillir le filtrat et doser les sels solubles par :

- Spectrophotomètre de flemme pour les cations :  $\text{K}^+$  et  $\text{Na}^+$  ;
- Spectrophotomètre d'absorption atomique :  $\text{Ca}^{++}$  et  $\text{Mg}^{++}$ .

### b. Extrait au 1/5

Le mode opératoire consiste à mettre 50 g de sol passé au tamis de 2 mm et 250 ml d'eau déminéralisée dans un flacon à agitation durant 1 heure, puis transverse le contenu du flacon dans les tubes à centrifuger durant 5 à 10 minutes à 2000 tours/minute. Enfin filtrer la solution pour doser les sels solubles comme indiquer dans l'extrait à saturation.

Après cette analyse, trois paramètres sont tirés pour estimer la dispersion des sols:

- Rapport d'absorption du sodium

$$SAR = \frac{Na^+}{\frac{1}{2}(Ca^{++} + Mg^{++})^{\frac{1}{2}}} \quad (4.5.2.)$$

- Le pourcentage de sodium échangeable

$$ESP = \frac{Na^+}{CEC} \times 100 \quad (4.5.3.)$$

- Le pourcentage de sodium

$$SP = \frac{Na^+}{Na^+ + K^+ + Ca^{++} + Mg^{++}} \times 100 \quad (4.5.4.)$$

Plusieurs interprétations des résultats obtenus ont été proposées. A titre d'exemple, les sols avec un ESP (Exchangeable Sodium Percentage), supérieur à 2% sont particulièrement susceptibles à la dispersion. Ainsi, (Knodel, 1991) a proposé une classification basée sur la capacité d'échange cationique tel que le ESP. Cette classification est résumée dans le tableau 4.

ESP	Degré de dispersion
< 7	Non dispersif
7 à 10	Intermédiaire
> 10	Dispersif

**Tableau 4 : Classes de dispersion à partir du ESP (Knodel, 1991) cité par (BELARBI, 2014)**

(Sherard, et al., 1976) ont obtenu une relation entre la dispersion et la chimie de l'eau interstitielle du sol basées sur des essais d'érosion d'épingle de trou comme le montre la figure :

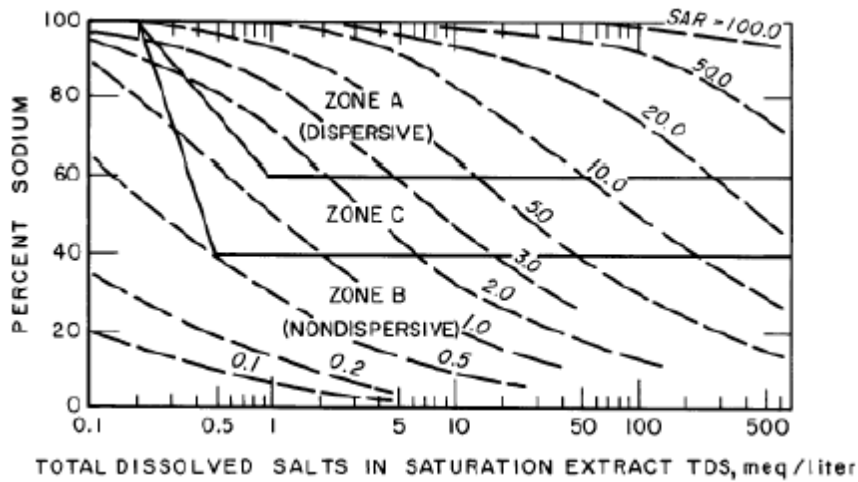


Figure 4.9 : Corrélation entre les essais chimiques et le Pinhole test (Knodel, 1991)

Une autre classification des sols dispersifs est basée sur l'analyse chimique de l'extrait de saturation et la mesure de la conductivité hydraulique. Dans cette méthode, le pH de l'extrait de saturation est mesuré et les paramètres de dispersivité ESP et SAR sont calculés. La figure 4.10 donne la procédure pour déterminer les classes de dispersion, en se basant sur les la conductivité électrique, le SAR, EPS et le pH de l'extrait de saturation.

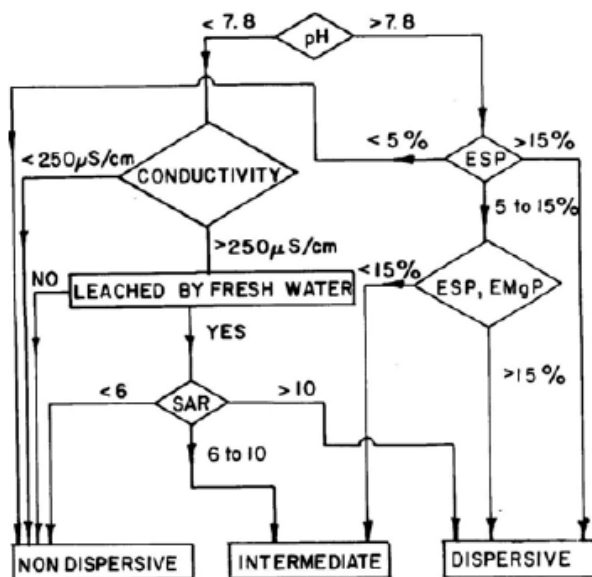


Figure 4.10 : Potentiel de dispersion évalué après l'analyse des sels dissous dans l'eau adsorbé (Knodel, 1991)

## 6. CONCLUSION

L'identification des argiles dispersives est actuellement exigée avant la construction des ouvrages en terre, et nécessaire pour les structures en terre existantes.

Certains sols argileux naturels dispersent (ou déflocculent) en présence de l'eau relativement pure et sont donc très sensibles à l'érosion.

Comprendre le phénomène au sens physico-chimique, c'est donc saisir les réactions chimiques de l'interaction sol-eau. De ce fait, il faut comprendre le comportement des argiles à l'échelle microscopique.

Il existe plusieurs essais d'identification des sols dispersifs : le Crumb Test (le plus simple mais ses résultats restent qualitatifs), le Pinhole Test (Le plus fiable), et le Double Hydrometer Test donne généralement des résultats similaires à ceux du Pinhole test.

# CONCLUSION GENERALE

---

Pour les barrages en remblai, le problème principal de sécurité est d'identifier l'érosion interne à un stade précoce, les méthodes de suivre les infiltrations et de détection de l'érosion interne ont d'une grande utilité pour l'évaluation de la sécurité. Notre mémoire se veut dans ce sens.

Le phénomène d'érosion interne, est un état critique qui affecte la durabilité des ouvrages de retenue d'eau et comporte deux processus principaux : l'arrachement des particules et leur déplacement. Le premier conditionne son apparition et le second, son entretien. Son développement progressif dans le temps et dans l'espace, sa non-homogénéité, due à la l'hétérogénéité des sols naturels rend ce phénomène complexe et difficile à mettre en évidence et à l'interpréter.

L'étude bibliographique que nous avons menée sur les pathologies des ouvrages hydrauliques, et les mécanismes qui conduisent à l'érosion et la dispersion du sol, nous a fourni des pistes pour une meilleure compréhension des caractéristiques du phénomène d'érosion interne, de dispersion du sol et la relation qui existe entre ces phénomènes. Toutefois l'érosion et la dispersion du sol sont des phénomènes complexes parce que plusieurs paramètres interviennent sous l'aspect mécanique et physico-chimique. Elle englobe différents types d'actions (exemple : boullance, débouillage, suffusion, érosion régressive...) qui peuvent avoir lieu au même endroit et en même temps, ce qui rend leur distinction difficile. Nous avons constaté que la vulnérabilité des ouvrages en terre à l'érosion hydrique est extrêmement dépendante de la texture du sol (en particulier, la présence de particules fines argileuses) et de la sensibilité à la dispersion. Ces pathologies montrent l'importance de la nature des matériaux constituant les ouvrages sur le phénomène d'érosion.

La raison évidente pour laquelle l'érosion interne est difficile à détecter, c'est qu'elle se manifeste et évolue à l'intérieur du corps de barrage ou sa fondation, et le processus peut être bien progressé sans l'apparition d'un indice ou indicateur pour l'ingénieur dans l'environnement du barrage. Le premier signe qui se présente à

## Conclusion générale

---

l'extérieur peut être l'instance pour des grands débits d'infiltration, une fuite observable, visuellement localisée au pied aval ou une turbidité élevée de l'eau d'infiltration.

Les tendances similaires des résultats de différents essais d'érosion interne (Hole Erosion Test ; Triaxial Erosion Test ; Cross Erosion Test) et de dispersion (Essai d'émiettage ; Essai sédimentométrique en parallèle ; Essai à l'aiguille) nous permettent d'évaluer le phénomène d'érosion de manière plus globale. Le phénomène de dispersion au sens chimique ou mécanique reflète le comportement de l'érosion du sol. La dispersion comprend le gonflement, la désagrégation, qui mène à la destruction de la structure, tous ces aspects sont des facteurs initiateurs du phénomène d'arrachement ayant lieu lors de l'érosion interne. Nous pouvons ainsi mieux appréhender le phénomène d'érosion à l'aide d'essais géotechniques simples de dispersion.

Dans les projets géotechniques, la simple procédure d'éviter les problèmes des sols dispersifs est de les remplacer par un autre sol non dispersif. Cependant les traitements chimiques sont utilisés dans plusieurs cas pour franchir les problèmes de dispersion (Ouhahi and Goodarzi, 2006), les matériaux les plus utilisés sont la chaux et le ciment. D'autre part, l'utilisation des traitements chimiques dans les ouvrages en terre est limitée, non seulement à cause de l'aspect économique, mais aussi à cause de plusieurs impacts négatifs. Pour certains sols, le traitement est accompagné par le risque de pollution (Vanicek and Vanicek, 2008) cité par (BELARBI, 2014).

En conclusion, pour mieux comprendre les processus érosifs dans leur ensemble, il est nécessaire d'étudier conjointement l'érosion sous différents aspects, avec des méthodologies d'essai, des techniques et des méthodes complémentaires.



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- Bear, J. 1972.** Dynamics of fluids in porous media. Elsevier : s.n., 1972.
- Bekkouche, Abdelmalek. 2016.** Mécanique des sols et Ingénierie Géotechnique, Fluides Interstitiels. Université de Tlemcen.
- BELARBI, Abdelkader. 2014.** Erosion dans les ouvrages hydrauliques : de la dispersion à la détection en place. Université de Tlemcen : Thèse de Doctorat,
- Bendahmane, F, Marot, D et Alexis, A. 2008.** Experimental Parametric Study of Suffusion and Backward Erosion. s.l. : J. Geotech. and Geoenviron. Eng, pp. 57-67.
- Bendahmane, Fateh. 2005.** Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne. Nantes : s.n.,p. 153.
- Bir, Said. 2012.** Ecoulement au travers les milieux poreux.Approche Stochastique. Tizi Ouzou : Thèse de magistère,
- Blais, J, R. 2004.** Typologie de l'érosion interne et érosion interne des digues fluviales. s.l. : courte revue bibliographique,
- CETMEF. 2014.** Guide Enrochement, L'utilisation des enrochements dans les ouvrages hydrauliques.
- CFGB. 1997.** Petits Barrages, Recommandations pour la Conception, La réalisation et le suivi. s.l. : Cemagref,
- Christensen, R.W et Das, B.M. 1973.** Hydraulic erosion of remoulded cohesive soils, Soil erosion: Causes and mechanisms; Prevention and control Highway Research Board.. pp. 8-19.
- CIGB. 1993.** Barrages en remblais : Protection du talus amont. p. 121.
- . **1997.** Erosion interne : Typologie,détection et réparation, Barrages et réservoirs. Florence : s.n., 6.
- . **1986.** Géotextiles : filtres et transition pour barrages en remblai. p.18, 129.

## Références Bibliographiques

---

- Craig, R.F. 2004.** Craig's Soil Mechanics. s.l. : 7, 2004.
- Peyras, L, Royet, P et Boissier, D. 2006.** Dam ageing diagnosis and risk analysis: Development of methods to support expert judgement. s.l. : Canadian Geotechnical Journal, 2006, Vol. 43, pp. 169-186.
- Duc, Manh Nguyen, Monnet, Jacques et Olivier , Plé. 2013.** Caractérisation des sols à l'érosion interne : l'Essai Erosion Transverse (Cross Erosion Test). Grenoble, France.
- Durand, Jean-Maurice, Mériaux, Patrice et Royet, Paul. 1999.** Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. s.l. : Cemagref, 1999.
- Fell, R, et al. 2005.** Geotechnical engineering of dams. s.l. : Balkema Publishers, 2005. p. 944.
- Fell, R, Macgregor, P et Stapledon, D. 1992.** Geotechnical engineering of embankment dams. Rotterdam, Netherlands,
- Fell, R, Wan, C P et Poster , M. 2003.** Time for development of internal erosion and piping in embankment . s.l. : Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering,
- Foster, M.A. 1999.** The probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping. Ph.D. dissertation of School of Civil and Environmental Engineering. Sydney, Australia : University of New South Wales,
- Groupe de spécialistes de la direction d'aménagement. 1985.** Techniques des barrages en aménagement rural. France : ministère de l'agriculture. p. 325.
- Grunberger, D. 1995.** Etude expérimentale de l'évolution des microstructures et des propriétés physiques et mécaniques des argiles au cours de la compaction. Université de Montpellier II : thèse de doctorat,
- Haghighi, Iman. 2012.** Caractérisation des phénomènes d'érosion et de dispersion : développement d'essais et applications pratiques. Thèse de Doctorat. Université Paris-Est.
- Garner, S et Sobcowicz, J. 2002.** Internal instability in gap-graded cores and filters. Victoria, Canada : Congrès annuel 2002 de l'ACB,
- KEDDOURI, Ahmed. 2011.** ETUDE DES PATHOLOGIES DE LA DIGUE DE OUED KREIRECH WILAYA DE DJELFA. Tlemcen : Mémoire de Magister,
- Lafleur, J, Mlynarek, J et Rollin , A L. 1989.** Filtration of broadly graded cohesionless soils. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, 12, pp. 1747-1768.
- Lautrin, Danielle. 2002.** vieillissement et réhabilitation des petits barrages en terre. s.l. : Maurice Merlin. p. 208.
- Le Delliou, Patrick. 2003.** Les Barrages : Conception et Maintenance. Lyon : s.n., 2003. 2-7297-0717-4.
- Lefebvre, G, Rohan, K et Douville, S. 1985.** Erosivity of natural intact structured clay : Evaluation. s.l. : Canadian Geotechnical Journal. pp. 508-517. Vol. 22.

## Références Bibliographiques

---

- Solva, S et Delatte, N. 2003.** Lessons from the Failure of the Teton Dam. Third Forensic Engineering Congress. Etats-Unis : s.n., 2003. pp. 178-189.
- Viollet, P, L. 2000.** L'hydraulique dans les civilisations anciennes, 5000 ans d'histoire. s.l. : Presses de l'ENCP, p. 374.
- Malfi, A et Kolli , A. 2012.** Infiltration dans les barrages en terre et influence des dispositifs de drainage. Mémoire d'ingénieur. Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen.
- Marche, Claude. 2004.** Barrages, Crues de rupture et protection civil. 2, p. 26.
- MESSAID, BELKACEM. 2009.** Etude de la position efficace des drains dans les barrages en terres. Université Colonel Hadj Lakhdar -Batna- : Thèse de Doctorat.
- MUSY, André et SOUTTER, Marc. 1991.** Physique du sol, 2ème édition. Lausanne : s.n., 1991.
- NAGARAJ, T. S, PANDIAN, N S et NARASIMHA RAJU, PSR. 1994.** Permeability relations for over consolidated clays. Stress-state : Géotechnique 44, pp. 349-352. Vol. 2.
- Reddi, L, N. 2003.** Seepage in soils : Principles and application. New Jersey
- Romain, R. 2007.** Modélisation de l'érosion Interne dans les Barrages en Remblai. Strasbourg : Projet de Fin d'études a l'INSA, p. 65.
- Sanchez, R.L, Strutynsky, A.I et Silver, M.L. 1983.** Evaluation of the erosion potential of embankment core materials using laboratory triaxial erosion test procedure. U.S. Army Engineers, : p. 51.
- Schnitter, N, J. 1994.** A History of Dams, the Useful Pyramids. Rotterdam : A.A. Balkema.
- Schuler, U et Brauns, J. 1997.** The safety of geotechnical filters, Hydropower & Dams, Issue Six.
- Sherard, J. L, Decker, R S et Ryker, N L. 1972b.** Hydraulic fracturing in low dams of dispersive clay, Proceedings of ASCE Specialty conference on the performance of earth and earth supported structures. pp. 653-689.
- Sherard, J. L., Decker, , R S et Ryker, N L. 1972a.** Piping in earth dams of dispersive clay, Proceedings of ASCE Specialty conference on the performance of earth and earth supported structures,. Purdue University, West Lafayette IN, : pp. 589-626.
- Sherard, J. L., Dunnigan, L P et Decker, R S. 1976.** Identification and nature of dispersive soils, Journal of Geotechnical Engineering,. pp. 187-301. Vol. 4.
- Shields, A. 1936.** Ott W.P. et van Uchelen J.C. : Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement,. California Institute of Technology. Hydrodynamics Laboratory Publication No. 167, Hydrodynamics Lab.
- The 3rd ASCE Forensics Congress. 2003.** Teton Dam Failure Case Study.

## Références Bibliographiques

---

**Truong, Quoc Quan. 2012.** Etude des mécanismes de blocage d'un écoulement par un produit de colmatage. Université Paris-Est

**Tuan Long, Pham. 2008.** Erosion et dispersion des sols argileux par un. Ecole des Ponts ParisTech. France :. Vol. Engineering Sciences.

**van Beek, V, Knoeff, H et Sellmeijer, H. 2011.** Observations on the process of backward erosion piping in small-, medium-, and full-scale experiments. s.l. : European Journal of Environmental and Civil Engineering,. pp. 1115-1537. Vol. 8.

**Vanicek, I et Vanicek, M. 2008.** Earth structures, in transport, water and environmental engineering » Springer, Czech Republic, 636 p..

**Wan, C.F et Fell, R. 2002.** Investigation of internal erosion and piping of soils in. pp. 1-8.

—. **2004.** Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams. pp. 373-380. Vol. 130.

**Yochum, Steven, Goertz, Larry A et Jones, Phillip H. 2008.** Case Study of the Big Bay Dam Failure: Accuracy and Comparison of Breach Predictions. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 134, 9.

**Zorluer, I, et al. 2010.** Application of a fuzzy rulebased method for the determination of clay dispersibility. s.l. : Geoderma journal,. pp. 189-196.