

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 : SECURITE DES BARRAGES.	
I. INTRODUCTION	3
II. PROFILS DES BARRAGES	4
II.1.Caractéristiques géométrique du barrage	4
II.2.Utilité des barrages	5
II.3.Type des barrages	6
 II.3.1. Barrage en béton ou maçonnerie.....	6
 II.3.2. Barrage en terre	6
 II.3.2.1. Facteurs de conception des barrages en terre	7
 II.3.2.2. Types de barrage en terre	7
 II.3.2.3. Exigences de la conception d'un barrage en terre	8
 II.3.2.4. Avantages et inconvénients des barrages en terre	8
III. FONDATIONS DES BARRAGES.....	9
 III.1. Types de fondation.....	9
 III.2. Caractéristiques des fondations.....	10
 III.3. Exigences des fondations	10
 III.4. Type d'étude à faire pour les fondations	10
IV. ANALYSE DES RUPTURES DES BARRAGES	11
 IV.1. Introduction.....	11
 IV.2. Causes de rupture des barrages	12
 IV.3. Statistiques des ruptures	13
V. MODES DE RUPTURE DES BARRAGES.....	15
 V.1.Modes de rupture des barrages en béton	15
 V.2.Modes de rupture des barrages en remblai	16
VI. CONCLUSION	17

CHAPITRE 2 : IMPACT DES INFILTRATIONS SUR LA STABILITE DES BARRAGES

I. INTRODUCTION	18
II. EROSION INTERNE.....	18
II.1.L'initiation	21
II.1.1. La boulance	22
II.1.2. La suffusion	22
II.1.3. L'érosion régressive.....	23
II.1.4. Le débourrage	25
II.1.5. La dissolution	25
II.1.6. La dispersion	25
II.1.7. L'entraînement	26
II.1.8. L'exsolusion.....	26
II.2.La filtration.....	27
II.3.Le développement des désordres	27
II.3.1. La suffusion	28
II.3.2. Le renard	28
II.4.Les modes de rupture	29
II.4.1. La rupture par renard.....	29
II.4.2. La rupture par suffusion.....	30
III. LUTTE CONTRE L'EROSION INTERNE	30
IV. CONCLUSION	31

CHAPITRE 3 : MAITRISE DES INFILTRATIONS DANS LES BARRAGES EN TERRE

I. INTRODUCTION	32
II. TYPES D'ORGANES D'ETANCHEITE DANS LE CORPS DES BARRAGES	32
II.1.Noyaux aux matériaux argileux.....	32
II.2.Noyaux en béton bitumineux	33
II.3.Masque amont	34
II.3.1. Masque en béton de ciment.....	34

II.3.2. Masque en béton bitumineux	34
II.3.3. Masque en acier	35
II.3.4. Masque en terre	35
II.3.5. Masque en membrane souple	35
III. TYPES D'ETANCHEITE DES FONDATIONS	36
III.1. Clé d'étanchéité.....	36
III.2. Paroi moulé.....	37
III.3. Tapis d'étanchéité amont	38
IV. CONCEPTION D'ECRAN ET TAPIS ETANCHE	38
V. TRAITEMENT DES FONDATIONS DES BARRAGES.....	39
V.1.Types d'injection	40
V.1.1. Injection des roches fissurées.....	40
V.1.2. Injection de remplissage de cavités	41
V.1.3. Injection des terrains alluvionnaires.....	41
VI. ROLE DES INJECTIONS.....	41
VII. INTERET DES INJECTIONS	42
VIII. BUT DES RIDEAUX D'INJECTION	42
IX. CARACTERISTIQUES DU PROCEDE D'INJECTION	43
IX.1. La pression d'injection	43
IX.2. Les propriétés du coulis frais.....	43
IX.3. Le nombre de ligne d'injection	43
IX.4. La profondeur des voiles d'injection.....	44
IX.5. Orientation des forages	44
IX.6. Emplacement entre les forages	45
X. FONCTION DES GALERIES D'INJECTIONS.....	45
XI. METHODE D'EXECUTION DES RIDEAUX D'INJECTION	46
XII. CARACTERISTIQUES DES COULIS D'INJECTION	47
XII.1. Types des coulis d'injection	47
XII.1.1. Les coulis stables	47
XII.1.2. Les coulis instables.....	48
XII.1.3. Les coulis liquides	48
XII.2. Caractéristiques des coulis.....	49

XIII.	REPARTITION DE LA SOUS PRESSION EN FONDATION	49
XIV.	TRAITEMENT DES FONDATIONS PAR DRAINAGE.....	49
XV.	CONCLUSION	51

CHAPITRE 4 : ANALYSE DE L'INFLUENCE DE LA CONJUGAISON INJECTIONTAPIS AMONT ETANCHE

I.	INTRODUCTION	52
II.	PRESENTATION DU CODE DE CALCUL SERVANT A LA MODELISATION	52
II.1.	Fonction du code de calcul	52
II.2.	Consistance du code de calcul	54
II.2.1.	Interface graphique du logiciel.....	54
II.3.	Définition des éléments	55
II.4.	Les méthodes de maillage	55
II.4.1.	Le maillage libre	55
II.4.2.	Le maillage tracé	55
II.5.	Propriétés des éléments	56
II.6.	Système d'unité	56
III.	PRESENTATION DES DONNEES SERVANT A LA MODELISATION	57
III.1.	Profil du barrage.....	57
III.2.	Caractéristiques des matériaux	58
III.3.	Profil de référence	58
IV.	RESULTATS GRAPHIQUES ET ANALYTIQUES DE LA MODELISATION	59
IV.1.	Barrage avec un seul rideau d'injection	59
IV.2.	Barrage avec deux voiles d'injection	62
IV.3.	Barrage en terre avec tapis amont étanche	65
IV.4.	Barrage avec conjugaison voile d'injection-tapis amont étanche	70
IV.5.	Barrage avec un rideau de drainage	74
V.	CALCUL DU GRADIENT HYDRAULIQUE ET DEBIT DE FUITE	77
VI.	INTERPRETATION DES RESULTATS ET CONCLUSIONS	78
	CONCLUSION GENERALE.....	80

Références bibliographiques

Liste des figures

« Chapitre 01 »

Figure 1.1 :Évolution du parc mondial de barrages (plus de 15m).....	3
Figure 1.2 :Évolution de la population mondiale	4
Figure 1.3 :Différents niveaux de la retenue	5
Figure 1.4 :Mécanisme de rupture d'un barrage poids.....	15

« Chapitre 02 »

Figure 2.1 :Manifestation de la boulance	22
Figure 2.2 :Phénomène de suffusion	23
Figure 2.3 :Erosion régressive	24
Figure 2.4 : Mécanisme d'érosion par conduits	24
Figure 2.5 :Phénomène de débourrage	25
Figure 2.6 :Phénomène d'entraînement.....	26
Figure 2.7 :Divers phénomènes initiateurs de l'érosion internedans un barrage	26
Figure 2.8 :Influence de la perméabilité sur l'écoulement.....	28
Figure 2.9 :Renard dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b)	29
Figure 2.10 :Évolution d'un renard dans le corps de l'ouvrage. Vue en coupe rive/rive	29

« Chapitre 03 »

Figure 3.1 :Noyau en argile vertical et incliné	33
Figure 3.2 :Technique de pose d'un noyau en béton bitumineux	33
Figure 3.3 :Masque en ciment	34
Figure 3.4 : Masque en béton bitumineux	35
Figure 3.5 :Masque en membrane souple.....	36
Figure 3.6 :Clé d'étanchéité	37
Figure 3.7 :Paroi moulée	37
Figure 3.8 :Tapis d'étanchéité amont	38

Figure 3.9 : Rideau d'injection	40
Figure 3.10 : Profondeur de voile d'injection	44
Figure 3.11 : Schéma d'in voile d'injection	45
Figure 3.12 : Principe d'injection au moyen du tube de machette	47
Figure 3.13 : Schéma de réalisation d'une colonne.....	48
Figure 3.14 : Répartition des sou-pressions	49

« Chapitre 04 »

Figure 4.1 : Interface graphique du code de calcul ANSYS	54
Figure 4.2 : Actions pour la définition des éléments - Code de calcul ANSYS.....	55
Figure 4.3 : Méthodes de maillage-code de calcul ANSYS	56
Figure 4.4 : Choix des propriétés des éléments- code de calcul ANSYS.....	56
Figure 4.5 : Profil du barrage servant à la modélisation.....	57
Figure 4.6 : Description du barrage.....	58
Figure 4.7 : Profil de référence.....	59
Figure 4.8 : Barrage avec voile d'injection de 10m de profondeur.....	59
Figure 4.9 : Barrage avec voile d'injection de 30m de profondeur.....	60
Figure 4.10 : Barrage avec voile d'injection de 60m de profondeur	60
Figure 4.11 : Influence des profondeurs du voile d'injection sur leurs rendements.....	61
Figure 4.12 : Barrage avec deux voiles d'injection de 10m de profondeur.....	62
Figure 4.13 : Barrage avec deux voiles d'injection de 30m de profondeur.....	63
Figure 4.14 : Barrage avec deux voiles d'injection de 60m de profondeur	63
Figure 4.15 : Influence des profondeurs des deux voiles d'injection sur leurs rendements	65
Figure 4.16 : Barrage avec tapis étanche de 10m	66
Figure 4.17 : Barrage avec tapis étanche de 30m	66
Figure 4.18 : Barrage avec tapis étanche de 60m	67
Figure 4.19 : Barrage avec tapis étanche de 100m	68
Figure 4.20 : Influence des longueurs du tapis amont sur les rendements	69
Figure 4.21 : Barrage avec injection et tapis de 10m.....	70
Figure 4.22 : Barrage avec injection et tapis de 30m.....	71
Figure 4.23 : Barrage avec injection et tapis de 60m.....	72
Figure 4.24 : Barrage avec injection et tapis de 100m.....	72
Figure 4.25 : Barrage avec rideau de drainage de 10m de profondeur	74

Figure 4.26 : Barrage avec rideau de drainage de 30m de profondeur	75
Figure 4.27 : Barrage avec rideau de drainage de 60m de profondeur	75
Figure 4.28 : Synthèse sur la variation des taux de réduction des pressions interstitielles en fonction des modes de traitement des fondations	78
Figure 4.29 : Synthèse sur la variation des gradients hydrauliques en fonction des modes de traitement des fondations	78

Liste des photos

« Chapitre 02 »

Photo 2.1 :Phénomènes d'érosion interne et externe..... 18

Liste des tableaux

« Chapitre 01 »

Tableau 1.1 :Avantages et inconvénients des barrages en terre.....	9
Tableau 1.2 :Statistiques sur les modes de rupture des barrages	13
Tableau 1.3 :Ruptures des barrages entre 1859 et 1987	14

« Chapitre 02 »

Tableau 2.1 :Valeurs du gradient dépendant de la nature de sol	20
Tableau 2.2 :Valeurs du gradient hydraulique critique i_{cr}	21

« Chapitre 03 »

Tableau 3.1 :Nombre de rangée d'injection par rapport à la charge d'eau.....	43
---	----

« Chapitre 04 »

Tableau 4.1 : Système d'unités-code de calcul ANSYS.....	57
Tableau 4.2 : Propriétés des matériaux	58
Tableau 4.3 : Valeurs des pressions interstitielles pour un voile d'injection de 10m	59
Tableau 4.4 : Valeurs des pressions interstitielles pour un voile d'injection de 30m	60
Tableau 4.5 : Valeurs des pressions interstitielles pour un voile d'injection de 60m	61
Tableau 4.6 : Valeurs de la pression interstitielle en mètre	61
Tableau 4.7 : Taux de réduction des pressions interstitielles pour le voile d'injection	62
Tableau 4.8 : Valeurs des pressions interstitielles pour deux voiles d'injection de 10m	62
Tableau 4.9 : Valeurs des pressions interstitielles pour deux voiles d'injection de 30m	63
Tableau 4.10 : Valeurs des pressions interstitielles pour deux voiles d'injection de 60m	64
Tableau 4.11 : Valeurs de la pression interstitielle en mètre	64
Tableau 4.12 :Taux de réduction des pressions interstitielles pour deux voiles d'injection	65
Tableau 4.13 : Valeurs des pressions interstitielles pour le tapis étanche de 10m	66
Tableau 4.14 : Valeurs des pressions interstitielles pour le tapis étanche de 30m	67

Tableau 4.15 : Valeurs des pressions interstitielles pour le tapis étanche de 60m.....	67
Tableau 4.16 : Valeurs des pressions interstitielles pour le tapis étanche de 100m.....	68
Tableau 4.17 : Valeurs de la pression interstitielle en mètre	69
Tableau 4.18 : Taux de réduction des pressions interstitielles pour letapisétanche	70
Tableau 4.19 : Valeurs des pressions interstitielles pour injection- tapis étanche de 10m	71
Tableau 4.20 : Valeurs des pressions interstitielles pour injection- tapis étanche de 30m	71
Tableau 4.21 : Valeurs des pressions interstitielles pour injection- tapis étanche de 60m	72
Tableau 4.22 : Valeurs des pressions interstitielles pour injection- tapis étanche de 100m .	73
Tableau 4.23 : Valeurs de la pression interstitielle en mètre	73
Tableau 4.24 : Taux de réduction des pressions interstitielles pour injection- tapis étanche	74
Tableau 4.25 : Valeurs des pressions interstitielles pour un rideau de drainage de 10m.....	74
Tableau 4.26 : Valeurs des pressions interstitielles pour un rideau de drainage de 30m.....	75
Tableau 4.27 : Valeurs des pressions interstitielles pour un rideau de drainage de 60m.....	76
Tableau 4.28 : Valeurs de la pression interstitielle en mètre	76
Tableau 4.29 : Taux de réduction des pressions interstitielles pour un rideaude drainage...	76
Tableau 4.30 : Valeurs du gradient hydraulique	77
Tableau 4.31 : Valeurs du débit hydraulique	77

Liste des abréviations

RN : Retenue Normale.

PHE : Plus Hautes Eaux.

BCR : Béton Compacté au Rouleau.

CIBG : Commission internationale des Grands Barrages.

IREX : Institut de Recherche et d'Expérimentation en génie civil.

GFGB : Comité Français des Grands Barrages.

NNR : niveau normal de la retenus.

ESHA: European small hydropower association.

MEDD : Ministère de l'écologie et du développement durable.

MULT : Ministère de l'urbanisme du logement et des transports.

USBR: United state bureau of reclamation

Liste des annotations

i : Le gradient hydraulique.

H : La charge hydraulique.

L : La longueur de percolation.

v : La vitesse de percolation.

K : Le coefficient de perméabilité de sol.

$\sum L_v$: La somme des distances verticales le long du parafouille.

L_h : La distance horizontale parcourue par l'eau sous l'ouvrage.

C : Coefficient dépendant de la retenue de sol.

ρ_s : Masse volumique des grains solides.

ρ_w : Masse volumique de l'eau.

e : Indice des vides.

i_{cr} : Le gradient hydraulique critique.

γ_{sat} : Le poids volumique saturé de sol.

γ_w : Le poids volumique d'eau.

τ : La contrainte de cisaillement réelle.

τ_c : La contrainte de cisaillement seuil.

H : La hauteur totale du barrage.

H₁ : La hauteur du niveau normale de la retenue.

m₁ : La pente du talus amont.

m₂ : La pente du talus aval.

T : L'épaisseur de la base perméable.

L_d : La longueur de tapis.

H_{voile} : La profondeur de voile d'injection.

INTRODUCTION GENERALE

La pérennité des ouvrages hydrauliques en terre (digues, barrages) et de leur fondation nécessite la caractérisation de la résistance des sols aux fuites excessives et à l'érosion interne. L'érosion interne peut en effet conduire très rapidement à la rupture de l'ouvrage.

Les ruptures et les endommagements des barrages montrent que l'érosion interne, provoquée par des infiltrations, représente un risque important pour la stabilité et la sécurité, des digues et des barrages. Cette forme d'érosion est d'autant plus dangereuse qu'elle peut subitement provoquer, sans signe, une destruction de l'ouvrage lorsque le réservoir est plein. Les zones d'infiltrations dans les fondations des barrages sont souvent soumises à des procédés d'érosion. Par conséquent, il est nécessaire pour la sécurité des retenues de pouvoir détecter et délimiter des zones d'infiltrations dès leur premier stade de développement. Une inspection continue et un contrôle réalisés à partir de méthodes fiables et sensibles pour la détection de fuites sont donc d'une extrême importance.

Tenant compte de ces deux phénomènes préjudiciables, notamment pour les fondations des barrages, ces dernières nécessitent dans la quasi-totalité des cas de conception des traitements appropriés. Les techniques de traitement des fondations des barrages disponibles aujourd'hui sont nombreuses, les plus usuelles sont les parois étanches, l'injection et le drainage.

L'apport de ces nouvelles technologies est capital pour améliorer les caractéristiques hydrauliques et mécaniques des fondations.

L'injection des sols de fondation est, dans la quasi-totalité des cas, complétée par la projection de voile de drainage aboutissant aux galeries conçues pour cet objectif. Le voile de drainage permet de dissiper, après l'injection, la concentration des pressions et de permettre le drainage des eaux souterraines.

L'application d'une de ces méthodes nécessite une bonne connaissance et une caractérisation des sols à traiter (granulométrie, variation en profondeur, nature des terrains traversés, stratification, passées perméables ...). Il existe un grand éventail de combinaisons des procédés de traitement, le but est de trouver la solution la plus efficace, engendrant moins de contraintes de réalisation et la plus économique.

Ces techniques restent, comme-même assez onéreuses et délicates et il est impératif de rechercher la combinaison la plus optimale offrant le compromis coût, délai, efficacité.

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'un barrage, quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'une modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions et différente sollicitation.

Le présent travail consiste, dans un premier temps, à une contribution bibliographique ciblant trois aspects fondamentaux à savoir :

- L'analyse des ruptures de barrage et la définition des concepts de sécurité,
- Les mécanismes liés aux infiltrations et à l'érosion interne en termes de causes, manifestation et conséquences,
- Les techniques d'amélioration des caractéristiques des sols de fondation des barrages par l'injection et le drainage.

Dans une deuxième phase, et afin de mettre en évidence l'influence des procédés de traitement des fondations combinés, une étude de modélisation a été menée par le code de calcul ANSYS appliquée sur un barrage en terre homogène.

Cette étude a été orientée vers l'influence de la profondeur du voile d'injection, du voile de drainage, de la longueur amont du tapis étanche, des différentes combinaisons de ces procédés de traitement sur l'état des contraintes, en particulier sur le développement des pressions interstitielles. Une étude de variation des gradients hydrauliques a été également élaborée en vue d'en juger sur les risques d'érosion interne et d'arrêter la conception des modes de traitement permettant d'assurer la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis de ces phénomènes. L'objectif spécifique recherché est la mise en évidence de la valeur ajoutée de la projection du tapis amont étanche, qui, par rapport aux injections et drainage constitue une alternative assez intéressante du point de vue technico-économique et contraintes de réalisation.

Le travail a été donc structuré, dans une vision de cohérence, en quatre chapitres principaux en l'occurrence :

- Analyse des ruptures des barrages,
- L'érosion interne,
- Traitement des fondations des barrages.
- Analyse paramétrée de l'influence des modes de traitement des fondations sur les paramètres hydrauliques et mécaniques des fondations en mettant l'accent sur la variante de traitement portant conjugaison injection – tapis étanche amont.



Chapitre 1: La sécurité des barrages

I. INTRODUCTION

Il existe dans le monde plus de 36000 barrages dont la hauteur dépasse 15 m (**figure 1.1**) ; la plupart ont été construits depuis 1950. Ce rapide accroissement du parc (200 par an à l'heure actuelle) correspond à l'évolution de la population mondiale dans les pays en développement (**figure 1.2**), et à la nécessité toujours plus pressante de gérer de manière rationnelle les ressources en eau. (CARRÈRE, 1991)

Le type d'ouvrage le plus répandu dans le monde entier, reste cependant les barrages en terre ou en enrochements à noyau en terre, qui représentaient 66 % du nombre de barrages de plus de 15 m de hauteur recensés en 2003. Leur champ d'application est immense, car ils s'adaptent facilement à l'utilisation des matériaux et des moyens locaux, ainsi qu'à une grande diversité de fondations. C'est le type d'ouvrages le plus ancien et on en trouve des traces dans les civilisations les plus reculées. Le plus grand ouvrage de ce type en service reste le barrage de Nurek au Tadjikistan, de 300 m de hauteur, mis en service en 1980.

La conception des barrages est un art difficile, car les contraintes sont très importantes, les conditions locales ne sont jamais identiques et les matériaux à utiliser sont ceux disponibles à proximité. La nature de ces matériaux et celle de la fondation de l'ouvrage orientent le choix du type d'ouvrage, mais l'optimisation du projet est toujours complexe.

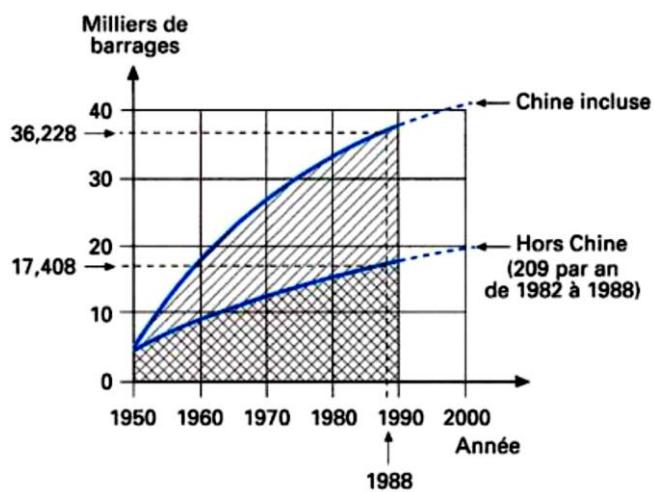


Figure 1.1 : Évolution du parc mondial de barrages (plus de 15 m) (CARRÈRE, 1991)

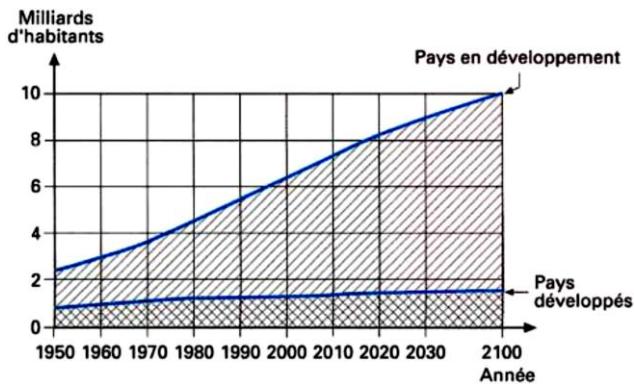


Figure 1.2 : Évolution de la population mondiale. (CARRÈRE, 1991)

Les barrages et les déversoirs ont pour fonction principale de détourner l'écoulement d'une rivière dans un système d'acheminement d'eau en direction aval. Ils peuvent également produire une chute supplémentaire et fournir une capacité de stockage. Le choix d'un type de barrage dépend principalement des conditions topographiques et géotechniques locales. (ESHA, 2005)

Les barrages sont définis par des caractéristiques physiques (la hauteur, le volume de la retenue derrière le barrage), par un type de barrage selon sa forme ou les matériaux qui le constituent, par une utilisation principale... L'ensemble de ces critères donnent des clés d'entrée multiples pour classer les ouvrages. (DELLIOU, 2008)

II. PROFILS DES BARRAGES

II.1. Caractéristiques géométriques du barrage

La géométrie des retenues est caractérisée par des paramètres classiques définis de façon conventionnelle. (DELLIOU, 2003)

- ⊕ Le niveau de retenue normal (abrégé la RN) est le niveau maximal que peut atteindre la retenue en période normale d'exploitation, c'est-à-dire hors des périodes des crues,
- ⊕ Le niveau des plus hautes eaux exceptionnelles (PHE) est atteint par la retenue au cours de la crue qui servi au dimensionnement des organes d'évacuation des crues,
- ⊕ Le niveau minimal d'exploitation est le niveau en dessous duquel l'eau n'est plus normalement utilisable. Les organes de prises d'eau ne sont pas toujours, loin s'en faut, au fond de la retenue,
- ⊕ Le volume de la retenue est le volume total stocké lorsque la retenue est à RN. La capacité utile est le volume compris entre le minimum d'exploitation et la retenue normale.

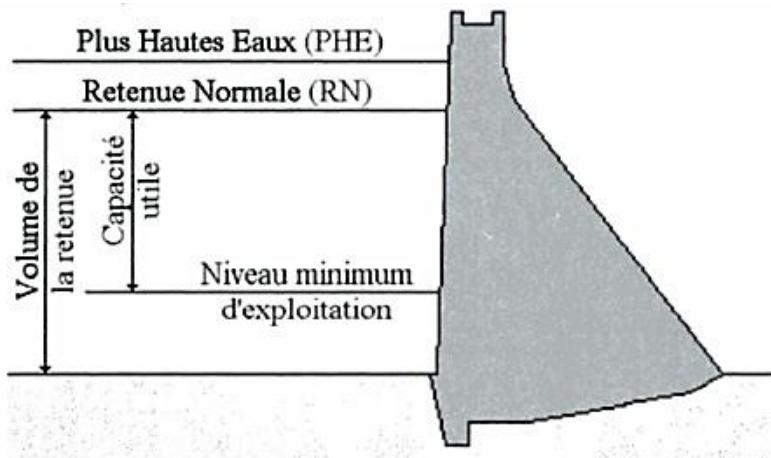


Figure 1.3 : Différents niveaux de la retenue. (DELLIOU, 2003)

II.2. Utilité des barrages

Les barrages sont des ouvrages considérés comme un réservoir pour le stockage de l'eau, ils peuvent aussi servir à plusieurs objectifs (DELLIOU, 2003) :

- ✚ Produire de l'électricité à partir d'une énergie renouvelable, celle de l'eau, avec des usines hydroélectriques accolées au barrage ou situées plus bas dans la vallée et alimentées par des conduites forcées,
- ✚ Créer des réserves d'eau pour l'alimentation en eau potable des villes. L'eau peut également être nécessaire pour des besoins industriels,
- ✚ Irriguer des zones agricoles ayant de gros besoins en eau lors des périodes sèches ;
- ✚ Alimenter en eau les canaux,
- ✚ Maintenir dans les rivières un débit minimum suffisant lors des étiages, pour assurer à la fois une qualité écologique satisfaisante des rivières et permettre les prélèvements par pompage à l'aval (pour des besoins d'alimentation en eau, d'irrigation...),
- ✚ Réduire l'effet des crues en retardant l'eau grâce au stockage dans la retenue qui se remplit pour la relâcher après le passage de la crue.

Certains de ces objectifs peuvent être complémentaires sur un même ouvrage. D'autres sont, a priori, opposés : il est, par exemple, impossible d'avoir en même temps une retenue pleine pour fournir une réserve d'eau potable mais aussi un retenue vide pour limiter au maximum l'impact des crues. Notamment, les barrages écrêteurs de crue sont des ouvrages conçus spécialement à cette fin avec des dispositions particulières de conception et d'exploitation. (DELLIOU, 2008)

II.3. Types de barrage

Les barrages forment avec le terrain sur lequel ils sont construits un ensemble indissociable : à chaque site, un type de barrage, un dimensionnement adapté tant sur le plan technique qu'économique. C'est pourquoi il n'existe pas de barrage type standard.

Les barrages sont classés selon les matériaux qui constituent le barrage. Les barrages construits en matériaux durs (la maçonnerie autrefois, aujourd'hui le béton), on oppose les barrages en matériaux meubles (la terre, les enrochements). (DELLIOU, 2008)

II.3.1. Barrage en béton ou maçonnerie

Les barrages en béton ou maçonnerie autorisent des formes qui tiennent compte de la qualité du sol de fondation et de la forme de la vallée. Il existe quatre types de barrage en béton :

- Barrages poids,
- Barrages voûtes,
- Barrages contreforts,
- Barrages mobiles.

II.3.2. Barrage en terre

Les barrages en terre ou en remblai sont construits essentiellement par le sol (meuble ou enrochement). Ils assurent la stabilité, la résistance et l'étanchéité du barrage.

Le type de barrage est choisi en fonction de matériau disponible à proximité de l'ouvrage. Il est indispensable de satisfaire les conditions de stabilité qui dépendent fortement de deux aspects essentiels :

- Le contrôle des pressions interstitielles à l'intérieur du remblai, dont on sait qu'elles influent fortement sur la stabilité statique du remblai lui-même, dès la période de construction,
- Le contrôle des circulations d'eau à l'intérieur du remblai, où elles risquent de provoquer des érosions internes, peut-être encore plus dangereuses que les pressions, car les effets en sont souvent peu visibles jusqu'à la ruine. (CARRÈRE, 1991)

II.3.2.1. Facteurs de conception des barrages en terre

Les facteurs d'influence de la conception et la réalisation des barrages en terre, sont :

- Hydrologie,
- Géologie,
- Matériaux disponibles,
- Caractéristiques de la fondation,
- Climat,
- Caractéristiques du site de l'ouvrage,
- Déviation de la rivière pendant la réalisation (dérivation provisoire),
- Action des vagues,
- But de l'ouvrage,
- Délais de réalisation,
- Séismicité.

Les facteurs hydrologiques et géologiques de l'ingénieur sont traités dans les procédures méthodologiques qui ont été conçus spécialement à ce propos. (RODRIGUEZ, 2003)

II.3.2.2. Types de barrage en terre

On définit trois (03) types de barrage en remblai.

- i. **Barrage homogène** : 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.

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 retenues collinaires et de petits barrages.

- ii. **Barrage à noyau** : 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 appelées recharges. (MESSAID, 2009)

- Barrage à noyau central : le noyau est constitué d'un sol imperméable ou peu perméable pour assurer l'étanchéité par contre la stabilité du massif sera assurée par des zones perméables appelées recharges, (CHERIF, et al., 2013)
 - Barrage à noyau incliné : dans ce cas le noyau est déplacé vers l'amont. Les surfaces potentielles de glissement traversent le noyau et la pente du parement amont est donc plus douce pour garantir la stabilité. La masse du corps d'appuis aval augmente également ce qui représente un certain avantage pour le barrage. (CHERIF, et al., 2013)
- iii. **Barrage à masque :** Les barrages en terre à masque sont des remblais perméables avec un écran imperméable appelé masque placé sur le parement amont.
- 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. (MESSAID, 2009)
- II.3.2.3. Exigences de la conception d'un barrage en terre**
- Sur le plan technique, la conception d'un barrage en terre répond à deux exigences principales : (HERAGMI, 2009)
- *L'étanchéité,
- *La stabilité de l'ouvrage.

II.3.2.4. Avantages et inconvénients des barrages en terres

Le barrage en terre est le seul qui convient à une fondation non rocheuse, il présente l'avantage de pouvoir être adapté à peu près à n'importe quelle fondation, et de pouvoir être réalisé avec une très grande variété de sols. L'inconvénient majeur du barrage en terre est les infiltrations à travers le massif. (HERAGMI, 2009)

Tableau 1.1 : Avantages et inconvénients des barrages en terre. (CHERIF, et al., 2013)

Type de barrage En terre	Avantages	Inconvénients
Barrage en remblai à noyau central	<ul style="list-style-type: none"> * Corps du barrage très flexible s'adaptant aux conditions de terrain. * Structure très peu sensible aux tassements et au séisme. * Excavations limitées. * Contraintes très faibles sur le sol de fondation, gradient hydraulique faible dans le noyau et dans la fondation. 	<ul style="list-style-type: none"> * Volume de matériau à mettre en place très important. * Disponibilité de matériau argileux en grande quantité à proximité du site. * Mise en place du noyau argileux impossible lors de conditions météorologiques défavorables.
Barrage en remblai à masque amont	<ul style="list-style-type: none"> * Corps du barrage très flexible s'adaptant aux conditions du terrain. * Structure peu sensible aux tassements globaux. * Structure peu sensible aux séismes si des mesures spécifiques sont prévues. * Excavations limitées. * Pas de matériaux argileux à mettre en place. * Pas d'exigences particulières en ce qui concerne les conditions météorologiques. * Contraintes très faibles sur le sol de fondation. 	<ul style="list-style-type: none"> * Volume de matériau à mettre en place très important. * Gradient hydraulique important sous la fondation de la plinthe. * Fondation de la plinthe sur du rocher peu perméable. * Structure sensible aux tassements différentiels du masque rigide et du remblai (enrochements).

III. FONDATION DES BARRAGES

III.1. Types de fondation

Il existe quatre (04) types de fondation :

- a) Fondation meuble :** où l'étanchéité est plus importante c'est-à-dire une faible perméabilité par conséquent l'infiltration de la fondation est très faible. Des fondations argileuses impliquent presque automatiquement le choix de barrages en remblai, avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.
- b) Fondation rocheuse :** Sauf en cas de roches très fissurées ou de caractéristiques très médiocres, les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous types de barrages, moyennant des dispositions adéquates concernant la purge des matériaux très altérés et le traitement éventuel par injection. L'aspect important est le régime des fractures (failles, joints, diaclases, schistosité). Les barrages en remblai conviennent toujours. Pour les autres, les exigences vont en croissant du BCR, au béton conventionnel et à la voûte.

c) **Fondations graveleuses** : ce type de fondation utilisé pour les barrages en remblai (en terre ou en enrochements). Les infiltrations et les fuites sont contrôlées par des instruments qui assurent l'étanchéité.

Dans la pratique, ce type de fondation se rencontre surtout pour les rivières ou fleuves à débit important. L'ouvrage doit donc évacuer des crues importantes, ce qui exclut les barrages en terre. Des barrages en béton de très petite hauteur peuvent également être édifiés moyennant des précautions concernant les fuites et les percolations (risque de renard) et les tassements différentiels.

d) **Fondations sablo-silteuses** : Des fondations de silt (limon) ou de sable fin peuvent convenir à l'édification de barrages en terre, voire exceptionnellement à de très petits barrages poids en béton moyennant de sérieuses précautions. (DEGOUTTE, et al., 1997)

III.2. Caractéristiques des fondations

Par rapport aux types de fondation on peut arriver à divers problèmes. Un sol mou implique des talus plus tendus et une revanche supérieure en tenant compte les tassements ; un sol ou sous-sol perméable implique l'utilisation d'un tapis d'étanchéité ou d'une clé d'ancrage, total ou partiel, pour élargir le flux de filtration et réduire les débits. (RODRIGUEZ, 2003)

III.3. Exigences des fondations

La fondation d'un tel barrage doit nécessairement présenter : (FAGNOUL, 1961)

- 1) Une force portante suffisante,
- 2) Une résistance suffisante à l'effort tranchant,
- 3) Une bonne imperméabilité.

III.4. Type d'études à faire pour les fondations

Une étude géologique et géotechnique est très importante pour la réalisation des fondations. Pour que l'étude soit efficace il faut considérer deux points :

- ⊕ La stabilité (détermination des caractéristiques mécaniques),
- ⊕ L'étanchéité (calcul de coefficient de perméabilité).

Un des avantages bien connus des barrages en terre est leur facilité d'adaptation aux différents types de sols de fondations, il suffit alors vérifier par quelques sondages la

nature des fondations afin de vérifier qu'elles ne comportent pas trop près de la surface, de couches compressibles.

En ce qui concerne les infiltrations à travers les fondations d'un barrage en terre, elles peuvent entraîner un danger de sous pressions et de renards. Ce sont les sols formés d'alluvions perméables qui sont favorables à la formation des renards. Il y a donc risque de destruction totale de l'ouvrage. (RANRIANANDRASANA, 2009)

IV. ANALYSE DES RUPTURES DES BARRAGES

IV.1. Introduction

La destruction complète ou partielle de barrages est dite rupture de barrage. Cette rupture peut rendre le barrage inopérable.

Il est évident que les barrages en terre sont moins résistants que les barrages en béton, mais n'empêche qu'ils peuvent être inopérables. Car d'une part on ne peut pas prévoir les dégâts (endommagements) causés par les phénomènes naturels tels que les séismes et les crues et d'autre part l'erreur humaine (une mauvaise conception, une mauvaise étude des matériaux utilisés, une mauvaise étude géotechnique et géologique ... etc.)

Dès les premières constructions des barrages, le nombre de rupture des barrages augmentent et devient plus fatale pour la vie de l'être humain et une perte économique considérable et des destructions remarquables malgré les progrès technologiques rapides.

La Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) formule la définition de la rupture comme suit : rupture d'une partie du barrage ou de sa fondation, tel que l'ouvrage ne puisse retenir l'eau. En général, le résultat sera une lâture d'un volume d'eau important, entraînant des risques pour les personnes ou les biens à l'aval. (SCHELEISS, et al., 2011).

IV.2. Causes de rupture des barrages

Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres.

Des problèmes techniques peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur

l'apparition de ces problèmes. Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs.

Des causes naturelles peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue milléniale et la crue décamillénale. Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements. La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels.

Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue.

Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.). Les ruptures de barrages dues aux séismes sont d'ailleurs très rares.

Des causes humaines peuvent enfin être à l'origine d'accidents : études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre (les barrages sont néanmoins protégés par la convention de Genève). (MEDD, 2004)

IV.3. Statistiques des ruptures

Foster et al. (1998, 2000) ont publié les statistiques de rupture des grands barrages jusqu'au 1986 (tableau 1.2). Plus de 50% des ruptures sont dues au phénomène de renard, 42% sont produites au moment de la première mise en eau, et 66% après les cinq premières années après la première mise en eau. (Hadjira, et al., 2011).

Tableau 1.2 : Statistiques sur les modes de rupture des barrages (d'après Fosteret al, 1998 et 2000).

Mode de rupture	% de ruine
Phénomène de renard dans le corps du barrage	31
Phénomène de renard dans la fondation	15
Phénomène de renard depuis la digue à la fondation	2
Stabilité des pentes	4
Submersion	46
Séismes	2

Entre 1959 et 1987, 30 accidents de rupture de barrages ont été recensés dans le monde, faisant 18 000 victimes. Seuls les accidents ayant causé plus de 100 morts sont répertoriés dans le tableau 1.3. (MEDD, 2004)

Tableau 1.3 : Ruptures des barrages entre 1859 et 1987 (MEDD, 2004)

Barrage	Pays	Date de rupture	Hauteur du barrage (m)	Volume de la retenue (hm ³)	Nombre de Victimes
Barrage en remblai, rupture durant la construction					
Panshet	Inde	1961	49	214	1000
Sempor	Indonésie	1964	60	56	200
Barrage en remblai, rupture lors de la première mise en eau					
Dale dyke	Grande Bretagne	1864	29	3,2	230
Barrage en remblai, rupture en service					
Iruhaiske	Japon	1868	28	18	1200
Mill River	Etats-Unis	1874	13	Inconnu	140
South fork	Etats-Unis	1889	21	18	2200
Walnut Grove	Etats-Unis	1890	33	11	129
Hyogiri	Corée de sud	1961	15	0,2	139
Nanak Sagar	Inde	1967	16	210	100
Machu	Inde	1979	26	101	2000
Gotvan	Iran	1980	22	Inconnu	200
Kantale	Sri Lanka	1986	27	135	127
Barrage poids, rupture lors de la première mise en eau					
Puentes	Espagne	1802	69	13	600
Saint Francis	Etats-Unis	1928	62	47	450
Barrage poids, rupture en service					
Fergoug I	Algérie	1881	33	30	200
Tigra	Inde	1917	25	124	1000
Malpasset	France	1959	60	49	423
Khadakwasla	Inde	1961	33	137	1000
Barrage à contreforts et voûtes multiples					
Gleno	Italie	1923	35	5	600
Vega de terra	Espagne	1959	33	7,3	140



Il ressort des conclusions du bulletin 99 de la CIBG que le pourcentage de ruptures a décliné, ce qui tend à prouver que les progrès dans la technique de construction rendent les barrages modernes plus fiables. Il a aussi été constaté que les ruptures surviennent dans les 10 premières années d'exploitation et en majorité pendant la première année. Une rupture sur deux se produit au moment du premier remplissage, le risque étant moins élevé pour les ouvrages en béton que pour les ouvrages en remblai. En outre les ruptures concernent en priorité les petits ouvrages qui représentent la majorité des barrages construits.

Le risque d'une rupture brusque et inopinée d'un barrage est faible. Une rupture possible est liée à une évolution d'une dégradation de l'ouvrage que l'on devrait être en mesure de détecter rapidement par l'exercice d'une surveillance permanente et vigilante. (SCHELEISS, et al., 2011)

V. MODES DE RUPTURE DES BARRAGES

V.1. Modes de rupture des barrages en béton

De l'analyse des ruptures des barrages en béton, il ressort que les problèmes liés à la fondation constituent la cause de rupture la plus fréquente. La ruine de l'ouvrage est principalement provoquée par l'érosion interne et résistance insuffisante au cisaillement de la fondation. Elle peut aussi être due à des déformations excessives de cette même fondation.

Une érosion externe importante au pied aval, tel un affouillement provoqué par un écoulement peut être la cause d'instabilité. (SCHELEISS, et al., 2011)

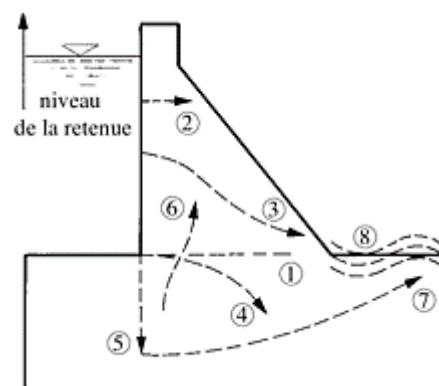


Figure 01.4 : Mécanisme de rupture d'un barrage poids. (SCHELEISS, et al., 2011)

Légende :

- 1, 2 : fissures horizontales,
- 3, 4 : fissures curvilignes,
- 5 : fissures verticales dans la fondation,
- 6 : extensions dans le barrage de discontinuité de la fondation,
- 7 : surfaces de glissement en fondation,
- 8 : instabilités par flambage de couches minces.

V.2. Modes de rupture des barrages en remblai

Selon les statistiques de la CIGB, la submersion constitue la principale cause de rupture des barrages en remblai. Ce débordement en crête peut être consécutif à une montée incontrôlée du plan d'eau, à une mauvaise gestion des apports dans la retenue ou à une vague provoquée par l'arrivée d'un volume important de matériau dans la retenue. Une réduction de la retenue de la revanche par tassement suite à un tremblement de terre peut aussi favoriser cet écoulement au-dessus de couronnement.

Le second cas est relatif à l'érosion interne qui se manifeste par une migration de particules à travers des chemins préférentielle dans le corps du barrage ou sa fondation. L'érosion interne est provoquée par une haute vitesse des percolations ou des filtres mal conçus. Le conduit de fuite s'agrandit jusqu'à engendrer la ruine de l'ouvrage.

Le troisième cas concerne l'érosion externe causant une détérioration du couronnement et de la surface des talus par une circulation d'eau superficielle.

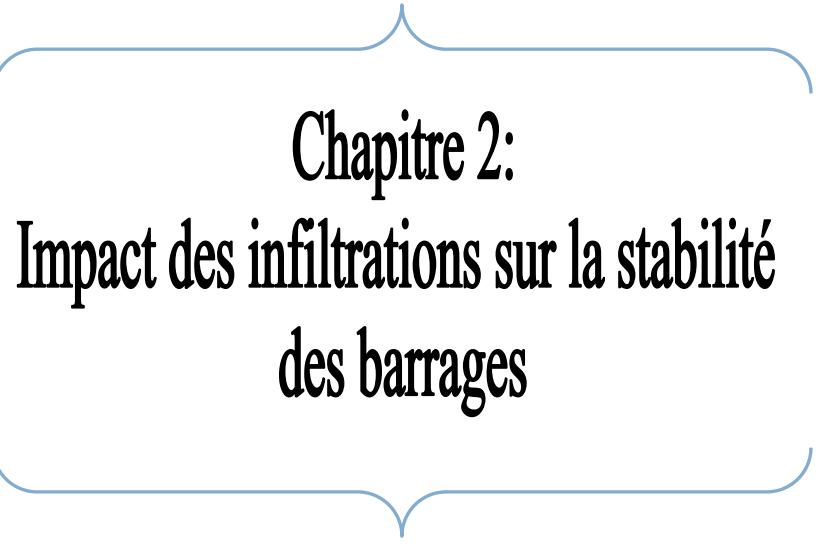
Un dernier cas de rupture concerne un glissement en masse d'un volume important du corps du barrage et/ou de sa fondation qui se déplace le long d'une surface de rupture.

Les cas relatifs aux érosions interne et externe, ainsi que celui du glissement de masse ont des causes en rapport avec la géotechnique des barrages. (SCHELEISSL, et al., 2011)

VI. CONCLUSION

Le phénomène de rupture dépend du type de barrages. Elle peut être progressive, par érosion régressive, pour les barrages en remblai. Quant aux barrages en béton, un renversement ou un glissement d'un ou de plusieurs plots peut survenir de manière plus brusque ; toutefois, il existe des signes précurseurs. Les ruptures peuvent avoir pour origine des problèmes liés au projet (vice de conception et de construction, insuffisance des études et du contrôle de l'exécution), des difficultés techniques (dommage majeur dans le corps du barrage, défaut de stabilité du barrage ou de sa fondation, défaillance des organes de décharge), des causes naturelles (crue, séisme, glissement de terrain dans la retenue d'eau) et des conditions particulières d'exploitation (monté non contrôlée du plan d'eau, et entretien insuffisants).

L'analyse des ruptures des barrages donne des renseignements capitaux pour orienter les projets futurs et prendre au sérieux toutes les origines induisant des désordres.



Chapitre 2: Impact des infiltrations sur la stabilité des barrages

I. INTRODUCTION

L'écoulement d'eau dans le corps de barrage et sa fondation menace la stabilité de l'ouvrage hydraulique, qui peut subir le phénomène d'érosion interne ou bien externe. Ces actions causent des endommagements très graves et irréversibles.

Généralement les barrages en remblais sont plus susceptibles à la rupture progressive due à l'érosion "externe ou interne", par contre les barrages en béton risquent d'avoir des ruptures instantanées et immédiates partielles ou totales.



Erosion externe

Erosion interne, Barrage Loveton-1989

Photo 2.1 : Phénomènes d'érosion interne et externe. (NGUYRN, 2014)

II. EROSION INTERNE

L'érosion interne résulte du détachement et du transport de matière sous l'effet d'un écoulement d'eau, dans le corps d'un barrage ou dans la fondation. Lorsque le transport est un charriage concentré dans un conduit, c'est un renard. Lorsque le transport est diffus à travers la matrice solide et ne concerne que les fines en suspension, c'est une suffusion. (BONELLI, 2001)

Ces deux notions fondamentales dans le processus d'érosion interne sont le gradient hydraulique et la vitesse critique de percolation. Elles interviennent à tous les stades d'arrachement des grains ou de transports.

Le gradient hydraulique est représenté par :

$$i = H/L$$

Avec : H : la charge hydraulique.

L : la longueur de percolation.

La vitesse de percolation est représenté par :

$$v = k \times i$$

Avec : k : le coefficient de perméabilité de sol.

i : gradient hydraulique.

Lorsqu'il y a un arrachement de particules dans le sol, la vitesse de percolation est nécessairement une « une vitesse critique » pour le milieu traversé par l'écoulement. Elle peut être atteinte par une augmentation de k ou une augmentation de i.

Ces gradients élevés peuvent avoir trois origines :

- Une erreur de conception de barrage ;
- Des négligences de chantier ;
- Une cause accidentelle.

On admettra aisément qu'il est difficile de connaître dans le détail les variations de la perméabilité au sein d'un remblai ou d'une fondation, comme il est difficile d'estimer les pertes de charges le long de filets liquides autrement que d'une manière globale entre l'amont du barrage et un exutoire connu (drain, recharge, pies aval, puits, etc...).

Le gradient hydraulique global est, finalement, le seul paramètre aisément quantifiable. C'est aussi un paramètre modulable. Si on admet que H est une valeur définie au projet (hauteur d'eau), la valeur de i dépend de L c'est-à-dire de la longueur de percolation sur laquelle on peut agir. C'est ce que l'on fait en s'appuyant sur la règle empirique de Lane pour se préserver d'un phénomène d'érosion interne de fondation. (LAUTRIN, 2003)

Lane a démontré, par l'étude du comportement de 280 barrages en béton sur des alluvions diverses, qu'il existait une longueur critique de percolation en fonction de la nature des sols, donnée par la relation suivante :

$$C = \frac{\left(\sum L_v + \frac{1}{3} L_h \right)}{H}$$

Avec : $\sum L_v$: somme des distances verticales le long du parafouille.

L_h : distance horizontale parcourue par l'eau sous l'ouvrage (le coefficient 1/3 tient compte du fait que la perméabilité horizontale est supérieur à la perméabilité verticale dans les sols alluvionnaires).

H : charge hydraulique totale.

C : coefficient dépendant de la nature de sol.

Tableau 2.1 : Valeurs du gradient dépendant de la nature de sol. (LAUTRIN, 2003)

Nature de sol	C (valeur max)
Sable très fin ou silt	8,5
Sable fin	7
Sable moyen	6
Sable grossier	5
Gravier fin	4
Gravier moyen	3,5
Gravier grossier et pierres	3
Galets, pierres et gravier	2,5
Argiles	2
Argiles raides	1,8

L'application de cette relation, bien qu'elle ne soit pas exactement extraptable à la fondation d'un barrage en terre déformable (la règle de Lane est par contre directement applicable aux percolations sous un évacuateur de crues de surface ou le long d'une canalisation), donne un ordre de grandeur de la longueur de percolation susceptible de protéger la fondation d'un barrage du phénomène d'érosion interne et on applique couramment. (LAUTRIN, 2003)

Ceci revient à définir un gradient hydraulique critique :

Selon l'équation $i = \frac{H}{L}$, le quotient de la charge H par la longueur d'échantillon L correspond au gradient hydraulique i. la valeur de i pour des conditions de boulance s'appelle le gradient hydraulique critique i_c . (Robert D. Holtz, 1981)

$$i_{cr} = \frac{\rho_s - \rho_w}{(1 + e)\rho_w} = \frac{1}{1 + e} \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)$$

Tableau 2.2: Valeurs du gradient hydraulique critique i_{cr} (Robert D. Holtz,1981)

Indice des vides	Compacité approximative	gradient hydraulique critique i_{cr}
0.5	Dense	1.12
0.75	Moyenne	0.96
1.1	Lâche	0.84

Dans la pratique, chaque fois que le gradient calculé entre l'origine d'un écoulement et un exutoire connu, ou possible, ne sera pas inférieur au gradient critique (on notera que le gradient hydraulique critique peut être très inférieur à 1) correspondant aux matériaux concernés par l'écoulement, on modifiera la structure du barrage en allongeant les percolations autant que faire ce peut, ou bien on bloquera par les filtres toute possibilité d'entraînement des fines par l'élément liquide, ou bien encore on s'opposera à toute percolation par la mise en place d'écans pour protéger l'ouvrage, ou une partie de l'ouvrage, de l'érosion interne.

Les mêmes précautions devront être prises pour un grand ou un petit barrage. il ne faut pas croire, en effet, qu'un petit barrage soumis à une faible charge est moins vulnérable qu'un grand sur ce point. Les gradients hydrauliques sont du même ordre de grandeur dans les deux cas et les précautions techniques doivent être les mêmes. (LAUTRIN, 2003)

Si l'ouvrage est conforme aux règles de l'art en matière de choix technique et s'il est bien réalisé, le phénomène d'érosion interne ne peut plus se produire qu'accidentellement.

Selon (FOSTER, et al., 1999), on peut illustrer ce phénomène en quatre (04) phases (ROMAIN, 2007):

- ✚ Initiation,
- ✚ Filtration,
- ✚ Développement des désordres,
- ✚ Brèche.

II.1.L'initiation

Selon la typologie IREX, huit phénomènes peuvent être initiateurs de l'érosion interne qui peut se développer selon deux types de transports différents (l'arrachement et le transport des particules). (BLAIS, 2005)

II.1.1. La boulance

La boulance ou l'annulation de la contrainte par le gradient hydraulique est l'état d'un volume de sol dans lequel les grains flottent dans une phase liquide continue sous l'action d'une pression d'eau qui annule la contrainte effective de sol. Ce phénomène se produit de temps en temps à l'aval de l'ouvrage ou juste au pied du talus.

En général, ce phénomène se produit lorsque le gradient hydraulique issu d'un écoulement d'eau est vertical ascendant et produit une force supérieure au poids déjaugé des particules. (NGUYRN, 2014)

$$i \geq i_{critique} = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w}$$

Avec : γ_{sat} : poids volumique saturé de sol.

γ_w : poids volumique d'eau.

i : gradient hydraulique.

$i_{critique}$: gradient hydraulique critique.

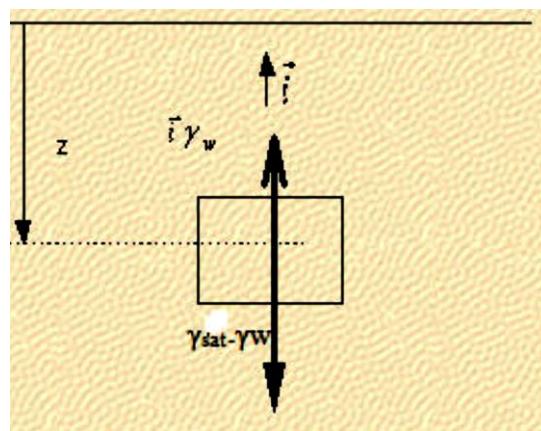


Figure 02.1 : Manifestation de la boulance. (NGUYRN, 2014)

II.1.2. La suffusion

La suffusion est un phénomène de mouvement des grains de petite taille à travers le squelette constitutif d'un sol ou à travers les pores compris entre les grandes particules. Ce phénomène se produit lorsque la vitesse locale ou le gradient local dépasse une certaine limite. Il en résulte qu'il apparaît une redistribution des fines dans le sol. (NGUYRN, 2014)

- La suffusion interne, appelée suffusion volumique, se développe au sein d'une masse de sol dont la granulométrie n'assure pas l'autofiltration. Ce phénomène se rencontre notamment au sein d'arènes granitiques ou dans les remblais morainiques.
- La suffusion surfacique, ou la suffusion de contact, se développe à l'interface d'un matériau grossier et d'un matériau fin sous l'action d'un écoulement parallèle ou perpendiculaire à l'interface. Ce phénomène est fréquent dans les fondations alluviales, soit à l'interface de l'ouvrage et de la fondation, soit au contact des structures à l'intérieur d'un ouvrage et des matériaux contours, soit au contact entre un limon et un gravier superposés dans la fondation.
- La suffusion externe se développe à l'interface d'un matériau et de la rivière ou à l'air libre par un écoulement parallèle, perpendiculaire ou incliné par rapport à l'interface. (BLAIS, 2005)

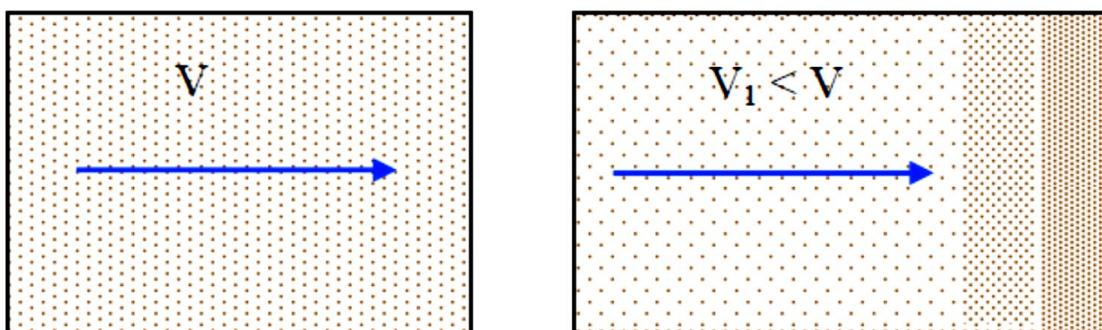


Figure 2.2 : Phénomène de suffusion. (NGUYRN, 2014)

II.1.3. L'érosion régressive

L'érosion régressive est le phénomène d'arrachement des particules de sol une à une par la pression de l'eau. Ce phénomène se produit en un point à l'aval et se propage ensuite vers l'amont. Lorsque ce processus apparaît, il se forme un renard hydraulique à l'intérieur de l'ouvrage. (NGUYRN, 2014)

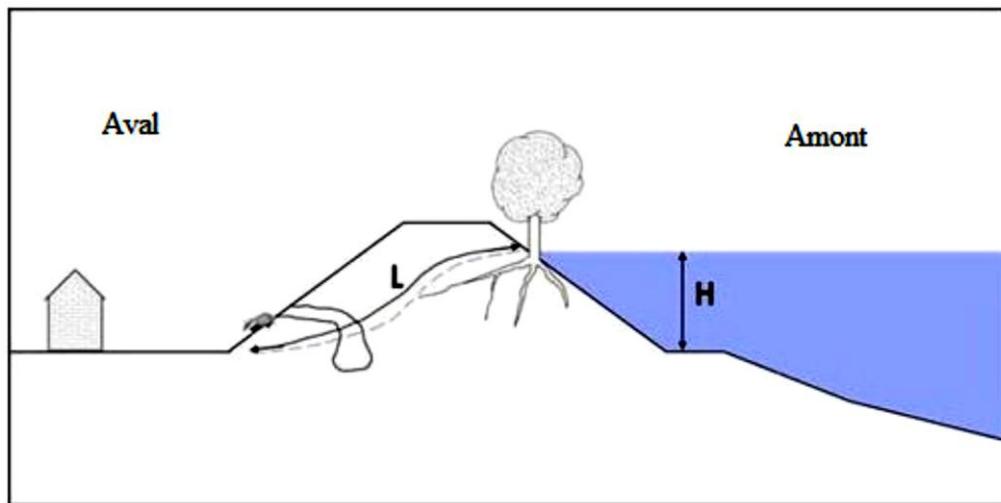


Figure 2.3 : Erosion régressive. (NGUYRN, 2014)

Il existe 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 de 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. Le processus perdure par augmentation des gradients hydrauliques (diminution du chemin hydraulique) et/ou affaiblissement du remblai (augmentation de sa pente aval).
- ✚ L'érosion régressive par conduit, un ou plusieurs conduits se développent depuis l'aval et progressent par érosion des matériaux qui forment l'extrémité amont du chenal. (ROMAIN, 2007)

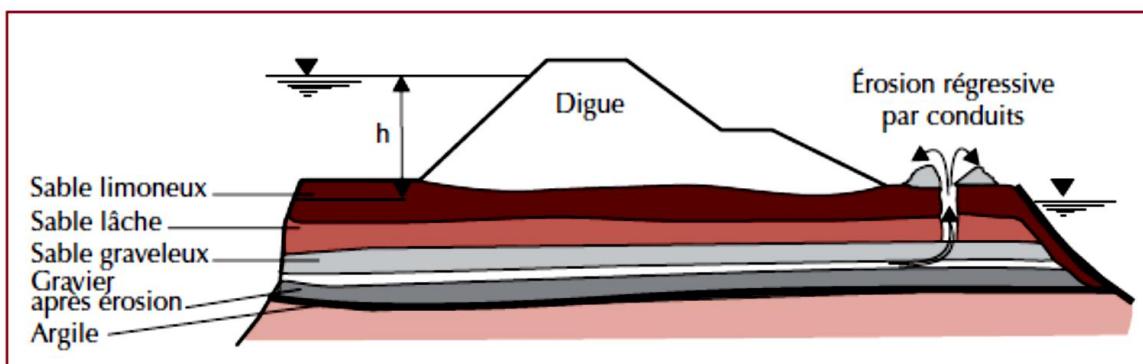


Figure 2.4 : Mécanisme d'érosion par conduits. (BLAIS, 2005).

II.1.4. Le débourrage

Les débourrages correspondent à l'entraînement gravitaire ou à l'arrachement brutal d'un volume de sol. Il s'agit de déséquilibre d'un volume de sol sous l'action de la poussée de l'eau que la résistance au cisaillement autour du volume ne parvient plus à compenser. Il se produit lorsqu'une fissure rocheuse ou un conduit karstique est rempli de matériaux argileux et que la force causée par l'eau provoque le déplacement d'ensemble du matériau vers l'aval. Il en résulte que ce phénomène conduit à une cavité ou un élargissement du conduit et l'eau s'écoule librement. (NGUYRN, 2014)

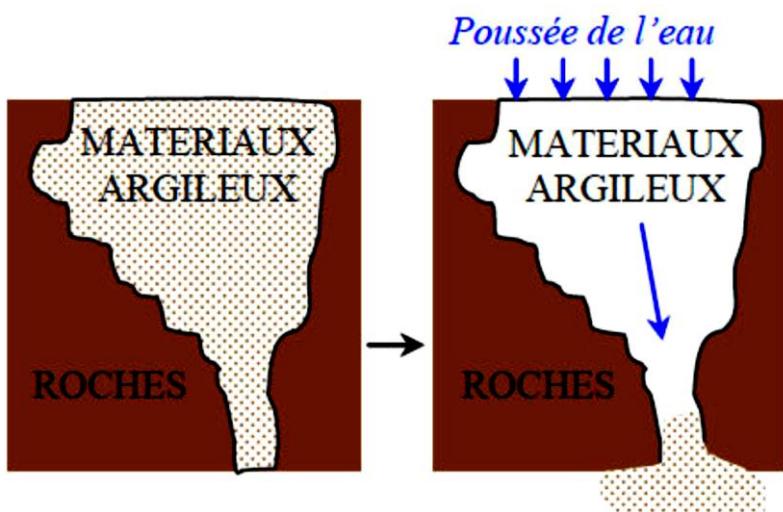


Figure 2.5 : Phénomène de débourrage. (NGUYRN, 2014)

II.1.5. La dissolution

La dissolution est la disparition d'une partie des constituants des particules, sous une action chimique ou thermique. D'une nature différente du processus physique d'arrachement, elle peut être une des causes de déclenchement d'érosion interne. (BLAIS, 2005)

II.1.6. La dispersion

La dispersion (défloculation) est un phénomène physicochimique qui tend à diminuer la taille des agglomérats des particules argileuses, disperser les plaquettes d'argile et faciliter leur mobilité. Les argiles dispersives sont les plus dangereuses car les plus sensibles au contenu ionique de l'eau retenue. (BLAIS, 2005)

II.1.7. L'entraînement

L'entraînement est le détachement des particules des parois d'une conduite, d'un canal ou d'une rivière à partir d'une certaine valeur de cisaillement engendrée par l'écoulement, (Blais, 2005). C'est-à-dire, lorsque la contrainte de cisaillement réelle (τ), qui dépend de la vitesse de l'écoulement, dépasse la contrainte de cisaillement seuil (τ_c) qui dépend de la résistance du sol. (NGUYRN, 2014)

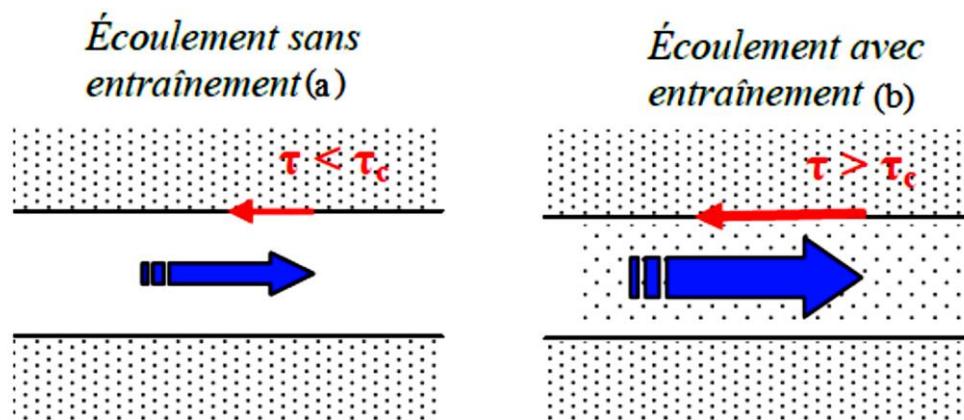


Figure 2.6 : Phénomène d'entraînement. (NGUYRN, 2014)

II.1.8. L'exsolution

L'exsolution est la dissolution partielle et le transport de l'air piégé dans le noyau, de l'amont vers l'aval, où la pression de l'eau interstitielle est plus faible. Cela fait diminuer localement la perméabilité et fait augmenter nettement les pressions interstitielles. (NGUYRN, 2014)

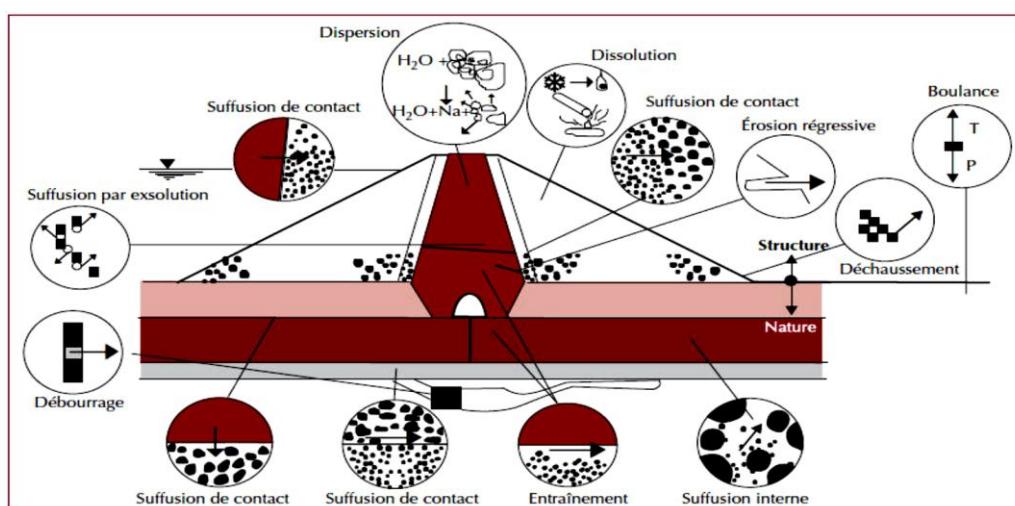


Figure 2.7 : Divers phénomènes initiateurs de l'érosion interne dans un barrage (Adapté de Schuler et Brauns 1996, cité par Blais, 2005)

II.2.La filtration

La condition d'arrachement des particules, seule, ne suffit pas pour que l'érosion interne puisse se développer librement. En effet, il arrive, dans le cas de barrages zonés munis de filtres, que ceux-ci parviennent à arrêter l'érosion interne grâce à un réarrangement des particules en forme de voûte dans une zone appelée « zone d'auto-filtration ».

Dans cette zone, les plus grosses particules empêchent l'érosion interne des particules de taille moyenne qui vont à leur tour empêcher l'érosion des particules de petite taille. Bien souvent, les sols qui ne sont pas potentiellement auto-filtrants, sont sensibles à la suffusion. Notons cependant qu'il se produit dans cette zone un tassement dû au départ des particules, qui peut, selon Fry et al, engendrer des désordres et déclencher ainsi le phénomène de surverse. C'est donc la granulométrie du noyau et celle du filtre qui vont déterminer si l'érosion est amenée à se poursuivre ou non. On distingue généralement quatre domaines distincts, allant de l'érosion continue à aucune érosion : (ROMAIN, 2007)

- Erosion continue : le filtre est tellement grossier qu'il ne peut être bouché par les matériaux érodés,
- Erosion excessive : le filtre peut être obstrué après qu'il y ait eu érosion excessive du sol de base,
- Un peu d'érosion : le filtre s'obstrue après une légère phase d'érosion,
- Pas d'érosion : le filtre est suffisamment fin pour que ce critère puisse être pleinement satisfait ; il ne laisse passer que très peu de matériaux avant de s'obstruer.

II.3.Le développement des désordres

Il est généré par le transport des particules et dépend du gradient hydraulique. La nature de ce transport va nous amener à distinguer deux types fondamentaux de transport pour l'érosion interne : le renard et la suffusion. Ces deux modes de transport diffèrent par leurs conditions géométriques et hydrauliques (ROMAIN, 2007)

- Le transport est concentré dans un conduit : le renard
- Le transport est diffus dans l'espace poreux inter-particulaire : la suffusion.

II.3.1. La suffusion

La suffusion groupe tous les processus d'érosion souterraine qui se traduisent par un enlèvement de matière sans intervention de la dissolution. L'écoulement entraîne les particules les plus petites à travers la matrice solide formée par les particules les plus grosses. La teneur en fines évolue dans le temps. Les zones qui ont perdu leurs fractions fines ont une perméabilité plus élevée, donc des vitesses d'écoulement plus élevées, ce qui peut initier un renard. Elles ont également une densité plus faible, ce qui peut provoquer un effondrement. Les zones colmatées par l'arrivée de ces fines ont une perméabilité qui diminue, induisant des pressions interstitielles plus élevées, ce qui peut conduire à des glissements.

Un sol hétérogène, instable, dispersif ou à granulométrie étalée n'assurant pas l'auto filtration, est souvent à l'origine d'une suffusion. Elle peut être initiée dans le volume (suffusion interne) ou à l'interface de deux matériaux (suffusion externe). La cinétique de la suffusion est lente. Elle est de l'ordre de la dizaine d'années (CFGGB, 1997). (BONELLI, 2001)

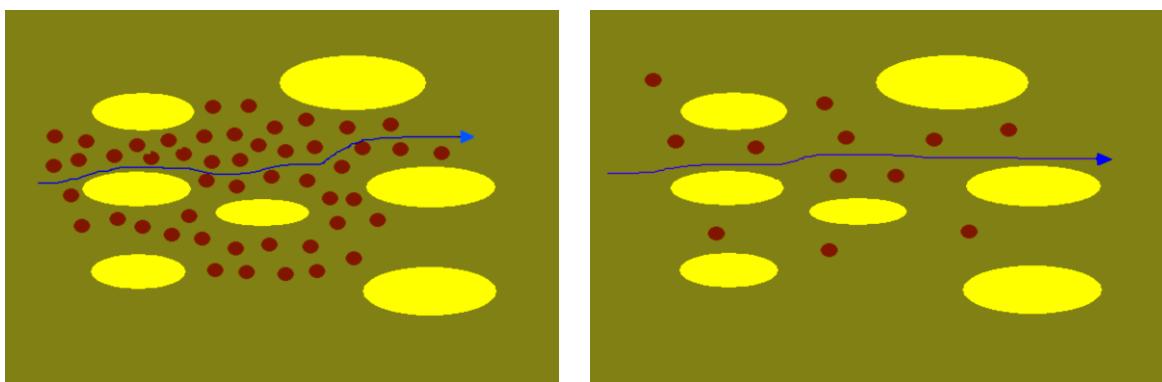


Figure 2.8 : Influence de la perméabilité sur l'écoulement. (ROMAIN, 2007)

II.3.2. Le renard

C'est le mode de transport le plus dangereux car s'il n'est pas endigué rapidement, la rupture de l'ouvrage se produit en un laps de temps très court. Le terme « renard » évoque l'idée d'un trou de renard alors que son équivalent anglais « piping » traduit l'idée d'une conduite. (ROMAIN, 2007)

Un renard peut survenir dans le corps du barrage ou dans sa fondation. Dans un sol sans cohésion, le filet d'eau entraîne par sa vitesse de fines particules en commençant par le débouché aval, puis l'érosion remonte ensuite vers l'amont en s'accélérant car l'eau a un chemin de plus en plus court à parcourir et sa vitesse augmente. Cette érosion crée une

galerie qui traverse le barrage ou sa fondation. Le diamètre s'élargit. Si le phénomène continue, il peut se produire un effondrement qui conduit à une brèche. Le délai d'apparition des conséquences d'un renard est variable, de quelques heures à plusieurs mois après le remplissage (CFG, 1997). (BONELLI, 2001)

En fait, il n'est pas nécessaire d'avoir un vide continu de l'amont à l'aval de barrage pour que se développe un renard et c'est là qu'est le piège. Ce qui est nécessaire, c'est d'avoir un gradient hydraulique élevé ($i > i_{cr}$) entre deux points du remblai ou entre l'amont du barrage et le point d'émergence des écoulements. (LAUTRIN, 2003)

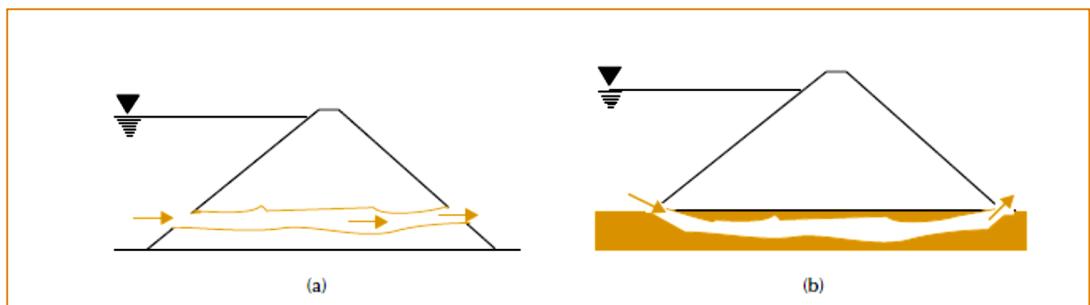


Figure 2.9 : Renard dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b). (BONELLI, 2001)

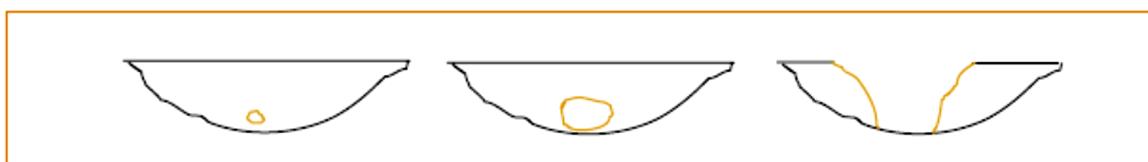


Figure 2.10 : Évolution d'un renard dans le corps de l'ouvrage. Vue en coupe rive/rive. (BONELLI, 2001)

On remarque que le diamètre du conduit s'agrandit par érosion latérale, puis provoque une brèche par effondrement.

II.4. Les modes de rupture

II.4.1. La rupture par renard

Une fois que le renard est formé, la rupture du barrage se produit selon trois phases (ROMAIN, 2007):

- Elargissement du renard,
- Cet élargissement peut être suivi par un effondrement du toit et donc par la formation d'une brèche,
- Elargissement de la brèche.

II.4.2. La rupture par suffusion

La rupture par suffusion peut se produire par :

- ⊕ La formation à l'aval de l'ouvrage d'une zone où la vitesse d'écoulement est suffisamment importante pour qu'elle soit à l'origine de glissements successifs, voire d'un déchaussement.
- ⊕ L'entraînement des matériaux provoque un affaissement local de l'ouvrage qui, dans certains cas de crues extrêmes, peut engendrer une surverse et provoquer la rupture de l'ouvrage.
- ⊕ La formation d'une zone instable à l'aval de l'ouvrage, par augmentation des pressions interstitielles et création d'une zone de dépression. Cette zone provoque alors un affaissement des couches supérieures avant d'atteindre la crête : le fontis. Le fontis peut alors atteindre la crête du barrage et on assiste à la formation d'une brèche. (ROMAIN, 2007)

III. LUTTE CONTRE L'EROSION INTERNE

Si l'on plaçait les drains directement au contact des matériaux à granulométrie fine comme la terre à noyau, l'eau en écoulement entraînerait les particules fines à travers les vides inter granulaires du drain et on obtiendrait une érosion interne nommée renard ; ce phénomène est d'autant plus dangereux qu'il est accéléré : le début de l'érosion diminue la perméabilité, donc augmente la vitesse de l'eau, ce qui accroît la vitesse d'érosion ; une amorce de renard, même très tardive (on a vu de tels accidents sur des remblais datant de 60 ans), peut difficilement être stoppée si elle n'est pas traitée dès les premiers symptômes. La solution préventive consiste à disposer des « filtres » entre des matériaux dont les granulométries sont très contrastées : ce sont des matériaux de granulométrie intermédiaire, choisie de telle sorte que les grains du matériau fin amont ne puissent pénétrer le vide inter granulaire du matériau filtre. (CARRÈRE, 1991)

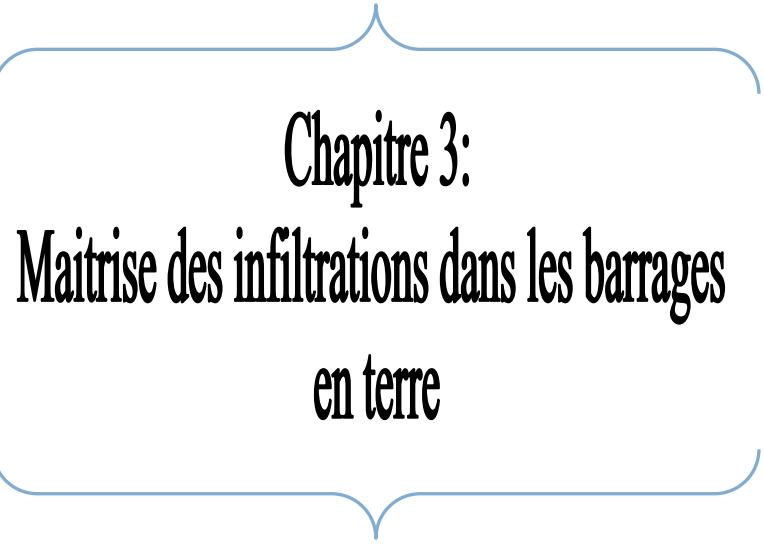
IV. CONCLUSION

L'érosion interne représente un danger fatal pour la stabilisation du barrage comme elle peut engendrer l'effondrement du barrage.

Les barrages en terre sont les plus répandus dans le parc mondial. La raison est purement économique. Leurs ruptures sont causées principalement par les conséquences des infiltrations dans le corps des barrages et leurs fondations.

L'effet redouté par les infiltrations est sans aucun doute, l'érosion interne qui peut se produire sous l'effet de développement intense des pressions de l'eau.

Les solutions de lutte contre ce phénomène dangereux s'articulent autour des actions sur l'étanchéité (aspect quantitatif) et la maîtrise des écoulements par des systèmes filtres-drains (aspect qualitatif). Dans la conception des barrages, souvent, ces actions sont combinées sous l'angle technico-économique.



Chapitre 3:
Maitrise des infiltrations dans les barrages
en terre

I. INTRODUCTION

Le problème de l'étanchéité du massif se pose chaque fois que le calcul des infiltrations en superstructure indique des pertes admissibles, ces pertes peuvent soit entraîner la ruine de l'ouvrage par formation de renard, soit encore, sans nuire à sa sécurité, être gênantes pour l'exploitation du barrage.

Les moyens qu'offre la technique moderne pour se prémunir contre toute infiltration à travers le massif sont nombreux et lorsque nous examinons ce problème nous s'apercevons qu'il existe au moins une bonne solution qui assure l'étanchéité du massif. (HERAGMI, 2009)

II. TYPES D'ORGANES D'ETANCHEITE DANS LE CORPS DES BARRAGES

Lorsque la terre du remblai n'est pas suffisamment imperméable pour constituer un remblai homogène étanche, il faut équiper le barrage d'un organe d'étanchéité spéciale.

Les techniques les plus couramment mise en œuvre sont les noyaux en matériaux argileux compactés, en béton bitumineux et les masques amont en béton de ciment ou bitumineux.

Il existe néanmoins d'autre techniques telle que : parois moulée, chape et les membranes souples. (HERAGMI, 2009)

II.1.Noyaux aux matériaux argileux

Le noyau argileux compacté disposé verticalement au centre du barrage ou en position inclinée à l'amont de celui-ci, son épaisseur est de l'ordre 1/6 de la hauteur de l'ouvrage. (CHERIF, et al., 2013)

Vers le sommet le noyau doit être monté au-dessus des plus hautes eaux et pratiquement, compte tenu des remontes capillaires, jusqu'à la tête du barrage.

Il doit être protégé de la dessiccation à sa partie supérieure pour éviter toute fissure de retrait qui risquerait de se révéler catastrophique. Cette protection peut être assurée par une couche de sable ou de préférence, en traite le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobée bitumineuse. (HERAGMI, 2009)

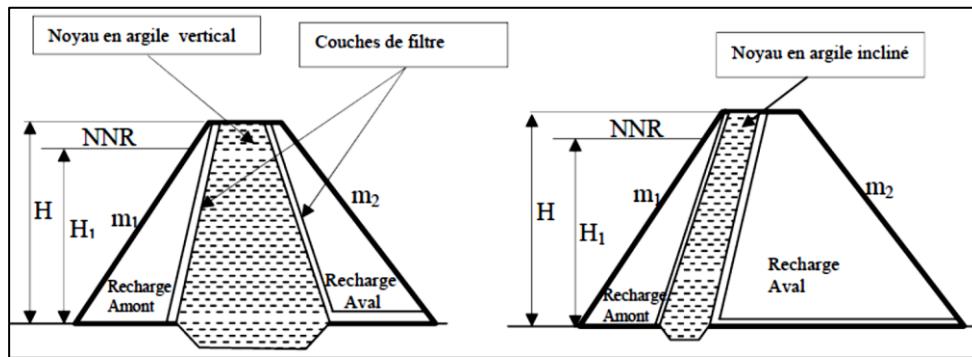


Figure 3.1 : Noyau en argile vertical et incliné. (MESSAID, 2009)

II.2. Noyaux en béton bitumineux

L'étanchement des barrages en terre au moyen de noyau bitumineux a pris une très grande importance dans le monde entier et dans toutes les zones climatiques, cet élément d'étanchéité (mieux que les autres) satisfait, en effet, aux exigences de sécurité les plus strictes grâce à sa déformation, sa bonne résistance à l'érosion et au vieillissement, et surtout grâce au mode de construction sans joints (figure 3.2). (HERAGMI, 2009)

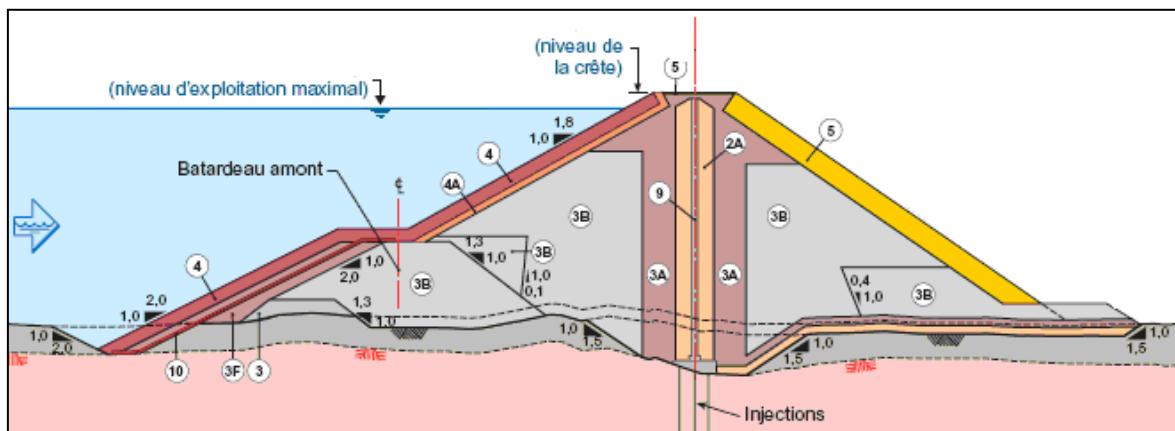


Figure 3.2 : technique de pose d'un noyau en béton bitumineux.

Légende :

2A	Matériau granulaire sélectionné ou traité, compacté (maximum 80 mm)	9	Membrane géocomposite
3	Enrochement déversé (maximum 900 mm)	10	Géotextile
3A	Enrochement traité ou pierre concassée, compacté (maximum 80 mm)		Mort-terrain
3B	Enrochement traité ou pierre concassée, compacté (maximum 150 mm)		Roc
3D	Enrochement sélectionné, compacté (maximum 900 mm)		Béton
3F	Enrochement traité ou pierre concassée, déversé (maximum 150 mm)	4A	Enrochement sélectionné
4	Enrochement sélectionné pour perré, placé	4B	Enrochement traité, placé

II.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'accommode aux déformations du massif support. (CHERIF, et al., 2013)

II.3.1. Masque en béton de ciment

La dalle doit posséder des joints de construction, du fait du retrait, que l'on munit de lames d'étanchéité. Ces joints sont respectivement parallèles et perpendiculaires aux lignes de plus grande pente du talus, ces dernières étant nécessaires pour diminuer l'importance des efforts de flexion. (HERAGMI, 2009)

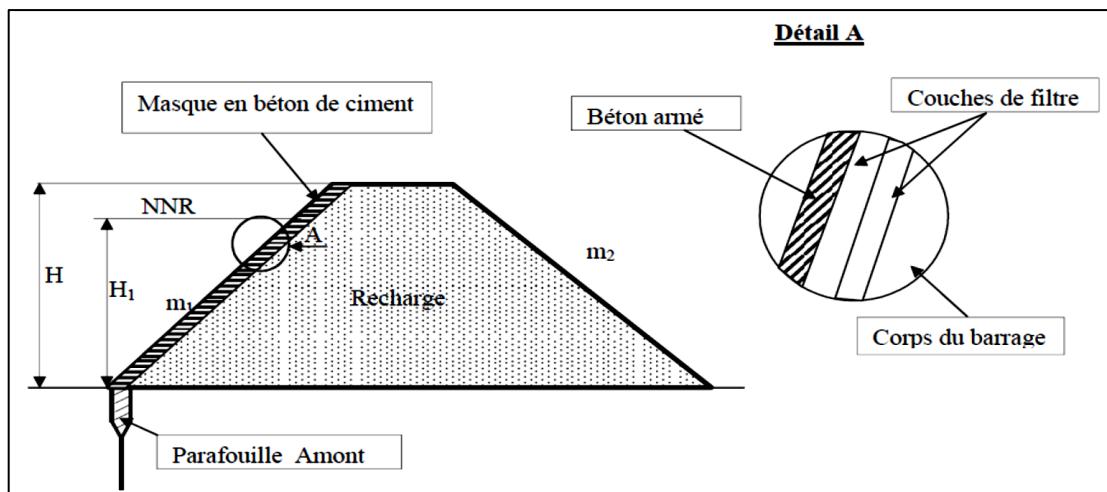


Figure 3.3 : masque en ciment. (MESSAID, 2009)

II.3.2. Masque en béton bitumineux

C'est a priori le produit idéal en raison de sa remarquable étanchéité et de sa résistance à flexion. Si certaines fissures se produisent, elles se colmatent d'elles-mêmes peu à peu sous l'effet de la pression de l'eau, par déformation plastique. Grossso modo, un béton bitumineux agit de façon plastique aux déformations lentes, de façon élastique aux déformations rapides, or le tassement s'effectue en général de façon lente. Egalelement, il n'y a pas de problème de joint, les différentes couches de béton bitumineux se soudent littéralement à chaud. (CHERIF, et al., 2013)

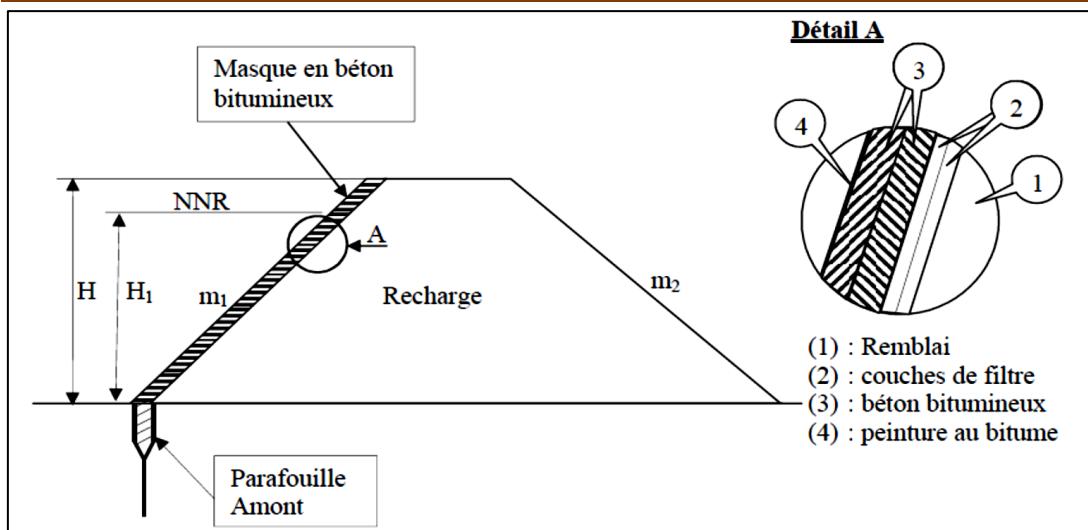


Figure 3.4 : Masque en béton bitumineux. (MESSAID, 2009)

II.3.3. Masque en acier

En raison de la grande déformabilité alliée à une résistance élevée et une étanchéité faite de l'acier, celui-ci constitue un matériau techniquement à peu près parfait pour un masque amont. (HERAGMI, 2009)

L'inconvénient en est généralement une question de coût. (CHERIF, et al., 2013)

II.3.4. Masque en terre

Au moyen de terre argileuse compactée, nous pouvons réaliser une étanchéité convenable, avec des épaisseurs qui sont des caractéristiques de perméabilité du matériau dont on dispose. (CHERIF, et al., 2013)

II.3.5. 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, aux poinçonnements et aux poussées des racines de végétaux. Pour la réalisation de ce type de masque les produits, les plus utilisés sont : le butyle caoutchouc, les matières plastiques, les produits bitumineux etc. (Fig. 3.5). (MESSAID, 2009)

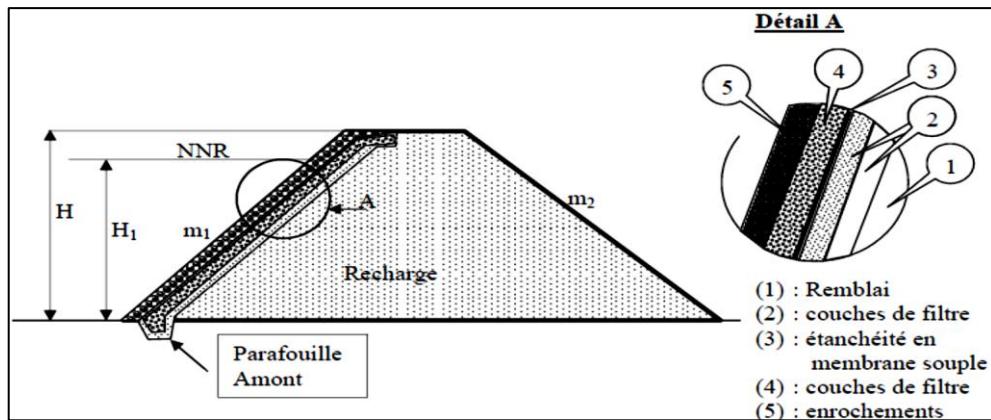


Figure 3.5 : masque en membrane souple. (MESSAID, 2009)

III. TYPES D'ETANCHEITE DES FONDATIONS

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. (MESSAID, 2009)

III.1. Clé d'étanchéité

Cas d'une fondation constituée de matériaux peu perméables : il est recommandé d'exécuter une clé d'étanchéité en matériaux argileux compacts afin de tenir compte de la fissuration superficielle et d'hétérogénéités éventuelles. (CHERIF, et al., 2013)

Clé d'étanchéité est une tranchée remplie de matériaux assurant l'étanchéité du massif, qui doit recouper la couche perméable et s'ancrer dans le substratum imperméable (Fig.3.6).

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. (MESSAID, 2009)

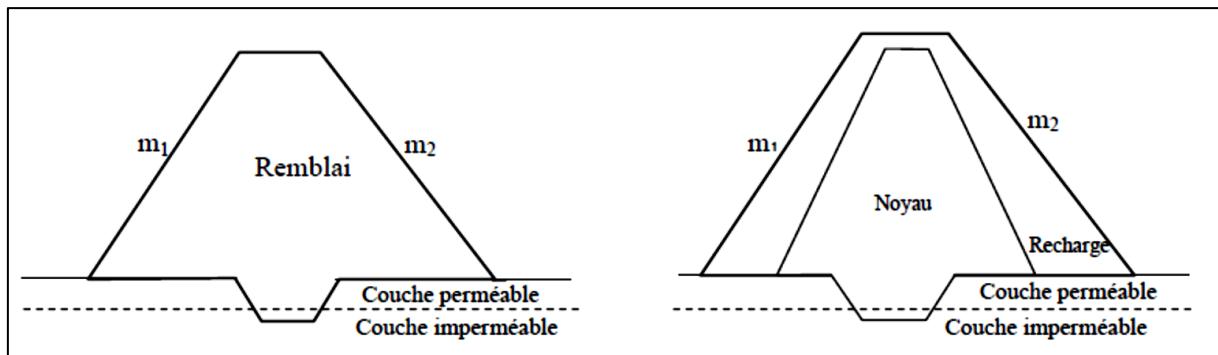


Figure 3.6 : Clé d'étanchéité. (MESSAID, 2009)

III.2. Paroi moulé

Cette solution est assez classique dans les terrains meubles ; elle est aussi possible dans les fondations rocheuses selon la technique, plus couteuse, de hydro fraise. Elle peut entraîner des désordres si des déplacements importants se produisent, par exemple le poinçonnement inverse du remblai dans le cas d'un fort tassement de la fondation meuble (risque aussi d'un frottement latéral excessif) ; si elle est située au pied amont du remblai, la paroi peut subir un cisaillement important dans sa partie supérieure. (CHERIF, et al., 2013)

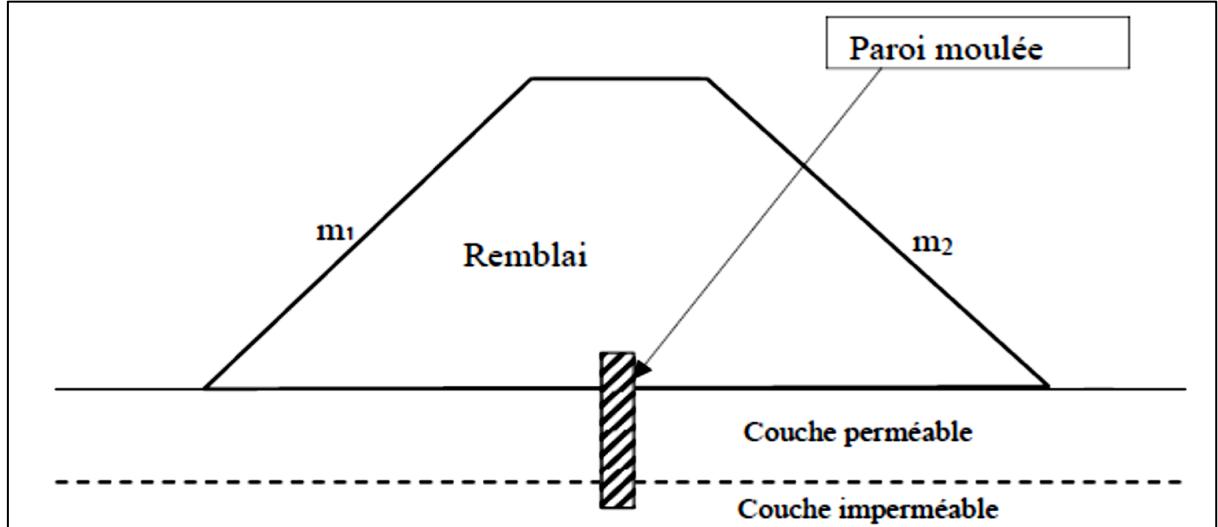


Figure 3.7 : paroi moulée. (MESSAID, 2009)

III.3. 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. (Fig. 3.8). (MESSAID, 2009)

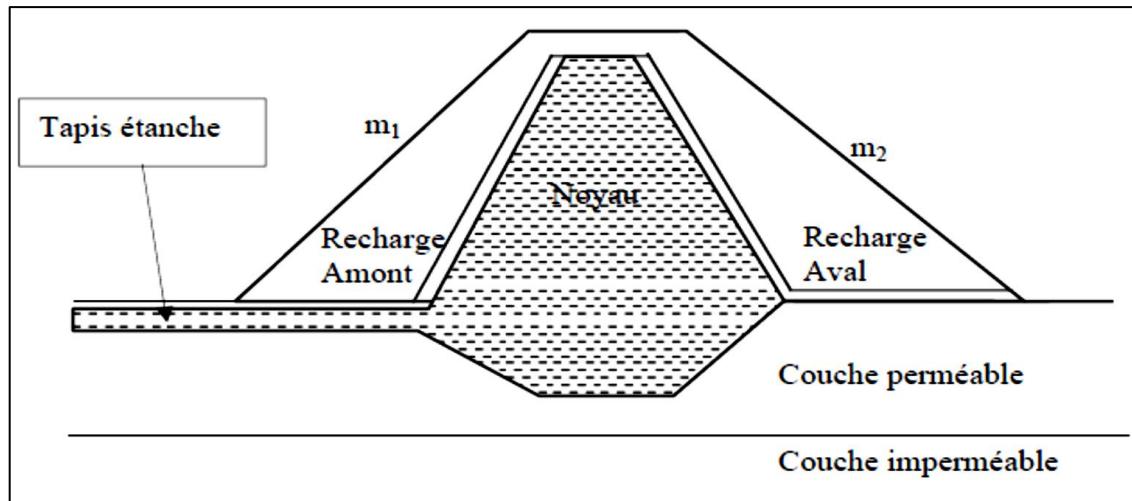


Figure 03.8 : Tapis d'étanchéité amont. (MESSAID, 2009)

IV. CONCEPTION D'ECRAN ET TAPIS ETANCHE

On doit construire ces derniers de préférence avec des sols argileux. Les écrans en matériaux rigides sont employés très rarement et les tapis d'étanchéité rigides ne sont pas utilisés dans les retenues collinaires et les petits barrages.

Les spécifications minimales données pour les écrans par rapport aux épaisseurs, gradients admissibles, ancrage dans la base et surélévation au-dessus du niveau normale de la retenue est le même que celle qui a été posée pour les noyaux. Les écrans doivent être protégés en amont avec une couche d'épaisseur entre 1.25 et 2.00 m de matériaux grenus et de filtres afin d'éviter la fissuration. Dans les fondations non rocheuses avec la présence de couches perméables, on peut utiliser le tapis et l'écran combinés comme solution.

Ultérieurement on donne quelques critères pour déterminer sa longueur :

$$T/L_d < 0, 25$$

Où :

T = épaisseur de la base perméable.

L_d = longueur du tapis = $2H$

Où : H est la hauteur du barrage et $L_d = 35\%$ de la longueur totale de la base du barrage.

L'épaisseur d'un tapis d'étanchéité doit être déterminée à partir des gradients du flux de filtration, apparus dans le tapis. Ces gradients ne doivent pas être supérieurs à dix (10). L'épaisseur minimale est de 0.50 m.

Le tapis d'étanchéité doit être couvert aussi par une couche filtrante ou rocheuse pour éviter la fissuration.

Pour réaliser les dispositifs contre la filtration (écrans, noyaux, tapis, clés d'ancrages) il est nécessaire d'utiliser des sols peu perméables, de préférence argileux, avec un coefficient de filtration $K_f < 10^{-4}$ cm/s

Comme éléments contre les filtrations dans les ouvrages hydrauliques outre les noyaux, les diaphragmes, les écrans et les tapis d'étanchéité, on utilise d'autres méthodes plus modernes comme Géomembrane ou Géosynthétique Bentonitique.

La réalisation d'une étanchéité d'un ouvrage hydraulique par Géomembrane ou Géosynthétique Bentonitique représente une alternative par rapport à d'autres solutions plus traditionnelles telles que le béton ou l'argile.

Dans le cas des retenues collinaires et petit barrage il est nécessaire d'effectuer une étude technique économique ou détaillée de chaque ouvrage et dans les lieux où les matériaux locaux n'aient pas la qualité requise et n'existent pas en quantité suffisante. On peut proposer l'utilisation de ces nouvelles techniques d'imperméabilisation. (RODRIGUEZ, 2003)

V. TRAITEMENT DES FONDATIONS DES BARRAGES

L'injection est un procédé permettant d'étancher des vides au moyen de produits liquides qui se solidifient dans le temps.

Cette technique permet de modifier certaines caractéristiques du sol, et notamment sa perméabilité sans nécessiter une substitution de matériaux, ce qui la distingue fondamentalement des procédés d'écrans étanches continus tels que les parois étanches au

coulis, au béton ou au béton plastique. La forme des écrans injectés est liée à la géométrie des forages. (GOUVENOT, et al., 1997)

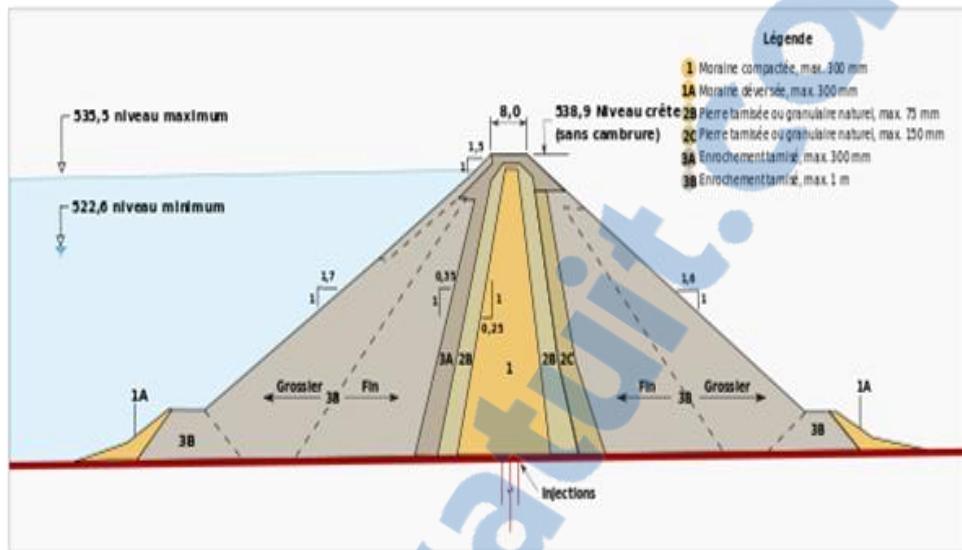


Figure 3.9 : Rideau d'injection.

V.1. Types d'injection

Les produits d'injection sont mis en place dans le sol par l'intermédiaire de forages. Mais les techniques et les types de produit utilisés diffèrent très sensiblement selon la nature des terrains à traiter. On peut distinguer trois cas principaux : (GOUVENOT, et al., 1997)

- L'injection des roches fissurées,
- L'injection dans les terrains alluvionnaires,
- L'injection de remplissage de cavité.

V.1.1. Injection des roches fissurées

Dans le cas du traitement de massif rocheux affectés par des fissures générant des circulations d'eau, le but de l'injection est de les remplir totalement.

Les forages exécutés dans ce type d'encaissant doivent rester ouverts sur une grande longueur sans risque d'éboulement. Il est possible d'injecter en une seule fois des tranches de terrain de plusieurs mètres, 3 m à 8 m en moyenne. Chaque tranche est appelée passe d'injection.

L'injection des massifs rocheux fissurés est réalisée soit " en remontant ", soit " en descendant ".

L'injection des roches fissurées se fait toujours par séries successives de forages alternés (primaires, secondaires, tertiaires). Les forages primaires sont souvent localisés sur une même ligne, ils sont espacés de quelques mètres. Les secondaires sont exécutés entre deux primaires et les tertiaires entre deux secondaires, venant le cas échéant resserrer la maille des forages. (GOUVENOT, et al., 1997)

V.1.2. Injection de remplissage de cavités

Les cavités (poches de dissolution, karsts,...) peuvent être comblées par injection. Les coulis utilisés pour ce type de travaux sont le plus souvent constitués par un mélange de bentonite et de ciment. (GOUVENOT, et al., 1997)

V.1.3. Injection des terrains alluvionnaires

La différence essentielle par rapport aux roches fissurées réside dans la forme des vides, constitués de pores inter-granulaires dont le volume est de l'ordre de 15 à 40 % et surtout dans le fait que les parois d'un forage non tubé s'écoulent rapidement.

La technique d'injection est celle du tube à manchette, qui est un tube en plastique ou métallique, perforé tous les 30 ou 50 cm. Ces orifices sont recouverts de manchons en caoutchouc faisant office de clapets anti retour.

Le tube à manchette est scellé au forage afin d'éviter les remontées de coulis entre celui-ci et le terrain.

Pour procéder à l'injection, on isole au moyen d'obturateurs la portion du tube à manchette intéressée par l'injection, le coulis imprègne alors le terrain à traiter. Les paramètres principaux directement liés à l'injection sont la pression d'injection, le débit et le volume de coulis injecté.

Contrairement à l'injection des roches fissurées, un rideau d'injection ne peut se réduire à une seule ligne de forages. Deux ou trois lignes parallèles sont en général nécessaires. Le maillage varie beaucoup en fonction du type de projet et de la nature du sol. (GOUVENOT, et al., 1997)

VI. ROLE DES INJECTIONS

Les injections sont effectuées le plus souvent pour réduire les fuites à travers les matériaux sur lesquels sont fondés des grands ouvrages tel que les barrages (voile d'étanchéité). Elles sont aussi effectuées parfois pour améliorer la pérennité et les caractéristiques mécaniques

des roches ou sols de fondation, afin de pouvoir supporter le poids des structures à construire. (MOULAY ELBOUDKHILI, 2014)

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 bentonite-ciment, coulis spéciaux) ; la coupure comporte le plus souvent trois lignes de forages en quinconce ; 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. (DEGOUTTE, 1997)

VII. INTERET DES INJECTIONS

Suivant l'implantation des forages, on réalise des écrans étanches ou des massifs injectés plus ou moins importants.

La disposition des forages, qui est très variable, dépend de l'orientation des fissures du rocher et des possibilités d'implantation.

Dans les alluvions, les forages sont en général verticaux, et sauf exception les écrans étanches comportent au moins deux lignes de forages parallèles. A Serre-Ponçon, sur la Durance, la partie supérieure de la coupure.(CAMBEFORT, 1961)

VIII. BUT DES RIDEAUX D'INJECTION

Le passé a montré les limites du traitement des fissures par injection. Le seul but d'une telle injection est de diminuer ou d'arrêter le débit des fuites. Pour être efficace, elle doit être réalisée pendant la période des plus grandes fuites, c'est-à-dire en hiver lorsque la voûte se penche vers l'aval et que l'ouverture des fissures est maximale.

En été, lorsque la voûte a tendance à revenir vers l'amont, l'espace libre pour se remettre en place lui manque à cause de la présence du matériau d'injection.

Seul le poids en effet résiste, à la poussée hydrostatique, à la poussée des sédiments et aux sous-pressions. Celles-ci ont une action déstabilisatrice très importante et il conviendra de les diminuer à l'aide de dispositifs tels que rideaux d'injection. (MOLITOR, 1987)

IX. CARACTERISTIQUES DU PROCEDE D'INJECTION

IX.1. La pression d'injection

La pression d'injection doit permettre l'ouvrage des fissures et l'introduction du coulis, surtout celle des coulis instable, elle a donc une influence directe sur la qualité du résultat.

Il faut relever l'existence d'une procédure classique appliquée depuis fort longtemps qui appelle à des règles très simples. Elles consistent à définir la limite de pression d'injection simplement en fonction de la profondeur sous la surface. Toutefois, il ne faut pas prendre de vue que non seulement le type de rocher et ses caractéristiques géologiques, mais également le type de coulis à injecter entrent en ligne de compte. (MOULAY ELBOUDKHILI, 2014)

IX.2. Les propriétés du coulis frais

La réalisation correcte d'une compagnie d'injection requiert le respect de certaines propriétés du coulis frais afin que : (MOULAY ELBOUDKHILI, 2014)

- ✚ Les conditions imposées au coulis ayant fait prise soient respectées,
- ✚ L'opération d'injection puisse être réalisée de la façon la plus simple et efficace possible.

IX.3. Le nombre de ligne d'injection

Le voile d'étanchéité profond et constitué d'une ou plusieurs lignes d'injection. Le voile est double ou triple lorsque le terrain n'admet pas une forte pression et que le rayon d'action des forages risque d'être petit. Les forages sont alors disposés en quinconce. En règle générale, une seule ligne d'injection est suffisante pour les barrages en béton. Quant au voile d'étanchéité sous un barrage en remblai, il comporte en général plusieurs lignes. Dans le cas d'un barrage en remblai avec noyau il est exécuté soit avant la mise en place des remblais, éventuellement à partir d'une pâque en béton. Si le barrage comporte un masque amont, les injections peuvent être exécutées depuis une galerie située au pied amont. (MOULAY ELBOUDKHILI, 2014)

Tableau 3.1 : Nombre de rangée d'injection par rapport à la charge d'eau.

Charge d'eau (m)	Nombre de rangée d'injection
0 à 25	0
25 à 60	2
60 et plus	Zone de contacte du noyau à l'intérieur des limites, des trous de 8m de profondeur et espacés de 6m.

IX.4. La profondeur des voiles d'injection

La profondeur et la géométrie du voile d'injection dépendent de la géologie et de la hauteur du barrage. Sa profondeur doit être suffisante pour minimiser les percolations et contribuer à la réduction des sous-pressions. On peut descendre le rideau jusque dans une où la perméabilité est moindre que celle de la zone injectée. Généralement, la hauteur du voile atteint 35 à 100% de la hauteur de barrage, avec une profondeur maximum de 50m. En relation avec la hauteur H du barrage, l'USBR propose une profondeur du voile d'injection égale à : (MOULAY ELBOUDKHILI, 2014)

$$H_{\text{voile}} = 1/3H + C \quad \text{avec} \quad C = 8 \text{ à } 25\text{m}$$

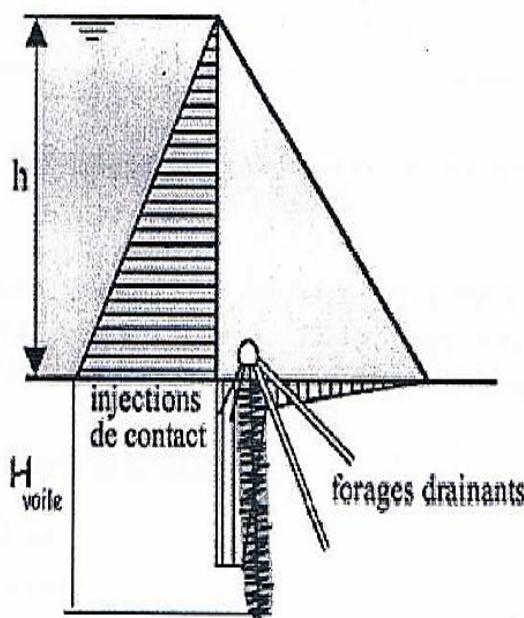


Figure 3.10 : Profondeur de voile d'injection.

IX.5. Orientation des forages

La direction des forages est soit verticale soit inclinée vers l'amont en fonction des propriétés géométriques de la fondation. L'objectif étant de remplir les fissures avec un marteau, il s'agit de rechercher la ligne ou le plan qui recoupe le maximum de fractures et de fissures verticales ou inclinées. L'établissement d'un diagramme polaire permet de déterminer les différents systèmes de discontinuités existants et de fixer au mieux l'orientation des forages. (MOULAY ELBOUDKHILI, 2014)

IX.6. Emplacement entre les forages

Le voile d'injection est exécuté en différentes phases, réduisant à chaque phase la distance entre les forages (figure 3.11). En général, les premiers forages (forages primaires) sont les plus longs et espacés de 10 à 12m. Ils sont carottés afin d'obtenir des indications supplémentaires relatives à la géologie et des essais des perméabilités peuvent être réalisés. Puis des forages intermédiaires moins profonds que les premiers (forages secondaires, tertiaires, ...) sont exécutés, réduisant successivement l'espacement de moitié. Dans la majorité des cas, la distance finale, qui dépend du rocher et du degré d'imperméabilité recherché, varie entre 2,5 et 3 mètres. Pour des barrages de plus faibles hauteurs, l'intervalle entre forages peut être inférieur à 3 mètres, les injections se faisant alors avec des pressions réduites. (MOULAY ELBOUDKHILI, 2014)

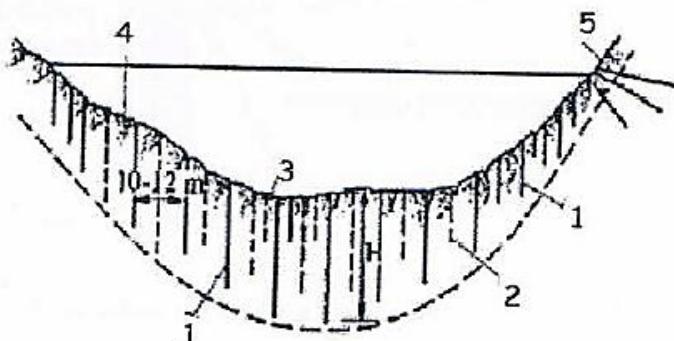


Figure 3.11 : Schéma d'injection.

X. FONCTION DES GALERIES D'INJECTIONS

Une galerie d'injection et de contrôle est prévue à la base du noyau. Elle est encastrée dans le rocher de fondation. Cette galerie aura pratiquement les fonctions suivantes :

- Permettre une reprise éventuelle des injections ou des drainages de la fondation du barrage,
- Abriter les instruments de mesure placés dans le corps du barrage pour son auscultation,
- Permettre le contrôle du débit des drains forés éventuellement à partir de la galerie et dont les exutoires se trouvent dans celle-ci. (HERAGMI, 2009)

XI. METHODE D'EXECUTION DES RIDEAUX D'INJECTION

La régénération des maçonneries par remplissage de vides relativement importants est obtenue au moyen d'une injection de fissure sans déplacement des terrains. Elle vise à réduire la perméabilité et à accroître la résistance de la masse traitée. Elle se fait en une seule passe d'injection et utilise des coulis de ciment stabilisés moyennement fluides. Ces coulis doivent avoir une résistance mécanique suffisante pour reconstituer une véritable liaison entre les pierres et leur décantation doit être faible.

- ⊕ L'injection derrière les maçonneries pour combler des vides centimétriques entre maçonnerie et terrain encaissant (injection de contact ou de collage) vise aussi à réduire la perméabilité. Le déplacement des terrains doit être évité à cause des risques pour la maçonnerie. L'injection se fait en une passe et on utilisera ici des coulis peu fluides. La stabilité et la résistance ne sont pas des paramètres déterminants.
- ⊕ Pour le traitement du terrain on cherche dans le cas présent en priorité à colmater les conduits d'écoulement et accessoirement à reconsolider les sols décomprimés. L'injection solide, après claquage local le cas échéant, permet de traiter des volumes significatifs de sol. Elle s'accompagne de déplacement des terrains. On utilisera des coulis très fluides, avec des pressions d'injection élevées. En outre l'injection devra être faite par horizons successifs. (CITEAU, et al., 2006)

La méthode d'injection a comporté deux phases :

- ⊕ La première phase, réalisée après chaque série de 2 ou 3 forages, consistait en un remplissage par gravité des forages au moyen d'un premier coulis (coulis de gaine). Ce remplissage était suivi par la mise en place d'un tube à manchettes et complété le lendemain pour compenser les volumes de coulis absorbés par la maçonnerie ou le terrain.
- ⊕ La deuxième phase correspondait à l'injection sous pression. Elle est réalisée généralement 24 heures après la fin du remplissage ; elle est faite à différentes profondeurs au moyen du tube à manchettes, en commençant par le fond. (CITEAU, et al., 2006)

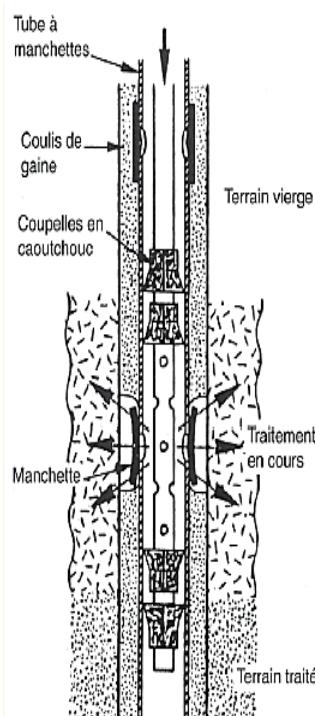


Figure 3.12 : Principe d'injection au moyen du tube de machette.

XII. CARACTERISTIQUES DES COULIS D'INJECTION

XII.1. Types des coulis d'injection

Le coulis doit être choisi sur la base d'essais en laboratoire de différents ciments et mélanges, avec ou sans usages d'additifs. On mesure notamment l'écoulement, la sédimentation, le temps de prise et les propriétés mécaniques.

On distingue trois types de coulis d'injection (SCHLEISS, et al., 2011) :

- ⊕ Les coulis stables (ciment, argile, eau et adjuvants),
- ⊕ Les coulis instables (ciment, eau),
- ⊕ Les coulis liquides.

XII.1.1. Les coulis stables

Les coulis stables sont des coulis denses à décantation limitée, ont les propriétés mécaniques finales et la résistance au délavage sont élevées. (SCHLEISS, et al., 2011)

Permet d'éviter le délavage, la sédimentation et la formation des voûtes. On peut assister à un phénomène de séparation de phases entre les grains d'argile et de ciment au cours de l'injection (plus gênante pour une consolidation que pour un étanchement). (HARRAK, 2015)

XII.1.2. Les coulis instables

Les coulis instables sont constitués d'un mélange d'eau et de ciment dont rapport pondéral peut varier en cours d'injection. Les grains de ciment restent en suspension dans l'eau dans la phase initial, mais se sépare rapidement de l'eau. On peut adjoindre au coulis 1 à 2% de bentonite pour stabiliser le mélange, réduire la sédimentation et absorber un excès d'eau. (SCHLEISSL, et al., 2011)

Les coulis instables ne permettent de faire que du remblayage hydraulique. Ce sont eux qui sont utilisés pour l'injection des fissures. (CAMBEFORT, 1961)

XII.1.3. Les coulis liquides

Silicates de soude, pénétrabilité semblable à l'eau. Ceci dit, l'injection des vides très petits est difficile (argiles ou silts).

Pour les sables fins, ils ont une bonne perméabilité à l'eau et les coulis visqueux sont onéreux à utiliser. (HARRAK, 2015)

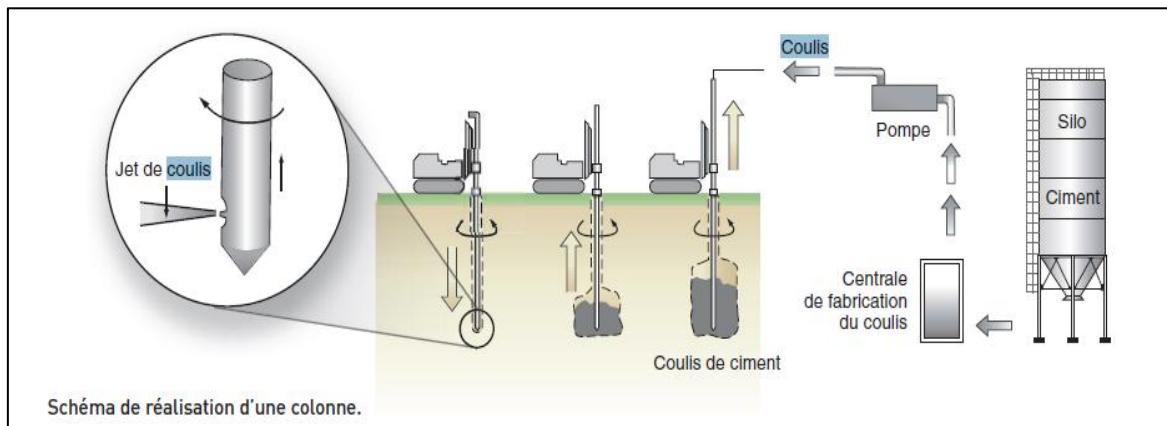


Figure 3.13 : Schéma de réalisation d'une colonne.

XII.2. Caractéristiques des coulis

Les caractéristiques des coulis sont les suivantes :

- Cohésion proche de la cohésion non drainée du sol en place,
- Déformabilité voisine de celle du sol environnant,
- Facilité de préparation et de mise en place. (PEIGNAUD, 1983)

XIII. REPARTITION DE LA SOUS PRESSION EN FONDATION

La répartition de la sous pression sous la fondation dépend du gradient de la percolation souterraine, et ce gradient dépend des conditions de perméabilité, plusieurs cas typiques peuvent être mis en évidence.

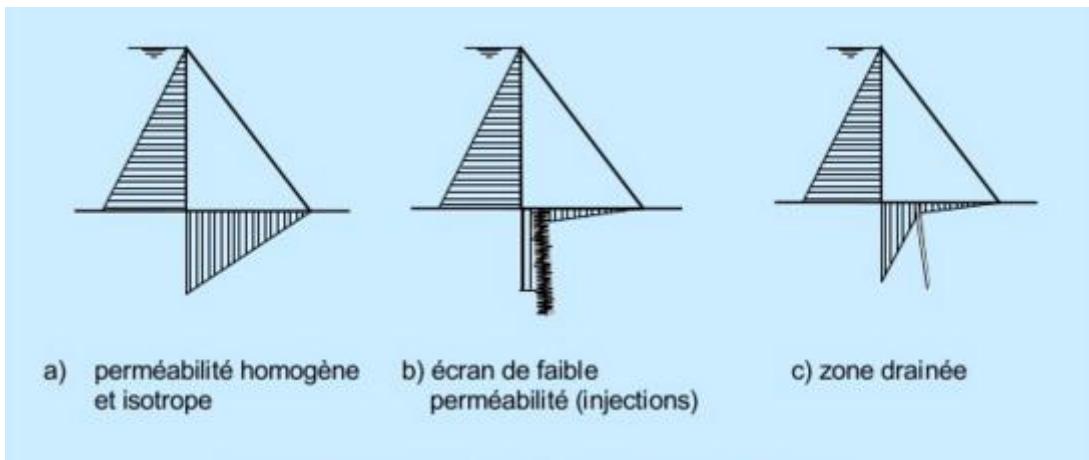


Figure 3.14 : Répartition des sous-pressions (SCHLEISS, et al., 2011)

Les cas (b) et (c), ont pour effet direct, s'ils sont correctement mis en œuvre, de diminuer la force de sous pression qui tend à soulever le barrage. En pratique, on combine ces deux effets par la mise en place d'un voile d'étanchéité (rideau d'injection) placé à l'amont du barrage et de forages drainants placés immédiatement à l'aval.

XIV. TRAITEMENT DES FONDATIONS PAR DRAINAGE

Le but de drainage et notamment de diminuer l'effet des sous-pressions sous l'ouvrage et de capter les percolations il renforce ainsi la sécurité de l'ouvrage et des fondations. Le système de drainage permet par ailleurs de contrôler la tenue du voile d'étanchéité (d'injection), selon (SCHLEISS, et al., 2011)

Cependant, pour être réellement efficace, le drainage doit être fait relativement en amont, c'est-à-dire depuis une galerie.

Pour les barrages non équipés de galerie, le drainage peut être constitué d'une ligne de forages implantées près du pied aval et inclinés vers l'amont. Cette solution permet d'améliorer la situation des sous-pressions sous le coint aval du barrage.

Les deux moyennes fréquemment utilisés sont :

- Les forages drainant,
- Les galeries de drainage.

Les forages drainants sont généralement implantés à l'aval d'un voile d'injection. Ils peuvent être verticaux ou inclinés en fonction de la structure géologique. Parfois, ils répartissent le long de la section transversale du barrage.

Les forages drainants sont exécutés à partir de la galerie de pied du barrage une fois les travaux d'injection achevés. Leurs parois sont « libres », toutefois selon le tenu du rocher, ils peuvent être équipés d'un tube partiellement ou totalement perforé. Il n'est pas rare qu'au fil du temps, ces forages drainants soient obturés par des dépôts de calcite. Il devient alors nécessaire soit de les renforcer, soit d'en forer des nouveaux.

Le principe de drains verticaux peut être résumé dans ce qui suit :

- Quelque mètre (de l'ordre de 10 à 15% de la charge d'eau) à l'aval de l'écran étanche, une première ligne de drain forés, éventuellement tubés et munis de crépines, destinés à recueillir le débit résiduel et à neutraliser les sous-pressions, pour que ce résultat soit effectif, les drains doivent avoir un diamètre assez gros (100mm minimum) (CARRÈRE, 1994) et un intervalle modéré (1,50 à 5m),
- En complément, on draine généralement aussi la masse de fondation situé sous la surface d'appui jusqu'au pied aval du barrage,
- D'après (DEGOUTTE, 1997), 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.

La lutte contre les sous-pressions dans les barrages en terre, a conduit les projecteurs s'en préoccuper également dans le cas des barrages en béton et à chercher à appliquer à cette catégorie d'ouvrages les méthodes classiques en matière de digues en terre. C'est ainsi que l'on est arrivé à prévoir un drainage de la fondation de ne tenir compte que d'une sous-pressions réduite, c'est-à-dire d'alléger les ouvrages, tout au moins les barrages poids (MAYER.A).

XV. CONCLUSION

La maitrise des écoulements dans les barrages en terre constitue une préoccupation majeure pour les concepteurs. En effet, en raisons des conséquences néfastes induites par les infiltrations (débit, pressions), pouvant déboucher sur la rupture totale de l'ouvrage, toute l'attention est accordé pour la maitrise de ces phénomènes difficilement maitrisable. Aussi, ces opérations de maitrise des infiltrations nécessitent souvent des enveloppes financières assez lourdes. Le volet économique reste aussi, une contrainte à rationaliser.

Les techniques de traitement des fondations des barrages disponibles aujourd’hui sont nombreuses, les plus usuelles sont les parois étanches, l’injection et le drainage. Pour l’ensemble de ces techniques, ceux-ci sont orientés vers l’automatisation des opérations et le suivi en temps réel de l’ensemble des principaux paramètres de la réalisation en cours. La possibilité de corriger les déviations en temps réel constitue également un domaine actif de développement. L’apport de ces nouvelles technologies est capital car elles donnent accès pendant les opérations de réhabilitation et en temps réel, au résultat des travaux alors que sans elles, le traitement des fuites est jugé une fois les travaux terminés. L’application d’une de ces méthodes nécessite une bonne connaissance du sol à traiter (granulométrie, teneur en eau, verticalité, la profondeur, la nature des terrains traversés...en temps réel). Il existe un grand de procédés différent, le but est de trouver la solution la plus efficace et la plus économique.

Les traitements peuvent avoir un caractère définitif ou provisoire pendant la phase chantier. Ces techniques restent assez onéreuses car il faut des entreprises spécialisées.

Chapitre 4:
Analyse de l'influence de la conjugaison
injection-tapis amont étanche

I. INTRODUCTION

L'analyse du comportement des fondations des barrages peut être effectuée avec différents cas de traitement. Pour avoir une bonne approche sur leur comportement réel, il est important de bien comprendre leur fonctionnement afin de pouvoir choisir une modélisation adéquate à travers une bonne schématisation qui permet la traduction du comportement réel de la fondation.

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'un barrage, quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Le présent travail vise une modélisation des infiltrations au niveau des fondations d'un barrage en considérant différents modes de traitement avec la mise en évidence de la valeur ajoutée apportée par la projection du tapis amont, qui, en plus de son côté économique offre l'avantage de sa facilité de réalisation.

La modélisation engagée a permis l'analyse des variantes ci-dessous :

- Influence de la profondeur du voile d'injection,
- Influence du nombre du voile d'injection,
- Influence de la profondeur du voile de drainage,
- Influence de l'étendu du tapis étanche amont,
- Influence de la conjugaison voile d'injection-tapis étanche amont.

II. PRESENTATION DU CODE DE CALCUL SERVANT A LA MODELISATION

II.1.Fonction du code de calcul

Le nom ANSYS est le synonyme de la simulation par élément finis de haut niveau, c'est l'un des principaux programmes d'éléments finis commerciaux dans le monde et peut être appliqué à un grand nombre de domaines de technologie. Les solutions d'éléments finis sont disponibles pour plusieurs disciplines de la technologie comme la statique, la dynamique, l'écoulement de la chaleur, flux de fluide, l'électromagnétiques et les problèmes de couplage de champ.

L'utilisateur d'ANSYS peut courir des simulations pour des problèmes linéaires et non-linéaires tel que la non-linéarité structural peut se produire en raison du comportement matériel non linéaire des grandes déformations ou l'état de contact des frontières.

Une classification générale des problèmes dynamique qui peuvent être résolus avec ANSYS sont donnés en considérant non seulement l'implicite mais également les possibilités explicites de la solution.

Un diapositif utile d'ANSYS qui est non seulement disponible pour des problèmes dans la dynamique structurale, c'est ANSYS Paramétrique Design Langage (APDL) qui permet à l'utilisateur de paramétrer complément le modèle. (AIT AHMED, 2011)

Le logiciel ANSYS permet aux ingénieurs d'accomplir plusieurs tâche tel que :

- ⊕ Etablir les modèles numériques ou transférer les modèles de DAO des structures, des produits, des composants, ou des systèmes,
- ⊕ Appliquer les charges dynamique ou autre états de condition de conception,
- ⊕ Etudier les réponses physiques, telles que les niveaux de contraintes, déformations, et les distributions de la température,etc,
- ⊕ Optimiser une conception dans le procédé de développement pour réduire des coûts de production,
- ⊕ Faire le prototype examinant dans les environnements où il autrement serait indésirable ou impossible (par exemple, applications biomédicales),
- ⊕ Etudier les problèmes d'interaction fluide-structure.

Le logiciel ANSYS a été utilisé pour résoudre divers problèmes de génie civil, tel que :

- ⊕ Problèmes géotechniques,
- ⊕ Dynamique des structures,
- ⊕ Comportements des différents matériaux.

II.2. Consistance du code de calcul

II.2.1. Interface graphique du logiciel : En générale l'interface graphique d'ANSYS contient dix principales commandes (Fig. 4.1) :

- i. **Icontoolbar Menu:** contient les graphiques qui exécutent des commandes fréquemment utilisées par ANSYS,
- ii. **Utility Menu:** contient les fonctions de service qui sont disponibles dans toute la session, d'ANSYS,
- iii. **Input Line:** sert à exécuter des commandes plus complexes ; ou même des programmes APDL,
- iv. **Raise/Hidden Icon,**
- v. **Abbreviation toolbar Menu,**
- vi. **Main Menu :** contient les principales fonctions d'ANSYS organisées comme suit (préprocesseur, solution, générale postprocesseur, design opprimer, ...ect).
- vii. **Graphics Area**
- viii. **User Prompt Info**
- ix. **Current Setting**
- x. **Output Windows :** reçoit tout le texte externe du programme : les réponses des commandes, notes, erreurs, et d'autres messages.

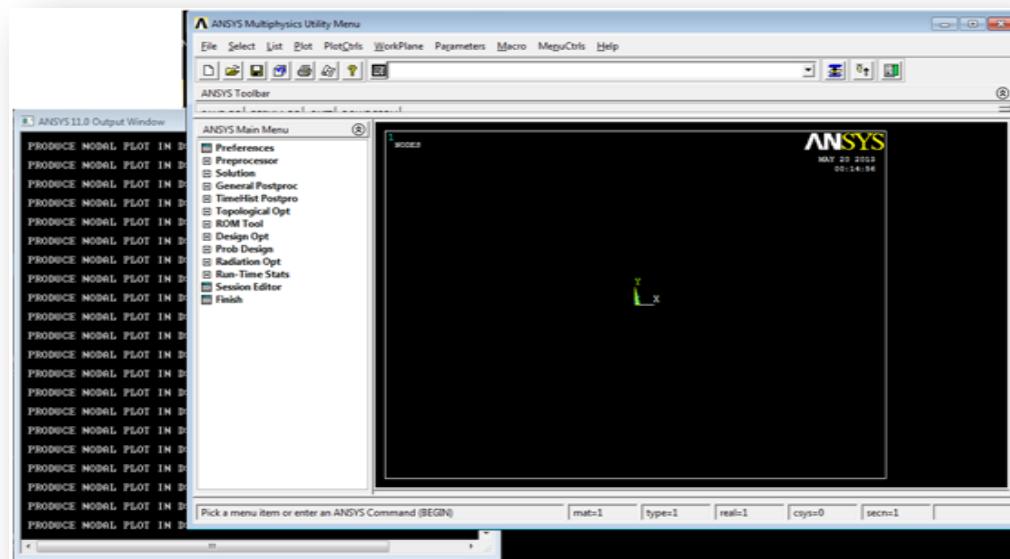


Figure 4.1 : Interface graphique du code de calcul ANSYS

ANSYS possède une riche bibliothèque des éléments de maillage tel qu'il a deux cent cinquante-deux éléments, pour différents type de problèmes (thermique, dynamique, statique, linéaires, non linéaire, en deux ou en trois dimensions).

Le choix du type d'élément c'est l'étape la plus importante, car on détermine les caractéristiques des éléments tel que :

- ⊕ Le degré de liberté (D.O.F), par exemple pour l'élément structural à plus de six degré de liberté : $U_x, U_y, U_z, ROT_x, ROT_y, ROT_z$,
- ⊕ La forme d'élément : 2D solide, 3D solide.

II.3.Définition des éléments

La figure 4.2 illustre les actions à mener au niveau du logiciel pour la définition des éléments.

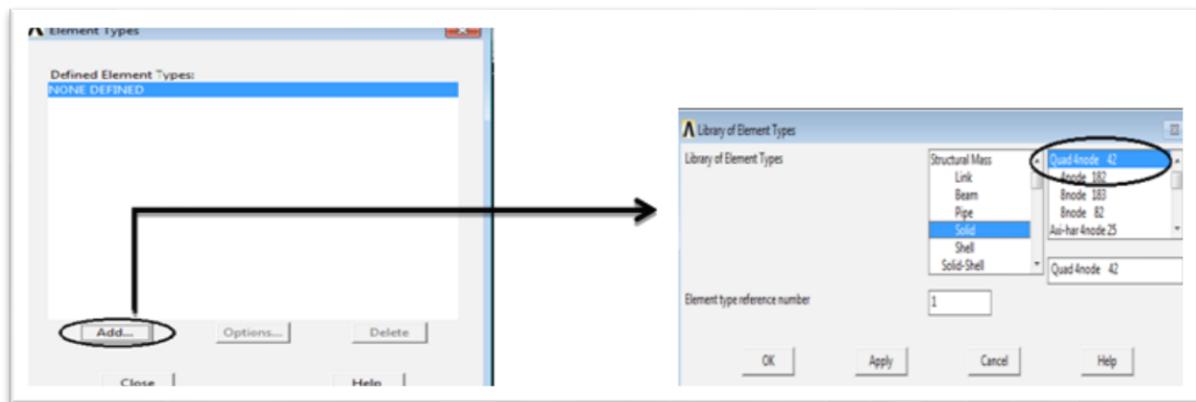


Figure 4.2 : Actions pour la définition des éléments - Code de calcul ANSYS

II.4.Les méthodes de maillage

Il existe deux principales méthodes de maillage : libre et tracé.

II.4.1. Le maillage libre

- ⊕ Le maillage n'épouse aucune forme,
- ⊕ Préférable pour les formes de surface et volume complexes.
- ⊕ Le volume maillé possède un grand nombre de D.O.F (4nœuds).

II.4.2. Le maillage tracé

- ⊕ Forme des éléments est limitée, pour les quadri- latérales (surface) et les hexaèdre (volume).
- ⊕ Typiquement ont aura un modèle régulier.
- ⊕ Préférable pour des formes régulières comme les rectangles et les cubes.

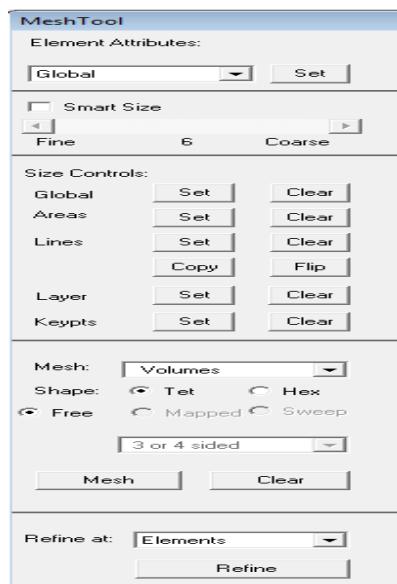


Figure 4.3 : Méthodes de maillage-code de calcul ANSYS

II.5. Propriétés des éléments

Chaque analyse a besoin de définir la propriété des matériaux, tel que: module d'élasticité, coefficient de poisson ... etc.

Une ou plusieurs propriétés de matériaux peuvent être définies selon le problème.

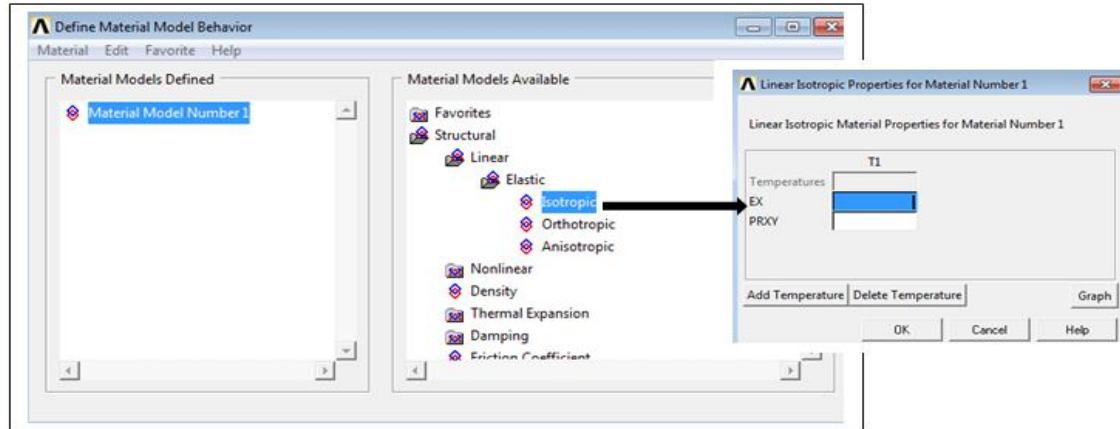


Figure 4.4 : Choix des propriétés des éléments- code de calcul ANSYS.

II.6. Système d'unité

ANSYS n'exige pas un système d'unité pour les analyses (sauf pour l'analyse magnétique). On peut choisir n'importe quel système d'unité, mais on doit l'employer pour toutes les données entrées durant l'analyse. Il est préférable d'utiliser le système d'unité international pour éviter tout équivoque.

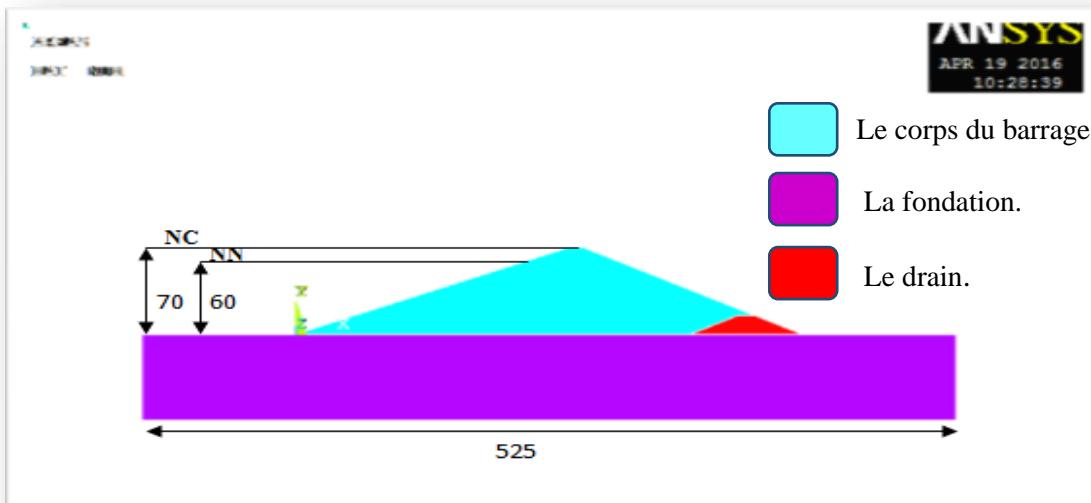
Tableau 4.1: Système d'unités-code de calcul ANSYS.

Grandeur	Unité
Temps	S
Longueur	M
Masse	Kg
Force	N
Température	°K
Energie	J
Densité	Kg/m ³
Conductivité	J/(S.m.K)
Chaleur spécifique	J/(kg.K)
Flux	J/(S.m ²)
Contrainte	N/m ²
Convection	J/(S.m ² .K)

III. PRESENTATION DES DONNEES SERVANT A LA MODELISATION

III.1. Profil du barrage

Les figures (4.5) et (4.6) illustrent respectivement le profil du barrage servant à la modélisation ainsi que la discréétisation de sa géométrie.

**Figure 4.5 :** Profil du barrage servant à la modélisation

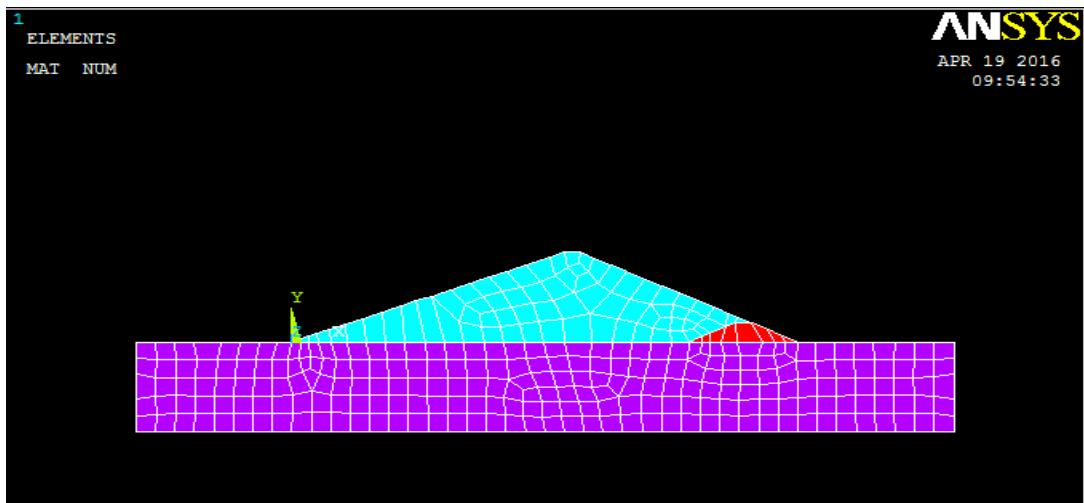


Figure 4.6 : Discréétisation du barrage

III.2. Caractéristiques des matériaux

Le tableau (4.2) donne les caractéristiques des matériaux qui seront utilisées pour la modélisation.

Tableau 4.2 : Propriétés des matériaux

	Perméabilité K (m/s)	Masse volumique (Kg/m ³)
Barrage	10^{-7}	1800
Fondation	10^{-5}	1900
Drain	10^{-2}	2000
Tapis étanche	10^{-9}	2300
Voile d'injection	10^{-9}	2300

III.3. Profil de référence

Pour des raisons liées à l'évaluation des effets de traitement des fondations, il a été considéré le profil type du barrage sans traitement. Dans l'objectif d'analyse multicritère, il a été également considéré deux profils verticaux de comparaison situés respectivement à l'amont et à l'aval du voile d'injection. L'influence de la profondeur a été conduite en tenant compte de trois positions en profondeur, soit A, B et C en amont du voile et D, E et F à l'aval du voile. La figure (4.7) donne la position des profils, les niveaux en profondeurs des points considérés. L'analyse est menée étroitement en analysant les champs des pressions interstitielles.

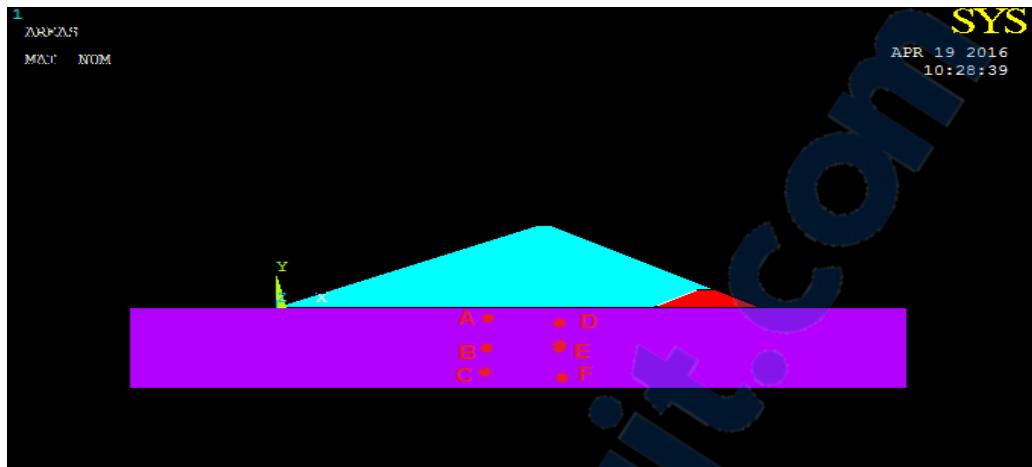


Figure 4.7 : Profil de référence

IV. RESULTATS GRAPHIQUES ET ANALYTIQUE DE LA MODELISATION

IV.1. Barrage avec un seul rideau d'injection

Ce cas de modélisation sera même en tenant compte de la variation de la profondeur du voile d'injection allant de 10 à 60m.

1) Barrage avec voile d'injection de 10m de profondeur

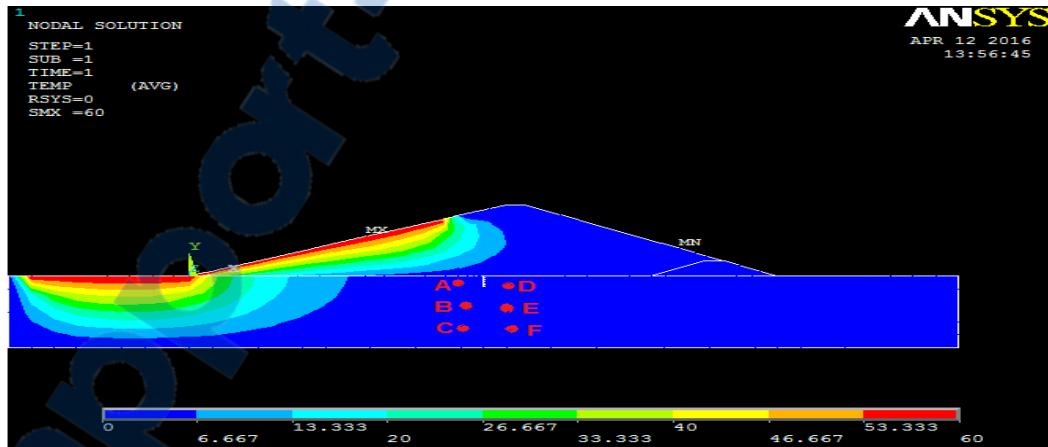


Figure 4.8 : Barrage avec voile d'injection de 10m de profondeur

Tableau 4.3 : Valeurs des pressions interstitielles pour un voile d'injection de 10m.

Profils		Amont du voile d'injection			Aval du voile d'injection		
Profondeurs		A	B	C	D	E	F
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	2.157	1.247	0.628	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec injection 10m	2.157	1.247	0.628	0.915	0.602	0.159

2) Barrage avec voile d'injection de 30m de profondeur

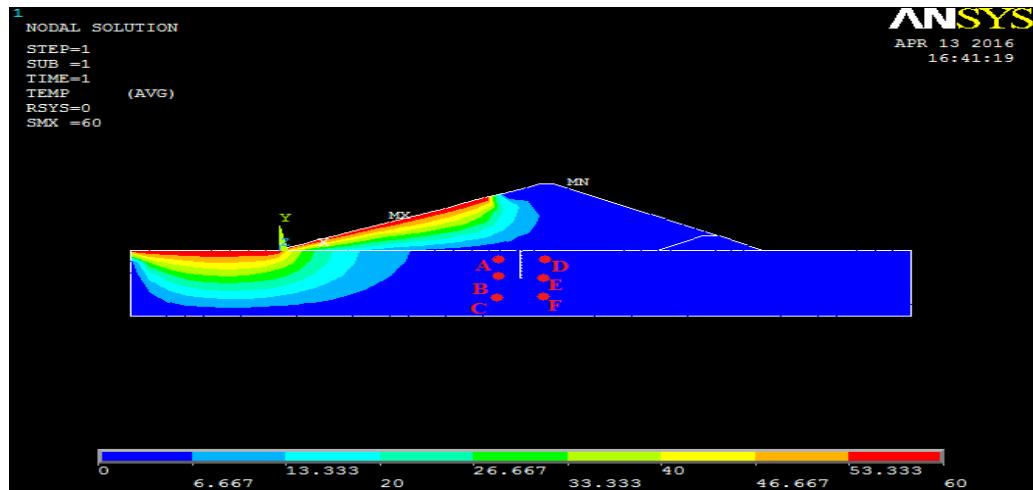


Figure 4.9 : Barrage avec voile d'injection de 30m de profondeur

Tableau 4.4 : Valeurs des pressions interstitielles pour un voile d'injection de 30m.

Profils		Amont du voile d'injection			Aval du voile d'injection		
Profondeurs		A	B	C	D	E	F
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	2.157	1.247	0.628	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec injection 30m	2.157	1.247	0.628	0.525	0.487	0.143

3) Barrage avec voile d'injection de 60m de profondeur

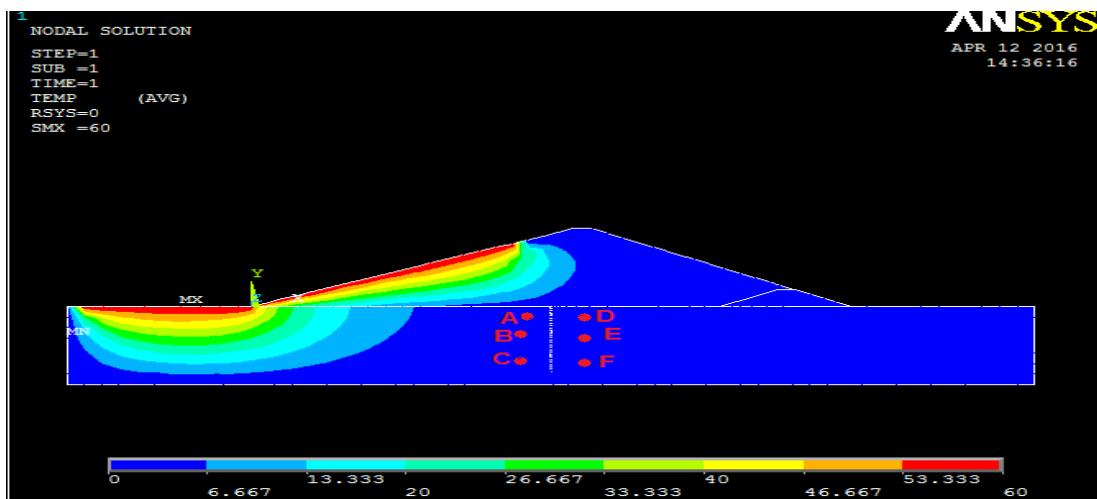


Figure 4.10 : Barrage avec voile d'injection de 60m de profondeur

Tableau 4.5 : Valeurs des pressions interstitielles pour un voile d'injection de 60m.

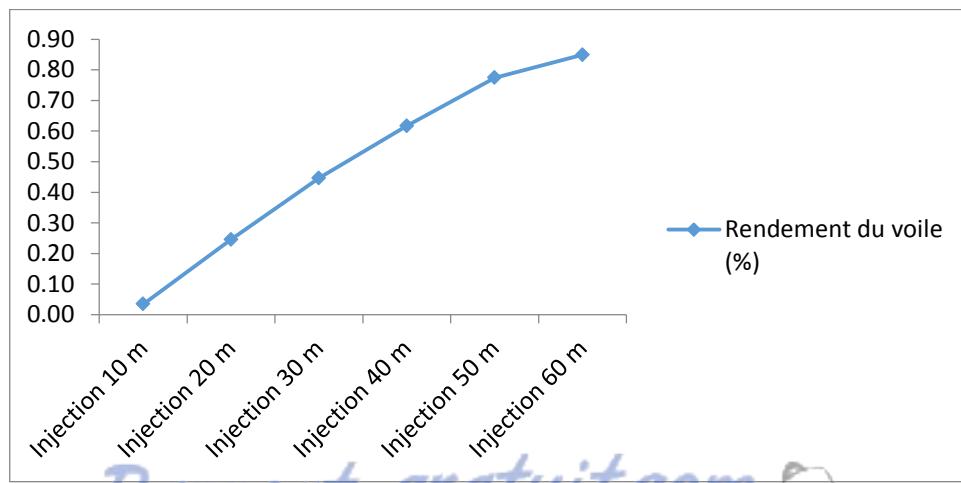
Profils		Amont du voile d'injection			Aval du voile d'injection		
Profondeur		A	B	C	D	E	F
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	2.157	1.247	0.628	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec injection 60m	2.157	1.247	0.628	0.143	0.094	0.052

Le tableau (4.6) récapitule pour toutes les variantes modélisées, les résultats analytiques relatifs à la variation des pressions interstitielles.

Tableau 4.6 : Valeurs de la pression interstitielle en mètre.

Profils		Amont du voile d'injection			Aval du voile d'injection		
Profondeur		A	B	C	D	E	F
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	2.157	1.247	0.628	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec injection 10m	2.157	1.247	0.628	0.915	0.602	0.159
	Barrage avec injection 20m	2.157	1.247	0.628	0.715	0.549	0.152
	Barrage avec injection 30m	2.157	1.247	0.628	0.525	0.487	0.143
	Barrage avec injection 40m	2.157	1.247	0.628	0.363	0.352	0.136
	Barrage avec injection 50m	2.157	1.247	0.628	0.214	0.184	0.113
	Barrage avec injection 60m	2.157	1.247	0.628	0.143	0.094	0.052

La figure (4.11) donne la relation entre les rendements du voile d'injection et leurs profondeurs

**Figure 4.11 :** Influence des profondeurs du voile d'injection sur leurs rendements

Le tableau (4.7) donne les taux de réduction des pressions interstitielles à l'amont et à l'aval du voile d'injection pour différents profondeurs.

Tableau 4.7 : Taux de réduction des pressions interstitielles pour le voile d'injection.

Profondeurs du voile \ taux de réduction%	Barrage avec injection 10m	Barrage avec injection 30m	Barrage avec injection 60m
A-D	57.58	75.66	93.37
B-E	47.95	60.94	92.46
C-F	74.68	75.79	91.79

IV.2. Barrage avec deux voiles d'injection

Ce cas de modélisation sera même en tenant compte de la variation de la profondeur de deux voiles d'injections allant de 10 à 60m.

1) Barrage avec deux voiles d'injection de 10m de profondeur

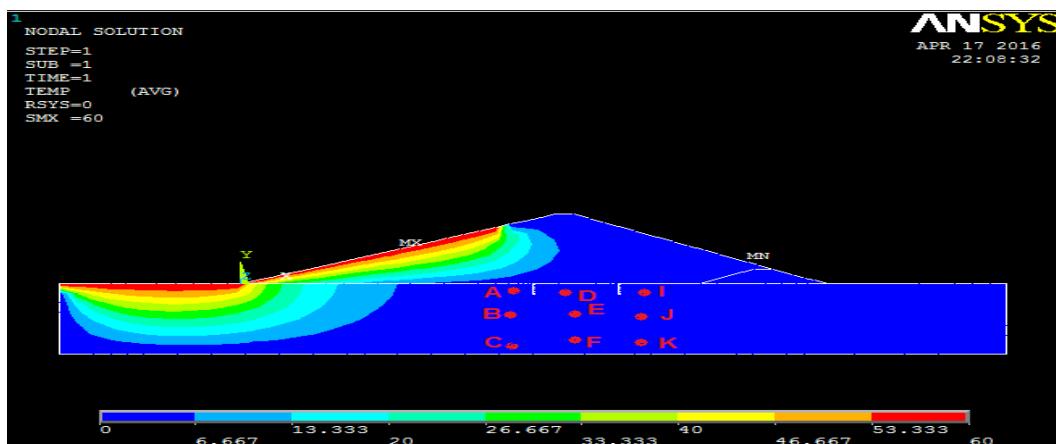


Figure 4.12 : Barrage avec deux voiles d'injection de 10m de profondeur

Tableau 4.8 : Valeurs des pressions interstitielles pour deux voiles d'injection de 10m.

Profils		Amont du voile d'injection			milieu voile d'injection			Aval du voile d'injection		
Profondeurs		A	B	C	D	E	F	I	J	K
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	2.157	1.247	0.628	0.948	0.611	0.198	0.242	0.149	0.064
	Barrage avec injection 10m	2.157	1.247	0.628	0.936	0.601	0.166	0.17	0.148	0.060

2) Barrage avec deux voiles d'injection de 30m de profondeur

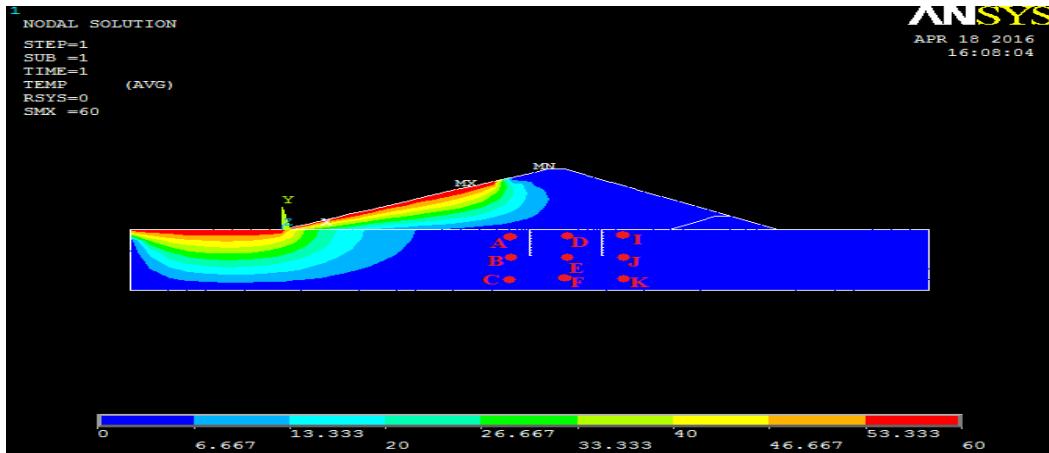


Figure 4.13 : Barrage avec deux voiles d'injection de 30m de profondeur

Tableau 4.9 : Valeurs des pressions interstitielles pour deux voiles d'injection de 30m.

Profils		Amont du voile d'injection			milieu voile d'injection			Aval du voile d'injection		
Profondeurs		A	B	C	D	E	F	I	J	K
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	2.157	1.247	0.628	0.948	0.611	0.198	0.242	0.149	0.064
	Barrage avec injection 30m	2.157	1.247	0.628	0.551	0.426	0.121	0.104	0.111	0.039

3) Barrage avec deux voiles d'injection de 60m de profondeur

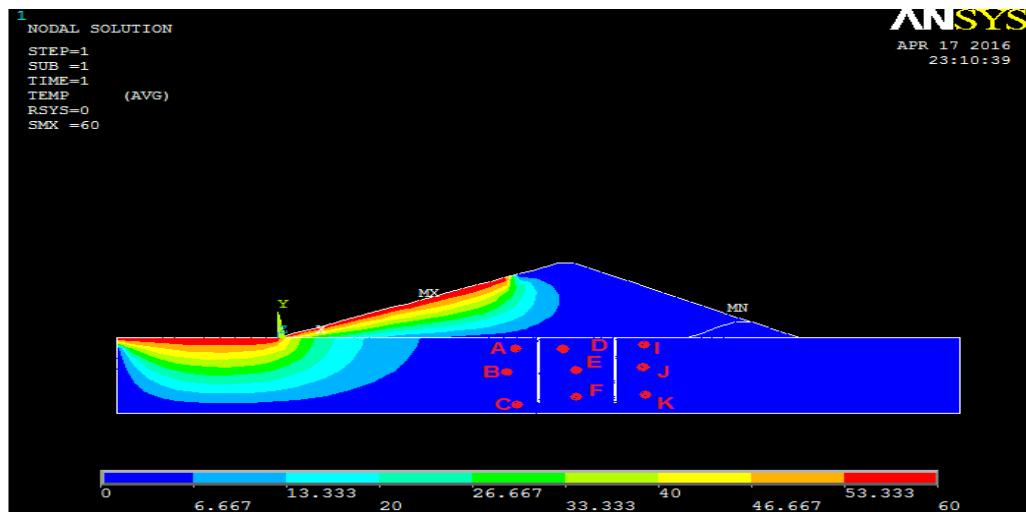


Figure 4.14 : Barrage avec deux voiles d'injection de 60m de profondeur

Tableau 4.10 : Valeurs des pressions interstitielles pour deux voiles d'injection de 60m.

Profils		Amont du voile d'injection			milieu voile d'injection			Aval du voile d'injection		
Profondeurs		A	B	C	D	E	F	I	J	K
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	2.157	1.247	0.628	0.948	0.611	0.198	0.242	0.149	0.064
	Barrage avec injection 60m	2.157	1.247	0.628	0.211	0.144	0.053	0.006	0.005	0.002

Le tableau (4.11) récapitule pour toutes les variantes modélisées, les résultats analytiques relatifs à la variation des pressions interstitielles.

Tableau 4.11 : Valeurs de la pression interstitielle en mètre.

Profils		Amont du voile d'injection			milieu voile d'injection			Aval du voile d'injection		
Profondeurs		A	B	C	D	E	F	I	J	K
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage référence	2.157	1.247	0.628	0.948	0.611	0.198	0.242	0.149	0.064
	injection 10m	2.157	1.247	0.628	0.936	0.601	0.166	0.170	0.148	0.060
	injection 20m	2.157	1.247	0.628	0.749	0.560	0.135	0.127	0.139	0.050
	Injection 30m	2.157	1.247	0.628	0.551	0.426	0.121	0.104	0.111	0.039
	injection 40m	2.157	1.247	0.628	0.442	0.368	0.113	0.0471	0.0671	0.027
	injection 50m	2.157	1.247	0.628	0.302	0.200	0.080	0.0203	0.0179	0.008
	injection 60m	2.157	1.247	0.628	0.211	0.144	0.053	0.006	0.005	0.002

La figure (4.15) donne la relation entre les rendements des deux voiles d'injection et leurs profondeurs

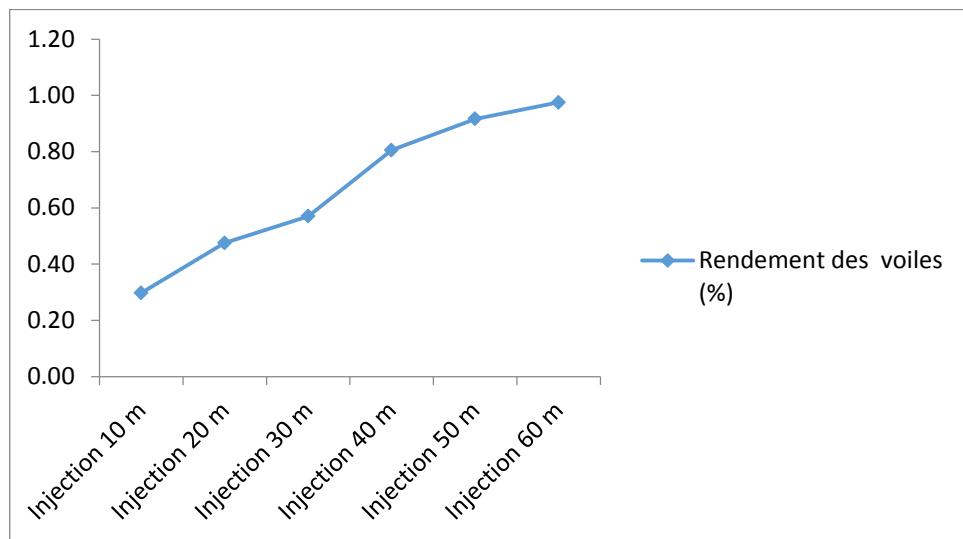


Figure 4.15 : Influence des profondeurs des deux voiles d'injection sur leurs rendements

Le tableau (4.12) donne les taux de réduction des pressions interstitielles à l'amont et à l'aval du voile d'injection pour différents profondeurs.

Tableau 4.12 : Taux de réduction des pressions interstitielles pour deux voiles d'injection.

Profondeurs du voile \ taux de réduction %	Barrage avec injection 10m	Barrage avec injection 30m	Barrage avec injection 60m
A-I	92.11	95.17	99.72
B-J	88.13	88.85	99.59
C-K	87.57	93.78	99.68

IV.3. Barrage en terre avec tapis amont étanche

Dans le but d'analyse l'influence des longueurs du tapis amont étanche sur le développement des pressions interstitielles, une variante a été modélisée avec influence des longueurs du tapis amont.

1) Barrage avec tapis étanche de 10m.

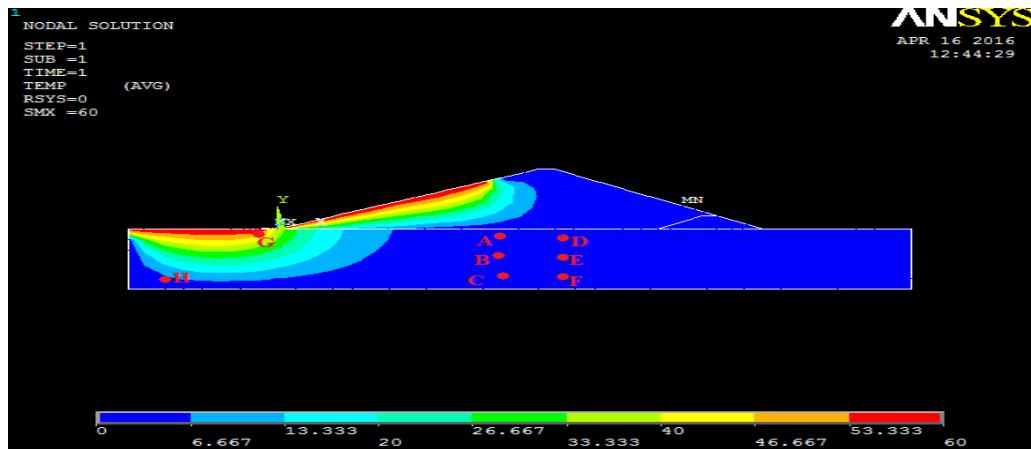


Figure 4.16 : Barrage avec tapis étanche de 10m.

Tableau 4.13 : Valeurs des pressions interstitielles pour un tapis étanche amont de 10m.

Profils		Extrémités tapis		Zone centrale amont			Zone centrale aval		
Profondeurs		G	H	A	B	C	D	E	F
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	45.694	8.122	2.157	1.247	0.628	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec tapis 10m	45.100	7.876	1.952	1.179	0.614	0.885	0.568	0.163

2) Barrage avec tapis étanche de 30m.

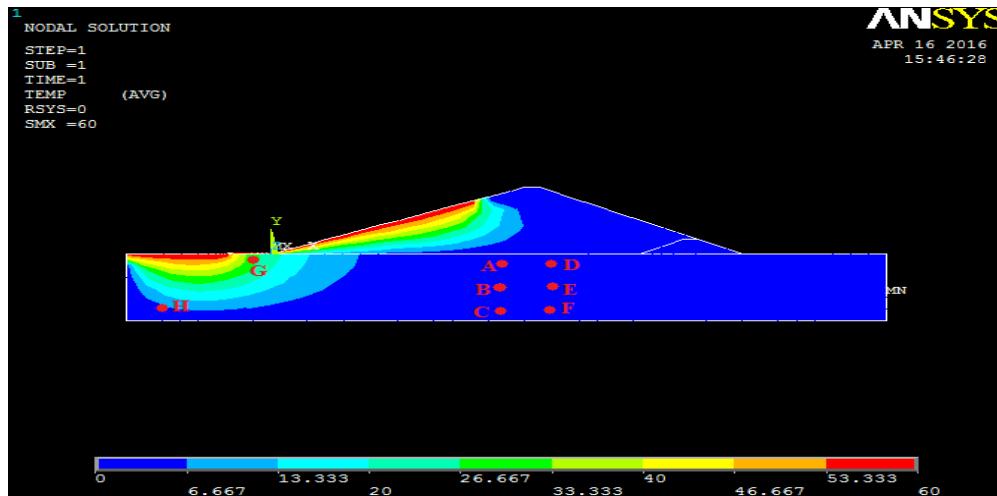
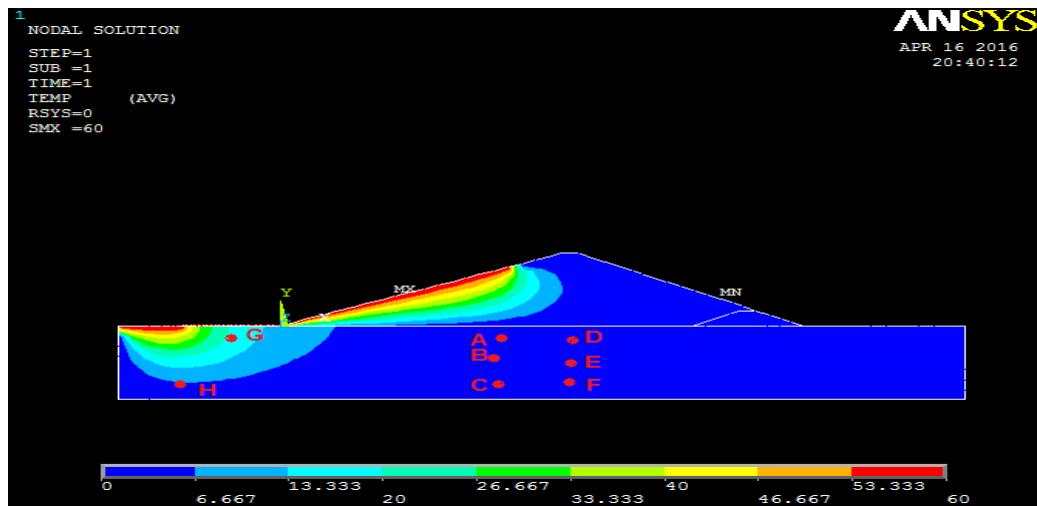


Figure 4.17 : Barrage avec tapis étanche de 30m.

Tableau 4.14 : Valeurs des pressions interstitielles pour un tapis étanche amont de 30m.

Profils		Extrémités tapis		Zone centrale amont			Zone centrale aval		
Profondeurs		G	H	A	B	C	D	E	F
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	45.694	8.122	2.157	1.247	0.628	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec tapis30m	31.054	6.654	1.442	1.032	0.606	0.670	0.482	0.118

3) Barrage avec tapis étanche de 60m.

**Figure 4.18 :** Barrage avec tapis étanche de 60m.**Tableau 4.15 :** Valeurs des pressions interstitielles pour un tapis étanche amont de 160m.

Profils		Amont du voile d'injection					Aval du voile d'injection		
profondeurs		A	B	C	G	H	D	E	F
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	2.157	1.247	0.628	45.694	8.122	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec tapis60m	0.928	0.455	0.310	19.116	5.260	0.468	0.286	0.112

4) Barrage avec tapis étanche de 100m.

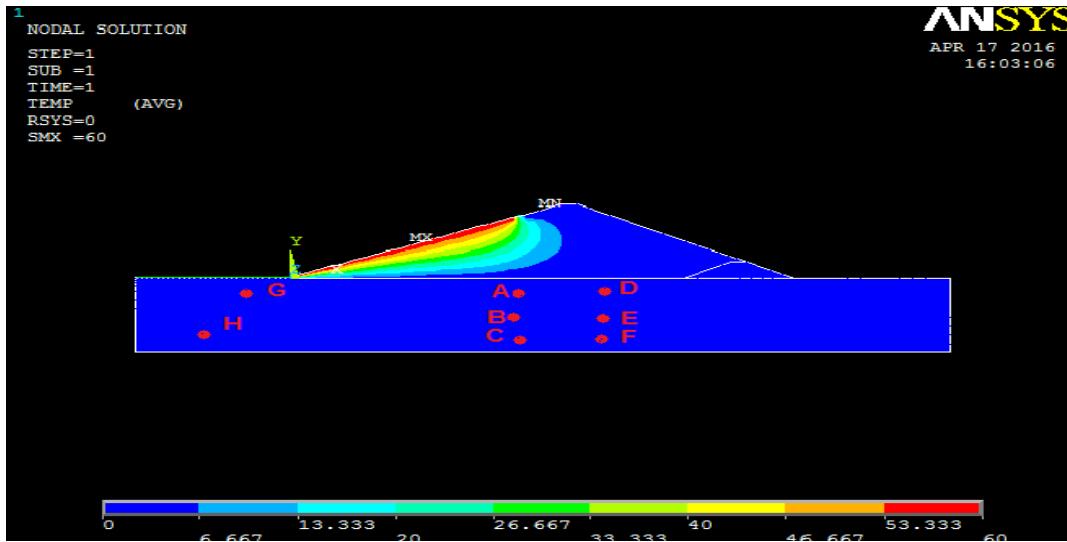


Figure 4.19 : Barrage avec tapis étanche de 100m.

Tableau 4.16 : Valeurs des pressions interstitielles pour un tapis étanche amont de 100m.

Profils		Extrémités tapis		Zone centrale amont			Zone centrale aval		
Profondeurs		G	H	A	B	C	D	E	F
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	45.694	8.122	2.157	1.247	0.628	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec tapis 100m	1.223	0.195	0.608	0.278	0.188	0.330	0.166	0.084

Le tableau (4.17) récapitule les résultats analytiques de toutes les variantes modélisées en fonction de l'influence de la longueur du voile amont étanche.

Tableau 4.17 : Valeurs de la pression interstitielle en mètre.

Profils		Extrémités tapis		Zone centrale amont			Zone centrale aval		
Profondeurs		G	H	A	B	C	D	E	F
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	45.694	8.122	2.157	1.247	0.628	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec tapis10	45.100	7.876	1.952	1.179	0.614	0.885	0.568	0.163
	Barrage avec tapis20m	40.788	6.758	1.688	1.085	0.607	0.774	0.495	0.138
	Barrage avec tapis30m	31.054	6.654	1.442	1.032	0.606	0.670	0.482	0.118
	Barrage avec tapis40m	22.899	6.397	1.308	0.870	0.559	0.602	0.428	0.117
	Barrage avec tapis50m	19.200	5.854	1.153	0.467	0.474	0.551	0.422	0.116
	Barrage avec tapis60m	19.116	5.260	0.928	0.455	0.310	0.468	0.286	0.112
	Barrage avec tapis70m	14.264	4.683	0.836	0.443	0.292	0.430	0.240	0.109
	Barrage avec tapis80m	9.774	3.544	0.759	0.363	0.246	0.394	0.231	0.103
	Barrage avec tapis90m	5.462	2.028	0.690	0.327	0.221	0.364	0.182	0.094
	Barrage avec tapis100m	1.223	0.195	0.608	0.278	0.188	0.330	0.166	0.084

La figure (4.20) donne la relation entre les rendements du tapis amont étanche et ses longueurs

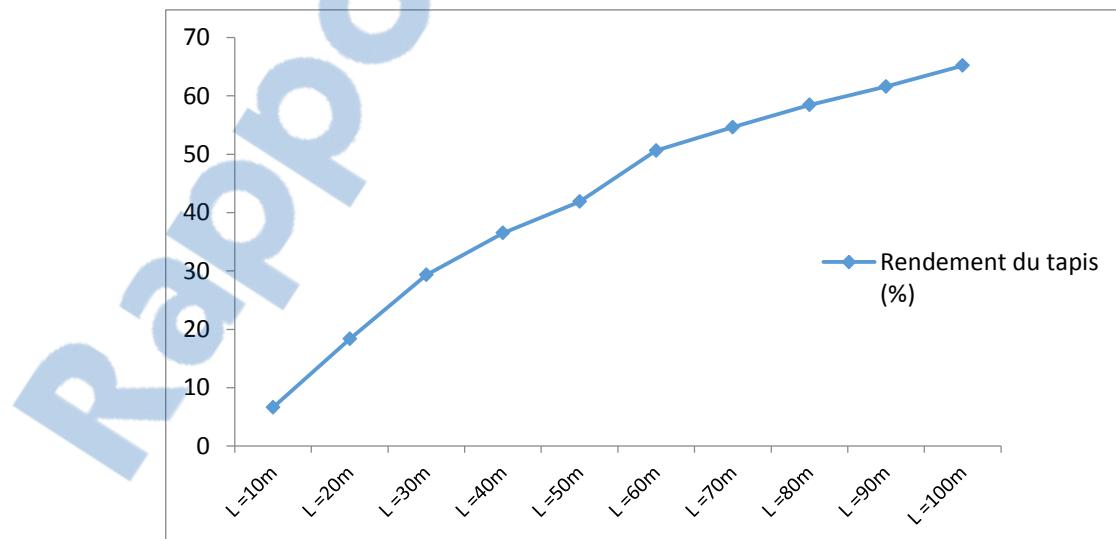


Figure 4.20 : Influence des longueurs du tapis amont sur les rendements

Le tableau (4.18) donne les taux de réduction des pressions interstitielles au niveau de la fondation avec différentes longueurs de tapis étanche.

Tableau 4.18 : Taux de réduction des pressions interstitielles pour le tapis étanche.

Profondeurs du voile \ taux de réduction%	Barrage avec tapis étanche 10m	Barrage avec tapis étanche 30m	Barrage avec tapis étanche 60m	Barrage avec tapis étanche 100m
A _{barrage référence} -A _{tapis}	34.67	58.13	56.97	71.81
B _{barrage référence} -B _{tapis}	27.66	54.12	63.51	77.70
C _{barrage référence} -C _{tapis}	53.34	51.27	50.63	70.06
D _{barrage référence} -D _{tapis}	33.54	57.17	50.63	65.18
E _{barrage référence} -E _{tapis}	20.13	56.62	53.19	72.83
F _{barrage référence} -F _{tapis}	13.63	28.28	36.86	57.57
G _{barrage référence} -G _{tapis}	1.29	32.03	58.16	97.32
H _{barrage référence} -H _{tapis}	3.02	16.79	35.23	97.59

IV.4. Barrage avec conjugaison voile d'injection de 30 m-tapis amonts étanches

Dans le but d'analyser l'influence de la conjugaison voile d'injection-tapis amont étanche sur le développement des pressions interstitielles, une variante a été modélisée avec influence des longueurs du tapis amont.

- 1) Barrage avec injection et tapis de 10m.

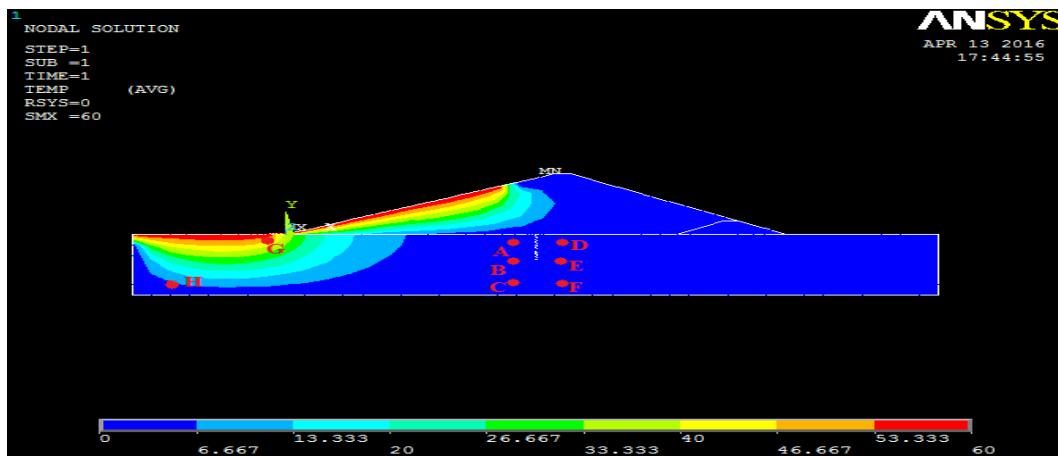
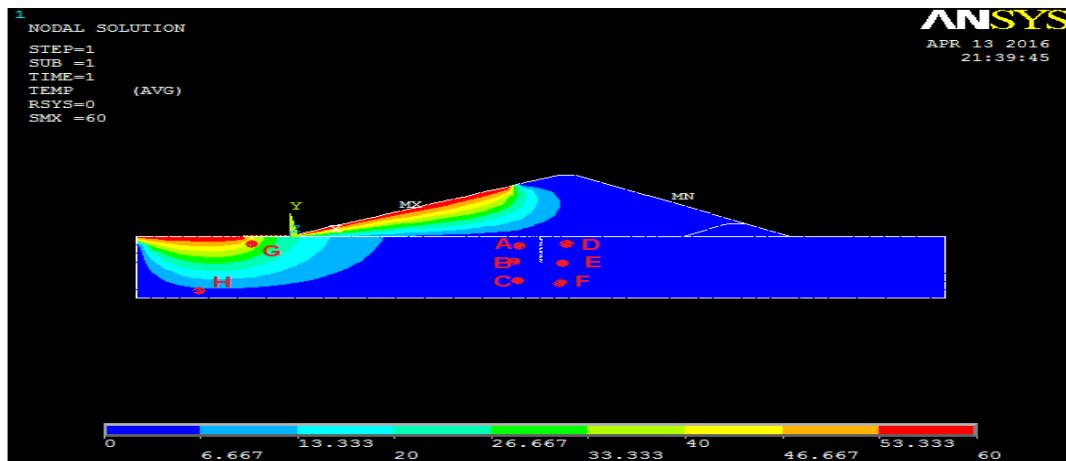


Figure 4.21 : Barrage avec injection et un tapis étanche de 10m.

Tableau 4.19 : Valeurs des pressions interstitielles pour injection-tapis étanche de 10m.

Profils		Amont du voile d'injection					Aval du voile d'injection		
Profondeurs		A	B	C	G	H	D	E	F
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	2.157	1.247	0.628	45.694	8.122	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec tapis10m	1.887	1.003	0.382	41.267	7.987	0.499	0.548	0.157

2) Barrage avec injection et tapis de 30m.

**Figure 4.22 :** Barrage avec injection et un tapis étanche de 30m.**Tableau 4.20 :** Valeurs des pressions interstitielles pour injection-tapis étanche de 30m.

Profils		Amont du voile d'injection					Aval du voile d'injection		
Profondeurs		A	B	C	G	H	D	E	F
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	2.157	1.247	0.628	45.694	8.122	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec tapis30m	1.491	0.832	0.281	35.358	6.649	0.355	0.320	0.109

3) Barrage avec injection et tapis de 60m.

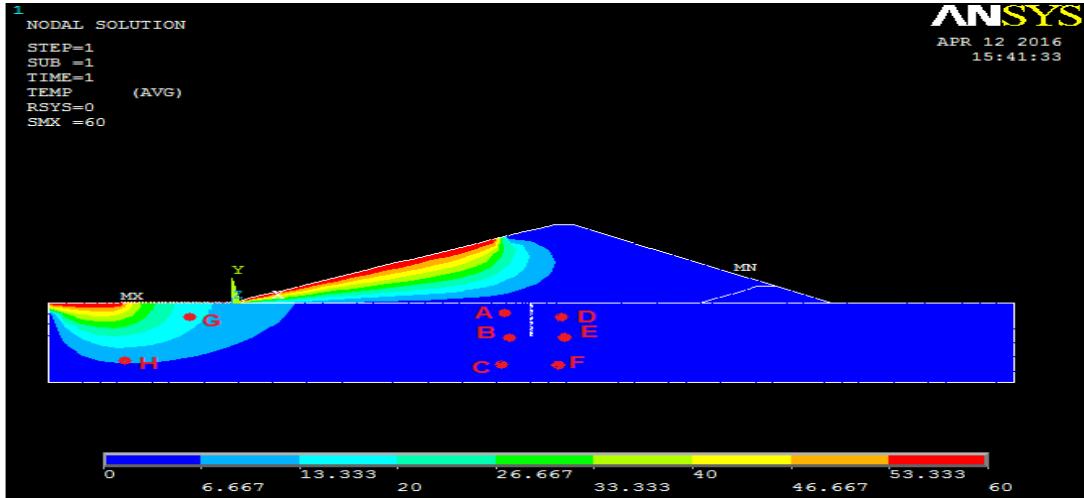


Figure 4.23 : Barrage avec injection et tapis de 60m.

Tableau 4.21 : Valeurs des pressions interstitielles pour injection-tapis étanche de 60m.

Profils		Amont du voile d'injection					Aval du voile d'injection		
Profondeurs		A	B	C	G	H	D	E	F
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	2.157	1.247	0.628	45.694	8.122	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec, tapis60m	1.060	0.537	0.177	16.118	4.702	0.274	0.189	0.072

4) Barrage avec injection et tapis de 100m.

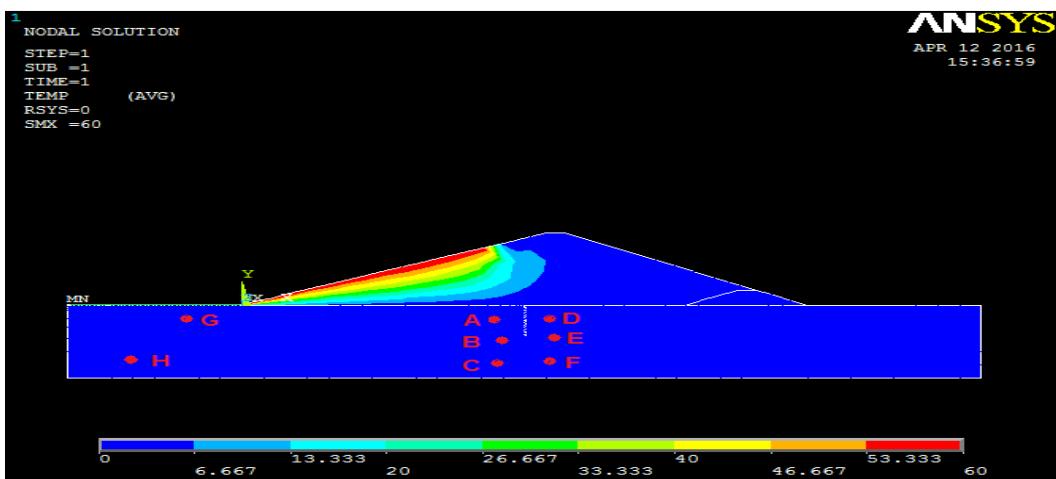


Figure 4.24 : Barrage avec injection et tapis de 100m.

Tableau 4.22 : Valeurs des pressions interstitielles pour injection-tapis étanche de 100m.

Profils		Amont du voile d'injection					Aval du voile d'injection		
Les points		A	B	C	G	H	D	E	F
Pression interstitielle (U) [m]	Barrage en terre référence	2.157	1.247	0.628	45.694	8.122	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec tapis100m	0.660	0.305	0.148	1.217	0.141	0.202	0.126	0.040

Le tableau (04.23) récapitule les résultats analytiques de toutes les variantes modélisées en fonction de l'influence de la conjugaison voile d'injection-tapis amont étanche.

Tableau 4.23 : Valeurs des pressions interstitielles en mètre.

Profils		Amont du voile d'injection					Aval du voile d'injection		
Les points		A	B	C	G	H	D	E	F
Pression interstitielle (U) [m]	Barrage en terre référence	2.157	1.247	0.628	45.694	8.122	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec tapis10	1.887	1.003	0.382	41.267	7.987	0.499	0.548	0.157
	Barrage avec tapis20m	1.659	0.957	0.365	38.195	7.573	0.411	0.454	0.118
	Barrage avec tapis30m	1.491	0.832	0.281	35.358	6.649	0.355	0.320	0.109
	Barrage avec tapis40m	1.267	0.764	0.238	21.768	5.659	0.353	0.310	0.107
	Barrage avec tapis50m	1.158	0.619	0.199	18.509	5.277	0.312	0.305	0.084
	Barrage avec tapis60m	1.060	0.537	0.177	16.118	4.702	0.274	0.189	0.072
	Barrage avec tapis70m	0.938	0.432	0.172	14.535	3.797	0.242	0.180	0.056
	Barrage avec tapis80m	0.816	0.423	0.168	9.757	2.879	0.235	0.172	0.047
	Barrage avec tapis90m	0.797	0.422	0.160	5.613	1.958	0.219	0.165	0.041
	Barrage avec tapis100m	0.660	0.305	0.148	1.217	0.141	0.202	0.126	0.040

Le tableau (4.24) donne les taux de réduction des pressions interstitielles à l'amont et à l'aval du voile d'injection pour une profondeur constante (30m) et différentes longueurs du tapis étanche.

Tableau 4.24 : Taux de réduction des pressions interstitielles pour injection-tapis étanche

Profondeurs du voile \ taux de réduction%	Barrage avec tapis étanche 10m	Barrage avec tapis étanche 30m	Barrage avec tapis étanche 60m	Barrage avec tapis étanche 100m
A_{barrage référence}-A_{tapis}	12.51	30.87	50.85	69.40
B_{barrage référence}-B_{tapis}	19.56	33.27	56.93	75.54
C_{barrage référence}-C_{tapis}	41.87	55.25	68.31	76.43
D_{barrage référence}-D_{tapis}	47.36	62.55	71.09	78.69
E_{barrage référence}-E_{tapis}	10.31	47.62	69.06	79.37
F_{barrage référence}-F_{tapis}	20.70	54.54	41.91	78.78
G_{barrage référence}-G_{tapis}	9.68	16.05	60.34	97.33
H_{barrage référence}-H_{tapis}	1.66	35.02	5.17	98.26

IV.5. Barrage avec un rideau de drainage

Ce cas de modélisation sera même en tenant compte de la variation de la profondeur du rideau de drainage allant de 10 à 60m.

1) Barrage avec rideau de drainage de 10m de profondeur

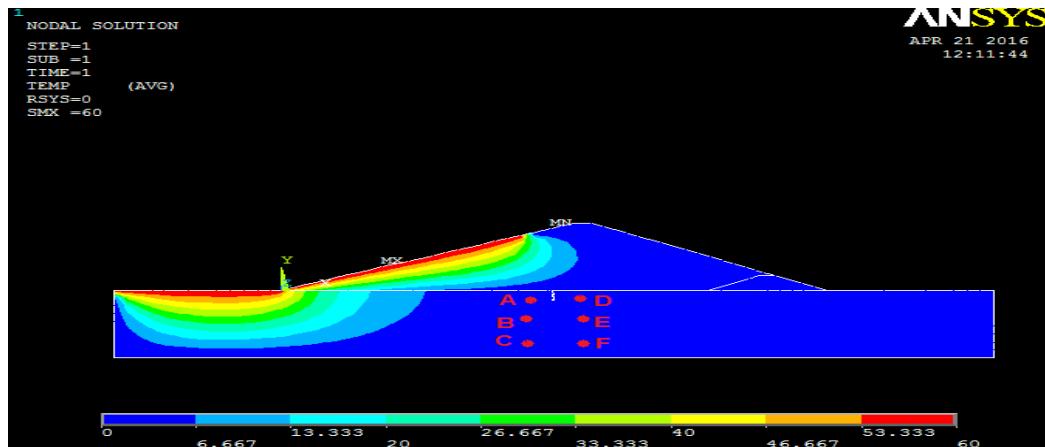


Figure 4.25 : Barrage avec rideau de drainage de 10m de profondeur

Tableau 4.25 : Valeurs des pressions interstitielles pour un rideau de drainage de 10m.

Profils		Amont du rideau de drainage			Aval du rideau de drainage		
Profondeurs		A	B	C	D	E	F
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	2.157	1.247	0.628	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec drain de 10m	2.157	1.247	0.628	0.912	0.600	0.149

2) Barrage avec rideau de drainage de 30m de profondeur

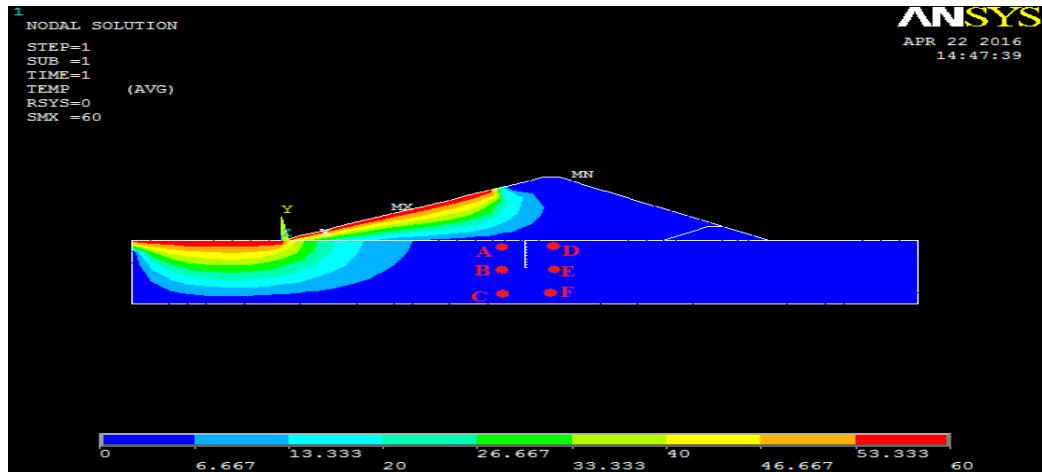


Figure 4.26 : Barrage avec rideau de drainage de 30m de profondeur

Tableau 4.26 : Valeurs des pressions interstitielles pour un rideau de drainage de 30m.

Profils		Amont du rideau de drainage			Aval du rideau de drainage		
Profondeurs		A	B	C	D	E	F
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	2.157	1.247	0.628	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec drain de 30m	2.157	1.247	0.628	0.725	0.399	0.141

3) Barrage avec rideau de drainage de 60m de profondeur

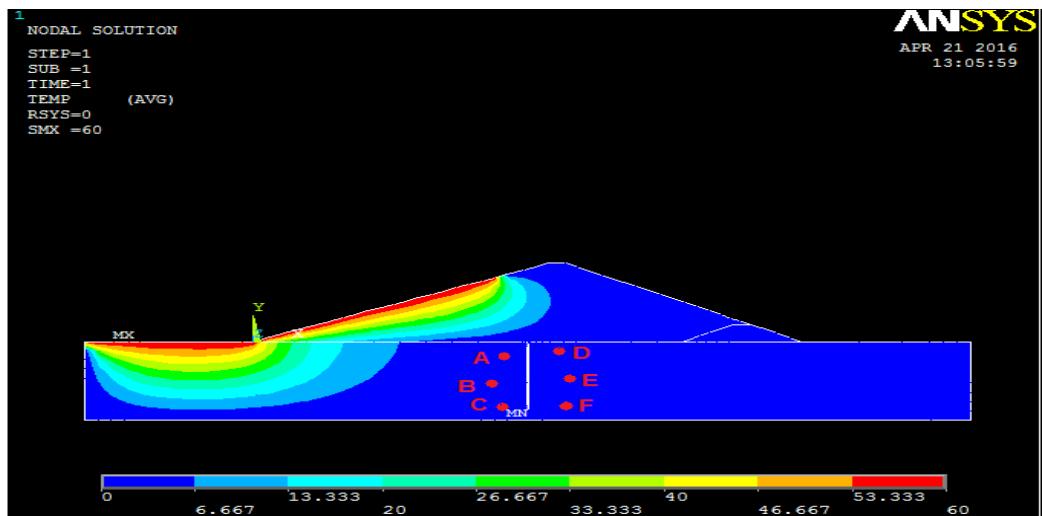


Figure 4.27 : Barrage avec rideau de drainage de 60m de profondeur

Tableau 4.27 : Valeurs des pressions interstitielles pour un rideau de drainage de 60m.

Profils		Amont du rideau de drainage			Aval du rideau de drainage		
Profondeurs		A	B	C	D	E	F
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	2.157	1.247	0.628	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec drain de 60m	2.157	1.247	0.628	0.562	0.224	0.106

Tableau 4.28 : Valeurs de la pression interstitielle en mètre.

Profils		Amont du rideau de drainage			Aval du rideau de drainage		
Profondeurs		A	B	C	D	E	F
Pressions interstitielles (U) [m]	Barrage en terre référence	2.157	1.247	0.628	0.948	0.611	0.198
	Barrage avec drain de 10m	2.157	1.247	0.628	0.912	0.600	0.149
	Barrage avec drain de 20m	2.157	1.247	0.628	0.864	0.574	0.147
	Barrage avec drain de 30m	2.157	1.247	0.628	0.725	0.399	0.141
	Barrage avec drain de 40m	2.157	1.247	0.628	0.710	0.388	0.135
	Barrage avec drain de 50m	2.157	1.247	0.628	0.570	0.295	0.114
	Barrage avec drain de 60m	2.157	1.247	0.628	0.562	0.224	0.106

Le tableau (4.29) donne les taux de réduction des pressions interstitielles à l'amont et à l'aval du rideau de drainage pour différents profondeurs.

Tableau 4.29 : Taux de réduction des pressions interstitielles pour le rideau de drainage.

Profondeurs du voile taux de réduction%	Barrage avec rideau de drainage de 10m	Barrage avec rideau de drainage de 30m	Barrage avec rideau de drainage de 60m
A-D	57.71	66.38	73.57
B-E	47.15	68.00	65.99
C-F	76.27	70.38	83.12

V. CALCUL DU GRADIENT HYDRAULIQUE ET DEBIT DE FUITE

$$i = \frac{H}{\left(\sum L_v + \frac{1}{3} L_h \right)}$$

Les tableaux (4.30) et (4.31) donnent respectivement pour toutes les variantes analysées :

- ⊕ Les valeurs des gradients hydrauliques,
- ⊕ Les valeurs des débits d'infiltrations.

Tableau 4.30 : Valeurs du gradient hydraulique.

Un seul voile d'injection			
Profondeurs	10m	30m	60m
$i_{calculé}$	0.467	0.356	0.262
Deux voiles d'injection			
Profondeurs	10m	30m	60m
$i_{calculé}$	0.404	0.262	0.172
Un tapis amont étanche			
Longueurs	10m	30m	60m
$i_{calculé}$	0.537	0.507	0.467
			100m
			0.423
Injection-tapis amont étanche			
Longueurs	10m	30m	60m
$i_{calculé}$	0.349	0.336	0.318
			100m
Un Rideau de drainage			
Profondeurs	10m	30m	60m
$i_{calculé}$	0.467	0.356	0.262

Tableau 4.31 : Valeurs du débit hydraulique (m³/s.ml).

Un seul voile d'injection			
Profondeurs	10m	30m	60m
Debit	0.767E-8	0.320E-8	0.146E-8
Deux voiles d'injection			
Profondeurs	10m	30m	60m
Debit	0.511E-8	0.447E-8	0.242E-9
Un tapis amont étanche			
Longueurs	10m	30m	60m
Debit	0.674E-8	0.339E-8	0.310E-8
			0.212E-8
Injection-tapis amont étanche			
Longueurs	10m	30m	60m
Debit	0.449E-8	0.337E-8	0.275E-8
			0.196E-8
Un Rideau de drainage			
Profondeurs	10m	30m	60m
Debit	0.572E-8	0.471E-8	0.490E-8

VI. INTERPRETATION DES RESULTATS ET CONCLUSIONS

Pour l'interprétation explicite des résultats de la modélisation, il sera présenté, pour chaque mode de traitement des fondations les courbes donnant les variations des taux de réduction des pressions interstitielles et des gradients hydrauliques relatifs aux écoulements au niveau des fondations du barrage.

Ces graphiques servant à l'interprétation des résultats sont représentés respectivement au niveau des figures 4.28 et 4.29.

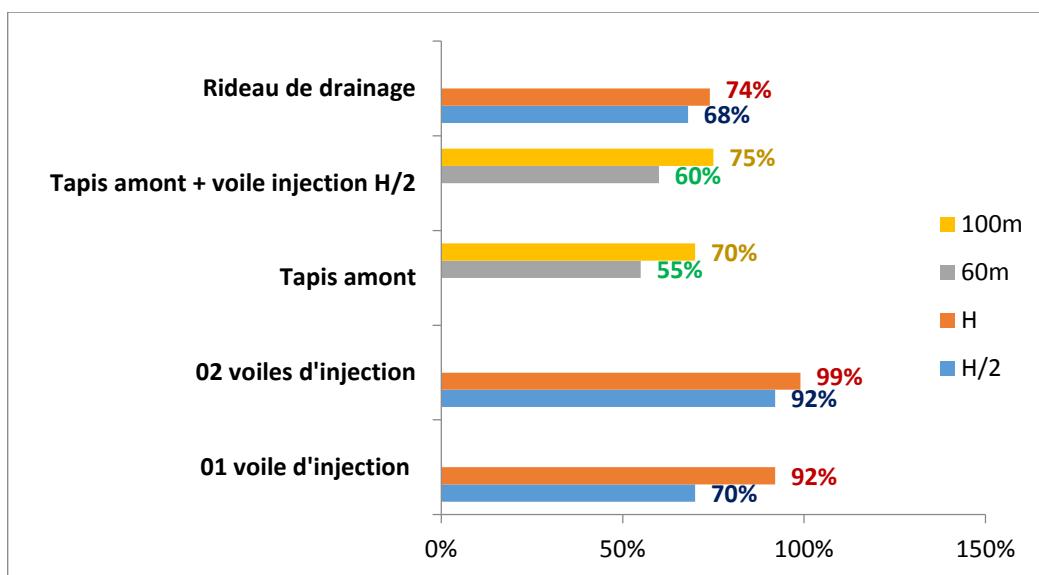


Figure 4.28 : Synthèse sur la variation des taux de réduction des pressions interstitielles en fonction des modes de traitement des fondations

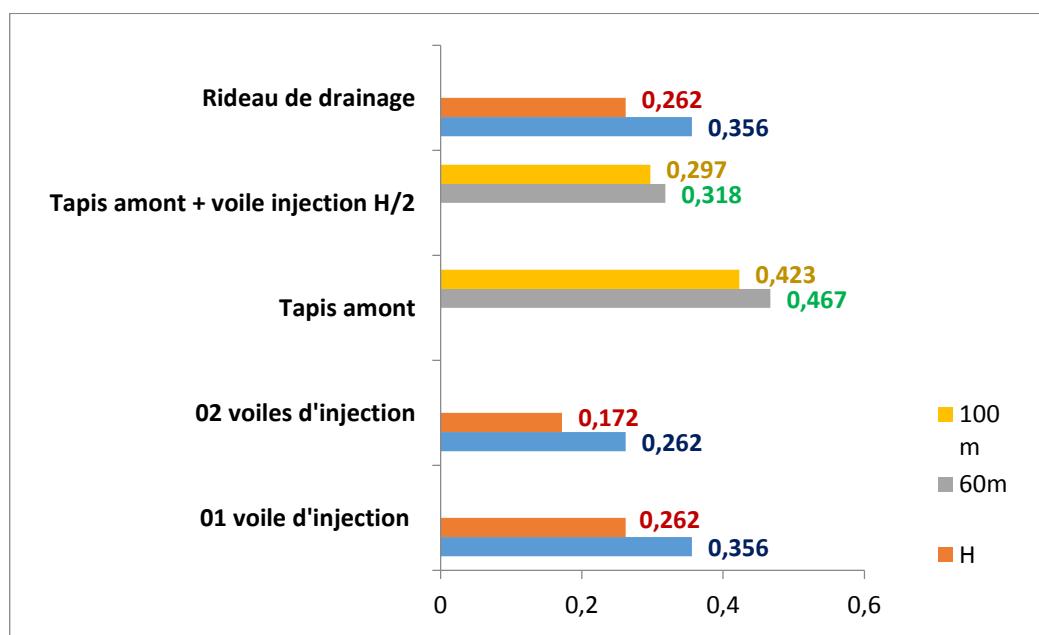


Figure 4.29 : Synthèse sur la variation des gradients hydrauliques en fonction des modes de traitement des fondations

A travers les résultats présentés sur les figures, les conclusions suivantes sont à dégager :

- ⊕ Le traitement des fondations par un voile d'injection de profondeur $P = H/2$ permet une réduction des sous pressions d'environ 70%,
- ⊕ Sa conjugaison avec un tapis amont étanche de longueur $L = H$ donne des résultats appréciables en termes de performance du traitement des fondations,
- ⊕ Les mêmes performances sont atteintes pour la même longueur du tapis amont conjuguée avec un voile de drainage de profondeur $P = H/2$,
- ⊕ Sur le plan des gradients hydrauliques et des risques d'érosion interne, le traitement par un voile d'injection de profondeur $P = H/2$ permet d'atteindre les mêmes performances que celui d'un voile de drainage de même profondeur,
- ⊕ Les mêmes performances sont atteintes par conjugaison d'un tapis amont de longueur $L = H$ avec un voile d'injection de profondeur $P = H/2$,
- ⊕ Le mode de traitement par tapis amont étanche uniquement permet d'enregistrer des gradients hydrauliques avoisinants $i = 0,45$ et peut être, pour certains types de fondations, la solution optimale comparée aux avantages qu'il offre sur le plan économique et aussi en matière de contraintes de réalisation, qui sont des paramètres de taille à considérer.

Conclusion générale

L'eau s'écoule dans les sols de fondation des barrages sous l'effet d'un gradient hydraulique. Cet écoulement génère des forces d'infiltration qui vont avoir une influence sur la stabilité des sols et provoque l'érosion interne, par la migration des particules causées par une vitesse d'écoulement assez élevée. Cette situation peut compromettre la stabilité du sol et entraîner le risque des ruptures des barrages que supportent ces sols de fondation.

La maîtrise des écoulements dans les barrages en terre constitue une préoccupation majeure pour les concepteurs. En effet, en raison des conséquences néfastes induites par les infiltrations (débits, pressions, gradients), pouvant déboucher sur la rupture totale de l'ouvrage, toute l'attention est donc accordée à la compréhension et à la maîtrise de ces phénomènes. Aussi, ces opérations de maîtrise des infiltrations nécessitent souvent des enveloppes financières assez lourdes. Le volet économique reste ainsi, une contrainte à rationaliser.

Le traitement des fondations par injection de coulis a pour but essentiel d'intercepter les fissures existantes dans la fondation et de colmater toutes les voies d'eau avec du coulis.

Ce voile d'injection a pour but également d'allonger les longueurs d'écoulement de façon à réduire les gradients hydrauliques, qui sont le moteur de déclenchement du phénomène d'érosion interne. Le drainage permet par contre de dissiper, après l'injection, la concentration des pressions et de permettre l'évacuation des eaux d'écoulement.

Cependant, ces techniques, souvent projetées, restent assez onéreuses et délicates et il est impératif de rechercher la combinaison la plus optimale offrant le compromis coût, délai, efficacité et sécurité de l'ouvrage.

Pour ce genre de situation, le recours à la modélisation peut être d'une grande contribution pour l'analyse de telles solutions et pour tenter d'optimiser, par une analyse multicritère, les variantes de traitement des fondations.

La modélisation engagée dans le présent travail, a permis de mettre en évidence trois aspects principaux :

- L'influence du mode de traitement sur l'état des pressions interstitielles au niveau des fondations du barrage,
- L'influence du mode de traitement sur les risques d'érosion interne au niveau des fondations du barrage,
- L'influence des conjugaisons des modes de traitement sur l'état des pressions interstitielles et des gradients hydrauliques au niveau des fondations du barrage.

Au niveau des conceptions universelles, il est recommandé d'adopter des profondeurs des voiles d'injections allant de (1/3 à 1) H. Le caractère économique de ces derniers combiné aux difficultés de leur réalisation exige le passage par l'optimisation de leur profondeur.

Le passage à une profondeur $P = H/2$ semble être la solution permettant d'atténuer les pressions interstitielles, notamment dans la zone aval au voisinage du voile d'injection.

La contribution du voile de drainage sur la dissipation des pressions interstitielles et sur les valeurs des gradients hydrauliques est appréciable.

Le traitement des fondations par un voile d'injection de profondeur $P = H/2$ permet une réduction appréciable des pressions interstitielles. Sa conjugaison avec un tapis amont étanche de longueur $L = H$ donne des résultats significatifs en termes de performance du traitement des fondations.

Toutes, ces déductions ne reflètent que les résultats d'une étude académique. Il reste clair que l'aspect sécuritaire primera avant toute considération en fonction des conditions du site et de l'environnement du barrage et il serait question de s'orienter vers d'autres décisions si la sécurité de l'ouvrage l'exige.

Enfin, et en guise de perspectives, il serait intéressant de poursuivre cette étude par une comparaison des résultats de la modélisation avec les mesures d'auscultation au niveau du barrage, en particulier l'analyse de :

- La piézométrie dans les fondations.
- La piézométrie à l'aval du barrage.
- Les pressions interstitielles mesurées sur différents profils d'auscultation.

Références Bibliographiques

- A.CARRÈRE**, 1991. "barrage". 1991, Vol. 26, pp. 15-16.
- A.CARRÈRE**, 1994. *"Barrages"*. s.l. : technique de l'ingenieur, 1994. pp. 1-26. C 5555.
- A.FAGNOUL**, 1961. *"Etude de la construction et de la stabilité des barrages en terre ou en enrochements"*. Bruxelles : J. Duculot, S. A., Gembloux (Belgique), 1961.
- A.HERAGMI**, 2009. *"CHOIX ET CONCEPTION DE L'ORGANE DE L'ETANCHEITE DES BARRAGES EN TERRE BARRAGE EL-AGREM JIJEL"*. diplome de MAGISTER. annaba : s.n., 2009. p. 12. Vol. 94.
- A.J.SCHLEISS et H.POUGATSCH**, 2011. *"les barrages- Du projet à la mise en service"*. [éd.] Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (PPUR). s.l. : Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2011. p. 587. Vol. 714. 9782880748319.
- A.KERKOURI**, 2011. *"ANALYSE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DU BARRAGE DE KOUDIET ELM'DOUAR SOUS SOLICITATIONS SISMIQUES"*. batna : s.n., 2011. pp. 22-24. Vol. 129.
- A.MAYER**. *"quelque reflexions sur l'utilisation des injections dans les barrages"*. pp. 328-332.
- A.MOULAY ELBOUDKHILI**, 2014. *"ETUDE PARAMETREE DE LA STABILITE DES BARRAGES POIDS"*. [éd.] Faculté de Technologie. tlemcen : s.n., 2014. pp. 57-65. Vol. 120.
- A.TALATIZI**, 2014. *"etude des infiltrations a travers une digue de barrage en terre. cas d'un barrage algerien"*. diplome de master. tizi ouzou : université moumoud mammeri, faculté de génie de la construction, 2014. p. 119. Vol. 190.
- B.A.RODRIGUEZ et S.LA ROSA**, 2004. "Procédures méthodologiques pour l'exécution des études des". *Manuel de conception et projets typiques*. 2004.
- B.MESSAID**, 2009. *"etude de la position efficace des drains ans les barrages en terre"*. batna : s.n., 2009. pp. 34-35. Vol. 263.
- D.GOUVENO et F.DUFOURNET BOURGEOIS**, 1997. *"TRAITEMENT DES FUITES : NOUVELLES TECHNOLOGIES"*. NANTERRE : s.n., 1997. pp. 12-13. Vol. 28.

D.LAUTRIN. "vieillissement et réhabilitation des petits barrage en terre". pp. 180-181. Vol. 241. 2-85362-597-4.

EDF, 2009. "RÉALISATION DE LA STATION D'ÉPURATION DE SAINT-LAURENT-DE-LA-SALANQUE PAR PMCA". SAINT-LAURENT : s.n., juin2009. pp. 4-5, NOTE TECHNIQUE.

ESHA, 2005. "layman's guidebook on how to develop a small hydrosite". [trad.] MHylab , SCPTH Ademe. bruxelles : maison des energies renouvelables, 2005.

F.BENDAHMANE, et al, 2009. "ETUDE EXPERIMENTALE DE L'EVOLUTION PAR EROSION INTERNE DES MATERIAUX D'OUVRAGE HYDRAULIQUE EN TERRE".

Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique. Saint-Nazaire Cedex,france : s.n., janvier 2009. pp. 2-3. hal-00354855.

G.DEGOUTTE, 1997. "petits barrages recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi". s.l. : cemagref, 1997. ISBN 2-85362-448-X.

G.DEGOUTTE et P.ROYET, 1997. "aide mémoire de mécanique des sols". ecole nationale du génie rural des eaux et des forets. 1997. p. 40.

G.MOLITOR, 1987. "Les raisons de la vidange du Lac et les travaux d'assainissement du Barrage". 1987. p. 17. Vol. 19.

H.CAMBEFORT, 1961. "Problemes d'injections". Saas-Grund : Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondations, 1961. pp. 5-9.

H.FEMMAM et N.BENMEBAREK, 2011. "EFFETS DES DRAINS SUR LA STABILITE DES BARRAGES EN TERRE". 2011, 11, pp. 9-15. université Mohammed Khider.

I.HARRAK, 2015. "Traitement de la fondation des barrages : technique de l'injection". [éd.] éditions universitaires Européennes. Tanger : s.n., 2015. Vol. 144.

J.P.BLAIS, 2005. "Typologie de l'érosion interne et érosion interne des digues fluviales : une courte revue bibliographique". 2005, pp. 65-70.

J.RANDRIANANDRASANA, 2009. "etude et analyse géotechnique de construction d'un barrage de retention d'eau à AMBATOVY". Antananarivo : s.n., 2009. unicersité d'Antananarivo ecole superieur polytechnique d'antananarivo.

- M.A.FOSTER et R.FELL**, 1999. *"A method for assessing embankment dam filters which do not satisfy modern design criteria"*. university of new south wales. s.l. : school of civil and environmental engineering, 1999. UNICIV. R-376.
- M.CITEAU et J.P.RAJOT**, 2006. *"ETANCHEMENT DE LA DIGUE PAR INJECTION"*. Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales. 2006. pp. 27-28.
- M.KAOUANE**, 2011. *"analyse des contraintes mécaniques et de la fissuration des éléments en béton armé sous l'effet thermomécanique"*. tizi ouzou : s.n., 2011. p. 195. memoire de magistra .
- M.PEIGNAUD**, 1983. *"Coulis de scellement d'appareils de mesures dans les sols"*. Laboratoire régional d'Angers. Angers : s.n., 1983. p. 15. Réf. 2 800.
- MEDD**, 2004. *"les ruptures des barrages"*. paris : s.n., 2004.
- MULT**, 1984. *"Digues et barrages en terre de faible hauteur"*. LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES. PARIS : s.n., 1984. p. 30. ISSN 0458-5860.
- P.L.DELLIQU**, 2003. *"Les barrages: conception et maintemance"*. lyon : s.n., 2003. ISBN 2-7297-0717-4.
- P.L.DELLIQU**, 2008. *"Grands barrages petits barrages"*. 2008, 20.
- R.HOLTZ et W.KOVACS**, 1981. *"An introduction to geotechnical engineering"*. New Jersey : PRENTICE HALL,Englewood Cliffs, 1981.
- R.ROMAIN**, 2007. *"modélisation de l'érosion interne dans les barrages en remblai"*. strasbourg : s.n., 2007.
- S.BONELLI**, 2001. *"Ovrages hydrauliques en remblai : un regard transversal sur l'action de l'eau"*. s.l. : Ingénierie - E A T, 2001. pp. 49-58. hal-00464550.
- S.M.CHERIF et M.C.BOUHASSANE**, 2013. *"Etude comparative des barrages à noyau central"*. diplôme de Masterr. tlemcen : université abou bekra belkaid, faculté de la technologie, 2013. pp. 47-48. Vol. 93.
- V.N.NGUYEN**, 2014. *"Caractérisation de l'érosion des sols par le Jet Erosion Test"*. Paris : Ecole Centrale Paris, 2014. NNT: 2014ECAP0043.

RESUME

Les infiltrations au niveau des fondations des barrages ont toujours constitué des contraintes pour les concepteurs du fait que les conséquences sont de deux natures : hydrauliques en relation avec les valeurs admissibles des débits de fuites, mécaniques par rapport aux pressions interstitielles développées en liaison avec les états de contraintes et aux gradients hydrauliques élevés provoquant des phénomènes d'entrainement des grains des sols de fondations.

Les procédés de traitement des fondations de barrages par l'injection et le drainage, souvent onéreux et délicats, nécessitent une optimisation en fonctions des paramètres d'écoulement enregistrés au niveau de la fondation, notamment le développement des pressions interstitielles, qui sont à l'origine de multiples désordres et pathologies.

Partant de ces considérations, une analyse paramétrée des pressions interstitielles au niveau des fondations des barrages en terre a été élaborée et ce, en relation avec des variantes de traitement des fondations par injection, par drainage, par projection de tapis étanche amont ainsi qu'une conjugaison optimisée des différentes variantes de traitement.

Cette modélisation, s'articulant sur le code de calcul ANSYS, vise l'analyse de l'influence des procédés de traitement des fondations sur les variations des paramètres d'écoulement.

Mots clés : barrage, fondations, injection, drainage, tapis amont, pressions interstitielles, ANSYS.