

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Aboubekr Belkaid Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de Projet de Fin d'étude

Pour l'Obtention du Diplôme de
Master en Génie Civil
Option : Infrastructures de Base et Géotechnique

Thème :

Analyse paramétrée pour l'optimisation des dimensions des drains des barrages en terre

Présenté en juin 2017 par :

M^{lle} BENCHERRAT Nabila

M^{me} MOTEFKA KARA Meryem

Devant le jury composé de :

Mr.BEDJAOUI.Chakib
Mr.ABOUBEKR.Nabil
Mr.BENYELLES.Zoheir
Mme.ROUISSAT née SMAIL.Nadia
Mr.ROUISSAT.Bouchrit

Président
Examineur
Examineur
Encadreur
Co-Encadreur

Année universitaire : 2017/2018

Remerciements

Avant tout, nous remercions Allah le tout puissant qui nous a aidé et donné la volonté et le courage d'entamer et de terminer ce mémoire.

Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Mme. **ROUISSAT Nadia** et Mr. **ROUISSAT Bouchrit**, on les remercie pour la qualité de leur encadrement exceptionnel, pour leur patience, leur rigueur, leur disponibilité, leurs conseils éclairés et les encouragements durant notre préparation de ce mémoire.

Nous adressons nos sincères remerciements à M^r Marc Lebeau, Ingénieur de recherche et de développement GEO-SLOPE International pour sa précieuse collaboration qui nous a été apportée dans la partie modélisation.

On remercie également les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer ce travail et pour toutes leurs remarques et critiques.

Nous tenons à remercier toutes les personnes qui nous ont aidés à élaborer ce mémoire et à toute personne ayant participé à sa «confection » que ce soit sur le plan éducatif ou instructif.

Dédicaces

C'est avec profonde gratitude et sincère mots, que je dédie ce modeste travail de fin d'études à mes chers parents, qui ont sacrifié leur vie pour ma réussite et m'ont éclairé le chemin par leurs conseils judicieux.

Je dédie aussi ce travail à mes sœurs Hanane et son mari Lotfi, Fatima, Jawida et son mari Salim, mon frère Mansour et mes nièces Samar et Israa .

A toutes mes amies et en particulier Mostefa Kara Meryem (binôme) en témoignage de ma sincère amitié.

Tous mes professeurs et a tous mes chers.

Bencherrat Nabila

Dédicaces

Je dédie ce mémoire :

A ma mère Hakima, la plus chère que j'ai au monde,

A mon père Rachid, mon frère Sidahmed et ma sœur Norhane,

A mon mari Belkacem auprès duquel j'ai trouvé compréhension et soutien ineffables,

A mes beaux parents Naima et Mohammed auxquels je dois respect et gratitude,

A ma grand-mère Djamila que dieu la garde pour moi,

A mes tantes,

A mes cousins et mes cousines,

A toutes mes amies Imene, Mounia et Fatima et en particulier Bencherrat Nabila (binôme),

*Et enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste
mémoire.*

Mostefa Kara Meryem

RESUME

Quelque soit la perméabilité d'un barrage en terre, il ya toujours infiltration dans son massif. Il n'existe pas d'étanchéité parfaite pour ce type d'ouvrage. La maîtrise des écoulements doit être recherchée de telle manière que les paramètres liés aux infiltrations restent en dessous des paramètres critiques (débit, pressions interstitielles, gradients hydraulique...et). La conception des dispositifs de drainage constitue une préoccupation majeure en vue de leur rôle dans la sécurité des barrages. La modélisation a pour objectif d'analyser l'ensemble des paramètres ayant une influence sur les infiltrations et de valider les choix conceptuels et économiques.

Le présent travail s'intègre dans cette thématique et propose une analyse paramétrée pour l'optimisation des dimensions des systèmes de drainage (tapis drainant horizontal, drain cheminée vertical) des barrages en terre en fonction des critères de sécurité, notamment le développement des charges hydrauliques, des pressions interstitielles, de la configuration de la ligne de saturation, des capacités de décharges des drains et des gradients hydrauliques. La modélisation numérique engagée, et menée par le code de calcul SEEP/W, a considéré également un critère fondamental pour la conception du système de drainage et qui est en relation avec l'anisotropie des matériaux constituant les remblais du barrage. L'influence de la position du drain vertical sur les paramètres d'infiltrations a été également analysée.

L'application de cette analyse paramétrée a été orientée vers le barrage de Sikkak, dans la wilaya de Tlemcen avec modification de son profil type zoné en barrage homogène.

Mots clés : Barrage, infiltrations, drainage, SEEP, anisotropie, gradient hydraulique

ABSTRACT

Whatever the permeability of a dam in earth, there is always infiltration in it massif. There is no perfect waterproofing for this type of structure. The flow control must be sought in such a way that the infiltration parameters remain below the critical parameters (flow, pore pressures, hydraulic gradients ... and). The design of drainage systems is a major concern for their role in dam safety. The aim of the modeling is to analyze all the parameters influencing infiltrations and to validate the conceptual and economic choices.

The present work is integrated into this topic and proposes a parameterized analysis for the optimization of the dimensions of the drainage systems (horizontal drainage mat, vertical chimney drain) of the earth dams according to the safety criteria, in particular the development of hydraulic loads , Interstitial pressures, saturation line configuration, drains discharge capacities and hydraulic gradients. The numerical modeling undertaken, and carried out by the SEEP / W calculation code, also considered a fundamental criterion for the design of the drainage system and which is related to the anisotropy of the materials constituting the embankments of the dam. The influence of the position of the vertical drain on the infiltration parameters was also analyzed.

The application of this parameterized analysis was oriented towards the Sikkak dam in the wilaya of Tlemcen with modification of its zoned profile into a homogeneous dam.

Key words: Dam, infiltration, drainage, SEEP, anisotropy, hydraulic gradient

ملخص

مهما كانت نفاذية السد الترابي، هناك دائما تسرب في بنيته. لا يوجد منع تسرب مثالي لهذا النوع من الهياكل. ينبغي السعي إلى التحكم في التدفقات بحيث أن العوامل المرتبطة بالتسربات تبقى تحت العوامل الحرجة (تدفق، ضغوطات مسامية، تدرجات هيدروليكية، الخ). تصميم أجهزة الصرف يمثل شاغل رئيسي لدورها في حماية السدود. النمذجة تهدف إلى تحليل مجموع العوامل التي لها تأثير على التسربات و التحقق من الخيارات التصميمية و الاقتصادية. هذا العمل يندرج في هذا الموضوع و يقترح تحليل عوامل من أجل تعيين أمثل لأبعاد أنظمة الصرف (مصرف أفقي، مصرف عمودي) للسدود الترابية على أساس معايير الأمان، بما في ذلك تطور الضغوطات الهيدروليكية، الضغوطات المسامية، شكل خطوط التشبع، قدرة المصارف على التفريغ و التدرجات المائية. النمذجة الرقمية المستخدمة و المعتمدة على برنامج الحساب SEEP/W تعتبر أيضا معيارا أساسيا لتصميم أجهزة الصرف و الذي له علاقة مع تباين المواد المكونة للسد. تأثير موضع المصرف العمودي على عوامل التسربات أخذ أيضا في الاعتبار. تطبيق هذه الدراسة موجه لسد Sikkak في ولاية تلمسان مع تغيير بنيته من نوع نووي إلى سد ترابي.

كلمات مفتاحية: السد، تسربات، صرف المياه، SEEP، تباين، تدرج مائي.

Table des matières

CHAPITRE 1 : INFILTRATIONS DANS LES BARRAGES EN TERRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
I. INTRODUCTION	3
II. ÉCOULEMENT DE L'EAU DANS LE SOL.....	3
II.1. Types d'écoulement.....	3
II.1.1.Écoulements lents internes	3
II.1.2. Écoulements internes localement rapides	4
II.2. Lois de l'écoulement.....	4
II.2.1. La charge hydraulique.....	4
II.2.2. La loi de Darcy	6
II.2.3. Gradient hydraulique	8
II.2.4. Perméabilité	8
a. Perméabilité des milieux stratifiés	10
II.3. Écoulement isotrope et anisotrope.....	11
II.4. Expression de la pression d'écoulement.....	11
II.4.1. Contraintes totales	11
II.4.2. Contraintes effectives.....	12
III. INFILTRATIONS DANS LE CORPS DES BARRAGES.....	14
III.1. Introduction	14
III.2. Détermination de l'équation de la ligne de saturation	14
III.2.1. Calcul numérique	14
III.2.2.Modèle électrique.....	14
III.2.3. Modèle graphique	14

III.3. Équation de la ligne de saturation.....	15
III.3.1. Distance entre les deux points d’intersection du plan d’eau avec la parabole théorique et le talus amont	15
a. Méthode de Casagrande	16
b. Méthode du changement du talus amont.....	16
c. Méthode de l’analogique électro- hydrodynamique.....	17
III.3.2.Détermination du point d’intersection de la ligne de saturation avec le talus Aval.	18
a. Méthode 1.....	19
b. Méthode 2.....	19
III.4. Évaluation de débit de fuite	20
IV. Les réseaux d’écoulement	20
IV.1. Utilité des réseaux d’écoulement	21
IV.1.1. calcul de la pression interstitielle.....	21
IV.2. Méthodes de détermination des réseaux d’écoulement	22
a. Méthode graphique	22
b. Méthode numérique.....	23
c. Méthode analogique électrique	24
V. CONCLUSION.....	25

CHAPITRE 2 : CONCEPTION DES DRAINS ET DES FILTRES DANS LES BARRAGES EN TERRE

I. INTRODUCTION	26
II. LES FILTRES	26
II.1. Définition.....	26
II.2. Classes des filtres.....	27
II.3. Rôle des filtres	28

II.4. Dimensionnement des filtres	28
III. les drains.....	30
III.1. Définition	30
III.2. Rôles des drains	31
III.3. Différents types de drainages et leur dimensionnement	31
III.3.1. Drain horizontal (tapis interne).....	31
a. Définition.....	31
b. Dimensionnement.....	33
III.3.2. Drain vertical (drain cheminée)	33
a. Définition.....	33
b. Dimensionnement.....	36
III.3.3. Prisme de drainage	36
a. Définition.....	36
b. Dimensionnement.....	37
III.3.4. Drainage de surface	38
a. Définition.....	38
b. Dimensionnement.....	39
III.3.5. Prisme de drainage avec drainage de surface.....	39
a. Définition.....	39
b. Dimensionnement.....	40
III.3.6. Prisme de drainage avec drain tapis interne.....	40
a. Définition.....	40
b. Dimensionnement.....	41
III.3.7. Drainage à bande	41

a. Définition.....	41
b. Dimensionnement.....	42
III.3.8. Puits filtrants de décompression	42
a. Définition.....	42
b. Dimensionnement.....	42
IV. Utilisation des géotextiles comme filtre ou drain dans un barrage en terre.....	43
V. Différences entre les filtres de géotextiles et les filtres granulaires	45
V.1. Uniformité	45
V.2. Maintien de la continuité	45
V.3. Épaisseur	46
V.4 .Transitions intermédiaires.....	46
VI. Conclusion	47

CHAPITRE 3 : RISQUES DE RUPTURE DES BARRAGES EN REMBLAI

I. INTRODUCTION	48
II. QUELQUES ruptures MAJEURS, LEURS causes et leurs conséquences.....	48
II.1. Barrage south fork dam (Johnstown)	48
II.2. Barrage st Francis	49
II.3. Barrage de Vajont	49
II.4. Barrage de Baldwin Hills Reservoir	50
II.5. Barrage de Teton	50
II.6. Barrage San Fernando (USA).....	51
II.7. Barrage Zeyzoun (Syrie).....	51
II.8. Barrage Malpasset	52
II.9. Barrage Bouzey dans les Vosges (France)	52

II.10. Barrage de Banqiao et de Shimantan (Chine)	53
III. CAUSES DE RUPTURE des barrages	53
III.1. Causes techniques	53
III.2. Causes naturelles	53
III.3. Causes humaines	53
IV. mécanismes de rupture des barrages en remblai	54
IV.1. Rupture par érosion externe	54
IV.1.1. Affouillement	54
IV.1.2. Courants et choc des corps flottants	56
IV.2. Surverse	56
IV.3. Rupture par glissement	57
IV.4. Rupture par érosion interne	57
IV.4.1. Causes de la rupture des barrages en terre par érosion interne	58
a. Causes liées au compactage	58
b. Causes dues à la mauvaise liaison du noyau avec le contour	59
c. Causes liées à la fissuration du remblai	59
d. Causes provoquées par la conduite de vidange	60
IV.4.2. Gradient hydraulique et vitesse critique de percolation	60
IV.4.3. Développement de l'érosion interne	62
a. L'initiation	62
b. La filtration	68
c. Le développement des désordres	69
V. CONCLUSION	71

CHAPITRE 4 : AUSCULTATION DES BARRAGES POUR LA VALIDATION DE SON COMPORTEMENT PENDANT L'EXPLOITATION

I. introduction	72
II. surveillance	72
II.1. Principes généraux de la surveillance des barrages	72
III. inspection visuelle	73
III.1. Inspection visuelle de routine	73
III.2. Inspection à l'occasion des crues	74
III.3. Visites techniques approfondies	74
IV. vérification périodique du bon fonctionnement des organes hydrauliques.....	75
V. auscultation	75
V.1. Choix du dispositif d'auscultation	75
V.2. Mesure des conditions et des charges extérieures	76
V.2.1. Mesure de la côte du plan d'eau.....	77
V.2.2. Mesure de la température.....	78
V.2.3. Mesure des Précipitations.....	78
V.2.4. Niveau des sédiments.....	79
V.2.5. Sismologie.....	79
V.3. Mesures de grandeurs hydraulique	79
V.3.1. Mesure des pressions interstitielle	80
a. Piézomètres à tube ouvert.....	80
b. Cellules de pression interstitielle	81
V.3.2. Mesure des débits de fuite et de drainage	83
a. Mesure par capacité graduée	84
b. Mesure par seuil calibré	84

V.4. Analyse des mesures	86
V.4.1. Piézométrie et pression interstitielle	86
V.4.2. Débit de fuite	86
VI. CONCLUSION	87

**CHAPITRE 5 : ANALYSE PARAMETREE DES INFILTRATIONS POUR
L'OPTIMISATION DES DISPOSITIFS DE DRAINAGE DES BARRAGES EN
TERRE**

I. INTRODUCTION	88
II. MODÉLISATION DES INFILTRATIONS DANS LES BARRAGES EN TERRE	88
II.1. Présentation du logiciel servant à la modélisation	89
II.2. Domaine d'application	89
III. Analyse paramétrée des infiltrations	89
III.1. Barrage drainé horizontalement	91
III.1.1. Influence de la longueur du drain horizontal	91
III.1.2. Influence de l'anisotropie sur les paramètres d'écoulement.....	95
III.2. Barrage drainé verticalement.....	99
III.2.1. Influence de la hauteur du drain vertical.....	100
III.2.2. Influence de l'anisotropie sur les paramètres d'écoulement.....	104
III. Influence de la position du drain vertical.....	126
IV. conclusion	130
CONCLUSION GENERALE	131

Références bibliographiques

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Mesure par piézomètre	6
Figure 1.2 : Expérience de Darcy	7
Figure 1.3 : Perméabilité des sols stratifiés	10
Figure 1.4 : Projection du vecteur de contrainte sur la normale et sur le plan de la facette δS	12
Figure 1.5 : Contrainte effective et totale appliquée sur un sol.....	13
Figure 1.6 : Ligne de saturation dans un barrage en terre	15
Figure 1.7 : Détermination de la grandeur Δ pour la correction de la ligne de saturation à l'amont	16
Figure 1.8 : Étude par analogie électrique	18
Figure 1.9 : Point d'intersection de la ligne de saturation avec le parement aval.....	18
Figure 1.10 : Courbe de Casagrande	19
Figure 1.11 : Schématisation d'un réseau d'écoulement	21
Figure 1.12 : Détermination de la pression interstitielle	21
Figure 1.13 : Construction de réseau d'écoulement.....	22
Figure 1.14 : Tracé des lignes de courant et des lignes équipotentiels	23
Figure 1.15 : Méthode de relaxation	23
Figure 2.1 : Principe du filtre	26
Figure 2.2 : Granulométrie d'un filtre.....	29
Figure 2.3 : Drain tapis interne	32
Figure 2.4 : Drain tapis filtrant.....	32
Figure 2.5 : Tapis drainant aval-rabattement de la ligne de saturation	33
Figure 2.6 : Drain vertical	34
Figure 2.7 : Dispositif drainant d'un remblai argileux homogène.....	34
Figure 2.8 : Drain vertical	35
Figure 2.9 : Différents types d'exutoire du drain cheminée	35
Figure 2.10 : Prisme de drainage.....	37

Figure 2.11 : Drainage de surface	39
Figure 2.12 : Prisme de drainage avec drainage de surface	40
Figure 2.13 :Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations imperméables	41
Figure 2.14: Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations perméables.....	41
Figure 2.15: Drainage à bande	42
Figure 2.16 : Puits filtrants	43
Figure 2.17: Drain granulaire incliné entouré par un géotextile	44
Figure 2.18 : Drainage vertical assuré par un géotextile composite	45
Figure 3.1 : Barrage de Teton (USA).....	50
Figure 3.2 : Rupture de barrage de Teton.....	50
Figure 3.3 : Rupture du barrage San Fernando	51
Figure 3.4 :Barrage de Zeyzoun après sa rupture	52
Figure 3.5 : Mécanisme de l'affouillement.....	55
Figure 3.6 :Évolution type d'une brèche par surverse	56
Figure 3.7 : Instabilité par glissement concerne le parement aval lorsque le réservoir est plein (a), et le parement amont au moment d'une vidange rapide (b)	57
Figure 3.8 : Phénomène de boulangage.....	63
Figure 3.9 :Phénomène de suffusion	64
Figure 3.10: Phénomène d'érosion régressive	65
Figure 3.11: Mécanisme d'érosion par conduits.....	65
Figure 3.12 : Phénomène de débouillage	66
Figure 3.13: Phénomène d'entraînement de sol.....	67
Figure 3.14 : Divers phénomènes initiateurs de l'érosion interne dans un barrage.....	68
Figure 3.15 :Renard dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b)	70
Figure 3.16: Evolution type d'un renard dans le corps de l'ouvrage. vue en coupe rive/rive...	70
Figure 4.1: Piézomètre et sonde à interface	81
Figure 4.2 : Boîtier de mesure portatifs pour cellule à contre pression	82

Figure 4.3: Cellule de pression interstitielle à corde vibrante.....	83
Figure 4.4 : Exutoire d'un drain permettant des mesures par emportement depuis le fossé de pied	84
Figure 4.5 :Déversoir triangulaire	85
Figure 4.6 : Seuil calibré triangulaire pour mesure des débits, équipé de son limnimètre amont	85
Figure 5.1 : Légende de la charge hydraulique	90
Figure 5.2 : Légende de la pression interstitielle.....	90
Figure 5.3: Profil de référence du barrage.....	91
Figure 5.4: Maillage du profil du barrage	91
Figure 5.5 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 30 m de longueur	93
Figure 5.6: Pression interstitielle pour un drain horizontal de 30 m de longueur	93
Figure 5.7 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 40 m de longueur	93
Figure 5.8 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 40 m de longueur	93
Figure 5.9 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 50 m de longueur	93
Figure 5.10 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 50 m de longueur	93
Figure 5.11 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 60 m de longueur	93
Figure 5.12 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 60 m de longueur	93
Figure 5.13 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 70 m de longueur	94
Figure 5.14 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 70 m de longueur	94
Figure 5.15 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 81 m de longueur	94
Figure 5.16: Pression interstitielle pour un drain horizontal de 81 m de longueur	94
Figure 5.17: Charge hydraulique pour un drain horizontal de 93 m de longueur	94
Figure 5.18 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 93 m de longueur	94
Figure 5.19: Variations des gradients hydrauliques en fonction de la longueur du drain horizontal.....	95
Figure 3.20 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 3..	97

Figure 5.21 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 3	97
Figure 5.22: Charge hydraulique pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 10.	97
Figure 5.23 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 10	97
Figure 5.24 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 30	97
Figure 5.25: Pression interstitielle pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 30.	97
Figure 5.26: Charge hydraulique pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 50.	97
Figure 5.27 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 50	97
Figure 5.28: Charge hydraulique pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 80.	98
Figure 5.29 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 80	98
Figure 5.30 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 100	98
Figure 5.31 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 10	98
Figure 5.32 : Variations des gradients hydrauliques en fonction de l'anisotropie.....	98
Figure 5.33 : Profil de référence du barrage.....	99
Figure 5.34 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 4 m de hauteur	99
Figure 5.35 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 4 m de hauteur	99
Figure 5.36 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 8 m de hauteur	99
Figure 5.37 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 8 m de hauteur	101
Figure 5.38 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 15 m de hauteur	101
Figure 5.39: Pression interstitielle pour un drain vertical de 15 m de hauteur	101
Figure 5.40: Charge hydraulique pour un drain vertical de 20 m de hauteur	101

Figure 5.41 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 20 m de hauteur	101
Figure 5.42: Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur	101
Figure 3.43: Pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m de hauteur	101
Figure 5.44: Charge hydraulique pour un drain vertical de 40 m de hauteur	101
Figure 5.45 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 40 m de hauteur	102
Figure 5.46: Charge hydraulique pour un drain vertical de 43 m de hauteur	102
Figure 3.47: Pression interstitielle pour un drain vertical de 43 m de hauteur.....	103
Figure 5.48: Variation de H en fonction de la hauteur du drain vertical	103
Figure 3.49: Variation des gradients hydrauliques en fonction des hauteurs.....	103
Figure 5.50: Charge hydraulique pour un drain vertical de 4 m de hauteur et une anisotropie de 3	103
Figure 5.51 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 4 m de hauteur et une anisotropie de 3	103
Figure 5.52 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 4m de hauteur et une anisotropie de 10	103
Figure 5.53: Pression interstitielle pour un drain vertical de 4m de hauteur et une anisotropie de 10	103
Figure 5.54: Charge hydraulique pour un drain vertical de 4 m de hauteur et une anisotropie de 30	103
Figure 5.55 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 4 m de hauteur et une anisotropie de 30	103
Figure 5.56: Charge hydraulique pour un drain vertical de 4 m de hauteur et une anisotropie de 50	103
Figure 5.57 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 4 m de hauteur et une anisotropie de 50	103
Figure 5.58: Pression interstitielle pour un drain vertical de 4 m de hauteur et une anisotropie de 80	103

Figure 5.59 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 4 m de hauteur et une anisotropie de 80	103
Figure 5.60 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 4 m de hauteur et une anisotropie 100.....	103
Figure 5.61 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 4 m de hauteur et une anisotropie 100.....	106
Figure 5.62 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 8 m de hauteur pour une anisotropie de 3	106
Figure 5.63 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 8 m de hauteur pour une anisotropie de 3	106
Figure 5.64 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 8 m de hauteur pour une anisotropie de 10	106
Figure 5.65 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 8 m de hauteur pour une anisotropie de 10	108
Figure 5.66 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 8 m de hauteur pour une anisotropie de 30	108
Figure 5.67 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 8 m de de hauteur pour une anisotropie de 30	108
Figure 5.68 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 8 m de hauteur pour une anisotropie de 50	108
Figure 5.69 : Pression interstielle pour un drain vertical de 8 m de hauteur pour une anisotropie de 50	108
Figure 5.70 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 8 m de hauteur pour une anisotropie de 80	108
Figure 5.71 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 8 m de hauteur pour une anisotropie de 80	108
Figure 5.72 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 8 m de hauteur pour une anisotropie de 100	108
Figure 5.73 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 8 m de hauteur pour une anisotropie de 100	109

Figure 5.74 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 15 m de hauteur pour une anisotropie de 3	109
Figure 5.75 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 15 m de hauteur pour une anisotropie de 3	109
Figure 5.76 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 15 m de hauteur pour une anisotropie de 10	109
Figure 5.77 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 15 m de longueur pour une anisotropie de 10	111
Figure 5.78 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 15 m de hauteur pour une anisotropie de 30	111
Figure 5.79 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 15 m de hauteur pour une anisotropie de 30	111
Figure 5.80 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 15m de hauteur pour une anisotropie de 50	111
Figure 5.81 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 15 m de hauteur pour une anisotropie de 50	111
Figure 5.82 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 15 m de hauteur pour une anisotropie de 80	111
Figure 5.83 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 15 m de hauteur pour une anisotropie de 80	111
Figure 5.84 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 15 m de hauteur pour une anisotropie de 100	111
Figure 5.85 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 15 m de hauteur pour une anisotropie de 100	112
Figure 5.86 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 20 m de hauteur pour une anisotropie de 3	112
Figure 5.87 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 20 m de hauteur pour une anisotropie de 3	112
Figure 5.88 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 20 m de hauteur pour une anisotropie de 10	112

Figure 5.89 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 20 m de hauteur pour une anisotropie de 10	114
Figure 5.90 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 20 m de hauteur pour une anisotropie de 30	114
Figure 5.91 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 20 m de de hauteur pour une anisotropie de 30	114
Figure 5.92 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 20 m de hauteur pour une anisotropie de 50	114
Figure 5.93 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 20 m de hauteur pour une anisotropie de 50	114
Figure 5.94 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 20 m de hauteur pour une anisotropie de 80	114
Figure 5.95 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 20 m de hauteur pour une anisotropie de 80	114
Figure 5.96 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 20 m de hauteur pour une anisotropie de 100	114
Figure 5.97 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 20 m de hauteur pour une anisotropie de 100	115
Figure 5.98 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur pour une anisotropie de 3	115
Figure 5.99 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m de hauteur pour une anisotropie de 3	115
Figure 5.100 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur pour une anisotropie de 10	115
Figure 5.101 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m de hauteur pour une anisotropie de 10	117
Figure 5.102 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur pour une anisotropie de 30	117
Figure 5.103 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m de hauteur pour une anisotropie de 30	117

Figure 5.104 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur pour une anisotropie de 50	117
Figure 5.105 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m de hauteur pour une anisotropie de 50	117
Figure 5.106 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur pour une anisotropie de 80	117
Figure 5.107 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m de hauteur pour une anisotropie de 80	117
Figure 5.108 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur pour une anisotropie de 100	117
Figure 5.109 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m de hauteur pour une anisotropie de 100	118
Figure 5.110 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 40 m de hauteur pour une anisotropie de 3	118
Figure 5.111 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 40 m de hauteur pour une anisotropie de 3	118
Figure 5.112 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 40 m de hauteur pour une anisotropie de 10	118
Figure 5.113 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 40 m de hauteur pour une anisotropie de 10	120
Figure 5.114 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 40 m de hauteur pour une anisotropie de 30	120
Figure 5.115 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 40 m de hauteur pour une anisotropie de 30	120
Figure 5.116 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 40 m de hauteur pour une anisotropie de 50	120
Figure 5.117 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 40 m de hauteur pour une anisotropie de 50	121

Figure 5.118 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 40 m de hauteur pour une anisotropie de 80	120
Figure 5.119 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 40 m de hauteur pour une anisotropie de 80	120
Figure 5.120 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 40 m de hauteur pour une anisotropie de 100	120
Figure 5.121 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 40 m de hauteur pour une anisotropie de 100	121
Figure 5.122 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 43 m de hauteur pour une anisotropie de 3	121
Figure 5.123 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 43 m de hauteur pour une anisotropie de 3	121
Figure 5.124 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 43 m de hauteur pour une anisotropie de 10	121
Figure 5.125 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 43 m de hauteur pour une anisotropie de 10	123
Figure 5.126 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 43 m de hauteur pour une anisotropie de 30	124
Figure 5.127 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 43 m de hauteur pour une anisotropie de 30	124
Figure 5.128 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 43 m de hauteur pour une anisotropie de 50	124
Figure 5.129 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 43 m de hauteur pour une anisotropie de 50	124
Figure 5.130 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 43 m de hauteur pour une anisotropie de 80	124
Figure 5.131 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 43 m de hauteur pour une anisotropie de 80	124

Figure 5.132 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 43 m de hauteur pour une anisotropie de 100	124
Figure 5.133 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 43 m de hauteur pour une anisotropie de 100	124
Figure 5.134 : Variation de H pour le cas d'un drain vertical de 40 m en fonction de l'anisotropie	125
Figure 5.135 : Variation des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 40 m en fonction de l'anisotropie.....	125
Figure 5.136 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 1	125
Figure 5.137 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 1	125
Figure 5.138 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 3.....	125
Figure 5.139 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 3	127
Figure 5.140 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 10.....	127
Figure 5.141 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 10	127
Figure 5.142 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 30.....	127
Figure 5.143 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 30	127
Figure 5.144 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 50.....	127
Figure 5.145 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 50	127

Figure 5.146 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 80.....	127
Figure 5.147 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 80	127
Figure 5.148 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 100.....	127
Figure 5.149: Pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 100.....	128

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Ordre de grandeur de la perméabilité des sols	9
Tableau 1.2 : Analogie entre l'écoulement de l'eau et le courant électrique	24
Tableau 2.1 : Épaisseur minimal du drain cheminée en sable	36
Tableau 3.1 : Valeurs du gradient dépendant de la nature de sol.....	61
Tableau 4.1 : Instruments de mesures des charges et des conditions extérieures.....	77
Tableau 5.1 : Caractéristiques des matériaux du barrage	90
Tableau 5.2 : Valeurs de la charge hydraulique et la pression interstitielle en fonction de la longueur du drain horizontal	92
Tableau 5.3 : Valeurs des gradients hydrauliques en fonction de la longueur du drain horizontal	96
Tableau 5.4 : Valeurs de la charge hydraulique et la pression interstitielle en fonction de la longueur du drain horizontal L=81 m -Milieu isotrope.....	96
Tableau 5.5 : Valeurs des gradients hydrauliques Drain horizontal L=81 m -Milieu isotrope	96
Tableau 5.6 : Valeurs de la charge hydraulique et la pression interstitielle en fonction de la hauteur du drain vertical.....	100
Tableau 5.7 : Valeurs des gradients hydrauliques en fonction de la hauteur du drain.....	101
Tableau 5.8 : Valeurs de la charge hydraulique et la pression interstitielle pour un drain vertical de 4 m de hauteur en fonction de l'anisotropie.....	104
Tableau 5.9 : Valeurs des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 4 m de hauteur en fonction de l'anisotropie	105
Tableau 5.10 : Valeurs de la charge hydraulique et la pression interstitielle pour un drain vertical de 8 m de hauteur en fonction de l'anisotropie.....	107
Tableau 5.11 : Valeurs des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 8 m en fonction de l'anisotropie.....	108

Tableau 5.12 : Valeurs de la charge hydraulique et la pression interstitielle pour un drain vertical de 15 m de hauteur en fonction de l'anisotropie.....	110
Tableau 5.13 : Valeurs des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 20 m de hauteur en fonction de l'anisotropie	111
Tableau 5.14 : Valeurs de la charge hydraulique et la pression interstitielle pour un drain vertical de 20 m de hauteur en fonction de l'anisotropie.....	113
Tableau 5.15 : Valeurs des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 20 m de hauteur en fonction de l'anisotropie	114
Tableau 5.16 : Valeurs de la charge hydraulique et la pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m de hauteur en fonction de l'anisotropie	116
Tableau 5.17 : Valeurs des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 30 m de hauteur en fonction de l'anisotropie	117
Tableau 5.18 : Valeurs de la charge hydraulique et la pression interstitielle pour un drain vertical de 40 m de hauteur en fonction de l'anisotropie	119
Tableau 5.19 : Valeurs des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 40 m de hauteur en fonction de l'anisotropie	120
Tableau 5.20 : Valeurs de la charge hydraulique et la pression interstitielle pour un drain vertical de 43 m de hauteur en fonction de l'anisotropie	122
Tableau 5.21 : Valeurs des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 43 m de hauteur en fonction de l'anisotropie	123
Tableau 5.22 : Valeurs de la charge hydraulique et la pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m translaté à l'aval en fonction de l'anisotropie.....	126
Tableau 5.23 : Valeurs des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 30 m translaté à l'aval en fonction de l'anisotropie	127

Liste des abréviations

U.R.S.S : Union des républiques socialistes soviétiques.

F.E.M.A: Federal Emergency Management Agency.

NRN : Niveau Retenue Normal.

RN : Retenue Normale.

CIBG : Commission internationale des Grands Barrages.

Liste des symboles

n: La porosité.

H : La charge hydraulique.

L : La longueur de percolation.

u : La pression interstitielle.

g : L'accélération de la pesanteur.

v : La vitesse d'écoulement de l'eau.

z : côte (altitude) du point considéré, comptée positivement vers le haut à partir d'un niveau de référence donné (convention de l'hydraulique).

γ_w : Poids volumique de l'eau.

i : Le gradient hydraulique.

k : Le coefficient de perméabilité.

Q : Le débit à travers l'échantillon.

s : La section droite de l'échantillon de sol.

\vec{v} : Le vecteur de vitesse d'écoulement.

\vec{i} : Le vecteur de gradient hydraulique.

Δh : La variation de la charge hydraulique.

Δl : La variation de la longueur.

μ : La viscosité dynamique de l'eau.

k_h : Le coefficient de perméabilité équivalent horizontal.

k_v : Le coefficient de perméabilité vertical.

$\vec{\sigma}$: Le vecteur de contrainte totale.

\vec{n} : Le vecteur unitaire de la normale.

σ' : La contrainte effective normale.

σ : La contrainte totale normale.

τ : La contrainte totale tangentielle.

τ' : La contrainte effective tangentielle.

H1: La hauteur du niveau normale de la retenue.

m₁: La pente du talus amont.

m₂ : La pente du talus aval.

N_f : Le nombre total de canaux d'écoulement.

N_q : Le nombre totale de chutes de potentielles.

\vec{j} : L'intensité de courant.

ρ : La résistivité.

φ : Le potentiel électrique.

D : Diamètre de filtre.

d : Diamètre du matériau de base.

T : L'épaisseur du tapis filtrant.

b_{ber} : La largeur de la berme.

H_2 : La hauteur d'eau à l'aval du barrage.

ΣL_v : Somme des distances verticales le long du chemin d'écoulement.

L_h : Distance horizontale parcourue par l'eau sous l'ouvrage

C : coefficient dépendant de la nature de sol.

i_c : Le gradient hydraulique critique.

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

H_d : La hauteur du drain vertical.

Introduction générale

Sur le plan technique, la conception d'un barrage en terre répond à deux exigences principales : l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage. La stabilité de l'ouvrage dans les différents cas de sollicitations qui lui sont imposés tient compte du paramètre prépondérant qui est la pression de l'eau. Ce phénomène est du à des charges hydrauliques appliquées dans les interstices des matériaux du barrage et sa fondation.

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers les barrages en terre doivent être étudiées sous deux angles différents : d'une part, elles peuvent mettre en jeu la sécurité de l'ouvrage et compromettre sa stabilité si certaines précautions ne sont prises contre les risques qu'entraînent les renards et les pressions de filtration, d'autre part, elles ont pour conséquences des pertes d'eau dont il faut réduire le débit à une valeur déterminée dépendant de l'économie générale du projet. Les infiltrations qui se produisent à travers les barrages sont responsables de plus de 35% des accidents survenus aux barrages en terre. Pour intercepter ces infiltrations dans le massif des barrages en terre, nous disposons habituellement dans des zones bien définies, de dispositifs permettant la maîtrise et la canalisation des écoulements par un ensemble filtres-drains. Les drains jouent un rôle considérable dans la sécurité des barrages en terre, ils permettent de réduire les risques de sous pression, et possèdent de très nombreuses fonctions complémentaires : ils sont destinés à rabattre la ligne de saturation en vue d'éviter son émergence sur le talus aval, ce qui pourrait être l'amorce d'un renard.

La conception des systèmes de drainage dans les barrages en terre doit être optimisée sur le plan technique et économique. Sur le plan technique pour assurer la sécurité de l'ouvrage vis à vis des conséquences néfastes que peuvent induire des infiltrations excessives (pressions, gradients hydrauliques), sur le plan économique pour réduire dans la mesure du possible les dimensions des systèmes de drainage avec rationalisation des volumes des travaux y afférents.

Cette conception des systèmes de drainage pour les barrages en terre en drains horizontaux (tapis drainants) ou verticaux (drains cheminées) est fortement influencée par l'analyse des critères de sécurité à savoir: développement des charges hydrauliques, des pressions interstitielles, de la configuration de la ligne de saturation, des capacités de décharges des drains et des gradients hydrauliques. Il ya lieu aussi de considérer un critère fondamental et pertinent pour la conception du système de drainage et qui est en relation avec l'anisotropie

des matériaux constituant les remblais du barrage. L'influence de la position des drains sur les paramètres d'infiltrations joue également un rôle prépondérant pour la maîtrise des infiltrations.

Le souci majeur du concepteur demeure toujours la combinaison de l'étanchéité de l'ouvrage avec les dispositifs de maîtrise et de contrôle des infiltrations. Ces dispositions doivent être adaptées d'une manière adéquate pour pouvoir éviter soit des percolations excessives soit des problèmes liés aux mécanismes d'érosion interne.

Partant de toutes ces considérations relatives à la conception des systèmes de drainage au niveau des barrages en terre, le présent travail traite, par le biais de la modélisation, en utilisant le code de calcul SEEP, une analyse paramétrée de l'influence des dispositifs conceptuels de drainage sur les paramètres d'infiltrations et les conditions d'entraînement des grains.

La travail lié à l'analyse paramétrée pour l'optimisation des systèmes de drainage des barrages en terre devait impérativement être précédée, à l'amont, par une contribution bibliographique ciblant la compréhension des aspects liés à la thématique abordée en l'occurrence : le risque rupture des barrages, l'auscultation des barrages pour la validation de leurs comportements lors de l'exploitation, les phénomènes d'infiltrations dans les barrages en terre ainsi que les aspects liés aux dispositions conceptuelles des systèmes de drainage.

Pour répondre à tous ces objectifs et assurer la cohérence dans la rédaction du présent mémoire, ce dernier a été structuré en cinq chapitres à savoir :

- 📌 Chapitre 1 : Infiltrations dans les barrages en terre,
- 📌 Chapitre 2 : Conception des drains et des filtres dans les barrages en terre,
- 📌 Chapitre 3 : Risques de rupture des barrages en remblai,
- 📌 Chapitre 4 : Auscultation des barrages pour la validation de son comportement pendant l'exploitation,
- 📌 Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre.

Chapitre 1

INFILTRATIONS DANS LES BARRAGES EN TERRE

I. INTRODUCTION

L'étude des mouvements d'eau dans les milieux poreux est un problème important pour le géotechnicien, car ces mouvements peuvent modifier au cours du temps la distribution des pressions exercées dans les massifs de sol, tant du point de vue mécanique (modification du poids des massifs et soulèvement hydrostatique) que du point de vue hydraulique (évolution des forces d'écoulement) (Femmam, 2011).

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

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

II. ECOULEMENT DE L'EAU DANS LE SOL

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

Pour l'eau circulant dans un terrain, il est nécessaire que les vides (pores et fissures) soient interconnectés. L'aptitude d'un terrain à se laisser traverser par les fluides est caractérisée par la perméabilité de ce terrain par rapport au fluide.

La perte de charge suivant l'écoulement de l'eau dans le sol traduit la dissipation d'énergie résultante dus aux contacts de l'eau avec les particules du sol, qui s'opposent à l'écoulement.

II.1. Types d'écoulement

De par la diversité de ses formes, on ne peut plus aujourd'hui parler d'un seul type d'écoulement mais bien des écoulements.

II.1.1. Ecoulements lents internes

Lorsque le sol est non saturé, c'est-à-dire lorsque l'espace interstitiel contient de l'eau et de l'air, les grandeurs qui pilotent l'influence de l'eau sont la succion (différence de pression entre l'eau et l'air) et le degré de saturation (volume d'eau / volume des pores). Les écoulements d'eau et d'air sont bien décrits par une loi type Darcy.

L'apport d'eau (saturation) augmente le poids volumique, donc les actions motrices dues à la gravité. Par ailleurs, cette saturation peut provoquer une diminution de la raideur, ainsi qu'une diminution de la résistance. Cette diminution résulte d'une combinaison de phénomènes mécaniques et physico-chimiques. Ceci est maintenant bien connu pour les sols fins cohésifs.

Lorsque le sol est saturé par un fluide compressible (eau et bulles d'air) ou incompressible (eau), Les écoulements lents suivent la loi de Darcy. La grandeur qui pilote dans ce cas l'influence de l'eau est la pression interstitielle, qui déjauge la matrice solide et diminue les contraintes effectives (confinement), donc les actions résistantes.

Ceci peut conduire à des instabilités et à des glissements, Ces phénomènes relèvent de la géomécanique, et de la mécanique des sols classique. Le déjaugage est connu depuis plus de deux millénaires (Archimède), mais n'est pris en compte que depuis les années vingt (Terzaghi) à travers le principe des contraintes effectives.

II.1.2. Ecoulements internes localement rapides

La vitesse d'écoulement peut devenir localement importante (supérieure à la perméabilité), à la suite de phénomènes physico-chimiques (défloculation, dissolution), à cause d'une configuration locale particulière (trou, interface entre deux matériaux), ou simplement par vieillissement. Les grandeurs qui pilotent l'influence de l'eau sont la vitesse d'écoulement et le gradient hydraulique. Des particules solides peuvent se détacher et être transportées par l'écoulement : c'est l'érosion interne. Ce peut être juste la fraction fine qui est concernée (suffusion), ou l'ensemble de la matrice solide (renard). Ces phénomènes sont bien connus en géomécanique depuis au moins deux siècles (Bonelli, 2001).

II.2. Lois de l'écoulement

Le sol est défini par sa porosité : $n = \frac{\text{volume de vides}}{\text{volume total}}$ supposée constante au cours du temps (en fait, pour être tout à fait exacte, il faut prendre la porosité efficace, définie comme le rapport du volume des vides dans lesquels l'eau libre peut circuler au volume total). Le sol est supposé saturé dans toute la zone intéressée par l'écoulement. On admet en outre qu'il est homogène et, sauf mention contraire, isotrope (El Gonnouni, 2010).

II.2.1. La charge hydraulique

Pour décrire les mouvements des fluides en mécanique des fluides, on utilise la notion de charge hydraulique, qui est une énergie potentielle par unité de volume de fluide. C'est la quantité H (la hauteur) du liquide dans les tubes piézométriques est l'énergie totale par unité

de masse de fluide. Pour l'écoulement de l'eau, la charge hydraulique H a pour expression (Equation de Bernoulli) :

$$H = \frac{u}{\gamma_w} + z + \frac{v^2}{2g}$$

Avec :

u : Pression de l'eau (pression interstitielle),

g : Accélération de la pesanteur,

v : Vitesse d'écoulement de l'eau,

z : Côte (altitude) du point considéré, comptée positivement vers le haut à partir d'un niveau de référence donné (convention de l'hydraulique) ,

γ_w : Poids volumique de l'eau.

La charge hydraulique contient trois termes : les deux premiers correspondent à l'énergie des forces extérieures (énergie potentielle de la particule d'eau considérée) et le troisième à l'énergie cinétique de l'eau en mouvement. La vitesse de l'eau dans les sols est en général très faible : dans les couches d'argile, l'eau parcourt une dizaine de mètres en dix ou vingt ans (quelques millimètres par jour). Dans des cas exceptionnels, elle atteint 1 m/s. Le terme dû à l'énergie cinétique ($v^2/2g$) reste donc faible devant les deux autres. Il est pour cette raison négligé en mécanique des sols.

L'expression de la charge hydraulique, appelée aussi potentiel hydraulique, se réduit donc au terme de l'énergie potentielle :

$$H = \frac{u}{\gamma_w} + z$$

La charge hydraulique a la dimension d'une longueur est généralement exprimée en mètres. La pression interstitielle u se déduit de la charge hydraulique par la relation :

$$u = \gamma_w (h - z)$$

h est la côte à laquelle remonterait l'eau dans un tube placé dans le massif de sol.

En réalité, l'équation de Bernoulli s'applique à un liquide parfait (incompressible et non visqueux). L'eau dans le sol ne peut être considérée comme un fluide parfait et la charge hydraulique varie le long d'un filet liquide, plus exactement elle décroît car le mouvement dissipe de l'énergie soit dans l'eau elle-même, soit au contact avec les grains du sol. On dit qu'il y a perte de charge (Degoutte et Royet, 1997).

La pression interstitielle est proportionnelle à la hauteur dans le piézomètre. Deux points ayant une même charge, et donc une même hauteur d'eau dans les tubes piézométriques, sont sur une ligne équipotentielle. La surface piézométrique est l'ensemble des points correspondants au niveau d'eau dans les piézomètres. Sa trace dans le plan est la ligne piézométrique (figure 1.1).

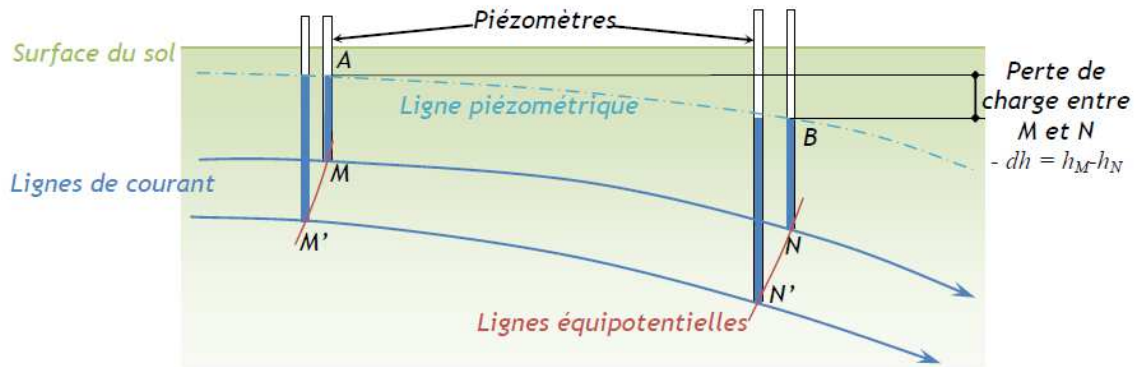


Figure 1.1 : Mesure par piézomètre (Desodt et Horsin Molinaro, 2016).

II.2.2. La loi de darcy

La vitesse d'écoulement de l'eau dans un massif de sol dépend de la géométrie des pores du sol offerts à la circulation de l'eau et aussi des différences de charge hydraulique entre les points du massif. La relation entre la vitesse d'écoulement et la charge hydraulique dans un écoulement unidimensionnel a été déterminée expérimentalement en 1856 par Darcy, qui étudiait le débit de l'eau dans un tube rempli de sable. Darcy mesurait à la fois la perte de charge entre les deux extrémités de la conduite et le débit de filtration correspondant lorsque le régime permanent était atteint. Un dispositif semblable à celui utilisé par Darcy (figure 1.2).

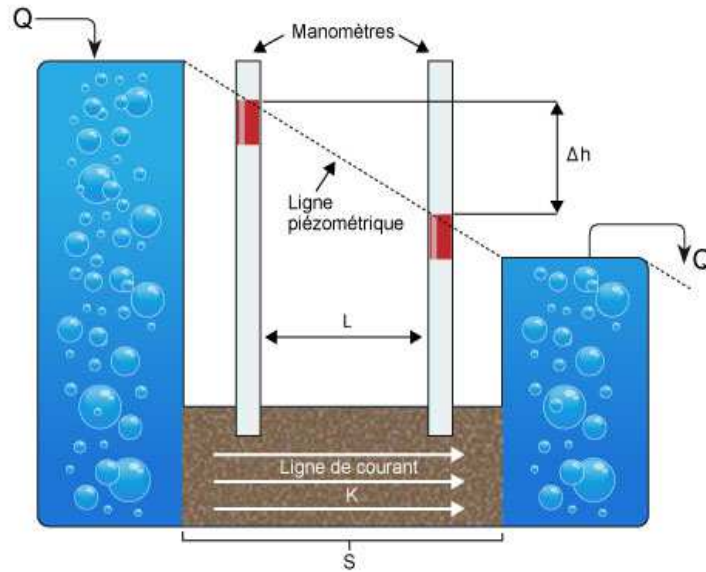


Figure 1.2 : Expérience de Darcy

La loi de Darcy s'écrit sous la forme :

$$v = k \frac{\Delta h}{\Delta l} = ki$$

Avec :

v : Vitesse d'écoulement (vitesse de filtration),

i : Gradient hydraulique,

k : Coefficient de proportionnalité, appelé coefficient de perméabilité.

Cette relation peut se mettre sous la forme :

$$Q = k.i.s$$

Avec :

Q : Débit à travers l'échantillon,

s : Section droite de l'échantillon de sol.

La loi de Darcy a été généralisée par Schlichter au cas d'un écoulement tridimensionnel dans un sol homogène et isotrope, sous la forme :

$$\vec{v} = k.\vec{i} = -k.\overrightarrow{\text{grad}} h$$

Avec :

\vec{v} : Vecteur de vitesse d'écoulement, $v(x, y, z, t)$,

\vec{i} : Vecteur de gradient hydraulique, $i(x, y, z, t)$,

k : Coefficient de perméabilité du sol (k constant en milieu homogène),

h : Charge hydraulique $h(x, y, z, t)$.

Dans un sol isotrope, la vitesse d'écoulement est donc parallèle au gradient hydraulique, lui-même normal aux surfaces équipotentielles de l'écoulement. Par conséquent, la vitesse d'écoulement est normale aux surfaces équipotentielles (Degoutte et Royet, 1997).

II.2.3. Gradient hydraulique

La charge hydraulique h_M est fonction des coordonnées spatiales du point M considéré. Le gradient hydraulique pris dans sa formulation générale est le vecteur défini comme :

$$\vec{i} = -\overrightarrow{\text{grad}} h$$

Le gradient hydraulique, i , est une perte de charge hydraulique par unité de longueur. Selon une direction donnée, une ligne de courant, il exprime la différence de charge hydraulique entre deux points d'un sol par unité de distance. Dans le sens d'écoulement, i est un nombre positif et sans dimension. Soit deux points A et B espacés d'une distance l , h_A et h_B , leur charge hydraulique, le gradient hydraulique entre ces deux points est :

$$i = \frac{-\Delta h}{\Delta l} = \frac{h_A - h_B}{l}$$

Sans perte de charge, $h_A = h_B$, le gradient hydraulique est nul, il n'y a pas d'écoulement dans le sol. L'écoulement existe de A vers B lorsque $h_A > h_B$. C'est une différence de charges hydrauliques, et donc présence d'un gradient hydraulique, qui génère un écoulement. La perte de charge présente dans un écoulement, correspond à la dissipation d'énergie due à l'interaction de l'eau avec les grains du sol. Si le gradient hydraulique est le même en tout point d'un écoulement, celui-ci est dit uniforme.

Dans un écoulement uniforme et unidirectionnel, le gradient i est par définition le rapport de la différence de charge h à la longueur L du trajet de l'eau dans le sol (Desodt et Horsin Molinaro, 2016).

II.2.4. Perméabilité

Le coefficient k de la loi de Darcy, appelé « coefficient de perméabilité », a la dimension d'une vitesse car le gradient hydraulique i est sans dimension (rapport de deux longueurs) et

la vitesse d'écoulement de l'eau a elle-même la dimension d'une vitesse. Il s'exprime en général en m/s. Le coefficient de perméabilité (appelé aussi « conductivité hydraulique ») varie largement avec la nature et l'état du sol. Il est donné généralement en puissances de 10.

Ses valeurs vont de 1 m/s pour les graviers très perméables à 10^{-11} m/s pour les argiles très peu perméables (tableau 1.1).

Le coefficient de perméabilité dépend à la fois des caractéristiques du sol et de celles de l'eau. On montre qu'il est de la forme :

$$k = \frac{K}{\mu} \cdot \gamma_w$$

Avec :

K : Coefficient caractérisant l'empilement des particules du sol (ou le réseau des vides), appelé « perméabilité » ou « perméabilité géométrique » ou « perméabilité intrinsèque » et ayant la dimension d'une surface,

μ : Viscosité dynamique de l'eau (proche de 10^{-6} kN. s/m² pour l'eau pure à 20°C),

γ_w : Poids volumique de l'eau.

Tableau 1.1 : Ordre de grandeur de la perméabilité des sols (Desodt et Horsin Molinaro, 2016).

Perméabilité	Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité k (m/s)	Type de sol
Très élevée	10^{-1} à 10^{-2}	Graviers moyens à gros
Assez élevée	10^{-3} à 10^{-5}	Petits graviers, sables
Faible	10^{-5} à 10^{-7}	Sables très fins
Très faible	10^{-7} à 10^{-9}	Limon
Pratiquement imperméable	10^{-9} à 10^{-12}	Argile compacte

a. Perméabilité des milieux stratifiés

Les sols naturels sédimentaires, provenant du transport et du dépôt des produits d'altération des roches, se présentent en général sous forme de couches superposées, sensiblement horizontales et de perméabilités différentes.

On peut remplacer cette succession de couches par une couche unique de perméabilité équivalente, c'est-à-dire donnant le même débit sous la même charge. En notant K_i et H_i respectivement le coefficient de perméabilité et l'épaisseur de la couche, on obtient :

- ✚ pour un écoulement parallèle à la stratification (figure 1.3.a), le coefficient de perméabilité équivalent k_{he} :

$$k_{he} = \frac{\sum_{i=1}^n K_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i}$$

- ✚ pour un écoulement perpendiculaire à la stratification (figure 1.3.b), le coefficient de perméabilité équivalent k_{ve} :

$$K_{ve} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i}{\sum_{i=1}^n (H_i / K_i)}$$

On peut montrer que, dans tous les cas, $k_{ve} \leq k_{he}$ (EL Gonnouni, 2010).

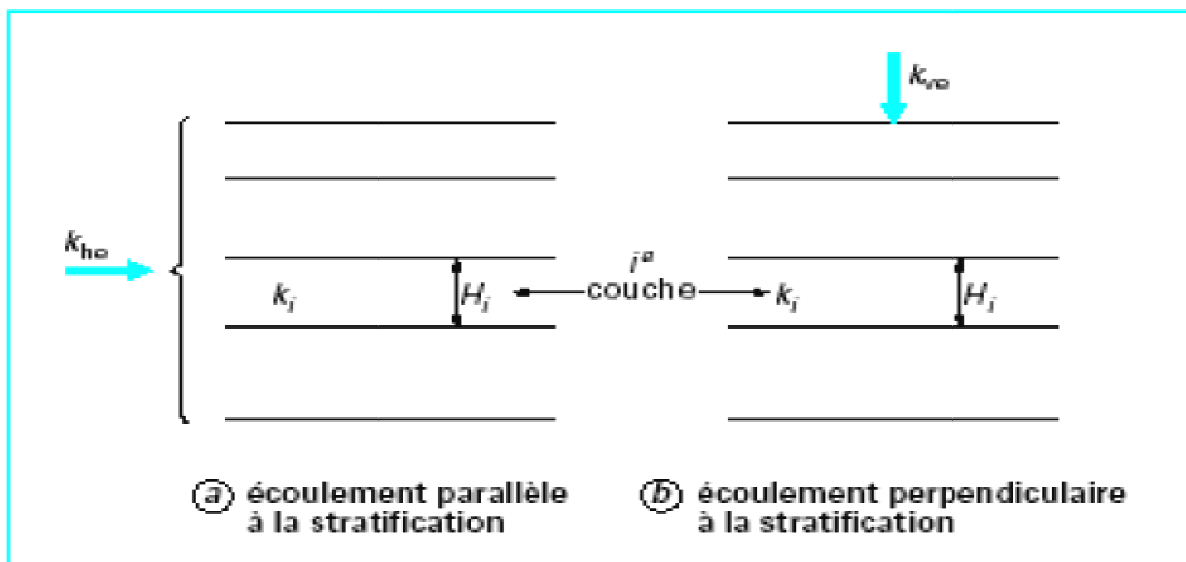


Figure 1.3 : Perméabilité des sols stratifiés (EL Gonnouni, 2010).

II.3. Ecoulement isotrope et anisotrope

Dans le cas d'un sol homogène et isotrope, le coefficient de perméabilité k est de même valeur en tous les points et dans toutes les directions du sol. La loi de Darcy exprime la proportionnalité entre le vecteur vitesse d'écoulement et le gradient hydraulique, les deux vecteurs sont tangents à la ligne de courant et orientés dans son sens, k est alors un scalaire :

$$\vec{v} = k \cdot \vec{i}$$

Lorsque le sol est homogène et anisotrope, les vecteurs vitesse et gradient hydraulique ne sont plus colinéaires, la perméabilité est alors représentée par un tenseur de perméabilité K , qui est exprimé dans les directions principales, est diagonalisable.

$$K = \begin{pmatrix} K_h & 0 & 0 \\ 0 & K_h & 0 \\ 0 & 0 & k_v \end{pmatrix}$$

La loi de Darcy s'écrit :

$$\vec{v} = k \cdot \vec{i} = -k \cdot \overrightarrow{\text{grad } h}$$

L'anisotropie est l'une des causes de l'inefficacité du drain d'un barrage en remblai caractérisée par le rapport k_h/k_v de la perméabilité horizontale à la perméabilité verticale (Desodt et Horsin Molinaro, 2016).

L'anisotropie dépend des différences de granulométrie, de densité, de teneur en eau des sols et du mode de compactage. La technique de construction des remblais en terre par couches horizontales compactées favorise l'anisotropie de perméabilité surtout si l'on n'assure pas une bonne liaison entre les couches. La perméabilité horizontale est supérieure à la perméabilité verticale (Lautrin, 2002).

II.4. Expression de la pression d'écoulement

II.4.1. Contraintes totales

Dans les sols, un vecteur de contrainte défini sur l'ensemble des phases, noté $\vec{\sigma}$ et appelé «vecteur de contrainte totale ». Le vecteur de contrainte totale $\vec{\sigma}$ peut être projeté sur la normale \vec{n} et sur le plan de la surface δS (figure 1.4). On définit ainsi la contrainte totale normale σ (ou σ_n) et la contrainte totale tangentielle τ .

Qui sont telles que :

$$\vec{\sigma} = \sigma \vec{n} + \tau \vec{t}$$

En désignant par \vec{n} et \vec{t} les vecteurs unitaires de la normale et de la direction de la contrainte tangentielle dans le plan δS .

La contrainte totale normale peut être mesurée en utilisant un capteur de pression mis en contact avec le sol (Degoutte et Royet, 1997).

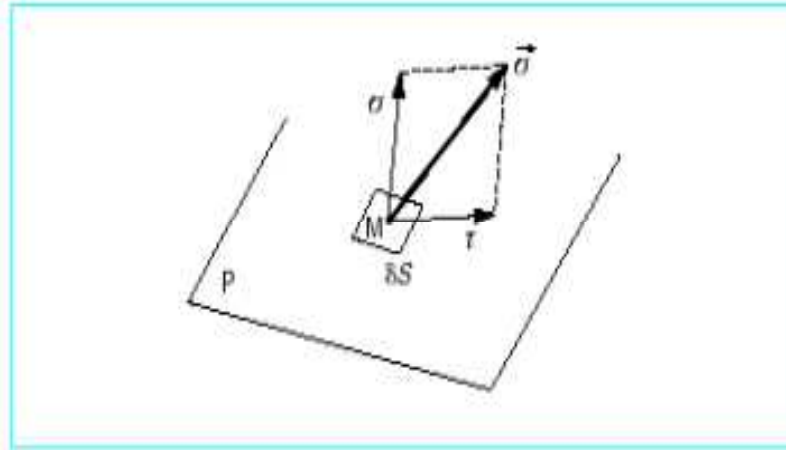


Figure 1.4 : Projections du vecteur de contrainte sur la normale et sur le plan de la facette δS

II.4.2. Contraintes effectives

À l'intérieur d'un massif de sol, la pression de l'eau ou la pression de l'air s'appliquent en chaque point et se combinent aux contraintes totales pour induire le comportement local du sol. Dans les sols saturés (en eau), il est admis depuis la publication du « principe des contraintes effectives » de Terzaghi en 1925 que les déformations des sols ne dépendent pas séparément des contraintes totales et des pressions d'eau mais de leur différence. On introduit pour cette raison un nouveau type de contraintes, appelées « contraintes effectives » et qui sont reliées de la façon suivante aux contraintes totales et pressions interstitielles.

Le vecteur de contrainte effective $\vec{\sigma}'$ est égal à : $\vec{\sigma}' = \vec{\sigma} - u\vec{n}$

Avec :

$\vec{\sigma}$: Vecteur de contrainte totale,

\vec{n} : Vecteur unitaire de la normale à la surface δS ,

u : Pression interstitielle.

Cette relation s'écrit aussi souvent sous la forme :

$$\begin{cases} \sigma' = \sigma - u \\ \tau = \tau' \end{cases}$$

Avec :

σ' : Contrainte effective normale,

σ : Contrainte totale normale,

u : pression interstitielle,

τ : Contrainte totale tangentielle,

τ' : Contrainte effective tangentielle.

Comme la pression de l'eau n'a pas d'influence sur les contraintes tangentielles, τ et τ' sont le plus souvent appelées indistinctement « contrainte tangentielle ».

Le principe des contraintes effectives affirme que la contrainte effective ainsi définie détermine le comportement mécanique du sol saturé, ce qui signifie notamment qu'il n'y a pas de déformations sans variations des contraintes effectives et inversement. Il en résulte qu'une augmentation égale et simultanée de la contrainte totale normale et de la pression interstitielle est sans effet sur l'état de déformation du sol (El Gonnouni, 2010).

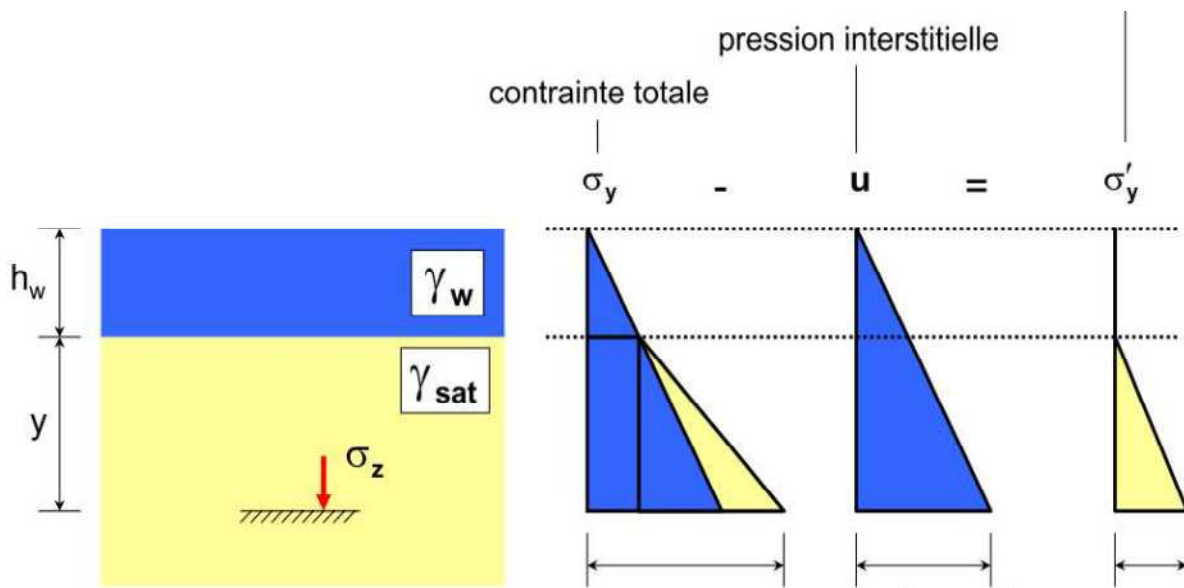


Figure 1.5 : Contrainte effective et totale appliquée sur un sol.

III. INFILTRATIONS DANS LE CORPS DES BARRAGES

III.1. Introduction

Dans le cas d'un barrage en remblai, l'eau de la retenue aura tendance à s'infiltrer à travers la digue ainsi que dans le terrain d'assise. L'étude des infiltrations doit permettre de déterminer les éléments essentiels pour l'analyse de la stabilité et de bon fonctionnement de la digue et sa fondation (Bertal et Benyahia, 2012).

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

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

La perméabilité dans un barrage en terre existe toujours même si les pertes d'eau par infiltrations sont faibles pour cela les infiltrations dans les barrages en terre doivent être abordées sous trois angles différents où on devait aboutir à :

- ✚ La détermination de la ligne de saturation,
- ✚ La détermination des pressions interstitielles,
- ✚ Le calcul du débit d'infiltration.

III.2. Détermination de l'équation de la ligne de saturation

La ligne de saturation peut être déterminée par les méthodes suivantes :

III.2.1. Calcul numérique

Le calcul numérique est réalisé sur l'ordinateur pour résoudre le problème des infiltrations par des programmes qui permettent de déterminer la position de la ligne de saturation, de calculer les valeurs du potentiel hydraulique au sein du barrage et ses fondations, évaluer le débit de fuite (MDA, 1994).

III.2.2. Modèle électrique

L'analogie électrique est basée sur le fait que le potentiel électrique est régi par la même loi que le potentiel hydraulique (Dahmouche, 2017).

III.2.3. Modèle graphique

Il représente un modèle simplifié qui donne des résultats très approchés. Il est basé sur le fait que le réseau des équipotentielle et les lignes de courants forme des carrés.

III.3. Equation de la ligne de saturation

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

La méthode pour le tracé de cette ligne a été proposée par Kozeny qui a montré que pour un barrage en terre homogène, la ligne de saturation est assimilable à une parabole dans sa partie médiane (figure 1.6). L'équation de la ligne de saturation s'écrit de la manière suivante :(Messaid, 2009)

$$y^2 - y_0^2 - xy_0 = 0$$

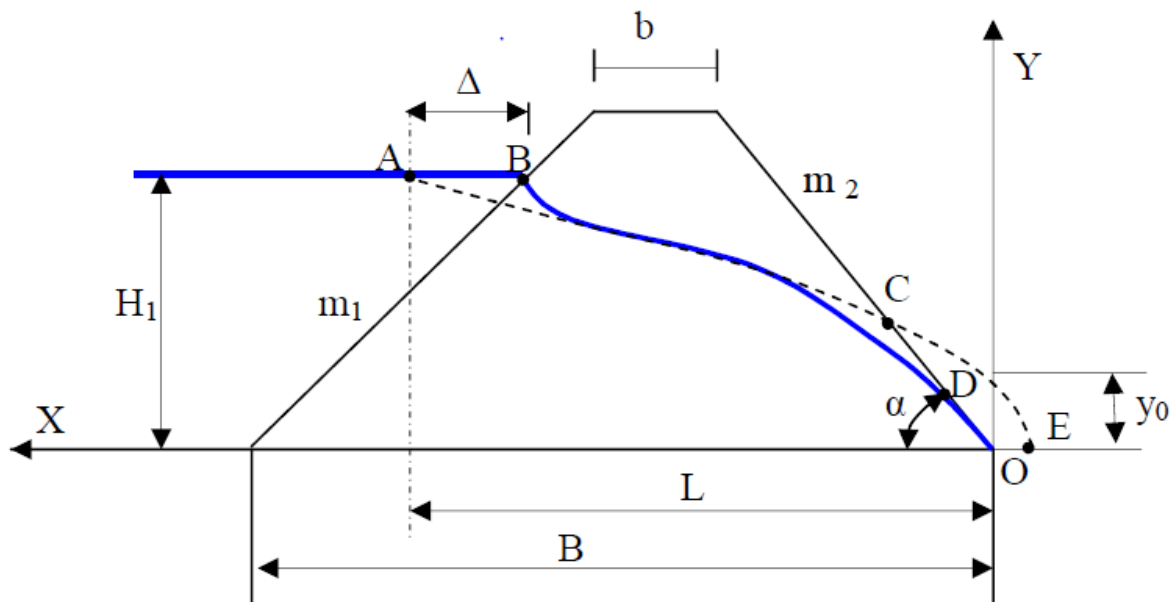


Figure 1.6 : Ligne de Saturation dans un barrage en terre (Messaid, 2009)

Avec :

$$y_0 = \sqrt{L^2 + H_1^2} - L$$

III.3.1. Distance entre les deux points d'intersection du plan d'eau avec la parabole théorique et le talus amont

En traçant la parabole de Kozeny, celle-ci coupe le plan d'eau à une distance qui ne coïncide pas avec le passage réel. Elle doit être corrigée par une courbe normale au talus amont et tangente à la parabole théorique à l'aval. Pour calculer la distance séparant les deux Points nous disposons de deux méthodes :(Messaid, 2009)

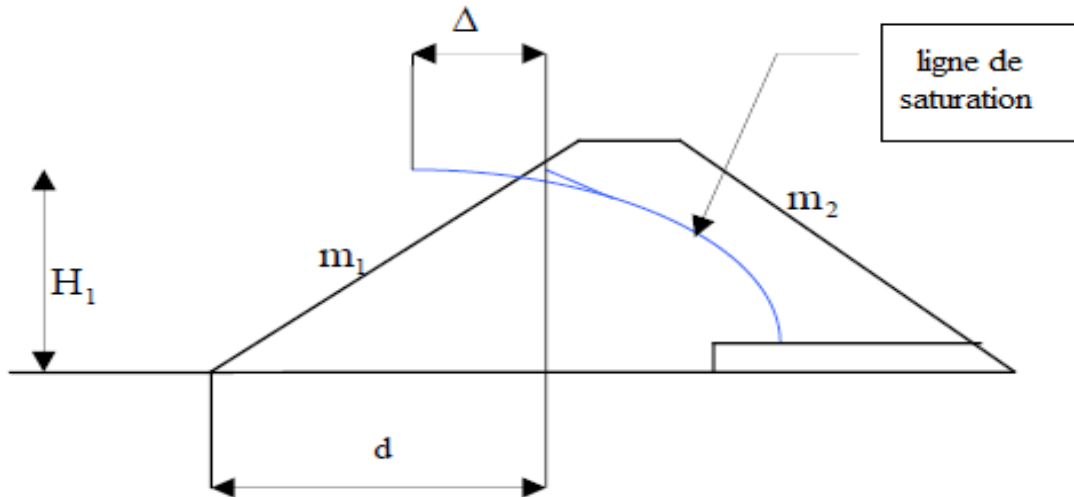


Figure 1.7 : Détermination de la grandeur Δ pour la correction de la ligne de saturation à l'amont (Messaid, 2009).

a. Méthode de Casagrande

Casagrande précise la parabole théorique coupe à l'amont la cote de retenue h (par rapport à la fondation) à une distance égale à 0,3 fois la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont. La ligne de saturation réelle part du parement (à la cote du plan d'eau) auquel elle est perpendiculaire et rejoint rapidement la parabole (Baghzim, 2015).

Soit :

$$\Delta = 0.3d$$

Qui peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\Delta = 0.3.m_1.H_1$$

Avec :

Δ : distance entre les deux points d'intersection du plan d'eau avec la parabole théorique et le talus amont,

m_1 : Pente du talus amont,

H_1 : charge à l'amont.

b. Méthode du changement du talus amont

Cette méthode a été proposée par un groupe de professeur de l'ex U.R.S.S, elle consiste à procéder pour les besoins de calcul au changement du talus amont en parement vertical et en gardant la même valeur des pertes de charge lors du passage de l'eau dans les deux cas (Messaid, 2009).

$$\Delta = \lambda \cdot H_1 = \frac{m_1}{2m_1 + 1} \cdot H_1$$

Avec :

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

m_1 : Pente du talus amont,

H_1 : Charge à l'amont.

c. Méthode de l'analogique électro- hydrodynamique

Beaucoup de phénomènes hydrauliques sont résolus par l'analogie électrique car les lois régissant le passage d'un courant électrique dans un conducteur sont analogues aux lois de l'écoulement d'un fluide dans un milieu poreux.

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

La technique la plus ancienne est celle de la cuve rhéométrique où le conducteur n'est autre que de l'eau placée dans une cuve à parois isolante et de forme adoptée au problème à résoudre mais elle est abandonnée et remplacée par une méthode dont on utilise un papier spécial appelé « Télédéltos » sur lequel est découpé le modèle correspondant à l'ouvrage et y placé des électrodes qui sont présentés par une peinture à base d'argent (Cherif et Bouhassane, 2013).

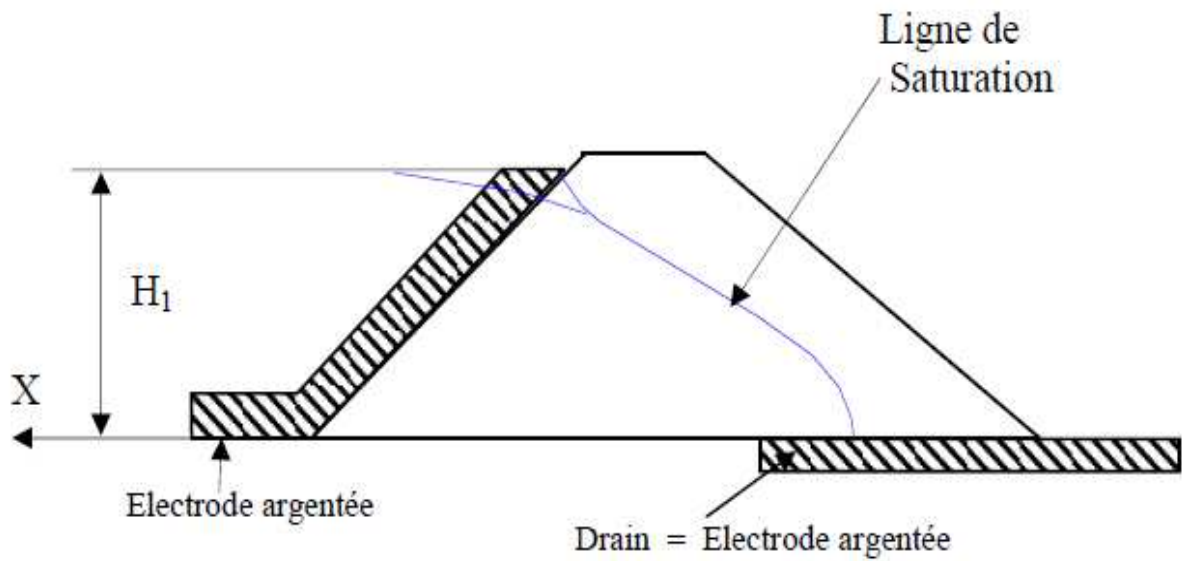


Figure 1.8 : Etude par analogie électrique (Cherif et Bouhassane, 2013).

III.3.2. Détermination du point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus Aval

La ligne de saturation coupe le parement aval en un point qui ne coïncide pas avec le point de passage de la parabole théorique de Kozeny. Généralement la ligne de saturation passe à deux tiers de la distance séparant le point de passage de la parabole théorique en partant du pied aval du barrage (Cherif et Bouhassane, 2013).

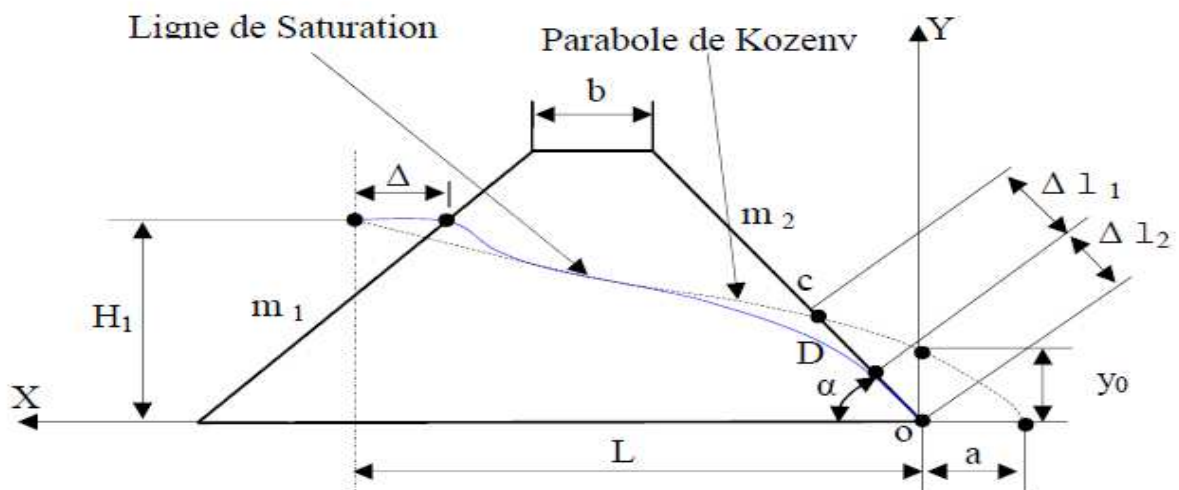


Figure 1.9 : Point d'intersection de la ligne de Saturation avec le parement aval (Cherif et Bouhassane, 2013).

On peut utiliser deux méthodes :

a. Méthode 1

À partir de la figure :

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

Et

$$\frac{\Delta l_1}{\Delta l_2} = \frac{3}{8} \cos \frac{\alpha}{2}$$

b. Méthode 2

Cette méthode est celle de Casagrande où il a démontré que Δl_2 ne dépend que de la distance focale de la parabole de base de Kozeny et de l'angle du talus aval du barrage ce qui lui a permis de dresser une courbe de variation $a = f(\alpha)$

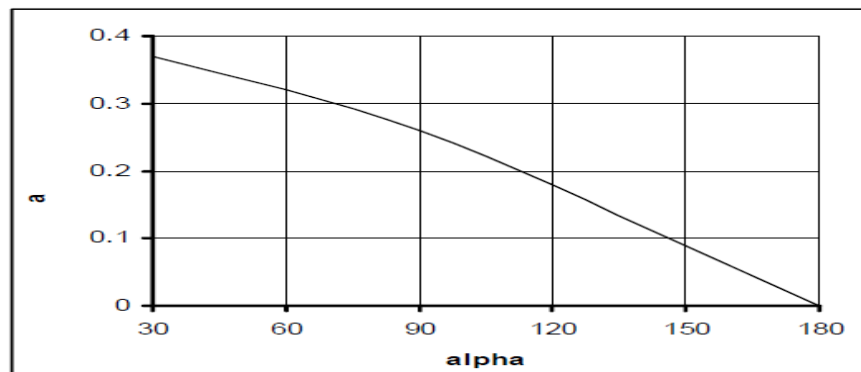


Figure 1.10 : Courbe de Casagrande (Cherif et Bouhassane, 2013).

Avec :

$$a = \frac{\Delta l_1}{\Delta l_1 + \Delta l_2}$$

✚ $\alpha < 30^\circ$:

$$\Delta L_2 = \sqrt{H_1^2 + L^2} - \sqrt{L^2 - H_1^2 \cdot \cot g \alpha}$$

✚ $30^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$:

$$\Delta L_2 = y_0 \cdot \frac{a}{1 - \cos \alpha}$$

III.4. Evaluation du débit de fuite

Le débit de fuite par mètre de barrage peut être calculé par la formule suivante :

$$Q=N_f.K.H/N_q$$

Où :

N_f : Nombre total de canaux d'écoulement,

N_q : Nombre total de chutes de potentielles,

K : Coefficient de perméabilité,

H : La charge hydraulique (Amadou et al, 1988).

IV. LES RESEAUX D'ECOULEMENT

L'écoulement se caractérise par un réseau composé de lignes de courant, le long desquelles l'eau circule, et de courbes équipotentiels, c'est-à-dire à charge h constante. Les lignes de courant sont perpendiculaires aux lignes équipotentiels, le réseau d'écoulement est orthogonal. Les lignes de courant étant les trajectoires d'écoulement, en chaque point le vecteur vitesse d'écoulement y est tangent (figure 1.11). Le même débit q existe entre deux lignes de courant voisines (tube de courant) ; entre deux équipotentiels voisines, on trouve la même perte de charges Δh . A partir des conditions limites connues et des éventuelles mesures de pression in situ, la reconstruction numérique du réseau est réalisable (Desodt et Horsin Molinaro, 2016).

Dans un sol homogène et isotrope soumis à un écoulement permanent et si le sol a un volume constant, la combinaison de la loi de Darcy et de la condition de continuité permet d'écrire :

$$\frac{\delta V_x}{\delta X} + \frac{\delta V_y}{\delta Y} + \frac{\delta V_z}{\delta Z} = 0$$

$$V_x = -K \frac{\delta h}{\delta x} ; V_y = -K \frac{\delta h}{\delta y} ; V_z = -K \frac{\delta h}{\delta z}$$

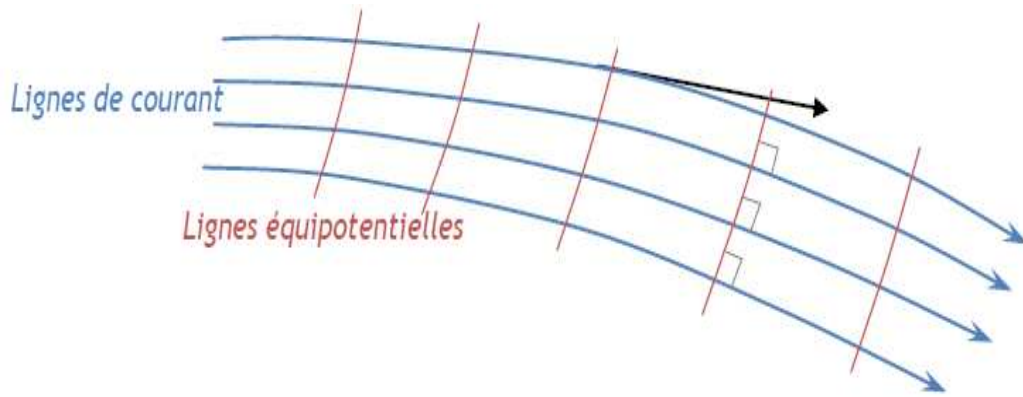


Figure 1.11 : Schématisation d'un réseau d'écoulement (Desodt et Horsin Molinaro, 2016).

IV.1. Utilité des réseaux d'écoulement

Dans les barrages en terre les réseaux d'écoulement permettent de résoudre deux problèmes essentiels :

- ✚ le calcul de la pression interstitielle,
- ✚ le calcul du débit d'infiltration.

IV.1.1. calcul de la pression interstitielle

En disposant d'un réseau d'écoulement on peut déduire la valeur de la pression interstitielle en

un point quelconque en utilisant la relation de BERNOULLI : $h = \frac{U}{\gamma_w} + Z$ dont on obtient :

$$U_{M_2} = (Z_1 - Z_2) \cdot \gamma_w$$

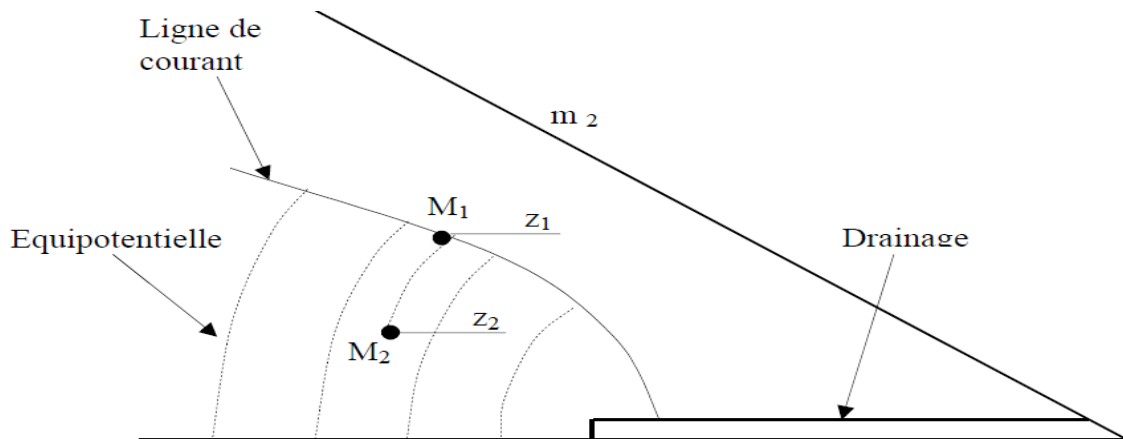


Figure 1.12 : Détermination de la pression interstitielle (Messaid, 2009).

IV.2. Méthodes de détermination des réseaux d'écoulement

Le but est de tracer les lignes équipotentiels et les lignes de courants pour cela il existe plusieurs méthodes :

a. Méthode graphique

Cette méthode très simple fait appel aux propriétés géométriques des réseaux quadratiques et aux conditions auxquelles doivent satisfaire les lignes équipotentiels et de courant du réseau (Varlet, 1966).

- ✚ Définition des limites imperméables : Le contact avec la fondation imperméable est une ligne de courant-définition de la ligne de saturation,
- ✚ Définition des limites perméables : Quand un sol perméable est en contact avec le niveau extérieur de l'eau, cette limite constitue une équipotentielle par exemple le parement amont du barrage,
- ✚ Dans le cas d'un sol de perméabilité anisotrope, on construira les réseaux d'écoulement avec une transformation d'échelle : On garde l'échelle verticale et on multiplie l'échelle horizontale par $\sqrt{K_h/k_v}$.

On construit un certain nombre de côtes décroissant le long de la ligne phréatique. A partir de ces points, on trace les lignes équipotentiels orthogonales à la ligne de saturation et à la fondation imperméable.

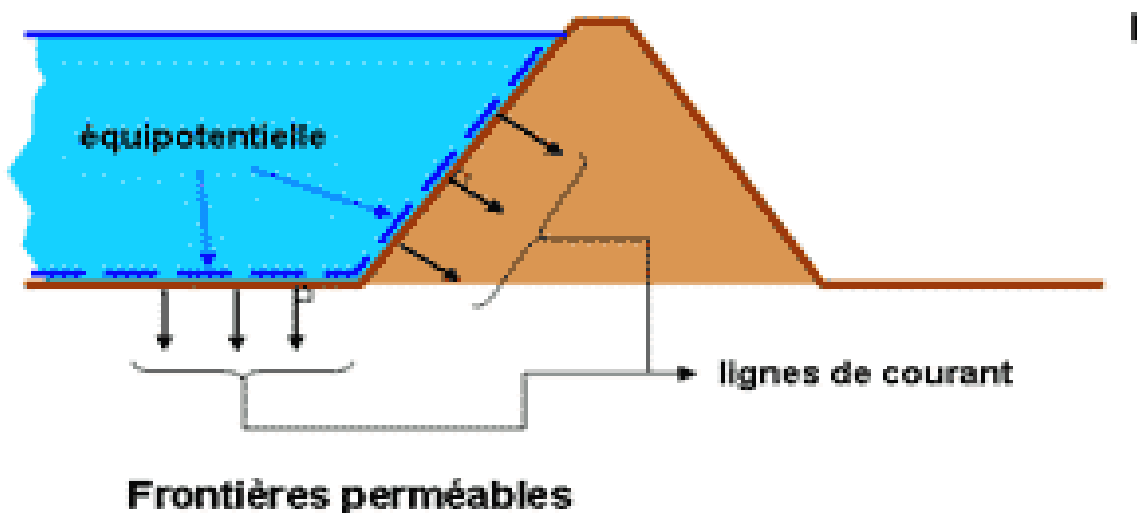


Figure 1.13 : Construction de réseau d'écoulement

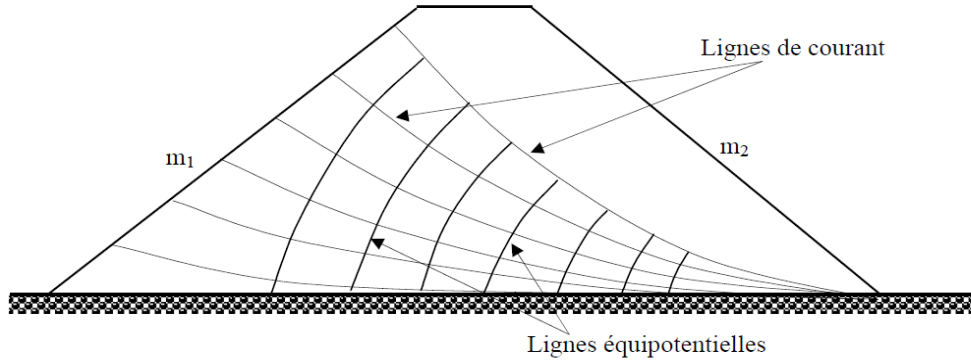


Figure 1.14 : Tracé des lignes de courant et des lignes équipotentiellles (Messaid, 2009).

b. Méthode numérique

Une méthode numérique peut être utilisée pour obtenir une solution approchée d'un problème d'écoulement complexe ; cette méthode appelée « procédé de relaxation » est basée sur un calcul de différences finies. Le procédé consiste à réduire une équation différentielle partielle au voisinage d'un point en partant de l'équation de Laplace.

$$\frac{\delta^2 \phi}{\delta X^2} + \frac{\delta^2 \phi}{\delta Y^2}$$

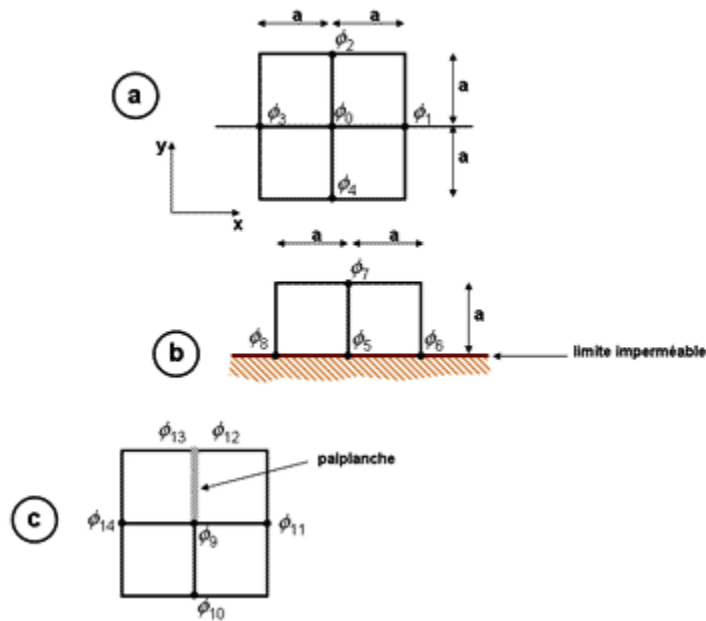


Figure 1.15 : Méthode de relaxation

c. Méthode analogique électrique

Cette méthode est basée sur la similitude qui existe entre les lois régissant :

- ✚ D'une part l'écoulement dans un milieu poreux ;
- ✚ D'autre part la circulation de l'électricité dans un milieu conducteur.

Tableau 1.2 : Analogie entre l'écoulement de l'eau et le courant électrique.

Écoulement de l'eau	Circulation du courant électrique
$\vec{V} = K \overrightarrow{\text{grad } h}$	$\vec{j} = \frac{1}{\rho} \overrightarrow{\text{grad } \varphi}$
\vec{V} : vitesse d'écoulement	\vec{j} : Intensité de courant
K : coefficient de perméabilité	ρ : Résistivité
h : charge hydraulique	φ : Potentiel électrique

On réalise donc un modèle réduit conducteur avec un papier spécial enduit de graphite. Au moyen de contacts électriques, on impose le potentiel aux limites du modèle. Puis avec une sonde volumètre on établit par tatonnements le tracé des équipotentiels point par point. Les lignes de courant s'obtiennent en traçant le réseau de courbes orthogonales aux équipotentiels.

Cette méthode a été très utilisée en particulier dans des cas où la géométrie du système est relativement compliquée.

V. CONCLUSION

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

La perméabilité dans un barrage en terre existe toujours, même si les pertes d'eau par infiltration sont faibles et pour déterminer ces infiltrations, il est impératif d'évaluer la ligne de saturation et le débit de fuite de l'eau par infiltration. Le problème d'écoulement en milieux poreux est un problème très complexe, mais à travers de longues études faites dans ce domaine il a pu être exprimé par les lois physiques comme celle de Darcy qui est très utilisée en géotechnique. Elle est applicable sur le terrain dans des conditions bien définies. Lors de la conception des barrages en terre, une attention particulière doit être accordée aux volets liés aux infiltrations, aux dispositions conceptuelles de maîtrise des écoulements et d'entraînement de grains. La conception des drains et filtres doit tenir compte également des caractéristiques géotechniques des matériaux de remblais, leur anisotropie ainsi que les méthodes de compactage influençant ces caractéristiques.

Chapitre 2

CONCEPTION DES DRAINS ET DES FILTRES DANS LES BARRAGES EN TERRE

I. INTRODUCTION

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif même du barrage et dans ses fondations, bien que le choix des matériaux de construction et de l'implantation de l'ouvrage aient été fait de manière à limiter les débits d'infiltration. Il importe donc d'éviter que les résurgences des eaux infiltrées à l'aval ne nuisent à la stabilité de l'ouvrage par création de renard ou par destruction partielle du pied aval du barrage. A cet effet il faut prévoir à l'intérieur du massif du barrage un dispositif drainant qui interceptera les eaux d'infiltration. Ce dispositif est en général composé de drains et de filtres.

II. LES FILTRES

II.1. Définition

Un filtre est une structure dont le but est de permettre le passage du fluide tout en empêchant un déplacement excessif des particules de sorte que le sol retenu, ou le filtre lui-même, devienne instable.

C'est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif (Rolley et al, 1994).

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente (Messaid, 2009).

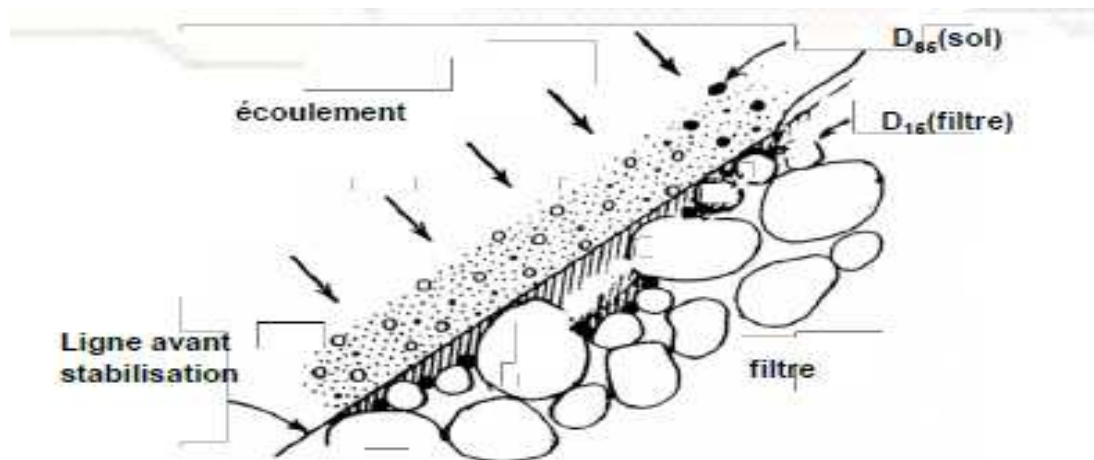


Figure 2.1 : Principe du filtre (Rolley et al, 1994)

II.2. Classes des filtres

Les filtres peuvent être classés en plusieurs catégories :

- ✚ Classe 1 (Filtres de drainage) : Filtres dont le but est d'intercepter et de transporter les infiltrations principales au sein d'un barrage et de sa fondation. Ces filtres peuvent avoir à éliminer de grandes quantités d'infiltration pour les barrages sur des fondations perméables ou des barrages de mauvaise construction. De matériaux uniformément classés, typiquement en deux étapes. Le filtre doit répondre aux exigences tant pour le mouvement des particules que pour le drainage. Les drains tombent typiquement dans cette catégorie,
- ✚ Classe 2 (Filtres de protection) : Filtres dont le but est de protéger le matériau de base contre l'érosion dans d'autres zones de remblai et de fournir une certaine fonction de drainage afin de contrôler la pression interstitielle dans le barrage. Ces filtres sont typiquement uniformément classés et en plusieurs étapes, Peuvent également être classés en grande partie et dans l'intérêt de réduire le nombre de zones pour faire la transition vers le matériau de base. Cette classe comprend les cheminées, les couvertures et les zones de transition sur le côté aval d'un barrage,
- ✚ Classe 3 (Filtres d'étranglement) : Filtres dont le but est de soutenir le remplissage sus-jacent (le matériau de base) de se déplacer dans des fondations de travail perméables ou ouvertes. Ces filtres sont typiquement largement classés et ont une exigence seulement pour arrêter le mouvement de particules. Il n'y a aucune exigence de perméabilité,
- ✚ classe 4 (bouchons de fissure sismique) : Filtres dont le but est de protéger contre les fissures qui peuvent se produire dans le noyau de remblai, en particulier causées par une charge sismique et / ou de grandes déformations. Les dimensions de cette classe de filtre sont contrôlées par déplacement prévu (horizontal ou vertical). Bien qu'il n'y ait aucune exigence de perméabilité pour ce type de filtre, il doit être relativement exempt de fines, de sorte que la zone elle-même ne subisse pas de fissures (FEMA, 2011).

II.3. Rôle des filtres

Parmi leurs rôles :

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

II.4. Dimensionnement des filtres

Un filtre ne doit ni se dégrader par l'entraînement de ses éléments, ni se colmater. Il est conseillé pour cela d'utiliser des sables dont le coefficient d'uniformité C_u est inférieur à 2 :

$$(D_{60}/D_{10}) < 2$$

Les conditions à respecter sont, d'après (TERZAGUI) :

- Granulométrie étroite : $5 < D_{15}/d_{85} < 10$,
- Granulométrie étalée : $D_{15}/d_{85} < 4$ ou 5 (condition d'entraînement des grains),
- $D_{15}/d_{15} > 4$ ou 5 (condition de perméabilité),
- $D_{50}/d_{50} < 25$ (parallélisme des courbes),
- Dans le cas de drainage à tubes perforés : $D_{85}/\text{Diamètre ouverture} > 2$.

Avec :

D : Diamètre de filtre.

d : Diamètre du matériau de base.

La pente de la droite (courbe granulométrique) du filtre doit être la même que celle du matériau à filtrer. La même remarque est valable pour un fuseau,

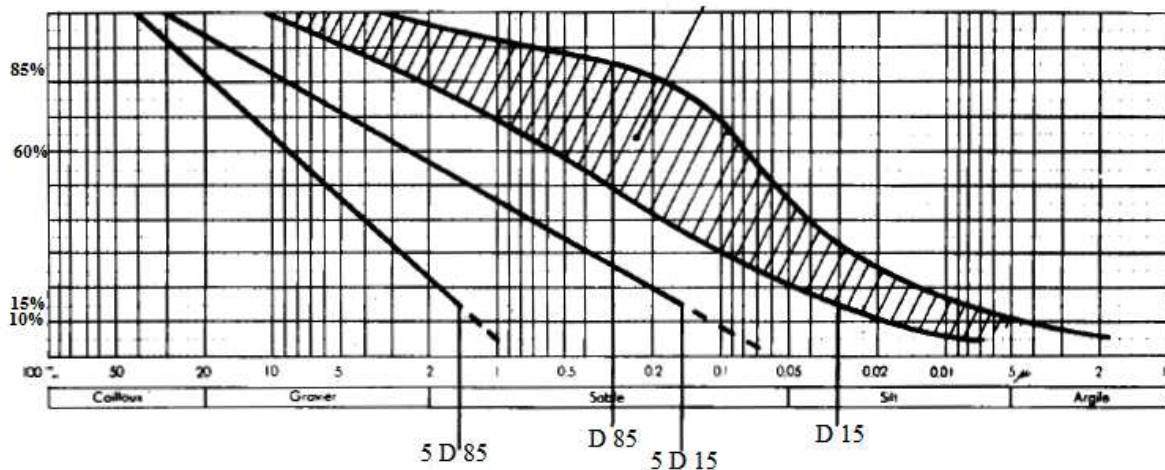
L'épaisseur des couches du tapis filtrant T doit vérifier la condition suivante :

$$T \geq (5 \text{ à } 7) \times d_{85}$$

L'épaisseur pratique doit être au moins de 20 à 30 cm et en tout cas supérieure ou égale à 50 fois le D_{15} ,

Quand une couche filtrante sert de drain, elle doit permettre l'évacuation d'un débit double du débit à drainer. Si elle contient des drains, ils doivent être de diamètre inférieur à 0.5 fois D_{85} .

Fuseau des matériaux à filtrer



Caractéristiques du fuseau des matériaux filtrants $5 D_{15} < F_{15} < 5 D_{85}$

Avec coefficient d'uniformité $D_{60}/D_{10} > 2$

Figure 2.2 : Granulométrie d'un filtre (Rolley et al, 1994).

Les filtres sont conçus pour bloquer les grains entre deux zones de granulométries différentes et avoir une perméabilité donnée afin d'éviter la formation des poussées hydrostatiques. Ils doivent être choisis en fonction des critères suivants (Sherrard et al, 1984) :

- ✚ Assurer un état non cohérent, c'est-à-dire ayant une propriété d'autocolmatage en cas de fissures probables,
- ✚ Contrôler les écoulements en cas de fuites concentrées, surtout dans le cas d'un filtre critique comme celui de la partie aval du noyau.

Il a été montré dans le cas du filtre en sable et en gravier dense (Sherrard et al, 1984), qu'il existait entre la perméabilité et le diamètre la relation suivante :

$$K = 0,35 \cdot (D_{15})^2 \quad \text{applicable pour} \quad k \geq 10^{-5} \text{ m/s}$$

D'après (Sherrard et al, 1984), l'emploi du D_{50} dans le cas du filtre en sable et en gravier n'a aucune base théorique ni expérimentale. L'utilisation de la condition concernant le rapport (D_{50}/d_{50}) favorise la ségrégation durant la mise en place. De même, la condition sur le rapport (D_{15}/d_{15}) n'a aucune influence sur les propriétés des filtres voulus.

D'une manière générale, il est toujours recommandé que les filtres soient bien gradués et présentent une continuité dans leurs granulométries. Ils doivent être assez épais pour que leurs exécutions restent faciles et leurs continuités assurées en cas de déformation hétérogène.

Lors de la mise en place des filtres, il est recommandé :

- ✚ D'éviter la ségrégation pouvant survenir dans le cas d'un matériau grossier à granulométrie très étendue,
- ✚ D'avoir une teneur en eau de mise en place proche de la saturation.

Pour les filtres entourant le noyau, il est conseillé de les mettre en place avant la levée correspondante au noyau.

Conditions de rupture des filtres :

- ✚ $d_{85} < 0,10.D_{15}$ à $0,11.D_{15}$ (Betram, 1940),
- ✚ $d_{85} < 0,11.D_{15}$ (Lund, 1949),
- ✚ $d_{85} < 0,10.D_{15}$ à $0,12.D_{15}$ (Sherrard, 1984).

Pour des matériaux de base présentant des fuseaux, la procédure de détermination des fuseaux de filtres est similaire au cas précédent. Les mêmes règles seront adoptées en considérant les deux courbes enveloppes du fuseau.

La première courbe enveloppe (limite inférieure) du matériau de base servira à la détermination de la courbe inférieure du filtre. La même démarche est adoptée pour la courbe enveloppe supérieure.

III. LES DRAINS

III.1. Définition

Le drain est un organe fortement perméable incorporé dans le barrage en terre. Il est destiné à évacuer les eaux infiltrées à travers le massif et doit être protégé par un filtre.

Il est généralement constitué de graviers et d'encrochements ayant une forte perméabilité avec des caractéristiques de non altération au contact de l'eau et résistant aux grandes compressions.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage (sous pressions, renardage, etc.). En outre, la canalisation par le drainage des débits de fuite va permettre d'en faciliter la surveillance et le contrôle (Royet et al, 1999).

III.2. Rôles des drains

- ✚ Éliminer l'excès d'eau interstitielle pour empêcher ou contrôler l'accumulation de pression d'eau dans les pores,
- ✚ Enlever l'excès d'eau interstitielle le plus rapidement possible pour accélérer la consolidation et favoriser un gain de force rapide structure dont l'objectif est de supprimer l'excès d'eau,
- ✚ Minimiser le débit de fuite sur l'ouvrage,
- ✚ Intercepter les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage,
- ✚ Abaisser la ligne de saturation et éviter les résurgences sur le talus aval,
- ✚ Activer la consolidation du remblai.

III.3. Différents types de drainages et leur dimensionnement

Il existe plusieurs types de drainages qui diffèrent par leur formes constructives, leur emplacement dans le barrage et le rôle pour lequel ils ont été prévus.

III.3.1. Drain horizontal (tapis interne)

a. Définition

Un drain tapis est posé au contact fondation-remblai dans la partie aval du barrage. Il est destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif et réduire les pressions interstitielles dans le talus aval.

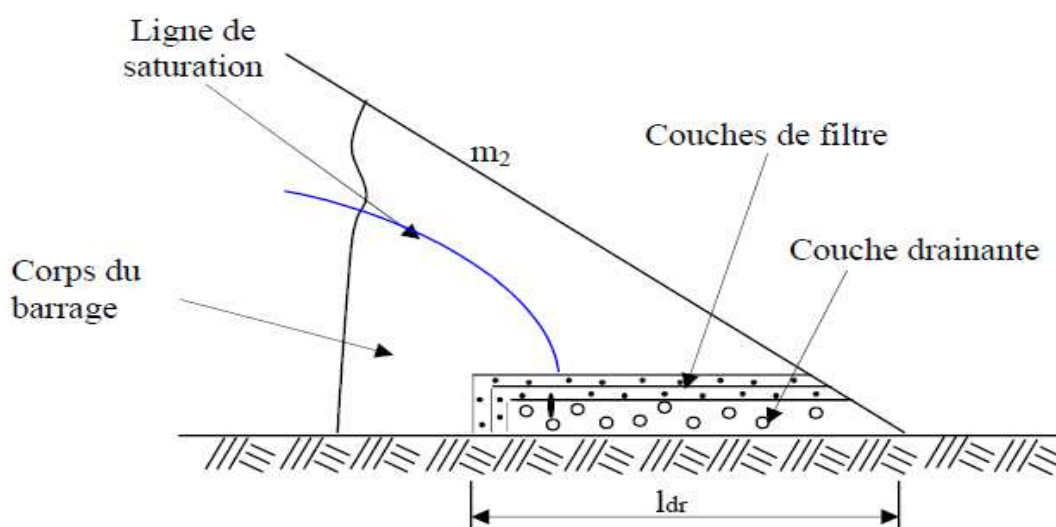


Figure 2.3 : Drain tapis interne (Messaid, 2009).

Lorsque la fondation n'est pas complètement imperméable, ce drain interceptera également les infiltrations à travers la fondation. Il doit être protégé contre l'entraînement des éléments fins de la fondation par un filtre inversé (Rolley et al, 1994).

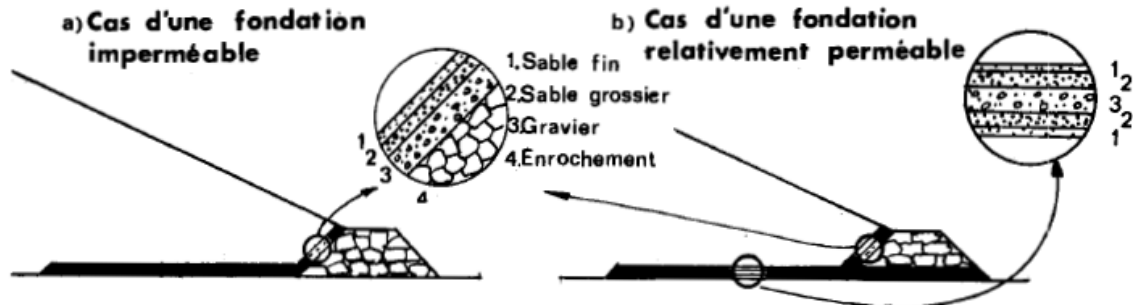


Figure 2.4 : Drain tapis filtrant (Rolley et al, 1994).

Le drain tapis filtrant est efficace dans le cas où la perméabilité de massif est isotrope mais souvent il existe une anisotropie assez forte du barrage créée par la technique de compactage de la terre par couches horizontales de ce fait plus que le rapport $\frac{K_h}{K_v}$ est grand le tapis drainant devient moins efficace et il y a présence des affleurements de nappes sur le talus aval des barrages munis de drain-tapis.

Un fossé (ou une tranchée drainante) de pied complète le dispositif en assurant la collecte et la canalisation des eaux interceptées (Meriaux et al, 1999).

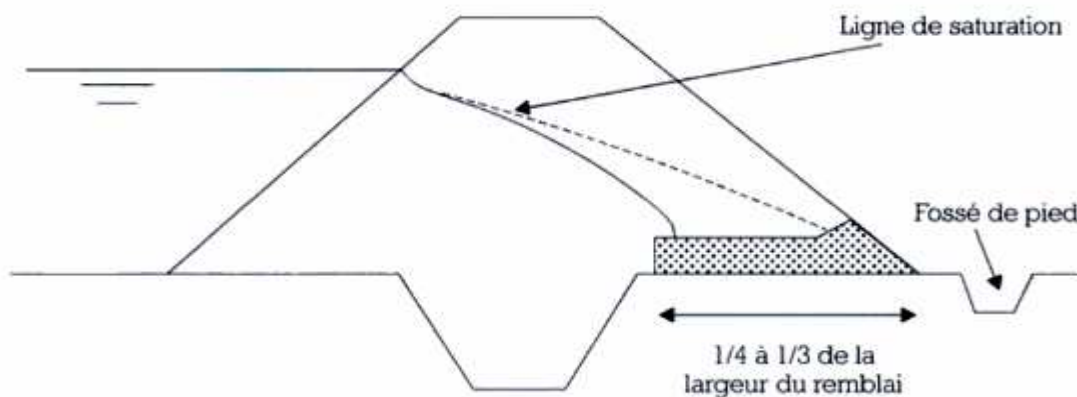


Figure 2.5 : Tapis drainant aval-rabattement de la ligne de saturation (Meriaux et al, 1999).

b. Dimensionnement

- ✚ l'épaisseur du drain tapis interne est choisie pour pouvoir évacuer le débit d'infiltration à travers le massif et sa fondation sans débordement avec un minimum de 50 cm et souvent plus.
- ✚ le drain s'étend sur une longueur de 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

III.3.2. Drain vertical (drain cheminée)

a. Définition

Lorsqu'il ya un grand risque d'anisotropie, un drain vertical est placé de la base du remblai homogène jusqu' à le niveau normal des eaux plus 0,20 à 0,30 mètre pour éviter tout risque de contournement, près du parement aval afin de bénéficier au maximum de l'effet d'étanchéité apporté par le remblai amont. Il est réalisé en recreusant à la pelle le remblai toutes les 5 ou 6 couches compactées et déversant le sable avec soin. Il est constitué d'un matériau grossier dont la granularité est choisie de manière a ce que les conditions du filtre soient vérifiées. L'eau de percolation interceptée par ce drain filtrant est évacuée soit par un réseau de tuyaux-drains soit par drain-tapis, s'il est également nécessaire de drainer les fondations.

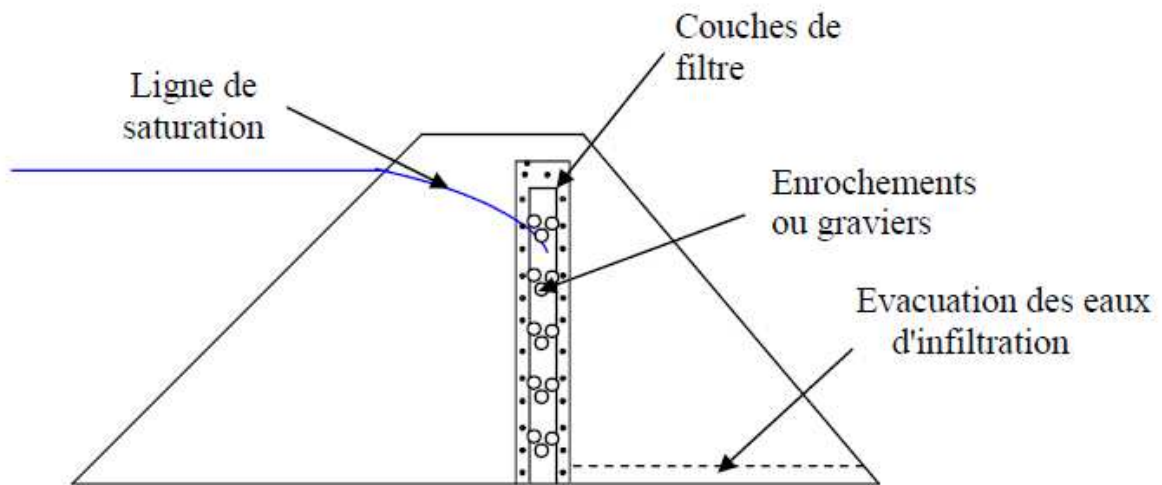


Figure 2.6 : Drain vertical (Messaid, 2009).

Si le remblai n'est pas constitué de matériaux très étanches le drain vertical est raccordé au pied aval par des cordons drainants (Degoutte, 2002).

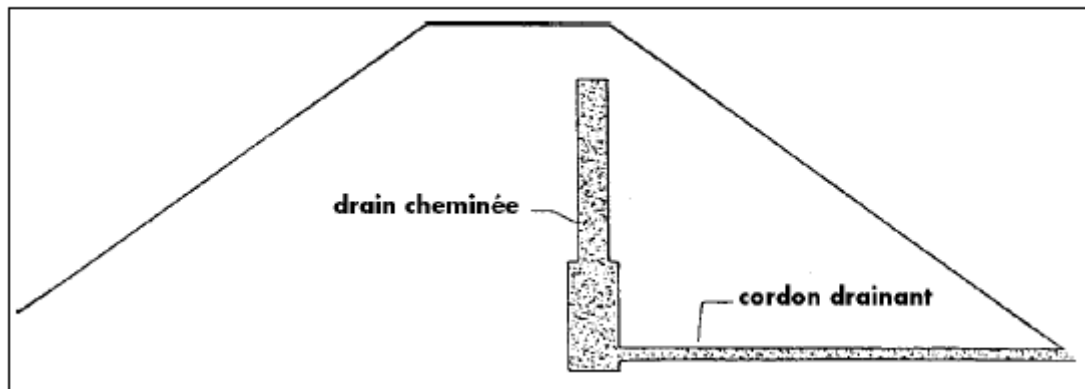


Figure 2.7 : Dispositif drainant d'un remblai argileux homogène (Degoutte, 2002).

La pose, en fond du drain cheminée, d'un collecteur drainant facilite l'écoulement des eaux. Les exutoires peuvent être constitués de collecteurs PVC étanches débouchant dans le fossé de pied et espacés tous les 30 à 50 m dans le sens de la longueur du remblai (Meriaux et al, 1999).

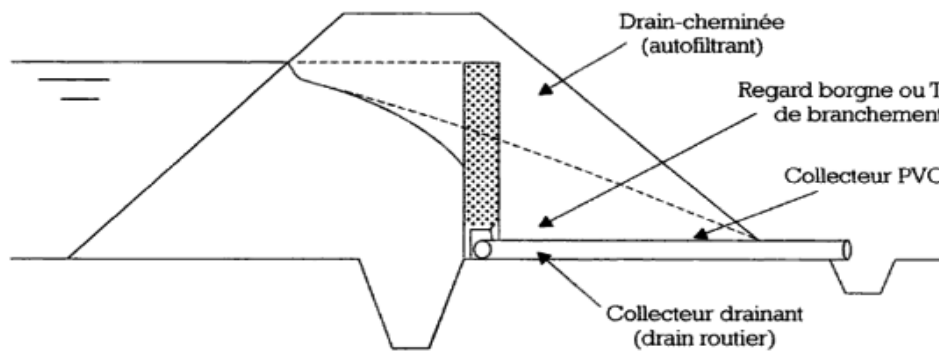


Figure 2.8 : Drain vertical (Meriaux et al, 1999).

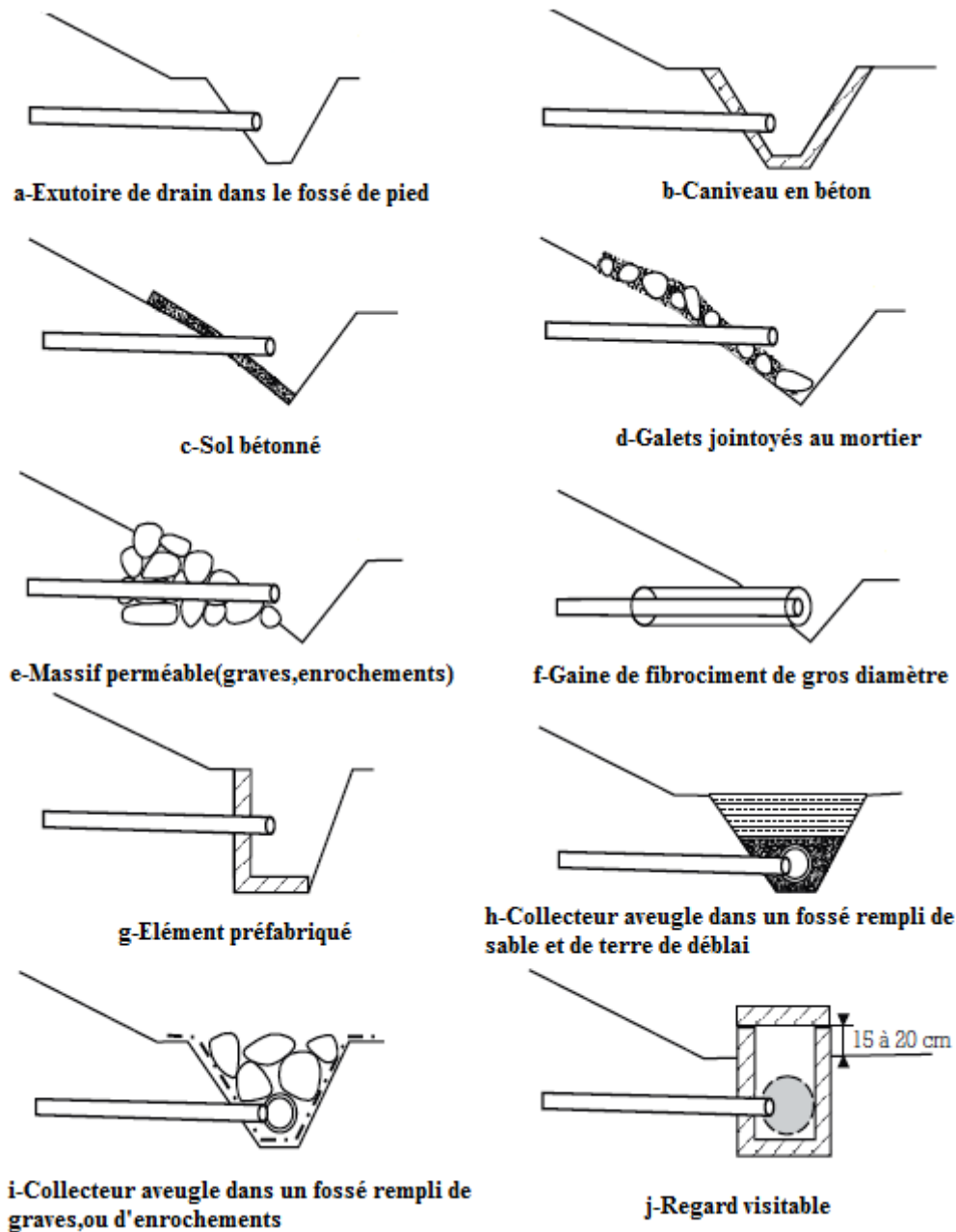


Figure 2.9 : Différents types d'exutoire du drain cheminée (Lautrin, 2002).

Le coût du drain cheminée demeure du même ordre de grandeur que celui du tapis drainant. Aussi, on préférera le drain vertical pour les remblais avoisinant ou dépassant les 8 à 10 mètres de hauteur-limite à partir de laquelle les problèmes d'anisotropie de perméabilité sont susceptibles de devenir préjudiciables au fonctionnement hydraulique de l'ouvrage (Meriaux et al, 1999).

b. Dimensionnement

i. Épaisseur du drain cheminée

Il est proposé de diminuer l'épaisseur du drain cheminée (minimum de 0,50 m) au fur et à mesure de la montée du remblai en fonction de la valeur de $H^2\sqrt{V}$ correspondant à la côte inférieure de la tranche considérée (drain cheminée avec deux ou trois épaisseurs en tout).

Le tableau 1.1 donne les valeurs de l'épaisseur minimale préconisée. Cette dernière est en général, largement surabondante en ce qui concerne le débit des infiltrations, mais elle permet d'avoir une sécurité à long terme vis-à-vis d'un colmatage partiel par des fines et /ou par des carbonates. La nature des matériaux du remblai peut conduire à adopter des épaisseurs plus importantes. Les largeurs de godet disponibles sont aussi à prendre en compte (Degoutte, 2002).

Tableau 2.1 : Épaisseur minimale du drain cheminée en sable (Degoutte, 2002).

$H^2\sqrt{V}$	< 30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Épaisseur (m)	0,50	0,80	1,00	1,20	1,50

ii. Hauteur du drain cheminée

Le drain cheminée a une hauteur variable. L'option du rabattement de la nappe par un drain mis en place jusqu'à la côte de retenue normale RN (ou la côte des plus hautes eaux) est la solution généralement privilégiée. C'est aussi la plus sûre dans la mesure où le drain intercepte ainsi toutes les percolations venues de l'amont. Le choix de cette mesure dépend de l'aspect économique (Lautrin, 2002).

III.3.3. Prisme de drainage

a. Définition

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

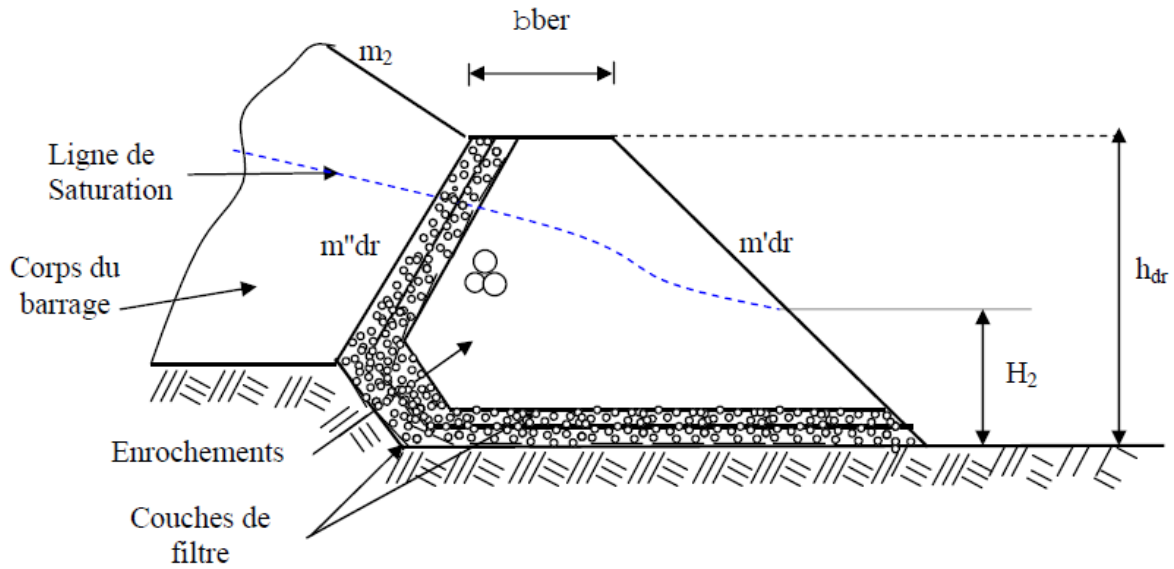


Figure 2.10 : Prisme de drainage (Messaid, 2009).

Avec :

b_{ber} : Largeur de la berme.

h_{dr} : Hauteur du prisme de drainage.

$m'dr$ et $m''dr$: Pente des talus aval et amont du prisme de drainage.

m_2 : Pente du talus aval du barrage.

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

b. Dimensionnement

- ✚ La largeur de la berme (b_{ber}) est généralement fixée en fonction des engins utilisés pour sa réalisation,

$$b_{ber} \geq 3.00 \text{ mètres}$$

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

$$b_{ber} = 0.50 \text{ à } 2.00 \text{ mètres}$$

- ✚ la hauteur du prisme de drainage (h_{dr}) est fixée si le niveau d'eau à l'aval est connu avec précision,

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

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

$$h_{dr} = (0.15 \text{ à } 0.18).H$$

Avec :

H : Hauteur totale du barrage

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

$$m'_{dr} = (1.00 \text{ à } 1.50).m_2$$

m_2 : Pente amont du barrage.

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

$$m''_{dr} = (1.25 \text{ à } 2.00).m_2$$

m_2 : Pente amont du barrage.

III.3.4. Drainage de surface

a. Définition

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

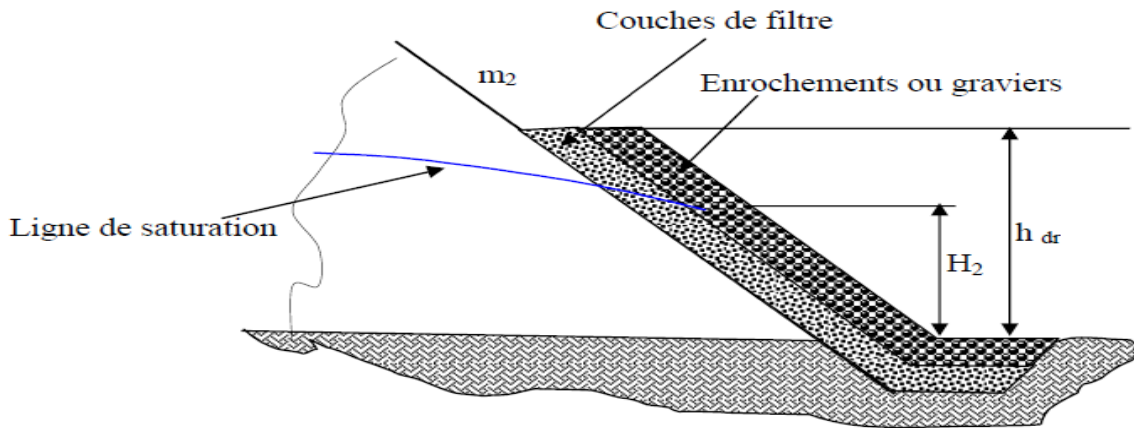


Figure 2.11 : Drainage de surface (Messaid, 2002).

Avec :

m_2 : pente du Talus aval du barrage.

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

H_{dr} : hauteur du drain de Surface.

b. Dimensionnement

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

III.3.5. Prisme de drainage avec drainage de surface

a. Définition

C'est une variante qui associe les deux variantes précédentes. Il est employé dans les cas où l'étude hydrologique fait ressortir la possibilité d'une élévation exceptionnelle du niveau d'eau à l'aval et qui risque de dépasser la crête du prisme de drainage.

b. Dimensionnement

La partie constituée par le prisme est dimensionnée de la même façon que pour le prisme seul. De même pour la partie, drainage de surface mais en prenant en considération la hauteur maximale du niveau aval.

$$H_{dr} = H_{2max} + (0.50 \text{ à } 1.00 \text{ mètre})$$

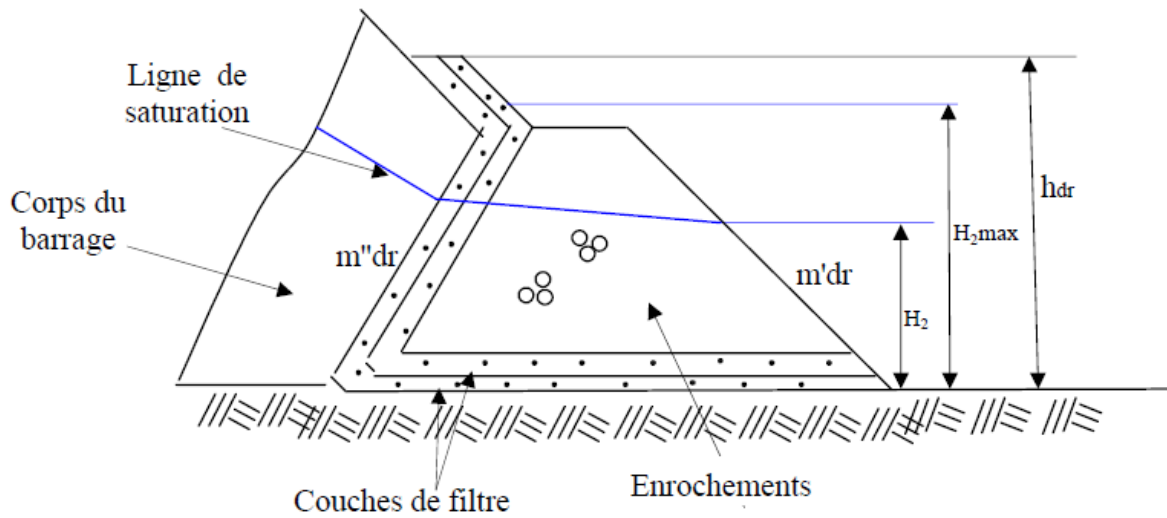


Figure 2.12 : Prisme de drainage avec drainage de surface (Messaid, 2002).

Avec :

$H_2 \text{ max}$: Hauteur d'eau aval exceptionnelle

III.3.6. Prisme de drainage avec drain tapis interne

a. Définition

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

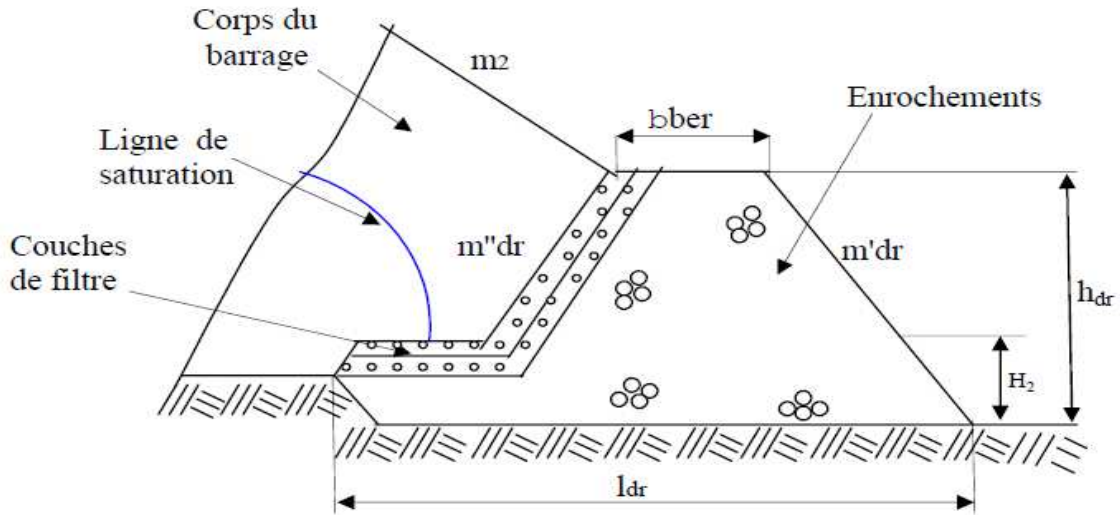


Figure 2.13 : Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations imperméables (Messaid, 2002).

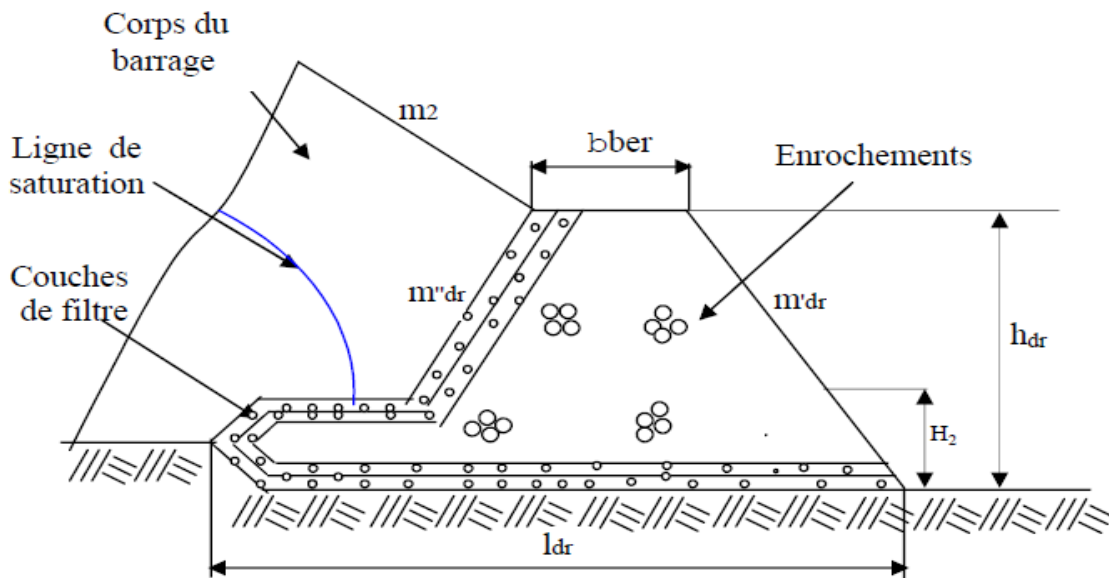


Figure 2.14 : Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations perméables (Messaid, 2002).

b. Dimensionnement

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

III.3.7. Drainage à bande

a. Définition

C'est une variante du drain tapis interne mais la bande drainante n'est pas continue sur sa partie aval. Celle-ci est remplacée par des bandes discontinues. Ce type de drainage est prévu quand la quantité des enrochements et graviers n'est pas suffisante et que la fondation est imperméable. La bande drainante peut être remplacée par des drains tuyaux.

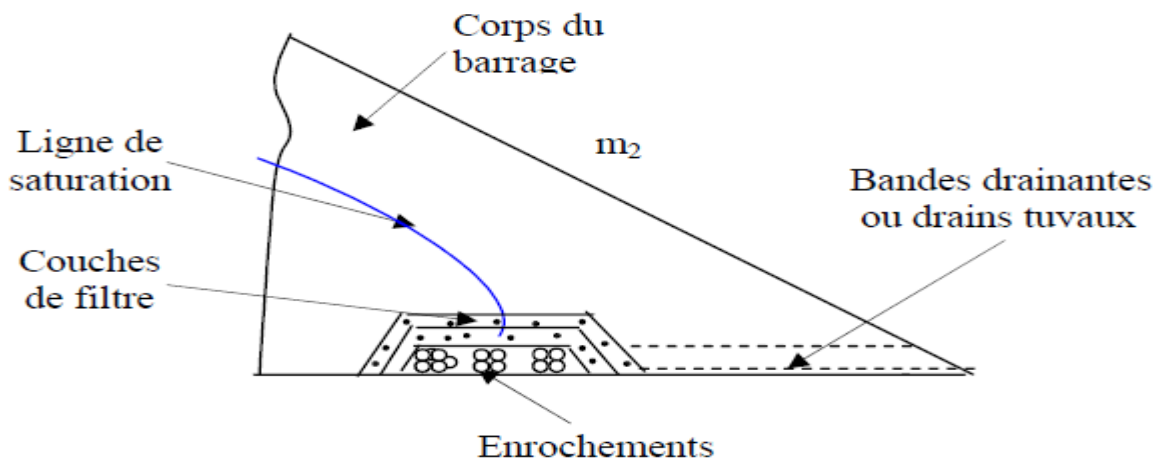


Figure 2.15 : Drainage à bande (Messaid, 2002).

b. Dimensionnement

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

III.3.8. Puits filtrants de décompression

a. Définition

Des puits filtrants de décompression peuvent être nécessaires pour assurer le drainage des fondations et éliminer les sous pressions dans la zone du talus aval du barrage, lorsque les fondations sont relativement perméables mais hétérogènes. Ce cas est fréquent, les dépôts alluvionnaires étant souvent formés de lentilles ou de couches alternées d'argile, de limons, de sables, de graviers.

Ces puits sont généralement équipés de piézomètres pour contrôler le niveau d'eau.

b. Dimensionnement

- ✚ Leurs diamètres sont d'au moins 15 cm et ils sont remblayés de matériaux drainant comme pour les drains verticaux,
- ✚ La distance entre deux puits est de l'ordre de 2,0 mètres,
- ✚ La profondeur de chaque puit est égale à 1,5 de la profondeur de la couche perméable.

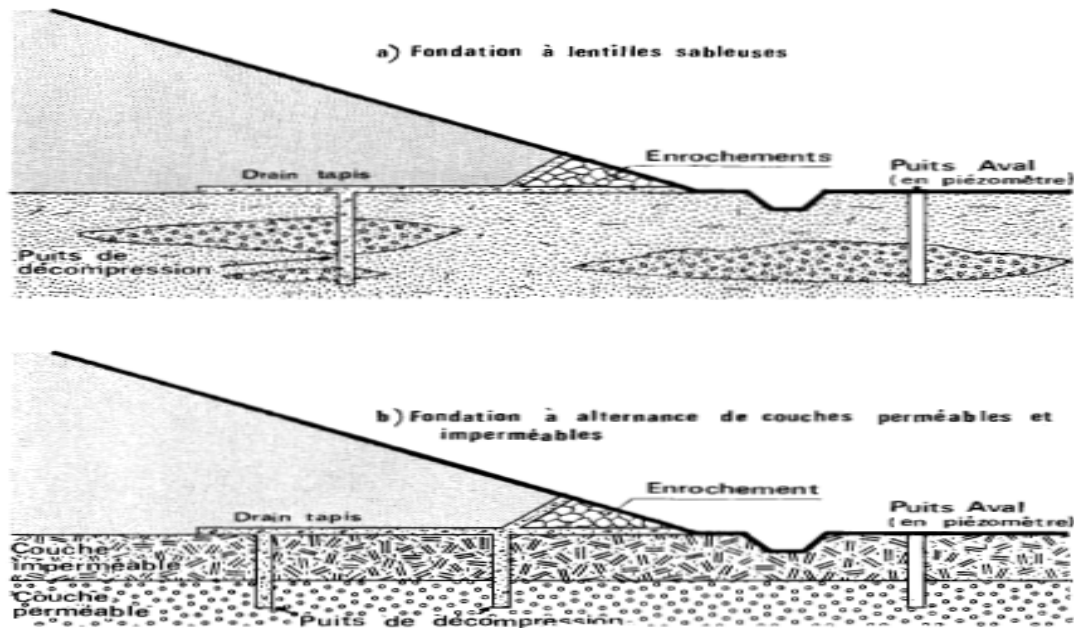


Figure 2.16 : Puits filtrants (Rolley et al, 1994).

IV. UTILISATION DES GEOTEXTILES COMME FILTRE OU DRAIN DANS UN BARRAGE EN TERRE

Les géotextiles sont des nappes de fibres souples, résistantes et perméables.

Dans un barrage, les géotextiles sont le plus souvent utilisés pour participer à l'évacuation des eaux de percolation en intervenant comme filtre de protection d'un matériau granulaire drainant (Degoutte, 2002).

Les fonctions principales des géotextiles sont :

- ✚ La filtration,
- ✚ Le drainage,
- ✚ Le renforcement,
- ✚ Le support anti-poinçonnement.

Le géotextile peut être un organe critique pour la sécurité dont le niveau d'exigence doit être élevé. Si pour satisfaire le rôle de filtre(drain), il est évident que le géotextile doit avoir les qualités de filtration(drainage) et être doté de certaines propriétés pour résister aux contraintes qui sont propres à son voisinage, c'est-à-dire au contact avec les autres parties du barrage, ou à l'environnement du barrage, ou plus généralement aux sollicitations exercées par le milieu extérieur sur le barrage (Femmam, 2001).

Toutefois, la mise en place d'un géotextile pour protéger un drain cheminée n'est pas aisée. Dans ce cas, une solution alternative consiste à construire le remblai en deux étapes, afin de mettre en place le géotextile entourant le drain sur un parement incliné stable à court terme (Degoutte, 2002).

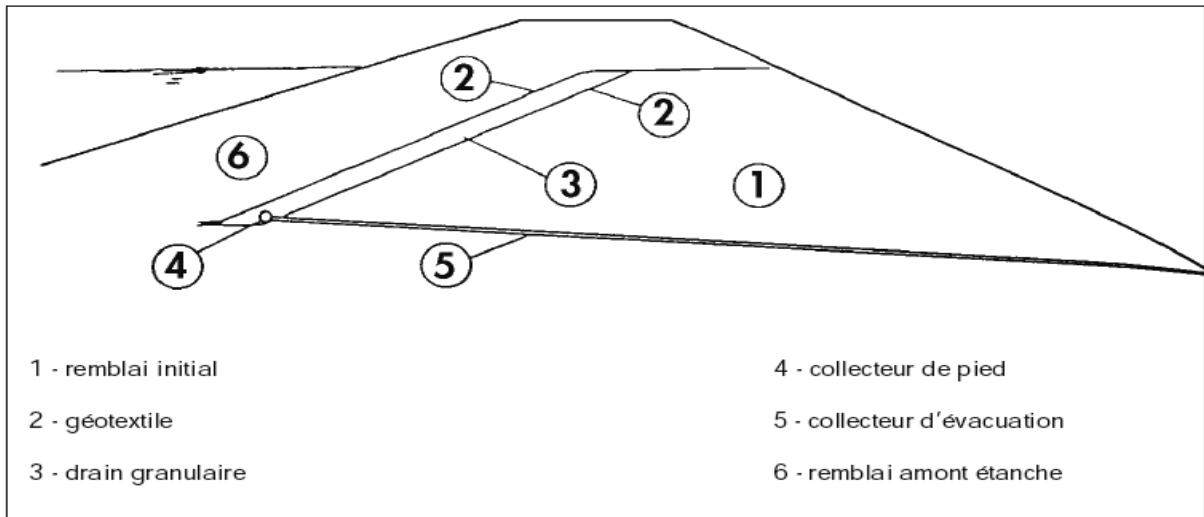


Figure 2.17 : Drain granulaire incliné entouré par un géotextile (Degoutte, 2002).

Il existe des drains en géotextile composite constitués d'une nappe drainante prise en sandwich entre deux nappes filtrantes et capables d'évacuer des débits importants. Ces dispositifs peuvent remplacer le drain cheminée d'un petit barrage à condition qu'ils puissent évacuer un débit suffisant.

Le géocomposite est mis en place de la façon suivante (figure 2.18) :

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

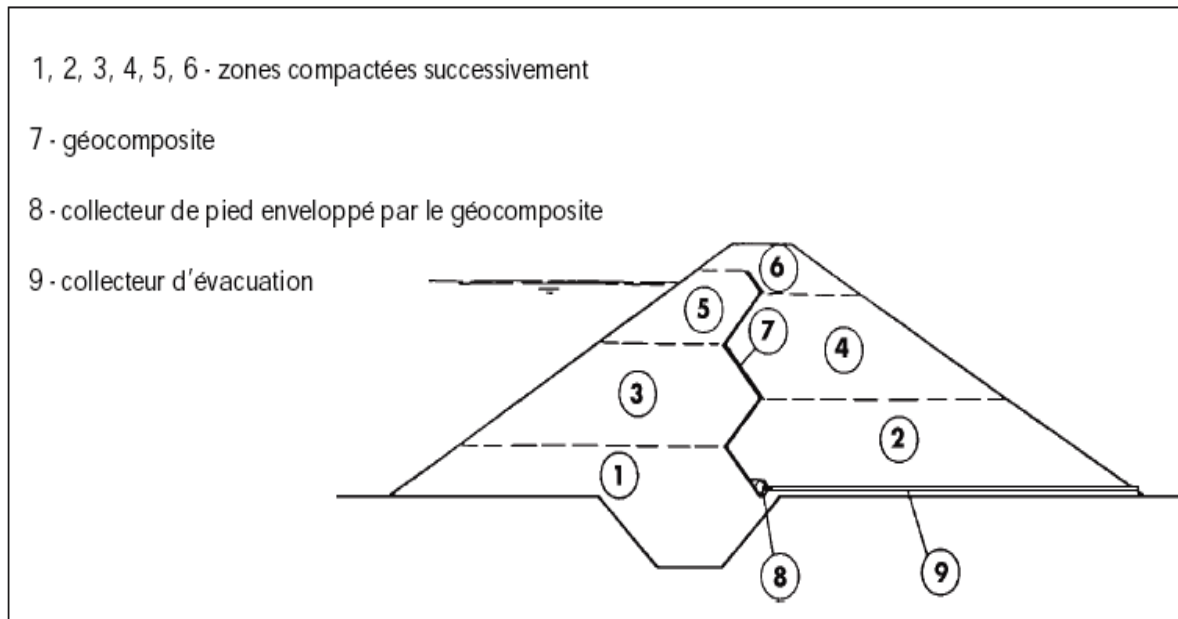


Figure 2.18 : Drainage vertical assuré par un géotextile composite (Degoutte, 2002).

V. DIFFERENCES ENTRE LES FILTRES DE GEOTEXTILES ET LES FILTRES GRANULAIRES

Les filtres granulaires sont normalement employés dans les barrages en remblai et l'expérience acquise à leur sujet est considérable. Les filtres de géotextiles peuvent remplir le même rôle mais certaines différences dans leur nature et leur action apparaissent lorsqu'on examine la substitution d'un filtre granulaire par un géotextile. Les différences caractéristiques sont les suivantes :

V.1. Uniformité

Les géotextiles sont sujets à des tolérances de fabrication mais celles-ci sont obtenues dans des conditions d'usine. Les filtres granulaires, non traités, sont sujets à la variabilité inévitable des sols naturels. Ils sont également sujets à la variabilité due à la ségrégation pendant la mise en place.

V.2. Maintien de la continuité

On doit compter sur l'extensibilité et la résistance d'un géotextile pour maintenir sa continuité pendant la mise en place et les déformations ultérieures. Un filtre granulaire non cohésif ne peut contenir une fissure ouverte lorsqu'il est saturé. Il maintient ainsi sa continuité par effondrement interne.

V.3. Épaisseur

Un géotextile est beaucoup plus mince qu'un filtre granulaire. Les pertes de charge à travers un géotextile de perméabilité semblable à celle d'un filtre granulaire sont beaucoup plus petites. Les particules en migration peuvent être arrêtées en profondeur dans un filtre granulaire.

Cependant, les filtres granulaires mis en place ont généralement plus de 100 fois l'épaisseur du géotextile équivalent, et ainsi intrinsèquement ils donnent plus de sécurité.

V.4 Transitions intermédiaires

Un filtre est souvent employé comme transition entre un sol fin et un sol grossier. La transition agit comme filtre pour le sol fin et comme base pour le sol grossier. Lorsqu'un sol granulaire est employé comme transition, les mécanismes aux deux interfaces sont les mêmes. La migration du sol de transition dans le sol grossier, est empêchée par l'arrêt des particules à l'intérieur des pores du sol grossier, et par la formation de voûtes et par l'auto-filtration à l'interface. Ce n'est pas le cas lorsqu'un géotextile est utilisé.

Les fibres d'un géotextile sont de diamètre semblable à ses pores. Le déplacement des fibres du géotextile dans le sol grossier est empêché par la tension des fibres au-dessus des pores du sol grossier, plutôt que par leurs dimensions. L'utilisation du géotextile permet un meilleur règlement de la distribution des pores, sans affecter la stabilité du filtre (CIGB ,1986).

VI. CONCLUSION

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

Certains types de drains ont des dimensions imposées par les conditions locales propres à chaque ouvrage tel que l'épaisseur de la zone imperméable sous le barrage, la hauteur du niveau aval ou encore le rôle du drain. Un bon drainage bien contrôlé est l'une des meilleures lignes de défense pour assurer la sécurité d'un ouvrage. A cet effet La capacité de ces drains doit être suffisante pour leur permettre d'absorber, sans mise en pression sensible, les débits provenant non seulement de la percolation normale à travers le noyau et la fondation, mais aussi les fuites accidentelles pouvant provenir d'une fissuration du noyau (créée par fracturation hydraulique ou tassement différentiel), ou d'un collage imparfait entre le noyau et sa fondation ou tout autre organe. Si on plaçait les drains directement au contact des matériaux à granulométrie fine comme la terre à noyau (ou certaines fondations), l'eau en écoulement entraînerait les particules fines à travers les vides intergranulaires du drain et l'on obtiendrait une érosion interne nommée renard. Le phénomène de renard est d'autant plus dangereux qu'il est auto-accélééré : Le début de l'érosion augmente la perméabilité, donc augmente la vitesse de l'eau, ce qui accroît la vitesse d'érosion. La solution préventive consiste à disposer des filtres entre des matériaux à granulométries trop contrastées : Ce sont des matériaux de granulométries intermédiaires, choisies de telle sorte que les grains du matériau fin amont ne puissent pas pénétrer les vides intergranulaires du matériau filtre, et ainsi de suite : Que le filtre ne puisse pas pénétrer les vides du matériau drain, ou que le filtre fin ne puisse pas pénétrer les vides du filtre grossier, lequel devra ne pas pénétrer les vides du drain si celui-ci est très ouvert.

Chapitre 3

RISQUES DE RUPTURE DES BARRAGES EN REMBLAI

I. INTRODUCTION

Les barrages en remblai (terre ou enrochements) étant au monde trois fois plus nombreux que les barrages en béton. Ils fournissent l'échantillon de rupture le plus significatif. De l'analyse des ruptures, on déduit que les ruptures par cisaillement, les seuls qu'on sache analyser par le calcul, ne représentent que 15% des cas. Il est donc clair que 85% des accidents des barrages en terre résultent de faiblesses qui ne pouvaient être couvertes par le traditionnel coefficient de sécurité. A elles seules, les actions érosives de l'eau, par insuffisance de capacité des évacuateurs ou défaut d'organe filtrant sont à l'origine de près de 75% des accidents (Rouissat, 2007).

Dans un ouvrage hydraulique, les particules fines peuvent être sujettes à des phénomènes d'arrachement et de transport sous l'action de l'écoulement interne. Cette migration, connue sous le nom d'érosion interne, va influencer la granulométrie et la porosité des matériaux constitutifs de l'ouvrage, ce qui va provoquer des variations au niveau des caractéristiques hydrauliques et mécaniques. Ceci peut engendrer une perte d'étanchéité, un renard, un glissement, un tassement, une surverse et au stade ultime la formation de la brèche. Ainsi, le risque de rupture par érosion interne augmente avec l'âge du barrage. Il est donc un mécanisme majeur responsable des instabilités constatées et est devenu l'une des préoccupations des spécialistes des ouvrages hydrauliques. Les désordres constatés sur des ouvrages récents soulignent la nécessité d'une meilleure compréhension et quantification des phénomènes qui régissent l'érosion interne et donc toutes les dispositions conceptuelles qui en résultent (Belarbi, 2015).

II. QUELQUES RUPTURES MAJEURS, LEURS CAUSES ET LEURS CONSEQUENCES

Il existe plus de 50 000 barrages dans le monde et on dénombre en moyenne 1 à 2 ruptures chaque année sans qu'elles n'entraînent pour autant de conséquences dramatiques, s'agissant pour l'essentiel de petits ouvrages.

Les ruptures de grands barrages restent malgré tout rares. La première rupture de barrage majeure connue s'est produite entre 2650 et 2465 avant J.-C à 30 km au sud du Caire en Egypte. Les accidents les plus marquants sont résumés dans ce qui suit :

II.1. Barrage south fork dam (Johnstown)

Une des plus anciennes ruptures de barrage s'est produite au 20^{ème} siècle en Pennsylvanie, aux États Unis. L'état de Pennsylvanie a fait construire le barrage South Fork Dam afin de créer

un réservoir de soutien au Canal de Pennsylvanie en saison sèche en 1852. Il était construit en terre et en enrochement, mesurait environ 22 m de hauteur et de 256 m de longueur et pouvait retenir un volume de 18,5 millions de mètres cubes d'eau. L'ouvrage a subi en fait deux ruptures dont une première, partielle, en 1862. Après un changement de propriétaire et de vocation, l'ouvrage a été réparé en 1880. Les travaux comprenaient l'obstruction d'une partie de l'évacuateur de crue par des grilles visant à retenir et à protéger les poissons. Le 1 juin 1889, lors de fortes pluies, l'ouvrage fut submergé. Il a rapidement laissé s'échapper une énorme quantité d'eau par une brèche dont la largeur en crête atteignait 128 m. La crue de rupture a dévalé vers Johnstown par une vallée étroite et a déferlé sur les quartiers bas de la ville, densément peuplés dont il y a eu plus de 2 200 morts et une centaine de millions de dollars de dommages (Marche, 2008).

II.2. Barrage st Francis

C'était une catastrophe la plus meurtrière aux États Unis qui a eu lieu à St.Francis en mars 1928. Un barrage poids courbe en béton de 62 m de hauteur et de 213 m de longueur coupait le San Francisquito Creek à Saugus, en Californie, le barrage s'est partiellement fragmenté, dispersant des blocs, certains de 10 000 tonnes environ, sur plus de 100 m en aval. La rupture a causé la mort de 450 personnes. Elle a entraîné une révision en profondeur des normes de conception et de contrôle des barrages de Californie, qui s'étendit progressivement aux autres états américains (Marche, 2008).

II.3. Barrage de Vajont

Il s'agissait à l'époque du plus haut barrage voûte du monde. Entre 1956 et 1963, on a ce barrage spectaculaire qui a été réalisé de 265 m de hauteur pour barrer la Piave en amont du village de Longarone (Dolomites). Le remplissage du réservoir a commencé en 1960. Il a été constaté durant l'automne le fluage d'une grande surface de la rive gauche du réservoir sur la face du mont Toc et quelques éboulements superficiels. Ce mouvement a cessé après une réduction graduelle du niveau du réservoir, mais a redémarré pendant l'été de 1962. Dans la nuit du 9 octobre 1963, un glissement de terrain majeur est survenu sur la même face instable. Une masse rocheuse de 250 millions de mètres cubes est descendue brutalement dans le réservoir et a chassé instantanément 40 millions de mètres cubes d'eau. La vague engendrée a atteint une hauteur de 260 m au dessus du niveau du réservoir (donc de 240 m au dessus de la crête du barrage) avant de retomber dans la gorge de la Piave, détruisant six villages dont Longarone. Cet accident a fait plus de 2 000 morts en quelques minutes (Marche, 2008).

II.4. Barrage de Baldwin Hills Reservoir

Le barrage Baldwin Hills Reservoir a été construit dans les collines du même nom à proximité de Los Angeles en fermant un ravin au moyen de multiples digues. La construction a pris fin en 1951. Malgré une conception selon les règles de l'art de l'époque, la rupture de la digue principale de 40 m de hauteur a débuté en milieu de journée, le 14 décembre 1963. Quelques heures auparavant, il a été détecté les premières anomalies et a été décidé de procéder à une vidange d'urgence. Selon les nombreuses commissions d'enquête constituées à l'époque, la défaillance a résulté d'une érosion interne de la fondation par des fuites majeures à travers les failles du roc de fondation. Malgré la proximité de la ville, cette rupture a engendré seulement trois morts. Cependant, il y a eu plus de 50 millions de dollars en dommages directs. (Marche, 2008)

II.5. Barrage de Teton

La rupture du barrage Teton, près de Wilford en Idaho (ETAS -UNIS), a été soigneusement observée et filmée. Ce barrage en terre a été réalisé d'une hauteur de 94 m et d'une longueur de 950 m, mais les dispositifs de vidange prévus pour ralentir la mise en eau n'étaient pas encore tous opérationnels. La mise en eau commencée en 1975 arrivait à terme lorsqu'a été repérée, le 5 juin 1976 au matin, un filet d'eau boueuse sur le talus aval. Le débit de cette fuite s'accéléra rapidement malgré les efforts tentés pour aveugler la fuite. Un tunnel apparut puis, une demi-heure plus tard, s'effondra en une brèche laissant passer un débit d'eau boueuse culminant à plus de 28 000 m³/s. Le réservoir de 7,6 millions de mètres cubes était vide en fin de journée. Grâce aux efforts déployés pour alerter les populations en aval, et au moment de la journée pendant lequel la rupture s'est développée, il n'y a eu que 11 morts, mais plus de 20 000 personnes sur les 25 000 touchées par l'événement se sont retrouvées sans abri (Marche, 2008).



Figure 3.1 : Barrage de Teton (USA) avant rupture
(Bouhlali, 2006)



Figure 3.2 : Rupture de barrage de Teton
(Bouhlali, 2006)

II.6. Barrage San Fernando (USA)

Le 9 février 1971, au matin, un violent séisme de magnitude 6,6 issu d'une faille de 20 km ébranla la vallée de San Fernando, dans laquelle étaient construits les barrages en remblai amont et aval de San Fernando. Le barrage amont présenta des signes de fissuration et de déformations irréversibles, tandis que la recharge amont du barrage aval glissa de 46 m dans la retenue. Une revanche résiduelle de 1,4 m de matériau en place fissuré subsista. Les reconnaissances montrèrent que la liquéfaction d'une partie inférieure de la recharge amont était responsable du glissement. Le déplacement maximal du pied amont fut de 61 m. La reconstitution de l'accéleogramme établit l'accélération maximale entre 0,55 et 0,6 g et que le glissement se manifesta 20 à 30 secondes après l'arrêt des secousses. La recharge amont glissa pendant 40 s à la vitesse de 1,5 m/s, la retenue n'était pas pleine (Schleiss et Pougatsch, 2011).



Figure 3.3 : Rupture du barrage San Fernando (Schleiss et Pougatsch, 2011)

II.7. Barrage Zeyzoun (Syrie)

Le barrage en remblai de Zeyzoun, d'une hauteur de 43 m et s'étendant sur une longueur de près de 5 km, est de type mixte terre-enrochement avec noyau central.

La capacité de son réservoir est de 71 millions de m³ et l'eau destinée à l'irrigation est amenée par pompage. Une brèche de 80 m s'est formée le 4 juin 2002 par submersion en raison d'une accumulation trop importante due aux apports qui n'avaient pas été interrompus. Le volume emmagasiné était de 82 millions de m³ au moment de la rupture (Schleiss et Pougatsch, 2011).



Figure 3.4 : Barrage de Zeyzoun après sa rupture (Schleiss et Pougatsch, 2011)

II.8. Barrage Malpasset

Le barrage de Malpasset se situe dans la vallée du Reyran, dans le département du Var, en France. Le site avait permis le développement d'un barrage constitué d'une voûte mince à double courbure de 66 m de hauteur et de 223 m de longueur en crête et une retenue de capacité moyenne. Le 2 décembre 1959, à 21h 14, le barrage a littéralement explosé. La crue de rupture a descendu la vallée du Reyran et noyé une partie de la ville de Fréjus sous près de 20 m d'eau à certains endroits. Le passage de cette crue dévastatrice a coûté 433 vies humaines et causé des dommages matériels importants : 155 immeubles détruits, 1 000 hectares de terres agricoles sinistrées, deux milliards de francs de dégâts. Un des appuis du barrage était implanté sur un dièdre rocheux de grand volume dont le plan de fissuration présentait une orientation défavorable, avec un drainage naturel décroissant avec la pression ; la poussée de l'eau a déchaussé le dièdre, qui a été éjecté vers l'aval entraînant le déséquilibre et la rupture de la voûte en béton.

II.9. Barrage Bouzey dans les Vosges (France)

C'est un barrage Poids en maçonnerie, d'une hauteur de 18 mètres. La rupture de ce barrage a eu lieu en avril 1985. Cette rupture a fait 87 morts. Il s'agissait d'une rupture brusque, mais qui avait été précédée par l'apparition de fissures et de déformations importantes. La rupture est imputable au comportement du corps du barrage, avec comme cause principale l'apparition de sous-pressions.

II.10. Barrage de Banqiao et de Shimantan (Chine)

Ce sont des barrages en remblai, Leur rupture a eu lieu en Août 1975. Ces barrages ont été submergés par les pluies diluviennes d'un ouragan et ont cédés, créant une lame d'eau de 6 mètres de hauteur sur 12 km de large et faisant plusieurs dizaines de milliers de victimes directes, plusieurs centaines de milliers de victimes indirectes, et environ 11 millions de personnes affectées par la catastrophe.

III. CAUSES DE RUPTURE DES BARRAGES

III.1. Causes 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, défaut d'entretien des installations et absence de dispositifs permettant de suivre le comportement de l'ouvrage. 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.

III.2. 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 millénaire et la crue décennaire. Les barrages en terre ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements. Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture.

Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.). En France, le risque sismique est systématiquement pris en compte lors de la conception des ouvrages, même s'il est peu élevé. Les ruptures de barrages dues aux séismes sont d'ailleurs très rares (Baghzim, 2015).

III.3. 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, absence d'actions des opérateurs suite à des signes précurseurs de

dégradation, compétence insuffisante des intervenants et dilution des responsabilités avec les services en charge du contrôle, sabotage, attentat, guerre.

IV. MECANISMES DE RUPTURE DES BARRAGES EN REMBLAI

Pour les ouvrages hydrauliques en remblai, quatre mécanismes de rupture sont classiquement Considérés :

- ✚ L'érosion externe,
- ✚ La surverse,
- ✚ L'érosion interne,
- ✚ Le glissement.

IV.1. Rupture par érosion externe

L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes, sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage (Baghzim, 2015).

Le mécanisme de rupture par érosion externe correspond à l'arrachement des particules constituant la digue par le courant de la rivière qui peut éroder la digue jusqu'à sa rupture. D'autres phénomènes, tel que le ruissellement des eaux de pluies, peuvent également être à l'origine de l'érosion externe. Les talus des digues côté fleuve, ainsi que ceux des berges qui parfois jouxtent directement la digue, subissent en crue les effets des courants hydrauliques qui peuvent provoquer des érosions à la base des talus. On distingue deux mécanismes d'érosion externe :

- ✚ Le mécanisme d'affouillement,
- ✚ Le mécanisme d'érosion externe lié au courant et aux chocs d'embâcles.

IV.1.1. Affouillement

Le parement amont des barrages peut subir les effets des courants qui en érodent progressivement le pied puis le corps de la digue si celle-ci est proche de la berge. Il en résulte un raidissement de la pente locale associé avec une diminution des caractéristiques mécaniques de la digue (principalement du fait de la saturation en eau des matériaux), ce qui entraîne des glissements provoquant des concavités qui favorisent à leur tour les perturbations

hydrauliques (les tourbillons) et les érosions par glissements successifs du talus coté fleuve de la et/ou de la berge ainsi accélérant la déstabilisation du barrage.

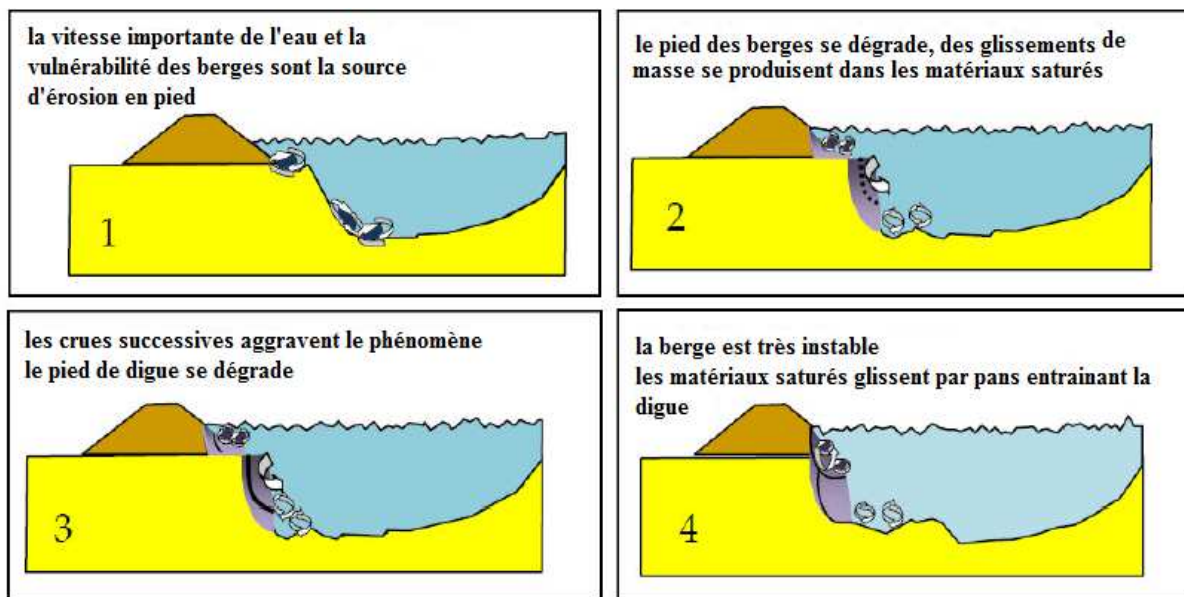


Figure 3.5 : Mécanisme de l'affouillement (Mériaux et al, 2001)

Les facteurs de sensibilité à ce type de dégradation sont de trois ordres :

- ✚ Vitesse moyenne de l'eau le long du talus de levée, qui est liée à la distance de la digue par rapport au lit mineur, et/ou à la berge. De ce point, les digues en bordure immédiate du lit mineur (et surplombant directement la berge) sont particulièrement exposées, ainsi que les digues situées dans des zones de rétrécissement du lit majeur,
- ✚ Perturbations hydrauliques locales pouvant entraîner des courants et tourbillons avec des vitesses locales plus élevées que la vitesse moyenne du tronçon. Ainsi des arbres, des piles ou toute construction sur le parement coté fleuve des digues sont la source de telles discontinuités hydrauliques. Il en va de même pour des courbes prononcées dans l'axe de la digue,
- ✚ Nature et état de la protection du talus de la digue coté fleuve. Ainsi, un perré en bon état est réputé pouvoir résister à une vitesse moyenne de 4m/s, alors qu'un talus simplement enherbé supportera des vitesses ne dépassant pas 1,5 m/s. Le changement de nature de la protection (passage d'une zone perré a une zone enherbée) constitue aussi un fort facteur de vulnérabilité (Mériaux et al, 2001).

IV.1.2. Courants et choc des corps flottants

Le mécanisme d'érosion externe lié au courant et aux chocs de corps flottants est peu fréquent. Toutefois lors des crues, elles sont susceptibles d'être érodées par ce mécanisme, et ce même si les digues sont éloignées de la rivière.

Si le talus côté fleuve de la digue est boisé, l'érosion externe est possible par des tourbillons autour des troncs d'arbres, favorisant alors le mécanisme de glissement ou le développement d'un renard hydraulique. En période de crue, la rivière charrie de nombreux corps flottants comme des troncs d'arbres par exemple, ces corps flottants peuvent heurter les digues et causer des désordres significatifs pouvant entraîner la rupture de la digue (Bertal et Benyahia, 2012).

IV.2. Surverse

La surverse c'est le débordement de l'eau au-dessus de la digue lors d'une crue. Ce mécanisme commence par l'érosion régressive du talus côté aval puis de la crête sous la forme de glissements de matériaux saturés dont le volume est croissant ce qui conduit à la création d'une brèche ensuite à la formation d'une importante fosse à partir de part et d'autre de laquelle le barrage est érodé.

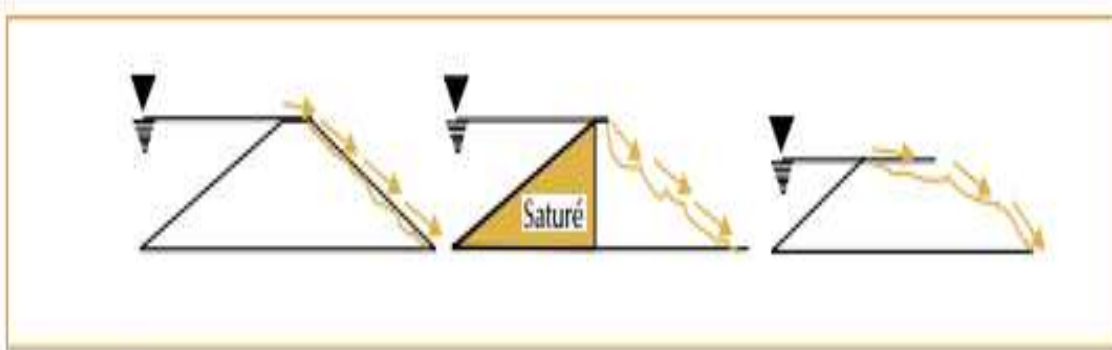


Figure 3.6 : Évolution type d'une brèche par surverse (Bonelli, 2001).

Les connaissances techniques actuelles ne permettent pas d'avoir les informations relatives à la hauteur d'eau et au temps nécessaires pour déclencher une surverse, de sorte que le principe de précaution conduit en général à considérer que les barrages en terrain meuble ne supportent pas la surverse. Néanmoins, on admet généralement que la résistance à la surverse diminue si :

- ✚ Les matériaux sont peu compacts (sable, ...), ou si le barrage présente d'importants contrastes de compacité,
- ✚ Si le profil en long de la crête du barrage montre d'importantes irrégularités susceptibles de concentrer les débits en cas de surverse.

IV.3. Rupture par glissement

Le glissement par instabilité désigne le détachement et le déplacement le long d'une pente d'un massif de sol ou de matériaux rocheux sous l'action des forces de gravité. La connaissance des glissements par instabilité doit beaucoup à l'étude des risques naturels. L'eau est un facteur-clé du glissement du talus d'un barrage ou d'une digue. Ce phénomène peut survenir lorsque la résistance est médiocre (cohésion, angle de frottement interne), ou diminuée par la saturation du matériau initialement mal compacté ou compacté à une teneur en eau trop faible. Il peut également intervenir lorsque la pression interstitielle est trop élevée, à la suite d'une construction trop rapide, d'une vidange trop rapide, ou d'une déficience du drainage. La stabilité des talus des barrages en remblai est en général vérifiée en fin de construction, à niveau normal du réservoir et après une vidange rapide. Les glissements par instabilité n'intéressent pas que les talus des barrages, mais aussi les fondations, ainsi que les versants de la retenue (Bonelli, 2001).

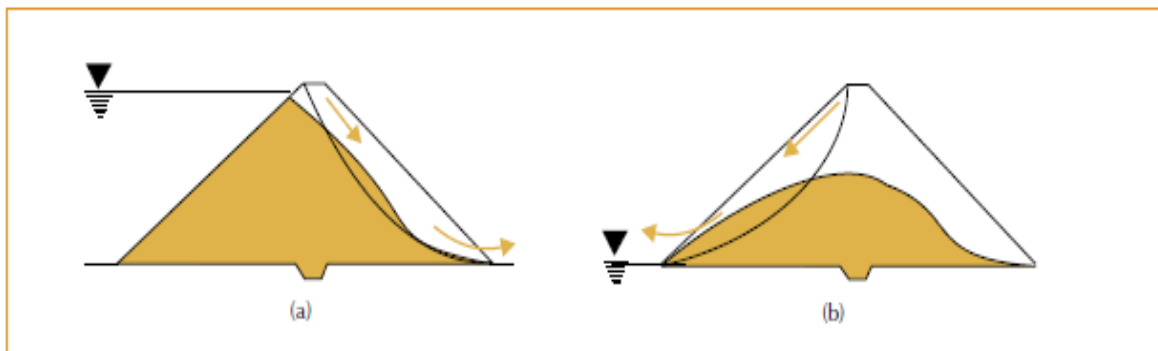


Figure 3.7 : Instabilité par glissement concerne le parement aval lorsque le réservoir est plein (a), et le parement amont au moment d'une vidange rapide (b) (Bonelli, 2001).

IV.4. Rupture par érosion interne

L'érosion interne est définie comme un mécanisme où les particules de sol sont détachées et déplacées de leur point d'origine. Le terme générique d'érosion interne couvre un grand nombre de mécanismes de détériorations du barrage ou de sa fondation qui trouvent leur

origine dans l'entraînement des grains constituant un sol sous l'action des forces générées par l'écoulement (Le Delliou, 2007).

Les hétérogénéités de perméabilité dans le corps de la digue et de sa fondation peuvent être à l'origine de zones de circulation préférentielle de l'eau lorsque l'ouvrage est exposé à la crue. Selon la charge hydraulique et la nature des matériaux, on peut obtenir localement le gradient hydraulique critique qui provoque l'érosion interne du sol, créant progressivement un conduit le long duquel le gradient et la vitesse augmentent rapidement avec le temps. L'amplification du phénomène peut aller jusqu'à la création d'une galerie à travers la digue ou sa fondation (renard), puis une brèche par effondrement (Meriaux et al, 2001).

Les principaux facteurs de sensibilité vis-à-vis de ce mécanisme sont les suivants :

- ✚ Excavations ou galeries dans la levée réduisant ainsi la longueur du chemin hydraulique entre l'amont (coté fleuve) et l'aval (coté terre),
- ✚ Mauvaise étanchéité à la jonction entre remblais et ouvrages transversaux. Les constructions réalisées dans les digues sont incontestablement, la encore, les principaux facteurs de risque, ainsi que les canalisations et galeries traversant de part en part le corps de la levée ou sa fondation,
- ✚ Hétérogénéité dans les couches de matériaux constitutifs du remblai ou de la fondation. Ce risque existe d'ailleurs probablement plus au niveau de la fondation, constitué souvent de dépôts alluviaux à granulométrie variable et qui n'a, sauf exception, pas fait l'objet d'un traitement particulier.

IV.4.1. Causes de la rupture des barrages en terre par érosion interne

Un ouvrage en terre doit répondre à deux conditions principales : l'imperméabilité et la résistance mécanique de la structure. Les événements initiateurs du phénomène d'érosion peuvent agir soit en affaiblissant la résistance mécanique de la structure, soit en dégradant son étanchéité par l'augmentation de la perméabilité de l'ouvrage. Les principales causes contribuant à la rupture sont (Belarbi, 2015) :

a. Causes liées au compactage

- ✚ Si le matériau est trop sec ou trop humide, la densité sèche sera inférieure à la densité sèche optimale,
- ✚ Il est très difficile de compacter au voisinage des conduites de vidange, des évacuateurs de fond...,

- ✚ Une mauvaise liaison entre deux couches successives peut être la cause d'un cheminement d'eau privilégié,
- ✚ La mauvaise liaison peut être aussi due au non scarification de la couche qui appartient à la liaison de construction antérieure,
- ✚ Il faut adapter le matériel au matériau, le compacteur à rouleaux lisses donne un mauvais résultat avec les argiles constituées en mottes, à l'encontre du tramping qui permet d'homogénéiser ces dernières. S'il s'agit de graves alluvionnaires, le tramping donne un compactage non homogène donc le compacteur à rouleaux lisses est préconisé dans ce cas mais il faudra éviter qu'il y ait de gros cailloux.

b. Causes dues à la mauvaise liaison du noyau avec le contour

Il faudra que les forces de liaison au contact du noyau soient au moins égales à celles existant le long d'une section quelconque de l'ouvrage. Plusieurs conditions rendent cette liaison difficile.

i. Fondation et appuis rocheux :

- ✚ Les roches poreuses absorbent l'humidité de la première couche, donc retrait de celle-ci,
- ✚ La surface du rocher très lisse,
- ✚ L'irrégularité du rocher,
- ✚ L'effet de voûte qui peut se produire par le compactage de la terre au-dessus des points bas de la surface du rocher,
- ✚ La présence d'eau libre.

ii. Fondation et appuis en terre :

- ✚ Il faudra excaver jusqu'à l'obtention d'une terre suffisamment compactée,
- ✚ Il faudra scarifier la fondation pour assurer une meilleure liaison,
- ✚ Si les terres du remblai et celles de la fondation sont de natures différentes, il faudra une terre de transition constituée d'un mélange des deux terres. Sur les rives, cette zone de transition peut atteindre 2 à 3 m d'épaisseur.

c. Causes liées à la fissuration du remblai

- ✚ Tassement différentiel,
- ✚ Relâchement des contraintes des matériaux sur consolidés du fond de la vallée ou appuis latéraux,

✚ Fracturation hydraulique affectant les noyaux minces à cause de la faible contrainte effective due aux frottements avec les recharges. Cette fracturation ou claquage hydraulique se produit lorsque la pression interstitielle dépasse la pression la valeur de la contrainte effective, ce qui génère une fissuration interne et initie l'apparition et la propagation d'une séparation physique dans le sol, sous une haute pression d'eau,

✚ Mauvaises reconnaissances géologiques ou géotechniques.

d. Causes provoquées par la conduite de vidange

✚ Fuite en provenance de la conduite de vidange à la fissuration de celles-ci,

✚ Mauvais fonctionnement des vannes pouvant provoquer une vibration de la conduite créant un désordre dans le corps du barrage (Belarbi, 2015).

IV.4.2. Gradient hydraulique et vitesse critique de percolation

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 transport.

Le gradient hydraulique est représenté par : $i = \frac{H}{L}$

Avec :

H : la charge hydraulique.

L : la longueur de percolation.

La vitesse de percolation est représenté par : $v = k \cdot i$

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.

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

perdes 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, 2002).

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 :

$$C = \frac{(\Sigma L_v + \frac{1}{3} L_h)}{H}$$

ΣL_v : Somme des distances verticales le long du chemin d'écoulement.

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

H : charge hydrostatique totale.

C : coefficient dépendant de la nature de sol.

Tableau 3.1 : Valeurs du gradient dépendant de la nature de sol (Lautrin, 2002).

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, 2002).

Ceci revient à définir un gradient hydraulique critique :

$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$, pour lequel les grains du sol sont à la limite d'être entraînés et un mécanisme de boullance intervient.

IV.4.3. Développement de l'érosion interne

L'érosion interne ne se développe que si deux conditions nécessaires sont réunies : l'arrachement des particules et leur transport : Si c'est le cas, on peut alors distinguer quatre phases selon Foster et Fell :

- ✚ Initiation, générée par les phénomènes d'arrachement,
- ✚ Filtration,
- ✚ Développement des désordres,
- ✚ Brèche (Romain, 2007).

a. L'initiation

Huit phénomènes peuvent être initiateurs de l'érosion interne qui peut se développer selon deux types de transport différents (l'arrachement et le transport de particules) (Blais, 2005) :

i. La boullance

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

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

Avec : i_{critique} : gradient hydraulique critique.

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

γ_w : Le poids volumique de l'eau.

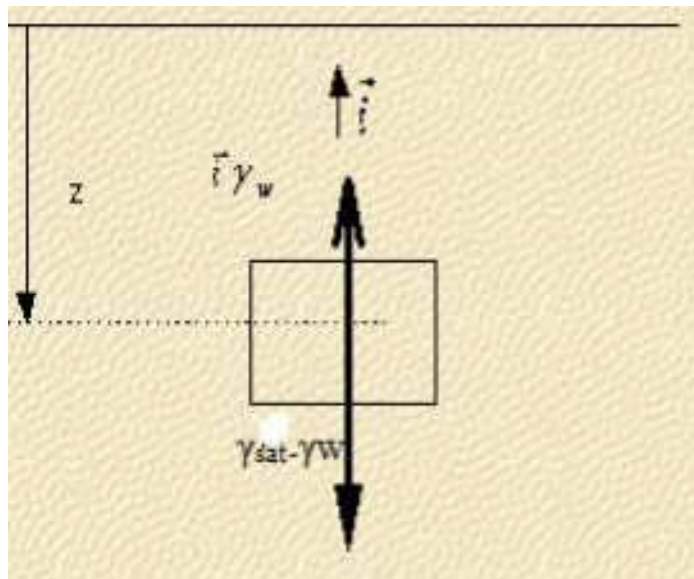


Figure 3.8 : Phénomène de boullance (Nguyen, 2014).

ii. La suffusion

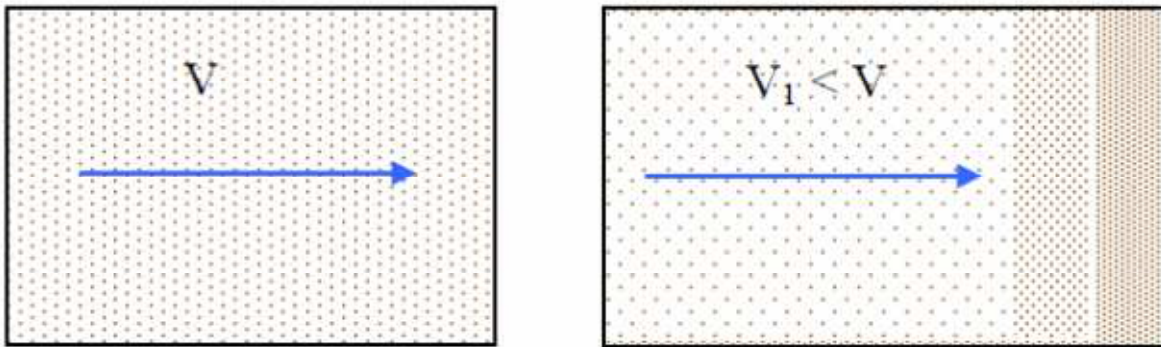
La suffusion affecte les sols pulvérulents où la fraction des particules fines est mobile entre les particules grossières, car elle ne reçoit pas de contraintes effectives transmises par l'ouvrage. Il en résulte qu'il apparaît une redistribution des fines dans le sol. Son apparition nécessite deux conditions citées par (Bonelli) :

- ✚ La première condition est géométrique : les pores des grosses particules laissant passer les plus petites. Une condition vérifiée pour les alluvions composées de plus de 65% de graviers supérieurs à 5 mm avec moins de 35% de sable 0/0.5 mm,
- ✚ La deuxième condition est le critère hydraulique qui déclenche l'entraînement c'est à dire la vitesse locale (le gradient local) dépasse une certaine limite.

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 (Bonelli, 2001).

Selon Blais (2005), on a trois types de suffusion : la suffusion interne, la suffusion de contact et la suffusion externe :

- ✚ La suffusion interne, ou suffusion volumique, se développe au sein d'une masse de sol, dont la granulométrie n'assure pas l'autofiltration. Cette situation se rencontre notamment au sein d'arènes granitiques ou dans les remblais morainiques,
- ✚ La suffusion surfacique, ou 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. Cette situation est très fréquente dans les fondations alluviales, soit au contact entre un limon et un gravier superposés dans le sous-sol,
- ✚ La suffusion externe se développe à l'interface d'un matériau et de la rivière ou de l'air libre, sous l'action d'un écoulement parallèle, perpendiculaire ou incliné par rapport à l'interface.



iii. 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 (Nguyen, 2014).

On peut distinguer deux types d'érosion régressive : le déchaussement et l'érosion régressive par conduits.

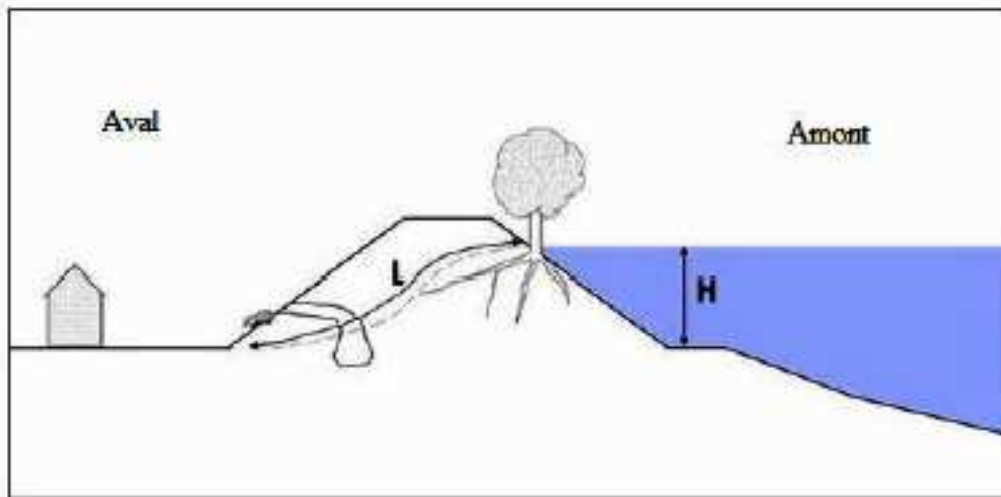


Figure 3.10 : Phénomène d'érosion régressive (Nguyen, 2014).

- ✚ Le déchaussement : Ce phénomène se produit en pied de pente, où 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. Le processus continue par augmentation des gradients hydrauliques (diminution du chemin hydraulique) et/ou affaiblissement du remblai (augmentation de sa pente aval),
- ✚ L'érosion régressive par conduits : Un ou plusieurs conduits se développent depuis l'aval et progressent par érosion des matériaux qui forment l'extrémité amont du chenal (Romain, 2007).

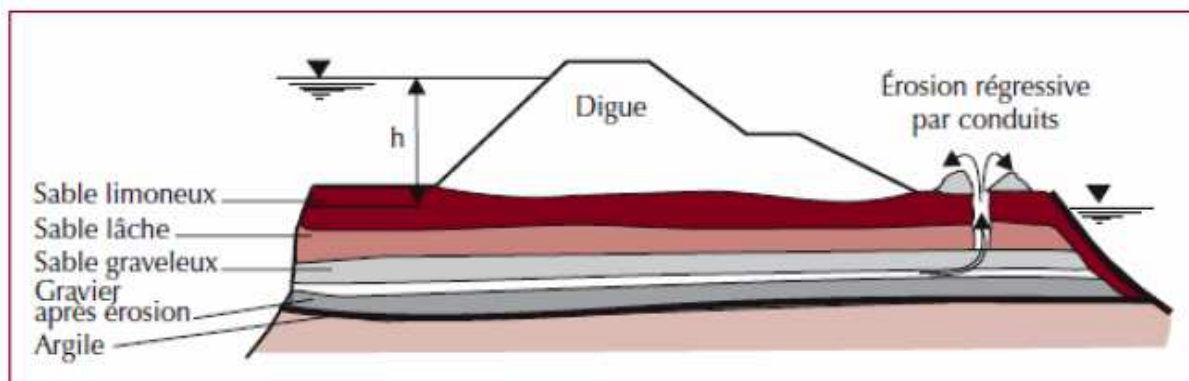


Figure 3.11 : Mécanisme d'érosion par conduits (Nguyen, 2014).

iv. Le déboufrage

Le déboufrage correspond à l'entraînement gravitaire ou à l'arrachement brutal d'un volume de sol. C'est le déséquilibre d'un volume de sol sous l'action de la poussée de l'eau que la résistance au cisaillement sur le pourtour du volume ne parvient plus à compenser. 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 (Nguyen, 2014).

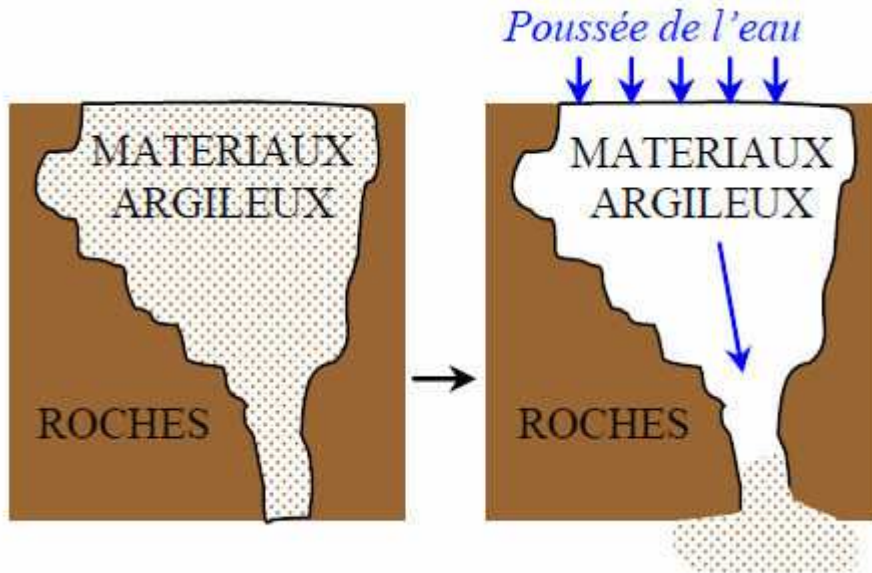


Figure 3.12 : Phénomène de débouillage (Nguyen, 2014).

v. 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. Par exemple, les barrages en altitude, dont la terre à noyau est à température proche de 0, risquent d'emprisonner des morceaux de glace lors de la mise en place, dont la fonte laisse des vides dangereux et une densité faible (Blais, 2005).

vi. La dispersion du sol

La dispersion ou la défloculation est un phénomène physicochimique qui tend à diminuer la taille des agglomérats de particules argileuses, disperser les plaquettes argileuses et faciliter leur mobilité.

Les causes du phénomène de dispersion peuvent être l'hydratation ou le gonflement de sol. Par ailleurs, la présence des ions, la concentration du sel et le pH de l'eau influencent aussi la dispersion du sol (Nguyen, 2014).

vii. 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 du cisaillement engendré par l'écoulement c'est-à-dire 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.

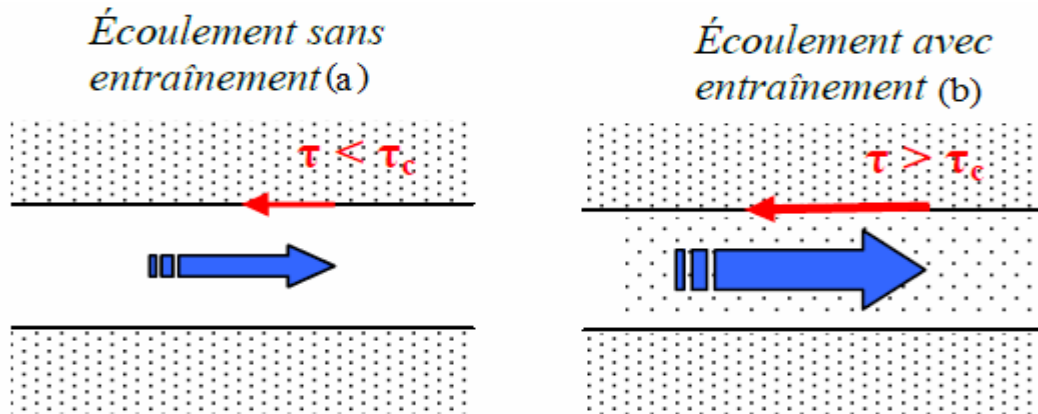


Figure 3.13 : Phénomène d'entraînement de sol (Nguyen ,2014).

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

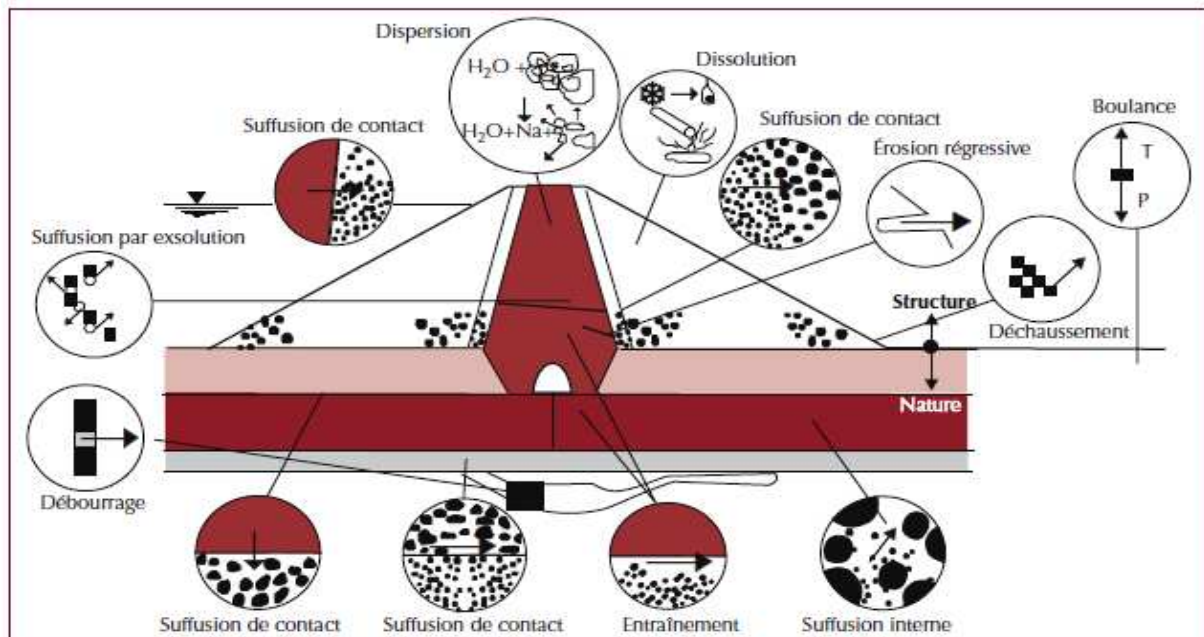


Figure 3.14 : Divers phénomènes initiateurs de l'érosion interne dans un barrage (Adapté de Schuler et Brauns 1996, cité par Blais, 2005)

b. 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, 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 :

- ✚ 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 (Romain, 2007).

c. 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 différents 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.

i. Le renard

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'accéléralant car l'eau a un chemin de plus en plus court à parcourir et sa vitesse augmente. Dans un sol cohésif dispersif, le renard est dû à un processus de défloculation dans lequel l'eau circule à travers un canal d'écoulement (tel qu'une fissure) et l'érosion de la paroi de ce canal se produit simultanément sur toute la longueur.

Il se développe à partir d'une zone d'écoulement préférentielle par érosion régressive essentiellement. Il y a plusieurs sortes de zones d'écoulement préférentielles dans un remblai ou une fondation : un milieu hétérogène justifiant de forts contrastes de perméabilité, un contact médiocre remblai-fondation ou remblai-ouvrage rigide, une mauvaise liaison entre deux couches de remblai à la suite d'une mauvaise scarification, une fissure, etc.

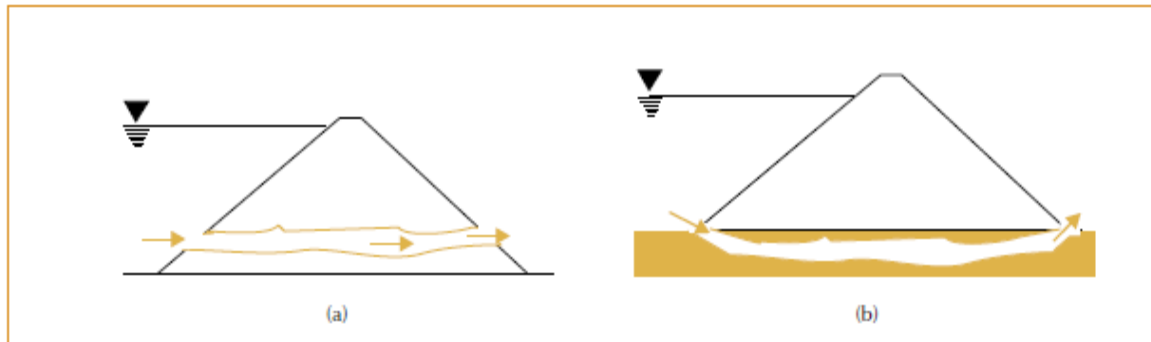


Figure 3.15 : Renard dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b) (Bonelli, 2001).

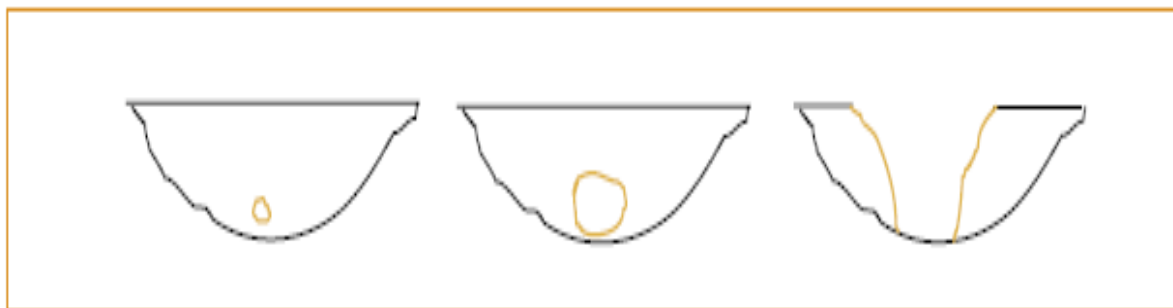


Figure 3.16 : Évolution type d'un renard dans le corps de l'ouvrage. Vue en coupe rive/rive (Bonelli, 2001).

ii. 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'autofiltration, 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) (Bonelli, 2001).

V. CONCLUSION

La sureté des barrages est le résultat d'une démarche technique aussi exigeante que leur conception, leur construction ou leur exploitation, et on ne peut l'en dissocier.

Accroître cette sureté est un objectif ambitieux puisque le nombre des barrages augmente et, par conséquent, le niveau des conséquences de leur rupture aussi.

Il est pourtant nécessaire de l'atteindre parce que des vies sont en jeu. En outre, on perçoit clairement le danger que constituent les barrages comme un facteur négatif s'ajoutant aux nuisances souvent invoquées : pertes d'habitats, ennoisement de terres productives, suppression de rapides, modification du cycle naturel des rivières, altération de la qualité des eaux, brouillards. Le cumul, des degrés divers selon le projet, de tous ces éléments altère les objectifs des barrages et incite les organismes publics de financement ou de réglementions à redoubler de prudence avant de soutenir un nouveau projet ou la réfection d'un ancien ouvrage.

Des accidents et ruptures de barrages en terre, il est retenu l'effet prépondérant des influences des infiltrations provoqué soit par des fuites excessives, des évolutions de pressions interstitielles et de gradients hydrauliques importantes ou des phénomènes d'érosion régressive. De ce fait, on conçoit l'importance des aspects conceptuels des organes dans le barrage ayant pour fonction de maîtriser tous les phénomènes sus-cités.

Chapitre 4

AUSCULTATION DES BARRAGES POUR LA VALIDATION DE SON COMPORTEMENT PENDANT L'EXPLOITATION

I. INTRODUCTION

Dans le domaine des barrages comme dans bien d'autres cas, le risque zéro n'existe pas, d'où la nécessité d'un suivi méthodique du comportement des ouvrages (Bonelli et al, 2005).

Un ouvrage de retenue construit et en exploitation ne peut pas rester sans surveillance, ni entretien réguliers. Dans ce sens, il est tout d'abord primordial que l'exploitant de l'ouvrage mette sur pied une organisation adéquate de son personnel pour assurer les différentes missions de surveillance et d'entretien. L'objectif est de pouvoir mettre en évidence dans les meilleurs délais toute anomalie concernant le comportement et l'état de l'ouvrage afin de prendre toute disposition utile pour parer à un danger éventuel (Schleiss et Pougatsch, 2011). Les objectifs relatifs à la surveillance et à l'entretien sont assurés en installant un système d'auscultation et en procédant à des contrôles visuels et à des essais de fonctionnement .

Le système d'auscultation, qui englobe non seulement l'ouvrage lui-même, mais également son environnement, est un élément indispensable et incontournable pour le suivi rapproché du comportement des ouvrages d'accumulation (Schleiss et Pougatsch, 2011).

II. SURVEILLANCE

La sécurité des barrages en service repose sur trois concepts généraux :

- ✚ Une conception adéquate pour éviter le pire,
- ✚ Une réflexion préalable sur les conséquences et l'organisation des secours au cas où le pire arriverait,
- ✚ Une surveillance constante pour le voir arriver et prendre, en temps utile, les mesures correctives qui s'imposent (Le Delliou, 2007).

La surveillance d'un barrage dès le début de la mise en eau est une phase essentielle présentant un test au vraie grandeur de l'ouvrage qui doit permettre déceler d'éventuelles anomalies et de juger de son comportement par rapport aux prévisions du projet et pendant la phase d'exploitation, la surveillance prend un rythme moins dense adapté à la dimension de l'ouvrage, à son état général et aux circonstances extérieurs.

II.1. Principes généraux de la surveillance des barrages

La surveillance est assurée par l'exploitant du barrage. Elle prend trois formes complémentaires :

- ✚ L'inspection visuelle,
- ✚ La vérification périodique du bon fonctionnement des organes hydrauliques,
- ✚ L'auscultation.

III. INSPECTION VISUELLE

C'est une méthode qualitative qui intègre de très nombreux paramètres et qui permet de détecter de l'ordre de 90% des désordres et anomalies susceptible d'affecter l'ouvrage. On distingue trois niveaux d'inspection visuelle :

- ✚ L'inspection visuelle de routine,
- ✚ L'inspection a l'occasion des crues,
- ✚ Les visites techniques approfondies.

III.1. Inspection visuelle de routine

Elle a pour objectif de déceler rapidement tout phénomène nouveau affectant le barrage ainsi que de suivre qualitativement les évolutions.

Pendant la première mise en eau, la périodicité de ces inspections est liée à la vitesse de montée du plan d'eau. On peut, à titre indicatif, retenir un rythme hebdomadaire qui peut être plus espacé si le niveau de la retenue n'évolue pas pendant une longue période. À contrario, une visite s'impose après chaque épisode pluvieux significatif.

En phase d'exploitation normale et en l'absence de tout indice inquiétant quant au comportement de l'ouvrage, la périodicité devient mensuelle.

Les visites doivent être plus rapprochées dès qu'il apparaît un nouveau phénomène (Royet, 1994).

L'inspection visuelle consiste à s'assurer qu'il n'y a pas de variations importantes en ce qui concerne notamment :

i. L'état du barrage :

- ✚ Pour les barrages en béton : nouvelles fissures ou extension de fissures existantes, éclatement, déplacement relatif de plots, efflorescence et suintements, débits et qualité des eaux de drainage, ect,
- ✚ Pour les barrages en remblai : tassements locaux, zones de glissement locales, humidité sur le parement aval, débits et qualité des eaux de drainage, etc.

ii. Les appuis du barrage et les galeries en rocher.

iii. Les abords immédiats et les rives de la retenue :

- ✚ Chute de pierre,
- ✚ Indice d'instabilité de pente (fissures de la couche végétale, bouelets, glissements) et indices d'éboulement (coloration du rocher, phénomène de fauchage),
- ✚ Déplacement de routes, sentiers, clôtures, arbres, rupture de conduites, etc. (Schleiss et Pougatsch, 2011).

III.2. Inspection à l'occasion des crues

C'est lors des crues que les barrages sont soumis aux sollicitations les plus sévères : côte du plan d'eau élevée, débits importants sur le déversoir, ruissèlement sur les parements. Une observation renforcée s'impose donc dans ces occasions.

L'observation pendant la crue porte sur les points suivants :

- ✚ Niveau maximum atteint par l'eau,
- ✚ Durée de la crue,
- ✚ Fonctionnement du déversoir.

L'observation après la crue doit être systématique. Elle porte sur les points suivants :

- ✚ Relevés d'indices permettant de connaître le niveau maximum atteint par l'eau,
- ✚ Vérification qu'il n'y a pas de surverse sur le couronnement de l'ouvrage : observations sur le talus aval d'un barrage en terre ou en pied aval des parties latérales d'un barrage en maçonnerie ou béton,
- ✚ L'état du déversoir et de la fosse de dissipation d'énergie : érosion régressive, contournement de bajoyers, fondations sous-cavées, mouvements des structures,
- ✚ Creusement de ravines par ruissellement sur les talus (en particulier le talus aval),
- ✚ Apparition de nouvelles zones de fuites, augmentation sensible ou extension des fuites préexistantes (Royet, 1994).

III.3. visites techniques approfondies

La visite technique approfondie est effectuée par l'ingénieur spécialiste chargé, par le propriétaire, du suivi de l'ouvrage. Sa périodicité varie suivant le paramètre $H^2\sqrt{v}$. Lors de cette visite, il convient de disposer d'un dossier technique comprenant au minimum :

- ✚ Les informations sur la conception et la réalisation du barrage et sur les gros travaux éventuels,

- ✚ Le compte rendu de la précédente visite,
- ✚ Le cas échéant, les résultats des dernières mesures d'auscultation.

IV. VERIFICATION PERIODIQUE DU BON FONCTIONNEMENT DES ORGANES HYDRAULIQUES

Cette vérification doit être systématique à l'occasion des visites techniques approfondies ; Les parties mobiles (vannes) sont régulièrement testées et, en règle générale, les essais de fonctionnement sont faits une fois par an au minimum. Les essais de vannes sont faits avec lachures et effectués à retenue presque pleine.

V. AUSCULTATION

L'auscultation est une méthode quantitative qui permet de mettre en évidence une évolution d'un désordre et sa vitesse d'évolution ou un changement de comportement.

L'auscultation se pratique à l'aide d'appareils de mesure permettant de caractériser, à un instant « t » donné, l'état de tout ou une partie de l'ouvrage et de sa fondation. Les mesures fournissent des éléments immédiatement utilisables pour évaluer le comportement de l'ouvrage, soit dans son ensemble, soit en des points particuliers choisis (Antoine et al, 1992).

L'auscultation répond à double objectif :

- ✚ Détecter une évolution rapide d'un paramètre qui pourrait être présentatif d'un comportement anormal, précurseur ou signe d'un défaut structurel nécessitant une action à court, voir à très court terme,
- ✚ Vérifier que le comportement du barrage est suffisamment stable dans le temps et conforme aux prévisions (Le Delliou, 2007).

V.1. Choix du dispositif d'auscultation

Le problème est de définir les types d'appareillage et leur implantation apportant une garantie satisfaisante pour atteindre cet objectif. En raison de la spécificité de chaque barrage, les dispositifs d'auscultation sont à étudier au cas par cas, le projecteur peut cependant s'appuyer sur quelques principes et sur le retour d'expérience des ouvrages en service (Dibiagio, 2000). Pour chaque ouvrage, la définition du dispositif d'auscultation, la nature des matériels, les moyens d'investigation, leur densité, leur répartition sur l'ouvrage et à l'extérieur de celui-ci, puis leur mise en place, doivent être assurés par des spécialistes avertis. Une rectification a posteriori est souvent impossible et des résultats inexploitable ou décevants sont presque toujours le fait d'erreur de conception ou de montage (Rouissat, 2014).

Chapitre 4 : Auscultation des barrages pour la validation du comportement en exploitation

Le système d'instrumentation doit répondre aux critères suivants :

- ✚ Simples dans leur concept et leur exploitation,
- ✚ Robustes,
- ✚ Insensibles aux conditions environnementales : température, humidité, surtensions
- ✚ Durables (la longévité des appareils doit être assurée surtout pour ceux qui sont directement intégrés dans le corps de l'ouvrage lors de la construction),
- ✚ Précis et fiables,
- ✚ Lecture facile.

Pour autant qu'ils ne soient pas noyés dans le corps de l'ouvrage, ils doivent être :

- ✚ accessibles,
- ✚ remplaçables fiablement (pour assurer la continuité des mesures) (Schleiss et Pougatsch, 2011).

V.2. Mesure des conditions et des charges extérieures

Les charges directes (en particulier la poussée hydrostatique) sont celles qui agissent directement sur l'ouvrage, quant aux conditions extérieures, elles reflètent les conditions atmosphériques (par exemple la température ambiante) sur le site. La poussée hydrostatique étant une charge importante, les variations du niveau du plan d'eau doivent être relevées et enregistrées, même si le bassin reste vide la plupart du temps (comme c'est par exemple, le cas d'un bassin pour la protection contre les crues). La température de l'eau est également un indicateur à relever. Dans le cas où les dépôts de sédiments seraient importants (modification des charges, diminution marquée du volume utile, risque l'obturation des organes de vidange), il est nécessaire de procéder périodiquement au relevé de leurs niveaux. Les conditions atmosphériques (température de l'air, pluviométrie, neige) sont également des données importantes. La température ambiante peut avoir une incidence, en particulier sur les déformations d'un barrage en béton. Il est bon de consigner si les précipitations tombent sous forme de pluie ou de neige. Enfin, il faut relever que les précipitations et la fonte des neiges ont parfois une influence directe sur les infiltrations à travers le sous sol. Dans des cas précis, les conditions sismiques sur le site peuvent être enregistrées (Rouissat, 2007).

Chapitre 4 : Auscultation des barrages pour la validation du comportement en exploitation

Tableau 4.1 : Instruments de mesures des charges et des conditions extérieures (Schleiss et Pougatsch, 2011)

Paramètres	Instruments
Niveau du plan d'eau	-échelle limnimétrique -balance à pression -manomètre -câble avec témoin (sonore ou lumineux)
Niveau des sédiments	-bathymétrie
Température de l'eau	-thermomètre
Conditions climatique	- Thermographe, thermomètre -pluviomètre
Conditions sismiques	-Sismomètre, accélérographe

V.2.1. Mesure de la côte du plan d'eau

La mesure du niveau d'eau dans la retenue est indispensable pour permettre l'analyse du comportement de l'ouvrage. Cette mesure est très souvent gérée par l'exploitant de la retenue, pour qui, le volume accumulé derrière le barrage est une donnée importante. Plusieurs systèmes permettent cette mesure. La plus fiable est sans conteste la balance à pression, dont la plage de mesure permet de couvrir toute la variation du niveau de la retenue avec une précision demandée de l'ordre de ± 10 cm. Le calibrage et la vérification de la balance à pression sont essentiels (redondance, avec d'autres modes de mesure). Parmi les autres moyens, on peut citer l'échelle limnimétrique, qui est une latte calibrée en bois ou en métal avec repères décimétriques, installée le long de la paroi externe de la tour de prise d'eau et visible de la crête du barrage, La précision de la mesure est de ± 1 cm. Il existe aussi la sonde à ultrasons qui détecte la surface par réflexion d'impulsions d'ultrasons. Pendant un événement de crue, il doit être possible de suivre visuellement sur place l'évolution du niveau du plan d'eau, qui peut le cas échéant atteindre un niveau supérieur à celui du couronnement. A cet effet, il est impératif d'installer des repères et / ou des échelles limnimétriques avec marques visibles. Cette redondance permet aussi de pallier une défaillance du système de mesure automatique (Schleiss et Pougatsch, 2011).

Cette mesure participe à trois objectifs :

- ✚ Améliorer la gestion de la retenue par une connaissance continue des volumes d'eau disponibles,
- ✚ Participer à l'auscultation du barrage en permettant d'examiner l'influence de la côte de la retenue sur les mesures de certains instruments (en particulier débits et piézométrie),
- ✚ Enrichir les données hydrologiques par mesure des débits de crue (Degoutte, 1997).

V.2.2. Mesure de la température

La mesure de la température de l'air et de l'eau de la retenue est facile à mesurer. Ces paramètres interviennent indirectement dans la vérification de la sécurité du barrage. Pour les barrages en béton, par exemple, ce sont plutôt la répartition et la variation des températures à l'intérieur du barrage qui sont à relever. La mesure de la température de l'air peut se faire au moyen d'un thermomètre industriel à capillaire. Un thermomètre à maximum/minimum est particulièrement bien indiqué, car en plus de la mesure courante, il permet de connaître la température la plus basse et la plus haute de la période de mesure. Le thermographe permet la mesure et l'enregistrement en continu de la température ambiante. Le relevé se fait sur une bande de papier fixé sur un tambour. Quant à la mesure de la température de l'eau, un thermomètre est placé dans un tube métallique de protection muni d'un réservoir d'eau perforé. Le principe consiste à remplir le réservoir jusqu'à ce qu'il acquiert la température de l'eau. Le thermomètre est remonté à la surface, le réservoir rempli d'eau captée à la profondeur voulue. Il est alors possible de lire la température (Schleiss et Pougatsch, 2011).

V.2.3. Mesure des Précipitations

Les pluviomètres, les pluviomètres totalisateurs et les pluviographes permettent de connaître l'ampleur des précipitations tombée dans la région du barrage. Les résultats de mesure permettent de tenir compte des conditions météorologiques dans l'interprétation des débits d'infiltration et de drainage ainsi que des pressions d'eau dans la fondation, qui sont tous deux influencés par le niveau de la nappe phréatique. Par ailleurs, les mesures fournissent aussi des données pour les études hydrologiques (Schleiss et Pougatsch, 2011). Le pluviomètre recueille les précipitations. L'appareil de mesure est principalement constitué par un récipient d'une surface de 200 cm² parfois 500 cm². La quantité des précipitations tombées est régulièrement relevée au moyen d'un récipient gradué (précision : millimètre/ jour). Le pluviomètre totaliseur : les précipitations sont recueillies dans un réservoir de forme conique

Chapitre 4 : Auscultation des barrages pour la validation du comportement en exploitation

muni d'une petite ouverture (généralement 200 cm²). Il est capable d'accumuler les précipitations sur 6 à 12 mois. Les mesures se font à intervalle très espacé (environ 1 mois). Les quantités des précipitations sont recueillies sur une longue durée. L'intérêt de cette mesure réside plus dans l'information relative à la quantité de pluie dans une région montagneuse et d'accès difficile que la connaissance de la répartition de la pluie dans le temps. Les pluviographes sont des appareils qui permettent de relever la distribution des pluies de manière mécanique ou électronique. Le principe d'auge à bascule est utilisé. La pluie remplit un auget qui bascule lorsqu'un certain poids est atteint et se vide en donnant une impulsion qui sera enregistrée.

V.2.4. Niveau des sédiments

La mesure du niveau des sédiments déposés dans une retenue peut se faire à partir d'une embarcation, soit par sondage à la perche ou au fil lesté, soit par ultrasons. Pour dresser des profils et la topographie des dépôts, la position du bateau au moment de la mesure doit être déterminée. Elle est obtenue depuis la rive par une mesure d'angle et de distance ou par positionnement au moyen d'une mesure GPS. Une possibilité plus simple consiste à tendre d'une rive à l'autre des fils avec des repères de distance (Schleiss et Pougatsch, 2011).

V.2.5. Sismologie

De façon générale la répartition des accélérographes à trois composantes dans un ouvrage et à proximité se fait en fonction du type de barrage et des objectifs fixés. L'équipement doit être conçu de telle manière que suite à un tremblement de terre important l'on puisse retirer des renseignements relatifs au comportement dynamiques de la structure et aux mouvements effectifs le long des appuis. L'appareil extérieur permet d'obtenir des informations dans une zone située à proximité du barrage est non influencé par celui-ci (Darbre et pougatsch, 1993).

V.3. Mesures de grandeurs hydraulique

Il s'agit de connaître et de surveiller les évolutions de tous les aspects hydrauliques :

- ✚ Position de la surface libre de l'écoulement dans un barrage en terre ,
- ✚ Distribution des pressions interstitielles dans le barrage et sa fondation (barrages en terre ou en maçonnerie),
- ✚ Débits de fuite (Antoine et al, 1992).

V.3.1. Mesure des pressions interstitielles

La connaissance des niveaux piézométriques des points sensibles du barrage est un élément essentiel de l'auscultation qui permet de contrôler :

- ✚ Le bon fonctionnement du réseau de drainage,
- ✚ L'absence de sous-pressions risquant de mettre en cause la stabilité du barrage (Rouissat, 2014).

a. Piézomètres à tube ouvert

Les piézomètres sont bien adaptés pour suivre les niveaux de la surface libre et les pressions interstitielles dans le corps d'un barrage et dans sa fondation (Antoine et al, 1992).

Il s'agit d'un forage de faible diamètre (75 à 115 mm), équipés d'un tubage d'au moins 3 cm de diamètre intérieur et crépiné en partie inférieure sur une certaine hauteur (chambre de mesure). La partie crepinée est entourée d'un matériau granulaire perméable et est isolée de la partie supérieure du forage par un bouchon étanche. Une crépine courte fournira la valeur de la piézométrie dans une couche donnée du barrage alors qu'une crépine longue fournira la pression maximale sur l'ensemble de la hauteur de la chambre de mesure (Rolley, 1994).

La mesure se fait à l'aide d'une sonde donnant la différence de côte entre la nappe et la tête du Piézomètre, préalablement nivelée. La précision est de l'ordre du centimètre (Bonelli et al, 2005).

Le piézomètre à tube ouvert, peu coûteux et de lecture aisée, permet de détecter les anomalies dans la fondation ou dans le talus aval. En raison du temps de réponse, le piézomètre à tube ouvert convient mieux aux terrains perméables (Degoutte, 1997).



Figure 4.1 : Piézomètre et sonde à interface (Vidal, 2010)

b. Cellules de pression interstitielle

Ce sont des appareils de faible dimension, posés à l'intérieur du remblai ou de la fondation et qui fournissent une mesure locale de la pression interstitielle (Rolley, 1994).

Les cellules de pression interstitielle fournissent des mesures ponctuelles précises et elles ont des temps de réponse plus rapides que les piézomètres (Degoutte, 1997).

Les systèmes de mesure les plus utilisés sur les barrages sont :

- ✚ Cellules à contre pression,
- ✚ Cellules à corde vibrante.

i. Cellule à contre pression

Le dispositif comporte une cellule de prise de pression noyée dans le remblai ou la fondation, une double tubulure flexible reliant la cellule au tableau de mesure, une valise de mesure avec bouteille d'azote sous pression et manomètre (Royet et al, 1999). Au tableau de mesure peuvent être reliées plusieurs cellules par l'intermédiaire d'une rampe de robinets (Royet, 1994).

Chapitre 4 : Auscultation des barrages pour la validation du comportement en exploitation

L'intérieur de la cellule comporte une membrane. D'un côté de cette membrane s'exerce la pression interstitielle par l'intermédiaire d'une pierre poreuse. Le principe de la mesure consiste à équilibrer la pression interstitielle par une contre pression appliquée grâce à la bouteille d'azote (Royet, 1994).

Les cellules sont posées pendant la construction du remblai, aux niveaux et emplacements choisis ; un soin particulier doit être apporté à la protection des tubulures pendant la durée du chantier. Des cellules peuvent également être posées en forage, ce qui rend possible l'équipement de barrages en service. Il s'agit toutefois d'une opération délicate et relativement coûteuse. Leur sensibilité est 0,01 bar, soit 10 cm de colonne d'eau (Royet et al, 1999).

Ces appareils présentent l'inconvénient d'être difficilement réparables (dérive du capteur, détérioration par la foudre...). Leur mise en place demande un soin extrême, voire des tours de main spécifiques, et il est bon de faire appel à des spécialistes (Le Delliou, 2007).



Figure 4.2 : Boitier de mesure portable pour cellule à contre pression (Royet et al, 1999)

ii. Cellule à corde vibrante

Le dispositif comporte une cellule de prise de pression noyée dans le remblai ou la fondation, un câble électrique reliant la cellule au tableau de mesure, une valise contenant un dispositif d'excitation de la corde et de mesure de sa fréquence de vibration.

Chapitre 4 : Auscultation des barrages pour la validation du comportement en exploitation

Le principe de la mesure est le suivant : la pression interstitielle se communique par une pierre poreuse à un diaphragme. Les variations de pression communiquées au diaphragme font varier la tension de la corde et donc sa fréquence propre de vibration. C'est cette fréquence de vibration que l'on mesure après excitation de la corde par un électro-aimant disposé à l'intérieur de la cellule (Royet, 1994).

Ces cellules ne risquent pas de détériorations et ne nécessitent pas d'entretien, contrairement aux piézomètres. Elles sont posées de façon analogue à celles à contre pression et leur sensibilité est de l'ordre de 5 cm de colonne d'eau.

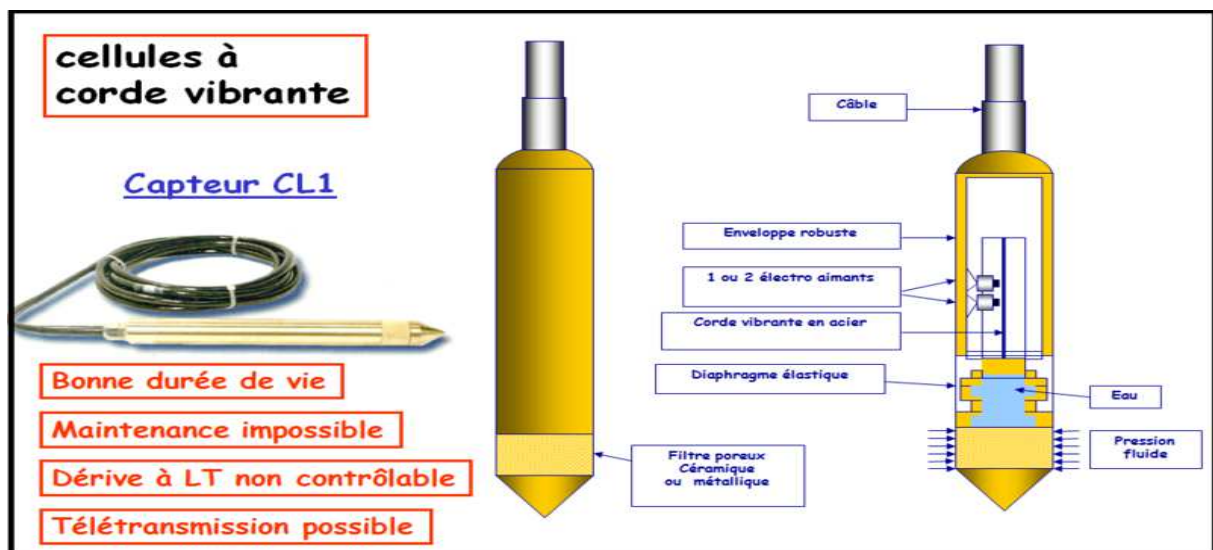


Figure 4.3 : Cellule de pression interstitielle à corde vibrante (Royet et al, 1999)

V.3.2. Mesure des débits de fuite et de drainage

La détermination des débits de fuite constitue un outil synthétique très efficace de suivi de comportement de barrage.

Les débits ne peuvent être mesurés que lorsqu'ils sont préalablement collectés ; le débit d'une source diffuse dans un remblai doit d'abord être recueilli dans un caniveau (Le Delliou, 2007).

La mesure des débits de fuite ou de drainage est faite suivant deux procédés :

- ✚ Par capacité graduée,
- ✚ Par seuil calibré.

Ces dispositifs sont installés sur les ouvrages neufs à la sortie des organes de drainage, et sur les barrages en service dans les zones où l'on observe des fuites. Tout doit être fait pour que

Chapitre 4 : Auscultation des barrages pour la validation du comportement en exploitation

le point de mesure rassemble le mieux possible tous les débits de fuite, sans contournement, et qu'il soit, si possible, non influencé par la pluie (Degoutte, 1997).

a. Mesure par capacité graduée

Cette mesure se fait au débouché d'un tuyau ou d'un caniveau et à l'aide d'un récipient gradué et d'un chronomètre. Il faut disposer d'une dénivelée suffisante (de l'ordre de 10 cm minimum) pour placer le récipient gradué recueillant l'écoulement.

La précision de la mesure est tout à fait satisfaisante pour autant que la capacité du récipient soit adaptée au débit à mesurer. On visera des temps de remplissage de 1 à 5 minutes (Royet, 1994).



Figure 4.4 : Exutoire d'un drain permettant des mesures par empotement depuis le fossé de pied (Royet et al, 1999)

b. Mesure par seuil calibré

Cette mesure se fait au débouché d'un caniveau. On y construit un petit ouvrage en béton sur lequel est fixé un déversoir à paroi mince. Ce déversoir peut être de forme rectangulaire ou triangulaire. Cependant la précision est meilleure si on utilise un déversoir de forme triangulaire.

Chapitre 4 : Auscultation des barrages pour la validation du comportement en exploitation

Le débit de fuite Q (l/s) est donné par la formule :

$$Q=1420 \operatorname{tg}(\alpha/2) H^{5/2} \quad \text{pour } \frac{l}{H} = 3$$

Avec :

α : Angle à la base du déversoir.

H : hauteur d'eau sur le déversoir.

L : largeur d'écoulement sur le déversoir (Antoine et al, 1992).

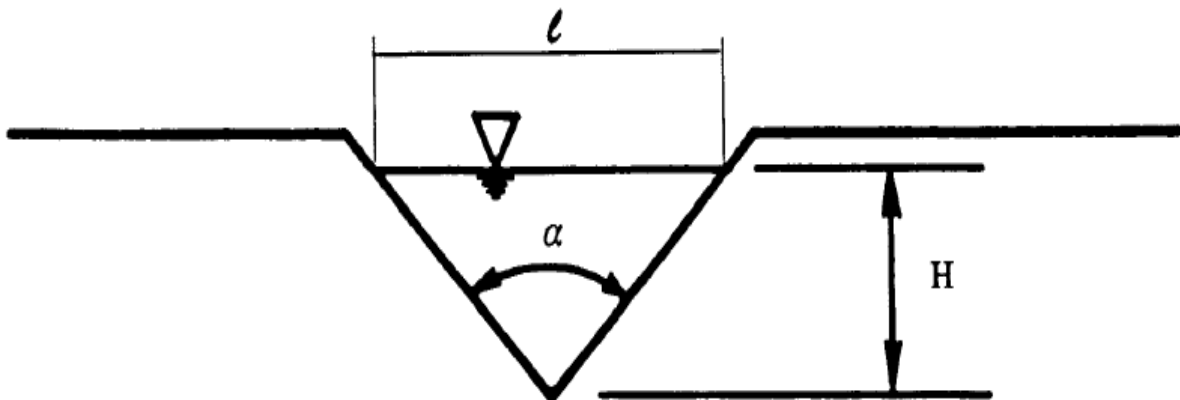


Figure 4.5 : Déversoir triangulaire (Antoine et al, 1992)



Figure 4.6 : Seuil calibré triangulaire pour mesure des débits, équipé de son limnimètre amont (Royet et al, 1999)

V.4. Analyse des mesures

V.4.1. Piézométrie et pression interstitielle

- ✚ Une piézométrie élevée ou en augmentation dans le corps du barrage est toujours inquiétante. Elle peut être le signe d'un contournement du drain ou d'une alimentation par un versant. Dans tous les cas, la stabilité du barrage est remise en question. Si la ligne piézométrique vient affleurer le talus aval, des suintements peuvent évoluer vers une érosion interne (renard),
- ✚ Une piézométrie élevée ou en augmentation dans la fondation est préjudiciable à la stabilité de l'ouvrage. Elle peut être imputée à une déficience des dispositifs d'étanchéité de la fondation et des appuis,
- ✚ Une diminution de la piézométrie est en général favorable. Elle peut refléter la dissipation des pressions interstitielles de construction ou une diminution de la perméabilité des matériaux par auto-colmatage (Bonelli et al, 2005).

V.4.2. Débit de fuite

- ✚ Une augmentation des débits traduit le vieillissement de l'étanchéité. Le phénomène est d'autant plus inquiétant qu'il est rapide. Il convient dans tous les cas d'essayer de cerner l'origine de l'évolution des débits en scindant si possible les zones de mesure,
- ✚ Une diminution des débits peut être imputée à une amélioration naturelle de l'étanchéité du barrage et de sa fondation par colmatage à l'amont de la porosité et des fissures. Ce cas est évidemment tout à fait favorable et rassurant,
- ✚ Une augmentation des débits peut refléter un colmatage du dispositif de drainage qui se trouve peu à peu contourné et ne contrôle plus les débits de fuite. Dans ce cas très inquiétant, la piézométrie va augmenter et les écoulements non contrôlés peuvent être à l'origine de renards ou de glissements du talus aval des barrages en terre.

VI. CONCLUSION

Dans le cadre de la prévention des risques (donc imaginables) que peuvent entraîner la détérioration des grands ouvrages de génie civil et de celle de prévoir l'inimaginable (précaution), les pratiques et techniques mises en œuvre par l'auscultation et la surveillance au terme d'une évolution continue, constituent un outil indispensable.

Pour assurer le suivi du comportement d'un barrage, on doit disposer d'un dispositif d'auscultation fiable, précis et pérenne et pour mieux le comprendre à long terme, il est essentiel d'interpréter soigneusement les données d'auscultation mesurées.

Le contrôle de la sécurité d'un barrage exige que les données mesurées soient interprétées dans le temps le plus court possible après les lectures.

L'auscultation d'un barrage hydraulique est un point important de la vie de ce dernier.

Cela permet de déceler toutes sortes d'anomalies pouvant entraîner une instabilité de l'ouvrage. Les moyens mis en œuvre pour assurer un suivi adapté doivent correspondre à la taille et à la complexité de l'ouvrage.

Chapitre 5

**ANALYSE PARAMÉTRÉE DES INFILTRATIONS
POUR L'OPTIMISATION DES DISPOSITIFS DE
DRAINAGE DES BARRAGES EN TERRE**

I. INTRODUCTION

Dans cette partie du travail et se basant sur la modélisation numérique, on propose d'analyser l'influence des dispositifs de drainage sur les paramètres des infiltrations.

Pour ce faire deux grandes conceptions de drainage ont été considérées :

- ✚ Drainage horizontal ou tapis drainant,
- ✚ Drainage vertical ou drain-cheminée.

Le jugement sur l'influence a été conduit en considérant les variations ci-dessous :

- ✚ Charges hydrauliques,
- ✚ Pressions interstitielles,
- ✚ Gradients hydrauliques,
- ✚ Position et chemin de la ligne de saturation.

L'anisotropie du matériau constituant les remblais des barrages en terre a été également intégrée dans l'analyse. Le rapport d'anisotropie a été varié de 3 à 100 avec analyse de son influence sur les paramètres des infiltrations.

II. MODÉLISATION DES INFILTRATIONS DANS LES BARRAGES EN TERRE

Géo-Slope est un logiciel de calcul géotechnique. Il permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

- ✚ SLOPE/W : Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques et aussi par la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenue par le programme SIGMA/W,
- ✚ SEEP/W : Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments finis),
- ✚ SIGMA/W : Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes / déformations Par la méthode des éléments finis,
- ✚ QUAKE/W : Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis).
- ✚ TEMP/W : Permet d'analyser les problèmes géothermiques du sol par la méthode des éléments finis (Femmam, 2011).

Dans notre étude, on va se limiter au programme SEEP/W pour l'analyse des paramètres liés aux charges d'eau, pressions interstitielles et gradients hydrauliques.

II.1. Présentation du logiciel servant à la modélisation

SEEP/W est un logiciel d'éléments finis qui peut être utilisé pour modéliser le mouvement et la distribution de pressions interstitielles dans un milieu poreux tel que le sol. Sa formulation complète permet d'analyser à la fois des problèmes d'infiltration simple et très complexe. SEEP/W est appliqué dans l'analyse et la conception des projets géotechnique, civil, hydrogéologique et minier.

II.2. Domaine d'application

SEEP/W est un programme général d'analyse des infiltrations qui modélise l'écoulement saturé et non saturé. Sa capacité à modéliser l'écoulement non saturé permet de traiter un grand nombre de problèmes réels. L'introduction de l'écoulement non saturé dans la modélisation des eaux souterraines est importante pour obtenir des résultats réels. Dans les sols, la conductivité hydraulique et la teneur en eau, ou l'eau stockée, change en fonction de la pression interstitielle. SEEP/W modélise ces relations comme des fonctions continues.

La plupart des autres logiciels d'analyse d'infiltration ne prennent pas ces relations en compte (Femmam, 2001).

- ✚ SEEP/W peut facilement gérer des problèmes d'écoulement non confiné, car il est formulé pour calculer les écoulements saturés et non saturés. Avec SEEP/W on discrétise le domaine d'écoulement en un maillage en éléments finis,
- ✚ SEEP/W peut également être utilisé pour modéliser la dissipation de la pression interstitielle,
- ✚ SEEP/W peut analyser l'infiltration transitoire. SEEP/W et rendre compte du drainage du sol et les changements de la conductivité hydraulique qui se produisent lors des écoulements d'infiltration transitoire.

III. ANALYSE PARAMETREE DES INFILTRATIONS

Dans cette partie on va étudier l'influence du type de drainage ainsi que l'anisotropie des matériaux de remblais sur la variation des paramètres d'infiltrations dans le corps d'un barrage en terre homogène afin d'optimiser le type et la géométrie du drain pour chaque type de conception.

Pour des raisons pratiques, la géométrie du barrage considérée est celle du barrage Sikkak en l'adoptant à un barrage homogène avec élimination du noyau central.

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

Le barrage possède les caractéristiques géométriques suivantes :

Le barrage d'Aïn Yousef est situé sur l'oued de SIKKAK, à la hauteur de «Gaadet Boukaden », à environ de 1 km du village d'Aïn Yousef et à 20 km au nord de la ville Tlemcen. Le site de barrage est accessible à partir des chemins de wilaya CW38 et CW 71. Le bassin versant de l'Oued SIKKAK, à la hauteur du barrage, occupe une superficie de 326 Km². Sa partie supérieure, d'une superficie de 85 km², est exploitée par le barrage de Meffrouche, le bassin net en correspondance du site du barrage d'Aïn Yousef est de 241 km² (Rouissat, 2007).

Le barrage de SIKKAK est destiné à satisfaire les besoins en eau pour l'irrigation de la plaine de Henneya et la vallée de l'Oued SIKKAK. Le volume que régularise annuellement le barrage est de 22Hm³.

- ✚ La longueur en crête du barrage est de 497 m,
- ✚ La largeur en crête du barrage est de 10 m,
- ✚ Niveau retenue normale NRN= 43 m.

Les résultats graphiques du code de calcul GEO-SLOPE sont donnés sous forme de champs de charge hydraulique et pression interstitielle. Le code de calcul utilise des plages de valeurs des paramètres par différentes nuances présentées sur les figures 5.1 et 5.2.

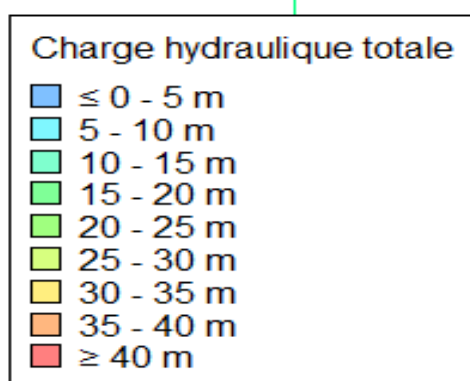


Figure 5.1 : Légende de la charge hydraulique

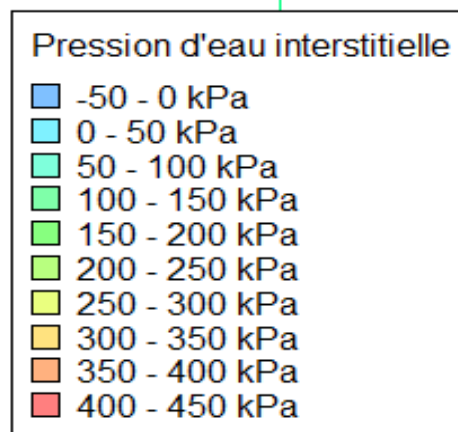


Figure 5.2 : Légende de la pression interstitielle

Les caractéristiques des matériaux utilisées au niveau de la modélisation sont résumées sur le tableau 5.1 :

Tableau 5.1 : Caractéristiques des matériaux du barrage modélisé

Matériaux	Argile	drain	filtre
Perméabilité (m/s)	10 ⁻⁸	10 ⁻³	10 ⁻⁵

III.1. Barrage drainé horizontalement

Les figures 5.3 et 5.4 représentent respectivement le profil du barrage ainsi que son maillage avec matérialisation des points de référence sur lesquels l'analyse sera engagée.

Le calcul a été mené dans le cas d'une fondation totalement imperméable et, dans un but de simplification, aucune tranchée d'ancrage n'a été prévue.

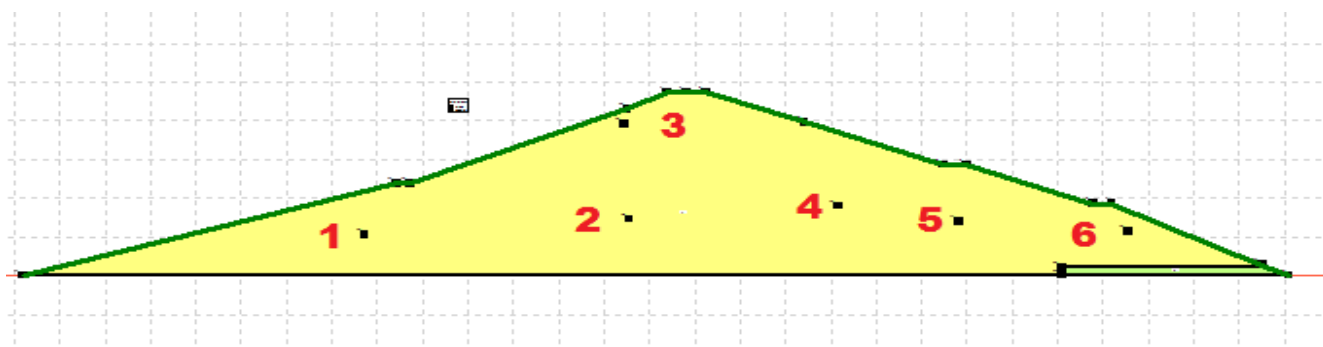


Figure 5.3 : Profil de référence

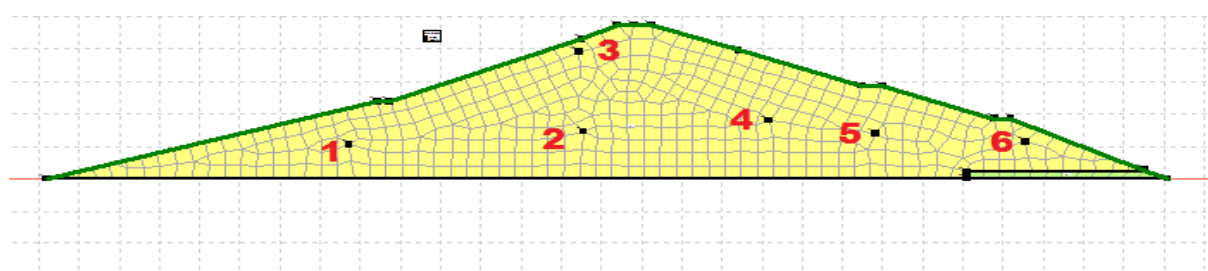


Figure 5.4 : Maillage du profil

III.1.1. Influence de la longueur du drain horizontal

Afin d'étudier l'influence du drain horizontal sur les infiltrations dans le barrage homogène en milieu isotrope, l'analyse a été engagée pour des variations des longueurs des drains allant de 30 m à 93 m.

Pour l'ensemble des cas modélisés, les résultats graphiques sont présentés sous forme de champs des charges hydrauliques, des pressions interstitielles ainsi que les valeurs analytiques de ces paramètres et ceux relatifs aux gradients hydrauliques au niveau des points considérés.

Les tableaux 5.2 et 5.3 donnent pour chaque longueur du drain horizontal respectivement les charges hydrauliques, les pressions interstitielles et les gradients hydrauliques.

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

Tableau 5.2 : Valeurs de la charge hydraulique et de la pression interstitielle en fonction de la longueur du drain horizontal

Charge(m) Pression(Kpa)		Longueur du drain (m)						
		30	40	50	60	70	81	93
1	Charge(m)	41,41	41,40	41,40	41,40	41,39	41,43	41,39
	Pression(kPa)	303,22	303,18	303,18	303,16	303,09	302,75	303,06
2	Charge(m)	25,80	25,56	25,61	25,57	25,42	26,93	25,26
	Pression(kPa)	110,26	107,96	108,38	108,05	106,52	105,48	104,93
3	Charge(m)	33,98	34,27	33,44	34,30	33,20	32,61	35
	Pression(kPa)	-48,61	-45,80	-53,91	-45,48	-56,24	-41,56	-44,05
4	Charge(m)	4,22	4,23	4,22	4,20	4,09	4,05	3,08
	Pression(kPa)	-134,33	-134,18	-134,69	-134,71	-135,6	-133,14	-145,52
5	Charge(m)	1,09	1,09	1,06	0,9	0,72	0,27	0,18
	Pression(kPa)	-124,69	-124,50	-124,79	-125,78	-129,92	-141,88	-133,48
6	Charge(m)	0,04	0,02	0,0051	0,0013	0,0010	0,0002	0,0003
	Pression(kPa)	-111,29	-111,53	-111,65	-111,68	-111,69	-108,88	-111,69

Tableau 5.3 : Valeurs des gradients hydrauliques en fonction de la longueur du drain horizontal

Gradient hydraulique	Longueur du drain(m)						
	30	40	50	60	70	81	93
1	0,013	0,015	0,016	0,018	0,02	0,023	0,02
2	0,14	0,15	0,170	0,19	0,21	0,25	0,30
3	0,25	0,28	0,30	0,32	0,36	0,40	0,47
4	0,22	0,25	0,28	0,33	0,39	0,49	0,60
5	0,28	0,24	0,20	0,19	0,15	0,12	0,10
6	0,57	0,54	0,32	0,09	0,02	0,0064	0,002

Les figures 5.5 à 5.18 représentent les résultats graphiques de la modélisation sous forme de champs de charges hydrauliques et de pressions interstitielles.

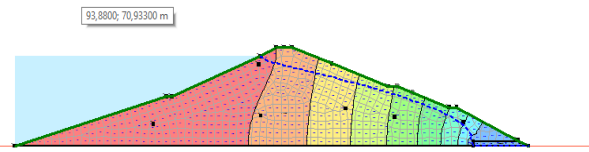


Figure 5.5 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 30 m de longueur

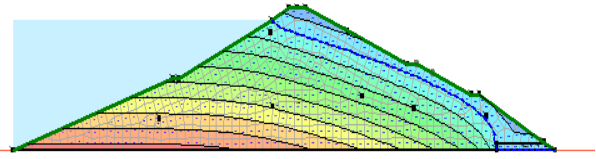


Figure 5.6 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 30 m de longueur



Figure 5.7 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 40 m de longueur

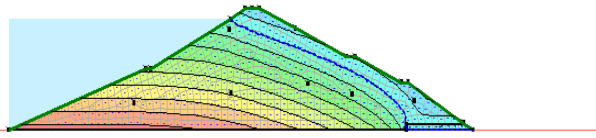


Figure 5.8 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 40 m de longueur



Figure 5.9 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 50 m de longueur

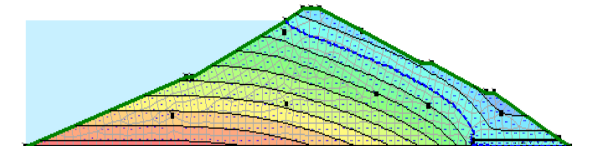


Figure 5.10 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 50 m de longueur



Figure 5.11 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 60 m de longueur

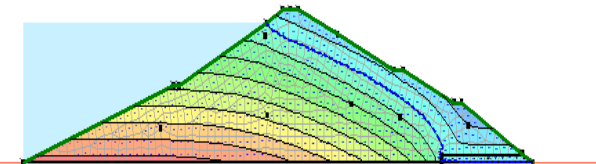


Figure 5.12 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 60 m de longueur

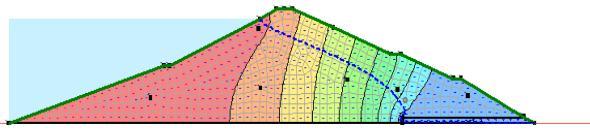


Figure 5.13 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 70 m de longueur

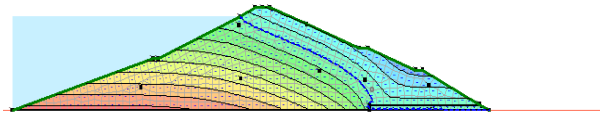


Figure 5.14 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 70 m de longueur

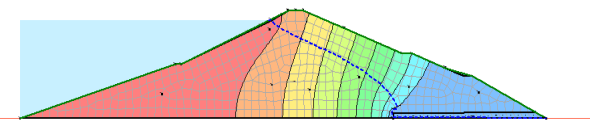


Figure 5.15 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 81 m de longueur

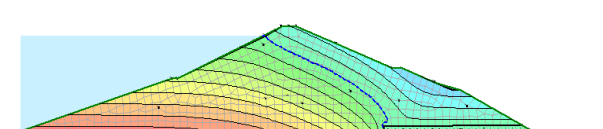


Figure 5.16 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 81m de longueur

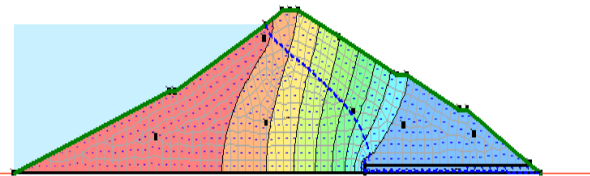


Figure 5.17 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 93 m de longueur

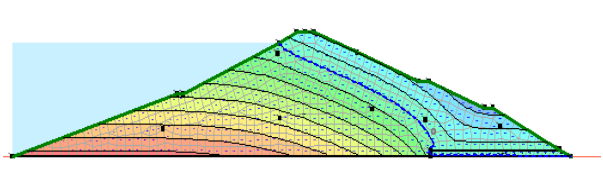


Figure 5.18 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 93m de longueur

La figure 5.19 donne la variation des gradients hydrauliques au voisinage du drain en fonction des longueurs du drain.

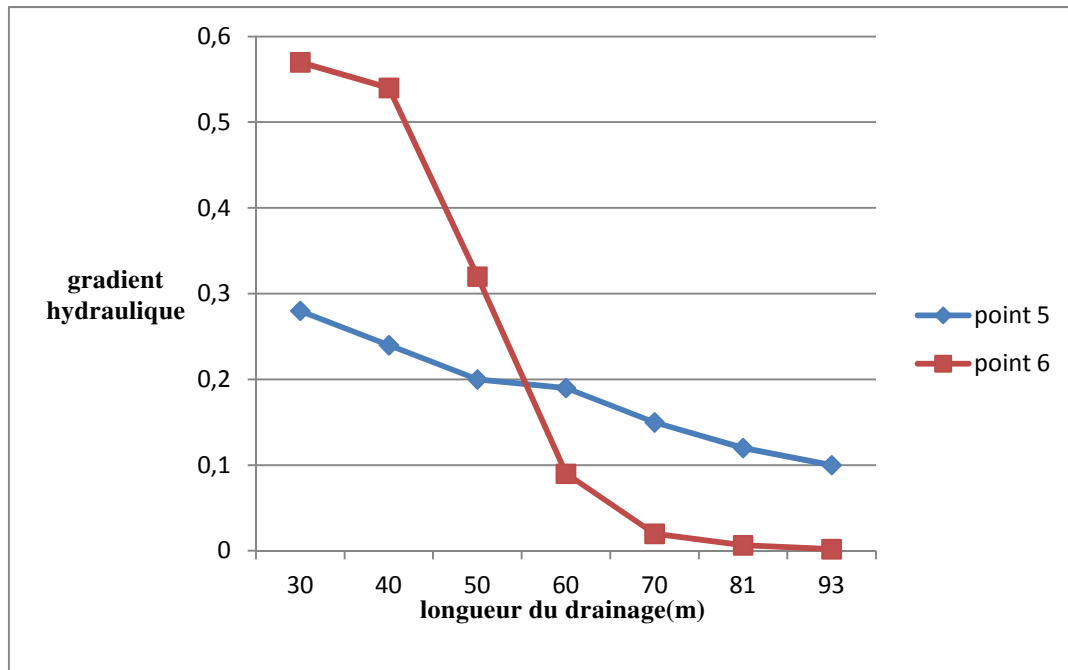


Figure 5.19 : Variations des gradients hydrauliques en fonction de la longueur du drain horizontal.

On a remarqué d'après les résultats aux positions 5 et 6 (zone de drainage) que l'augmentation de la longueur du drain a engendré :

- Une diminution de la charge hydraulique de l'amont vers l'aval,
- Une diminution de la pression interstitielle de l'amont vers l'aval,
- Une diminution du gradient hydraulique de l'amont vers l'aval,
- La ligne de saturation s'éloigne du côté aval du barrage.

Les conditions favorables de maîtrise des écoulements semblent se manifester autour d'une longueur du drain de 50 m :

- Interception favorable de la ligne de saturation,
- Gradient hydraulique $i=0,32$ inférieur au gradient critique des remblais de barrages argileux.

III.1.2. Influence de l'anisotropie sur les paramètres d'écoulement

Dans cette partie de la modélisation, la longueur fixée pour le drain horizontal est celle optimisée $L=81\text{m}$ en se basant sur les normes qui se situent d'ailleurs dans la plage $L = (\frac{1}{3}, \frac{1}{4}) L$, L étant la longueur de l'emprise du barrage recommandée pour la conception des barrages en terre.

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

Le choix de cette longueur a été combiné avec une variation du rapport d'anisotropie $\frac{K_H}{K_V}$ allant de 3 à 100.

Tableau 5.4 : Valeurs de la charge hydraulique et de la pression interstitielle du drain horizontal $L=81$ m
-Milieu anisotrope

		$\frac{K_h}{K_v}$					
Charge(m) Pression(kpa)		3	10	30	50	80	100
1	Charge(m)	39,85	37,36	35,30	34,66	34,24	34,10
	Pression(kPa)	287,98	263,55	243,33	237,06	232,98	231,61
2	Charge(m)	25,18	23,86	23,06	23,07	23,05	23,12
	Pression(kPa)	104,18	91,28	83,36	82,17	83,32	83,79
3	Charge(m)	34,3	33,86	34,25	33,52	34,54	34,59
	Pression(kPa)	-44,64	-49,75	-46	-41,63	-43,08	-42,65
4	Charge(m)	7,11	9,82	11,66	12,30	12,79	12,99
	Pression(kPa)	-106,03	-79,39	-61,30	-55,05	-50,22	-48,27
5	Charge(m)	1,75	4,03	6,04	6,74	7,28	7,49
	Pression(kPa)	-118,06	-95,73	-76	-69,67	-63,81	-61,72
6	Charge(m)	0,037	0,35	0,92	1,17	1,37	1,45
	Pression(kPa)	-111,33	-108,25	-102,59	-100,16	-98,25	-97,48

Tableau 5.5 : Valeurs des gradients hydrauliques du drain horizontal $L=81$ m -Milieu anisotrope

		$\frac{K_h}{K_v}$					
Gradient hydraulique		3	10	30	50	80	100
1		0,086	0,199	0,353	0,441	0,525	0,563
2		0,274	0,373	0,556	0,629	0,676	0,690
3		0,469	0,437	0,334	0,314	0,305	0,303
4		0,483	0,605	0,693	0,694	0,685	0,677
5		0,77	0,802	0,84	0,86	0,88	0,89
6		0,209	0,75	0,91	0,93	0,94	0,98

Les figures 5.20 à 5.31 représentent les variations de champs de charges hydrauliques et de pressions interstitielles pour différents cas d'anisotropie du milieu.

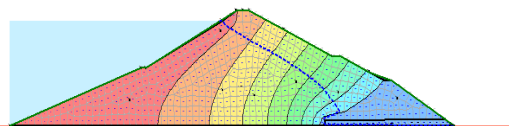


Figure 5.20 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 3

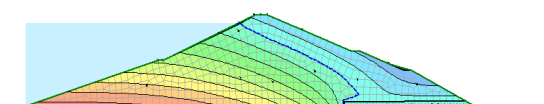


Figure 5.21 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 3

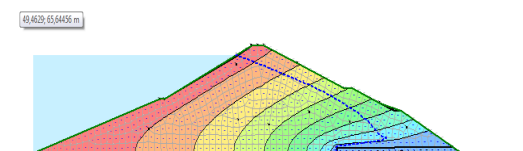


Figure 5.22 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 10

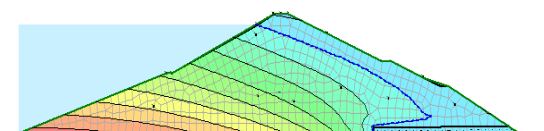


Figure 5.23 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 10

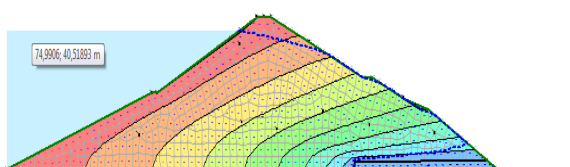


Figure 5.24 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 30

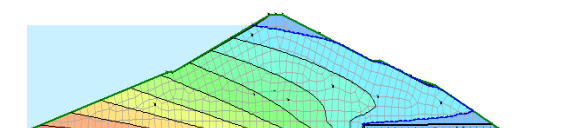


Figure 5.25 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 30

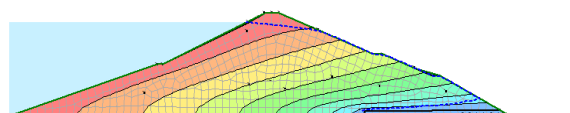


Figure 5.26 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 50

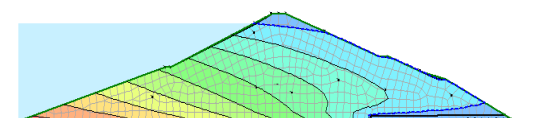


Figure 5.27 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 50

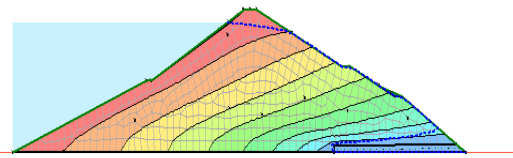


Figure 5.28 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 80

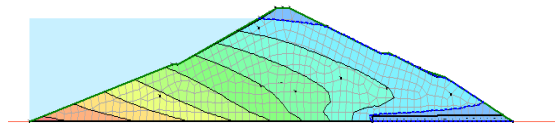


Figure 5.29 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 80

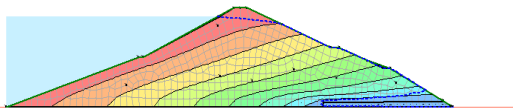


Figure 5.30 : Charge hydraulique pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 100

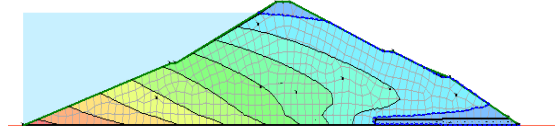


Figure 5.31 : Pression interstitielle pour un drain horizontal de 81 m et une anisotropie de 100

La figure 5.32 donne la variation des gradients hydrauliques au voisinage du drain en fonction des longueurs du drain.

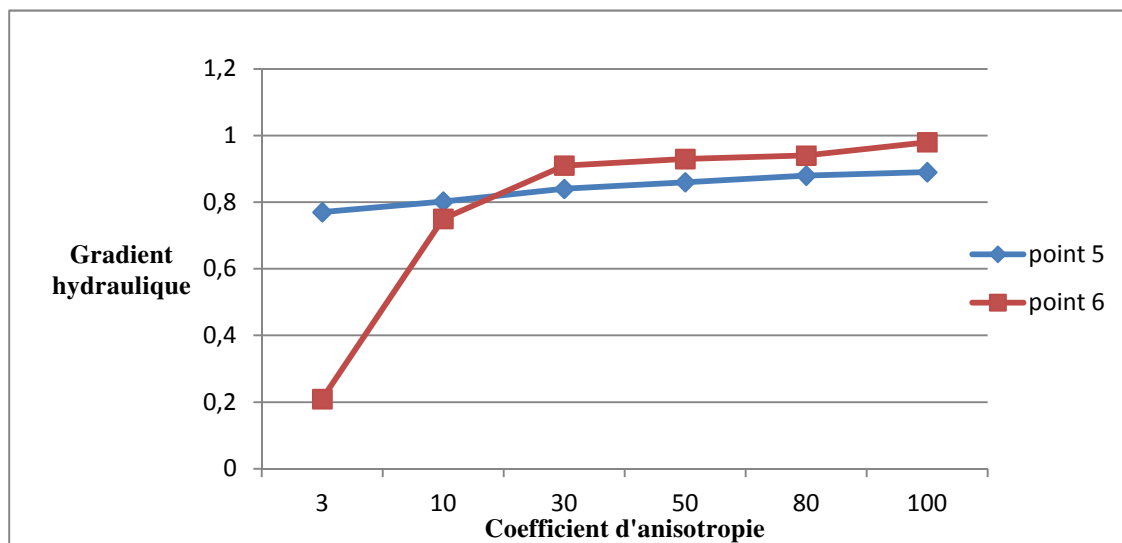


Figure 5.32 : Variation des gradients hydrauliques en fonction de l'anisotropie.

D'après les résultats graphiques, notamment la position de la ligne de saturation dans la zone de drainage, on constate que le rapport d'anisotropie $\frac{K_h}{K_v} = 3$ offre de meilleures conditions de maîtrise des écoulements.

- ✚ Pour $\frac{K_h}{K_v} = 10$, les capacités de décharge de drains sont insuffisantes,
- ✚ Pour $\frac{K_h}{K_v} > 10$, l'apparition de surface de suintement au niveau du talus aval qui connaît des rehaussements importants lorsque le coefficient d'anisotropie augmente considérablement,
- ✚ Un rapport d'anisotropie $\frac{K_h}{K_v} = 3$ offre des conditions d'érosion mécanique favorable puisque au pied amont du drain, le gradient est d'environ $i = 0,209 < 0,5$ (gradient critique des argiles).

III.2. Barrage drainé verticalement

La deuxième série de modélisation a concerné le barrage homogène drainé verticalement. Cette conception du drainage doit être prise avec grande précaution en fonction de l'anisotropie du milieu d'autant plus dans le cas de méconnaissance de la perméabilité directionnelle dans les études géotechniques des barrages.

La figure 5.33 donne le profil de référence servant à la modélisation avec matérialisation des positions d'analyse des paramètres.

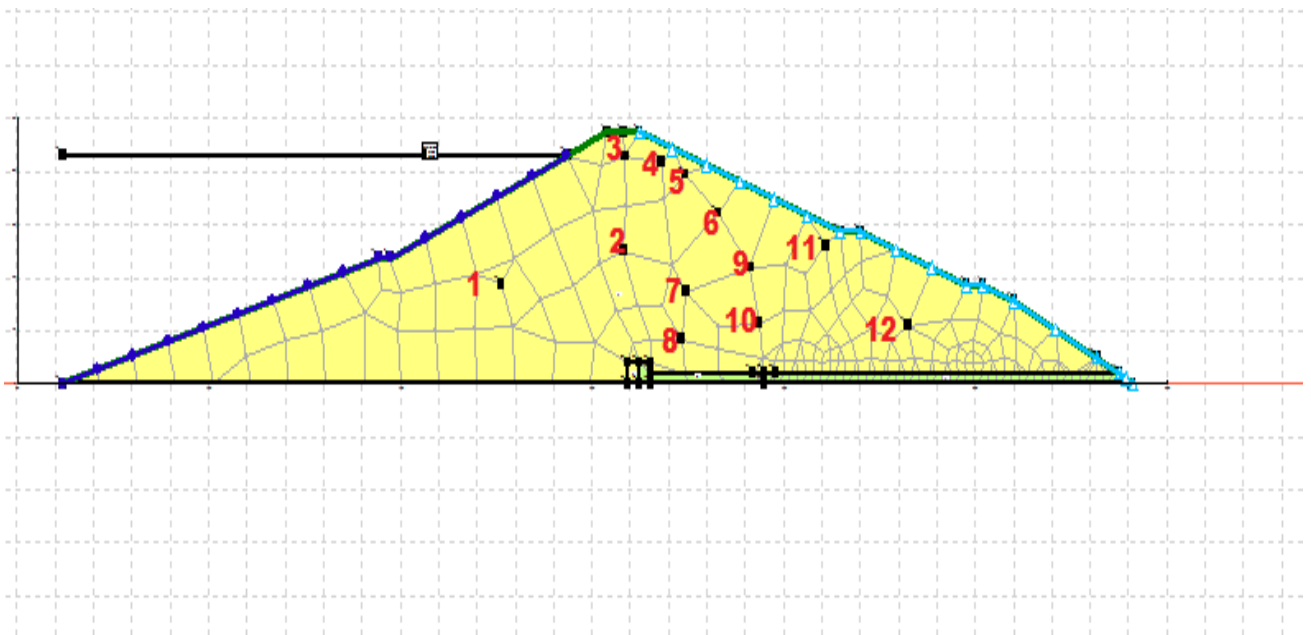


Figure 5.33 : Profil de référence.

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

III.2.1. Influence de la hauteur du drain vertical

Dans cette partie du travail, il a été procédé à l'analyse des paramètres d'écoulement dans le corps du barrage en fonction de la hauteur du drain vertical allant de 4 à 43 m, soit une hauteur maximale correspondante à la hauteur du barrage. Cette série de modélisation considère une isotropie du milieu.

Tableau 5.6 : Valeurs de la charge hydraulique et de la pression interstitielle en fonction de la hauteur du drain vertical

Charge(m) Pression(Kpa)		Hauteur du drain (m)						
		4	8	15	20	30	40	43
1	Charge(m)	37,13	36,97	36,88	36,95	36,95	36,92	36,92
	Pression(kPa)	180,19	178,58	177,72	178,39	178,43	178,06	178,48
2	Charge(m)	25,28	24,74	24,23	24,30	24,34	24,29	24,27
	Pression(kPa)	3,77	-1,55	-6,51	-5,87	-5,42	-5,91	-6,16
3	Charge(m)	33,74	33,43	33,44	33,62	33,09	33,43	33,97
	Pression(kPa)	-88,65	-91,66	-91,59	-99,61	-94,93	-91,63	-86,32
4	Charge(m)	27,39	27,38	27,49	27,14	27,34	26,73	26,59
	Pression(kPa)	-139,88	-140,03	-138,92	-142,42	-142,39	-146,42	-147,72
5	Charge(m)	22,95	22,98	22,87	22,44	22,43	21,48	21,45
	Pression(kPa)	-161,01	-160,67	-161,83	-165,98	-166,11	-175,39	-175,67
6	Charge(m)	15,38	15,09	14,89	14,46	14,64	14,51	14,11
	Pression(kPa)	-165,14	-167,98	-169,86	-172,37	-172,37	-177,56	-177,56
7	Charge(m)	12,19	11,04	11,00	10,90	10,83	10,65	9,87
	Pression(kPa)	-51,35	-62,64	-63,05	-64,00	-64,64	-66,43	-64,58
8	Charge(m)	5,97	3,61	3,22	3,21	3,20	3,18	3,17
	Pression(kPa)	-22,45	-45,55	-49,38	-49,40	-49,42	-49,80	-49,89
9	Charge(m)	6,02	5,58	5,34	5,25	5,33	5,13	5,26
	Pression(kPa)	-154,58	-161,17	-163,51	-164,41	-163,55	-165,58	-164,30
10	Charge(m)	1,95	1,34	1,17	0,85	0,84	0,81	0,79
	Pression(kPa)	-102,56	-98,73	-100,43	-103,56	-103,62	-103,95	-103,29
11	Charge(m)	1,72	1,56	1,56	1,55	1,54	1,54	1,53
	Pression(kPa)	-237,08	-238,68	-238,56	-240,30	-238,88	-238,88	-239,58
12	Charge(m)	0,48	0,48	0,48	0,44	0,44	0,43	0,43
	Pression(kPa)	-102,68	-104,61	-102,58	-103,02	-103,00	-103,12	-103,14

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

Tableau 5.7 : Valeurs des gradients hydrauliques en fonction de la hauteur du drain

Gradient hydraulique	Hauteur (m)						
	4	8	15	20	30	40	43
1	0,39	0,398	0,41	0,42	0,46	0,43	0,427
2	0,77	0,755	0,80	0,80	0,83	0,83	0,834
3	0,45	0,533	0,59	0,59	0,44	0,41	0,676
4	0,62	0,662	0,65	0,69	0,74	0,74	0,771
5	0,73	0,698	0,68	0,71	0,77	0,68	0,68
6	0,69	0,701	0,71	0,73	0,74	0,63	0,85
7	0,76	0,856	0,91	0,88	0,72	0,69	0,67
8	0,92	0,961	0,79	0,75	0,73	0,68	0,73
9	0,64	0,58	0,58	0,54	0,53	0,52	0,50
10	0,30	0,293	0,25	0,22	0,22	0,19	0,199
11	0,22	0,228	0,19	0,15	0,21	0,20	0,205
12	0,007	0,002	0,008	0,002	0,005	0,006	0,0063

Les résultats graphiques de la modélisation sont présentés au niveau des figures de 5.34 à 5.47

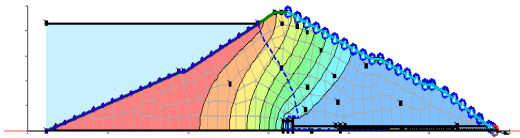


Figure 5.34 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 4 m de hauteur

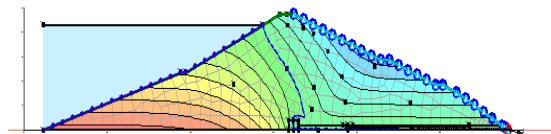


Figure 5.35 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 4 m de hauteur

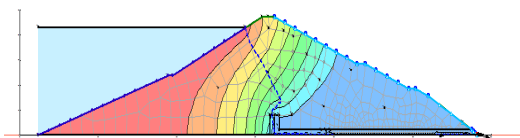


Figure 5.36 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 8 m de hauteur

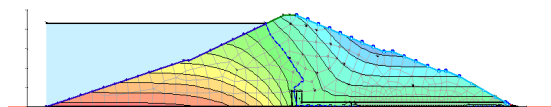


Figure 5.37 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 8 m de hauteur

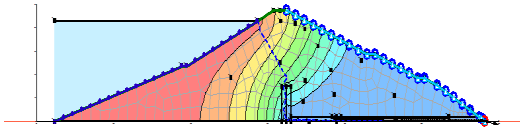


Figure 5.38 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 15 m de hauteur

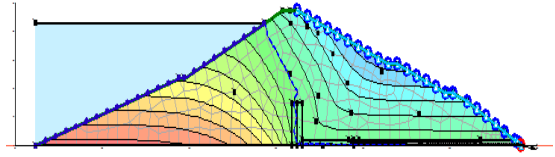


Figure 5.39 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 15 m de hauteur

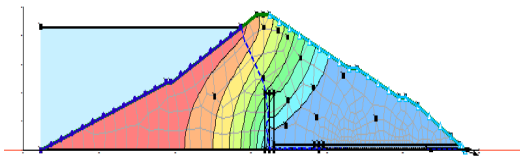


Figure 5.40 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 20 m de hauteur

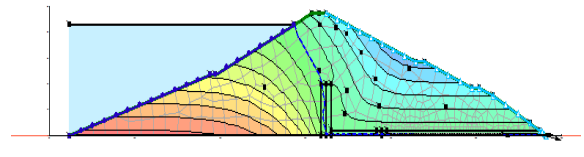


Figure 5.41 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 20 m de hauteur

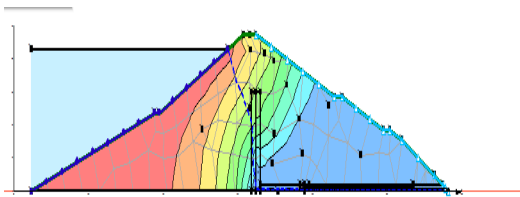


Figure 5.42 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur

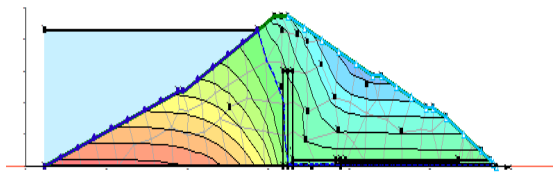


Figure 5.43 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m de hauteur

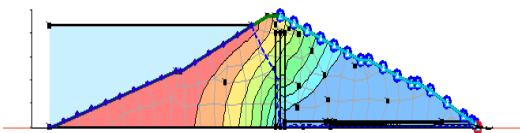


Figure 5.44 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 40 m de hauteur

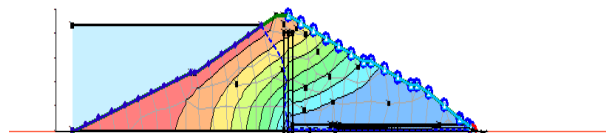


Figure 5.45 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 40 m de hauteur

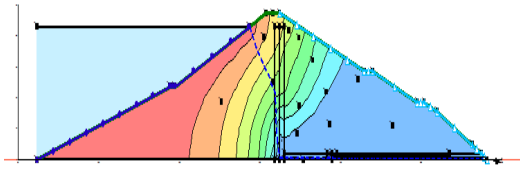


Figure 5.46 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 43 m de hauteur

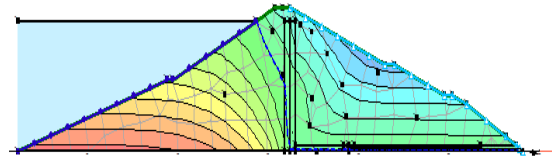


Figure 5.47 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 43 m de hauteur

La figure 5.48 donne pour chaque cas la hauteur d'eau H entre la base du drain et le point d'intersection avec la ligne de saturation.

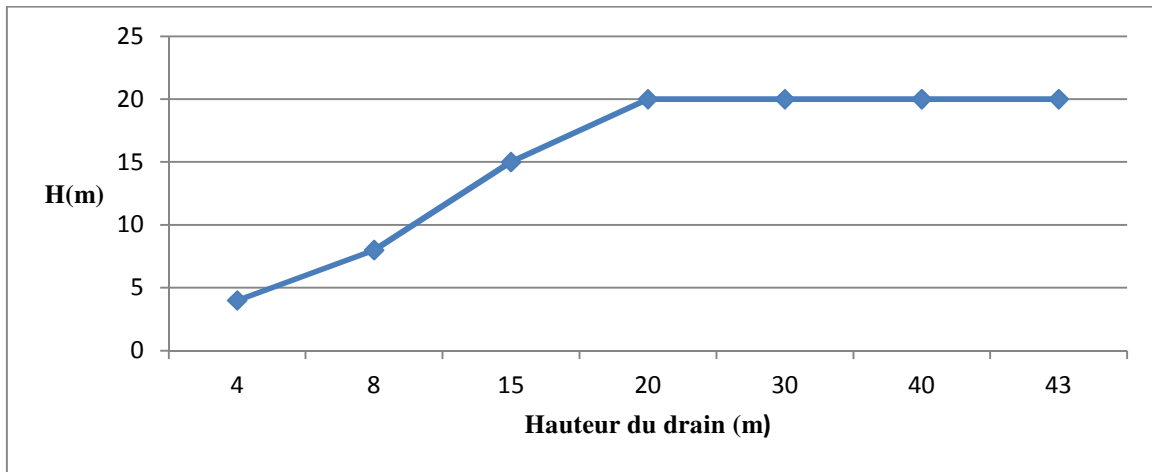


Figure 5.48 : Variation de H en fonction de la hauteur du drain vertical

La figure 5.49 donne la variation des gradients hydrauliques en fonction des hauteurs des drains.

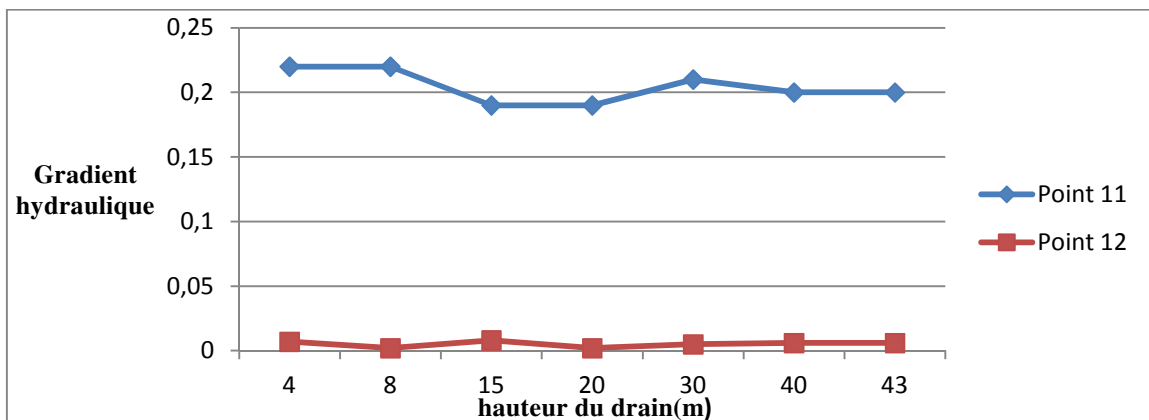


Figure 5.49 : Variation du gradient hydraulique en fonction de la hauteur du drain vertical

D'après les résultats graphiques, notamment la position de la ligne de saturation au voisinage du drainage nous constatons que la hauteur du drain permettant d'intercepter la ligne de

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

saturation à la limite est $H_d = 20$ m ce qui représente environ 50% de hauteur du barrage. Toutefois, sur le plan mécanique les risques d'érosion régressive sont à leur limite en fonction des valeurs du gradient hydraulique.

III.2.2. Influence de l'anisotropie sur les paramètres d'écoulement

Cette dernière partie consiste à varier la hauteur du drain vertical H_d de 4 m à 43 m en fonction de la variation de l'anisotropie de 3 à 100.

Les tableaux de 5.8 à 5.20 donnent pour chaque hauteur du drain vertical respectivement les charges hydrauliques, les pressions interstitielles et les gradients hydrauliques.


 $H_d = 4$ m

Tableau 5.8 : Valeurs de la charge hydraulique et de la pression interstitielle pour un drain vertical de 4m de hauteur en fonction de l'anisotropie

Charge Pression		$\frac{K_h}{K_v}$					
		3	10	30	50	80	100
1	Charge(m)	32,86	30,73	30,65	30,94	31,27	31,44
	Pression(kPa)	138,29	117,43	116,89	119,42	122,70	124,33
2	Charge(m)	26,03	28,24	30,98	31,90	32,57	32,84
	Pression(kPa)	11,08	32,73	59,70	68,71	75,27	77,94
3	Charge(m)	37,07	40,15	41,74	42,10	42,29	42,36
	Pression(kPa)	-55,98	-25,74	-10,18	-6,63	-4,73	-4,05
4	Charge(m)	33,47	38,10	40,52	41,17	41,51	41,60
	Pression(kPa)	-80,29	-34,90	-11,17	-4,75	-1,43	0,52
5	Charge(m)	30,35	35,95	38,96	39,73	40	40,06
	Pression(kPa)	-88,44	-33,53	-3,93	3,59	6,22	6,79
6	Charge(m)	23,81	30,17	34,05	34,59	40	41,60
	Pression(kPa)	-82,44	-20,04	17,97	3,59	-1,43	-0,52
7	Charge(m)	15,67	17,98	19,53	20,12	20,60	20,81
	Pression(kPa)	-17,19	5,44	20,63	26,44	31,12	35,61
8	Charge(m)	7,28	8,27	8,27	8,25	8,24	8,23
	Pression(kPa)	-9,58	0,13	0,01	-0,01	-0,17	-0,27
9	Charge(m)	14,72	21,01	24,03	24,86	25,51	25,64
	Pression(kPa)	-71,48	-9,82	19,82	27,88	33,32	35,61
10	Charge(m)	6,05	10,79	11,69	11,77	11,78	11,78
	Pression(kPa)	-52,53	-6,08	2,84	3,62	3,71	3,69
11	Charge(m)	10,58	21,06	11,27	24,86	25,41	25,64
	Pression(kPa)	-150,16	-9,82	-143,39	27,88	33,32	35,61
12	Charge(m)	0,52	6,09	10,65	11	11,13	11,19
	Pression(kPa)	-102,27	-47,57	-2,89	0,55	1,83	33,19

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

Tableau 5.9 : Valeurs des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 4m de hauteur en fonction de l'anisotropie

Gradient hydraulique	$\frac{K_h}{K_v}$					
	3	10	30	50	80	100
1	0,53	0,69	0,80	0,82	0,82	0,81
2	0,72	0,71	0,65	0,62	0,59	0,57
3	0,40	0,34	0,27	0,28	0,29	0,31
4	0,50	0,47	0,39	0,39	0,42	0,44
5	0,53	0,51	0,45	0,48	0,52	0,54
6	0,62	0,63	0,62	0,63	0,62	0,61
7	0,83	0,87	0,89	0,88	0,85	0,84
8	1,22	1,51	1,79	1,86	1,92	1,95
9	0,71	0,72	0,78	0,74	0,71	0,69
10	0,78	0,92	1,14	1,21	1,27	1,30
11	0,63	0,70	0,70	0,66	0,62	0,60
12	0,09	0,40	0,75	0,85	0,93	0,96

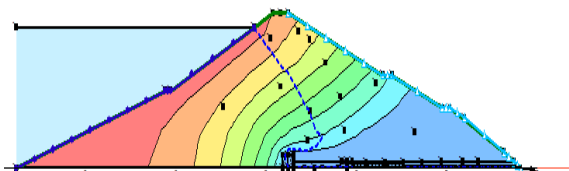


Figure 5.50 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 4m de hauteur pour une anisotropie de 3

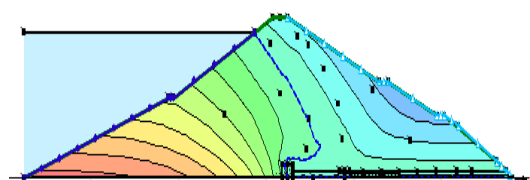


Figure 5.51 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 4m de hauteur pour une anisotropie de 3

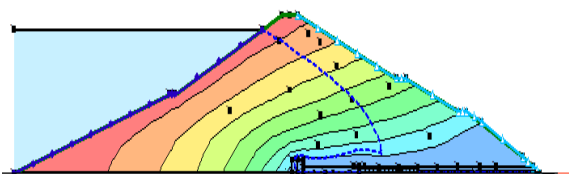


Figure 5.52 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 4m de hauteur pour une anisotropie de 10

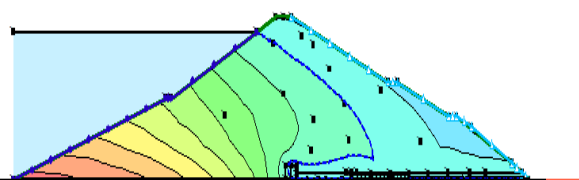


Figure 5.53 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 4m de hauteur pour une anisotropie de 10

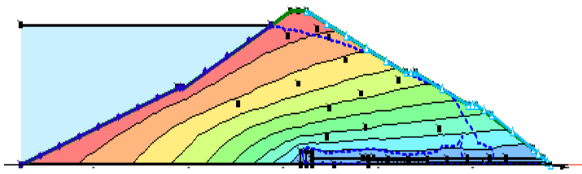


Figure 5.54 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 4m de hauteur pour une anisotropie de 30

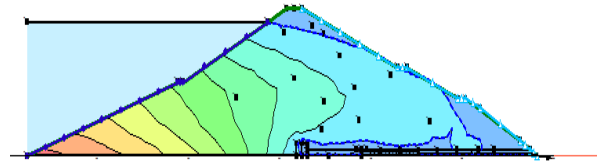


Figure 5.55 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 4m de hauteur pour une anisotropie de 30

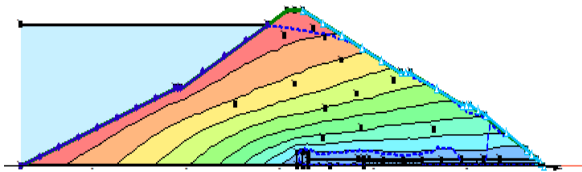


Figure 5.56 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 4m de hauteur pour une anisotropie de 50

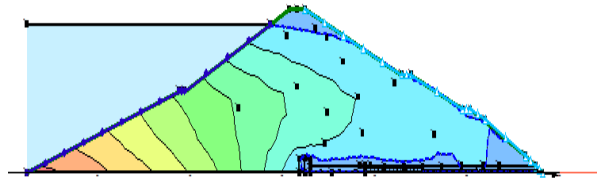


Figure 5.57 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 4m de hauteur pour une anisotropie de 50

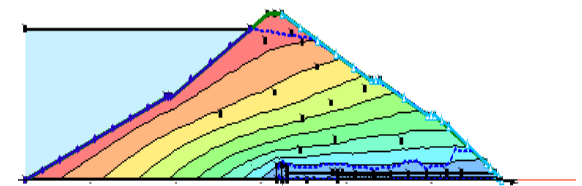


Figure 5.58 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 4m de hauteur pour une anisotropie de 80

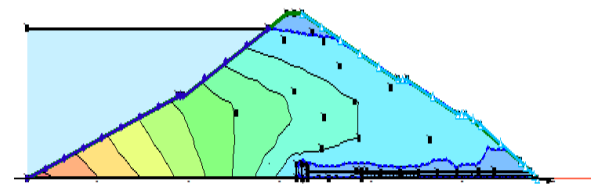


Figure 5.59 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 4m de hauteur pour une anisotropie de 80

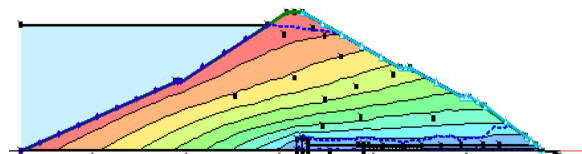


Figure 5.60 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 4m de hauteur pour une anisotropie de 100

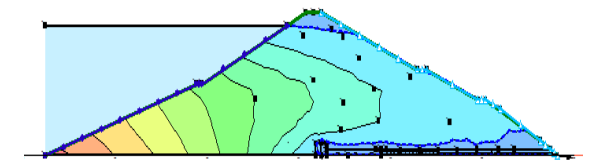


Figure 5.61 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 4m de hauteur pour une anisotropie de 100

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre


 $H_d=8m$

Tableau 5.10 : Valeurs de la charge hydraulique et de la pression interstitielle pour un drain vertical de 8m de hauteur en fonction de l'anisotropie

Charge(m) Pression(Kpa)		$\frac{K_h}{K_v}$					
		3	10	30	50	80	100
1	Charge(m)	34,13	32,68	33,49	34,03	34,55	34,79
	Pression(kPa)	150,72	136,56	144,51	149,78	154,93	157,28
2	Charge(m)	33,67	29,92	32,78	33,53	33,97	34,13
	Pression(kPa)	-78,29	49,27	78,17	84,64	88,95	90,33
3	Charge(m)	37,21	40,18	41,77	42,01	42,72	42,35
	Pression(kPa)	-54,65	-25,44	-9,84	6,77	-4,96	-4,24
4	Charge(m)	37,21	40,18	41,77	42,01	42,27	42,35
	Pression(kPa)	-54,65	-25,44	-9,84	-6,77	-4,96	-4,24
5	Charge(m)	30,67	36,08	39,11	39,75	40	40,06
	Pression(kPa)	-85,30	-32,20	-2,55	3,73	6,24	6,78
6	Charge(m)	24,45	40,18	34,55	34,84	34,94	34,96
	Pression(kPa)	-76,19	-25,44	22,88	25,70	26,65	26,87
7	Charge(m)	17,20	20,87	24,38	25,39	26,22	27,75
	Pression(kPa)	-2,16	33,83	68,16	78,15	86,18	56,34
8	Charge(m)	8,92	10,89	12,86	13,16	14,31	14,64
	Pression(kPa)	6,53	25,85	45,09	52,51	59,34	62,63
9	Charge(m)	15,81	22,21	26,29	27,04	27,55	27,75
	Pression(kPa)	-60,79	1,95	42,02	49,36	54,36	56,34
10	Charge(m)	7,55	12,28	15,33	16,37	17,25	17,66
	Pression(kPa)	-37,86	8,55	38,48	48,62	57,29	61,35
11	Charge(m)	11,56	21,99	27,17	27,49	27,64	27,70
	Pression(kPa)	-140,62	-8,33	12,49	15,58	17,15	17,70
12	Charge(m)	0,69	7,47	11,96	12,78	13,30	13,54
	Pression(kPa)	-100,59	-34,07	9,90	17,98	23,11	25,45

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

Tableau 5.11 : Valeurs des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 8m en fonction de l'anisotropie

Gradient hydraulique	$\frac{K_h}{K_v}$					
	3	10	30	50	80	100
1	0,53	0,74	0,95	1,01	1,04	1,05
2	0,75	0,77	0,80	0,77	0,73	0,72
3	0,40	0,36	0,30	0,31	0,32	0,33
4	0,58	0,52	0,42	0,42	0,44	0,45
5	0,59	0,56	0,49	0,51	0,54	0,55
6	0,63	0,67	0,65	0,65	0,63	0,62
7	0,85	1,02	1,19	1,22	1,25	1,25
8	1,16	1,38	1,58	1,61	1,70	1,72
9	0,72	0,84	0,95	0,92	0,90	0,90
10	0,82	0,98	1,22	1,28	1,33	1,35
11	0,64	0,73	0,82	0,75	0,71	0,69
12	0,15	0,82	1,01	1,06	1,08	1,09

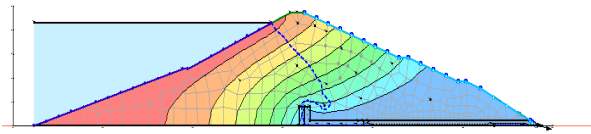


Figure 5.62 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 8m de hauteur pour une anisotropie de 3

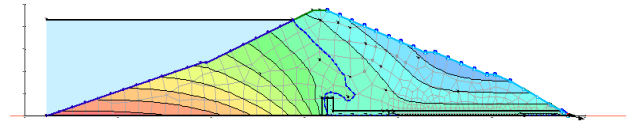


Figure 5.63 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 8m de hauteur pour une anisotropie de 3

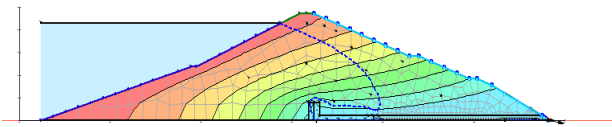


Figure 5.64 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 8m de hauteur pour une anisotropie de 10

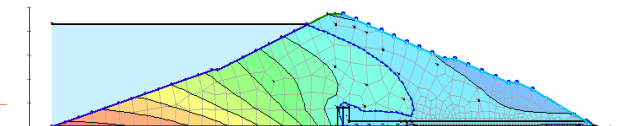


Figure 5.65 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 8m de hauteur pour une anisotropie de 10

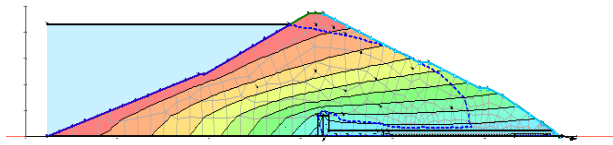


Figure 5.66 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 8m de hauteur pour une anisotropie de 30

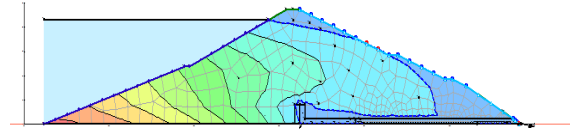


Figure 5.67 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 8m de hauteur pour une anisotropie de 30

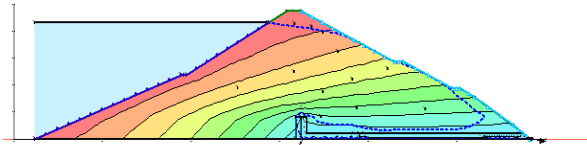


Figure 5.68 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 8m de hauteur pour une anisotropie de 50

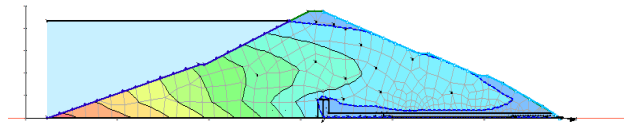


Figure 5.69 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 8m de hauteur pour une anisotropie de 50

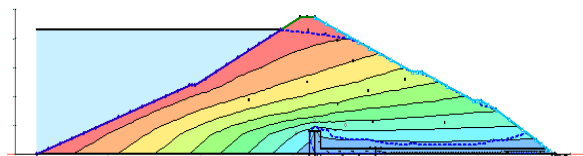


Figure 5.70 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 8m de hauteur pour une anisotropie de 80

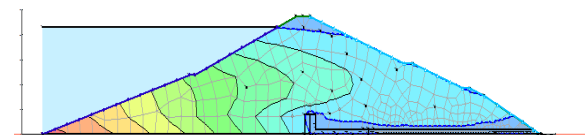


Figure 5.71 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 8m de hauteur pour une anisotropie de 80

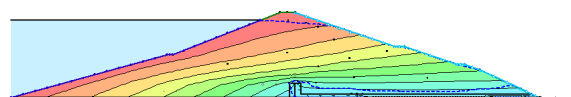


Figure 5.72 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 8m de hauteur pour une anisotropie de 100

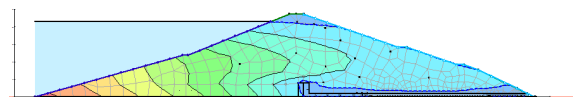


Figure 5.73 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 8m de hauteur pour une anisotropie de 100

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre


 $H_d=15m$

Tableau 5.12 : Valeurs de la charge hydraulique et de la pression interstitielle pour un drain vertical de 15m de hauteur en fonction de l'anisotropie

Charge(m) Pression(Kpa)		$\frac{K_h}{K_v}$					
		3	10	30	50	80	100
1	Charge(m)	33,79	32,08	32,72	33,28	33,85	34,12
	Pression(kPa)	147,47	130,65	136,88	142,38	148,00	150,61
2	Charge(m)	26,91	29,41	32,36	33,13	33,66	33,86
	Pression(kPa)	19,70	44,26	73,21	80,73	85,92	37,90
3	Charge(m)	37,16	40,14	41,75	33,13	42,27	42,35
	Pression(kPa)	-55,06	25,84	-10,02	80,73	-4,99	-4,20
4	Charge(m)	33,63	38,15	40,54	41,15	41,49	41,59
	Pression(kPa)	-78,71	-34,51	-10,92	-4,99	-1,57	-0,63
5	Charge(m)	30,58	35,98	39,07	39,74	40	40,06
	Pression(kPa)	-86,15	-33,16	-2,91	3,68	6,25	6,77
6	Charge(m)	24,25	30,54	34,42	34,77	34,90	34,94
	Pression(kPa)	-78,19	-16,42	21,56	25,07	26,32	26,65
7	Charge(m)	16,77	19,99	23,26	24,36	25,28	25,69
	Pression(kPa)	-6,48	25,18	57,17	68,03	77,07	52,48
8	Charge(m)	8,29	8,96	9,49	9,62	9,74	9,79
	Pression(kPa)	0,37	6,88	12,07	13,40	14,5	15
9	Charge(m)	15,47	21,83	25,67	26,53	27,13	27,36
	Pression(kPa)	-64,12	-1,81	35,91	44,33	50,15	52,48
10	Charge(m)	7,05	11,64	13,70	14,34	14,86	15,09
	Pression(kPa)	-42,72	2,27	22,49	28,82	33,89	36,08
11	Charge(m)	11,25	21,68	26,96	27,36	27,56	27,64
	Pression(kPa)	-143,68	-1,81	35,91	14,36	16,32	17,04
12	Charge(m)	0,64	6,99	11,39	12,02	12,42	12,55
	Pression(kPa)	-101,11	-38,79	4,38	10,49	14,43	15,74

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

Tableau 5.13 : Valeurs des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 15m de hauteur en fonction de l'anisotropie

Gradient hydraulique	$\frac{K_h}{K_v}$					
	3	10	30	50	80	100
1	0,53	0,75	0,95	1,01	1,04	1,05
2	0,75	0,79	0,80	0,77	0,74	0,72
3	0,40	0,36	0,30	0,31	0,32	0,33
4	0,59	0,56	0,49	0,51	0,54	0,55
5	0,63	0,67	0,65	0,65	0,63	0,62
6	0,85	1,01	1,19	1,22	1,25	1,26
7	1,16	1,38	1,58	1,61	1,70	1,72
8	0,72	0,84	0,95	0,93	0,91	0,90
9	0,59	0,72	0,84	0,95	0,93	0,91
10	0,83	0,98	1,22	1,29	1,33	1,36
11	0,65	0,73	0,82	0,75	0,71	0,79
12	0,15	0,83	1,01	1,06	1,08	1,09

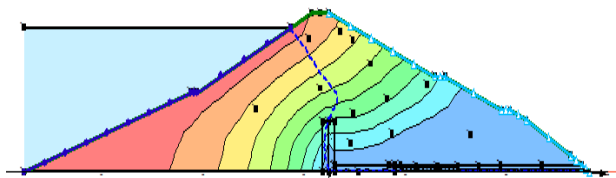


Figure 5.74 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 15m de hauteur pour une anisotropie de 3

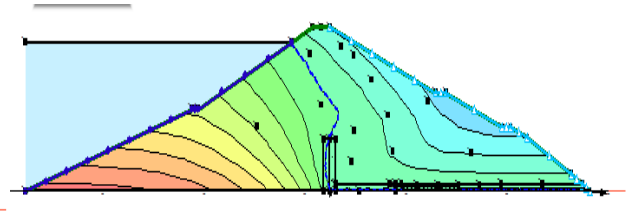


Figure 5.75 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 15m de hauteur pour une anisotropie de 3

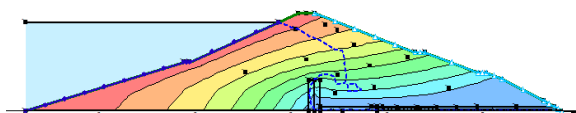


Figure 5.76 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 15m de hauteur pour une anisotropie de 10

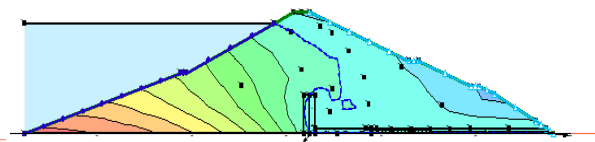


Figure 5.77 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 15m de hauteur pour une anisotropie de 10

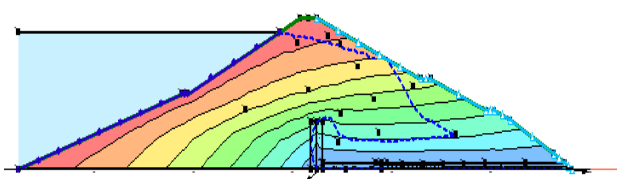


Figure 5.78 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 15m de hauteur pour une anisotropie de 30

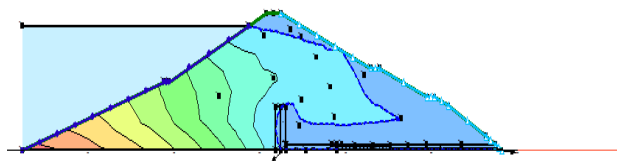


Figure 5.79 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 15m de hauteur pour une anisotropie de 30

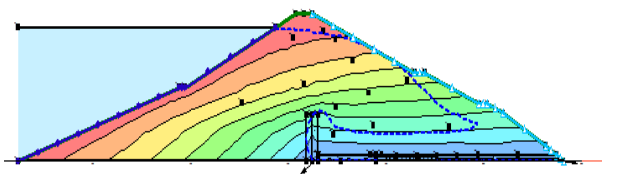


Figure 5.80 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 15m de hauteur pour une anisotropie de 50

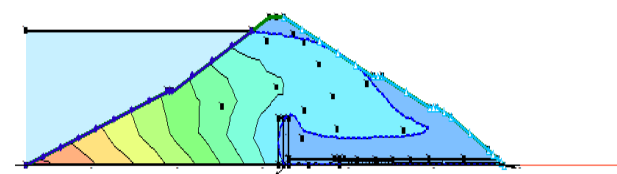


Figure 5.81 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 15m de hauteur pour une anisotropie de 50

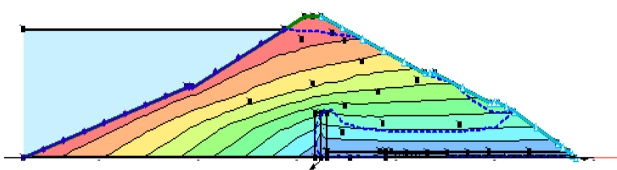


Figure 5.82 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 15m de hauteur pour une anisotropie de 80

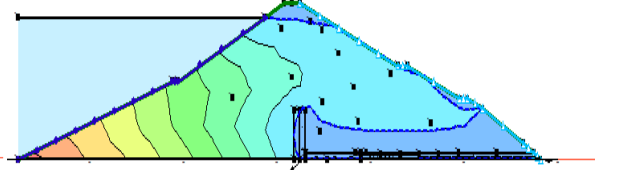


Figure 5.83 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 15m de hauteur pour une anisotropie de 80

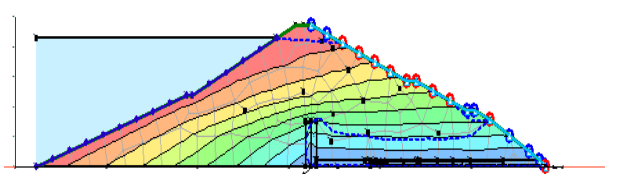


Figure 5.84 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 15m de hauteur pour une anisotropie de 100

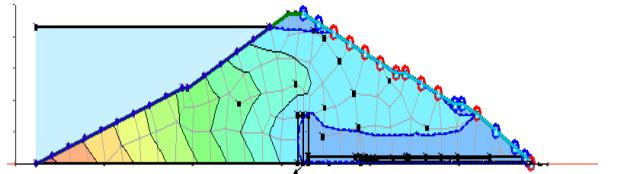


Figure 5.85 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 15m de hauteur pour une anisotropie de 100

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

$H_d = 20 \text{ m}$

Tableau 5.14 : Valeurs de la charge hydraulique et de la pression interstitielle pour un drain vertical de 20 m de hauteur en fonction de l'anisotropie

Charge(m) Pression(Kpa)		$\frac{K_h}{K_v}$					
		3	10	30	50	80	100
1	Charge(m)	33,10	30,33	29,45	29,26	29,18	29,16
	Pression(kPa)	140,65	113,52	104,48	102,97	102,21	102,05
2	Charge(m)	25,35	25,58	26,04	26,04	26,04	26,04
	Pression(kPa)	4,44	6,70	11,22	11,20	11,19	11,20
3	Charge(m)	37,39	25,58	41,64	42,12	42,37	42,48
	Pression(kPa)	-52,77	6,70	-11,12	-6,46	-3,99	-2,87
4	Charge(m)	34,11	38,56	40,29	41,07	41,53	41,67
	Pression(kPa)	-74,04	-30,34	-13,35	-5,74	-1,12	0,12
5	Charge(m)	30,86	36,44	38,71	39,56	40,02	40,11
	Pression(kPa)	-83,47	28,66	-6,41	1,89	6,41	7,31
6	Charge(m)	23,16	28,88	32,10	32,65	32,90	32,96
	Pression(kPa)	-88,85	32,66	-1,16	4,31	6,74	7,30
7	Charge(m)	14,29	15,85	17,30	17,39	17,40	17,40
	Pression(kPa)	-30,78	-15,49	-1,26	-0,32	-0,26	-0,26
8	Charge(m)	5,67	6,72	8,13	8,19	8,20	8,21
	Pression(kPa)	-25,36	-15,12	-1,29	-0,62	-0,50	-0,47
9	Charge(m)	13,39	18,37	21,53	21,87	21,94	21,94
	Pression(kPa)	-84,57	-35,72	-4,71	-1,31	-0,70	-0,65
10	Charge(m)	4,84	8,34	8,85	11,11	11,19	11,21
	Pression(kPa)	-64,40	-30,04	-20,59	-2,88	-2,14	-1,89
11	Charge(m)	9,57	18,97	24,23	25,20	25,57	25,66
	Pression(kPa)	-160,15	-67,94	-16,33	-6,79	-3,21	-2,31
12	Charge(m)	0,59	3,85	8,85	11,11	11,19	11,21
	Pression(kPa)	-101,54	-69,57	-20,59	-2,88	-2,14	-1,89

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

Tableau 5.15 : Valeurs des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 20 m en fonction de l'anisotropie

Gradient hydraulique	$\frac{K_h}{K_v}$					
	3	10	30	50	80	100
1	0,58	0,81	0,99	1,15	1,28	1,30
2	0,88	1,13	1,34	2,13	2,40	2,44
3	0,38	0,34	0,31	0,42	0,49	0,50
4	0,58	0,53	0,47	0,65	0,62	0,62
5	0,60	0,60	0,58	0,84	0,84	0,85
6	0,65	0,74	1,07	1,34	1,54	1,54
7	0,65	0,74	1,07	1,34	1,54	1,55
8	0,95	1,06	1,10	0,77	0,36	0,79
9	0,81	0,92	1,04	0,50	0,79	0,36
10	0,81	0,99	1,01	0,59	0,53	0,53
11	0,60	0,75	0,93	1,13	1,40	1,46
12	0,13	0,78	0,97	0,62	0,53	0,54

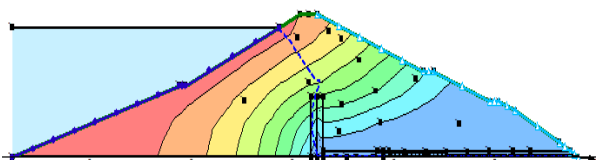


Figure 5.86 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 20m de hauteur pour une anisotropie de 3

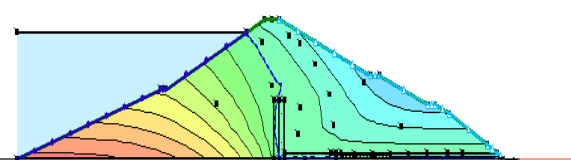


Figure 5.87 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 20m de hauteur pour une anisotropie de 3

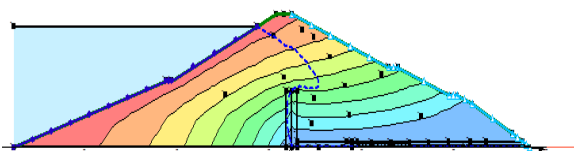


Figure 5.88 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 20m de hauteur pour une anisotropie de 10

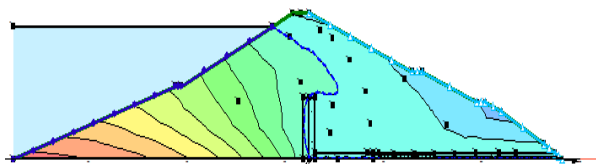


Figure 5.89 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 20m de hauteur pour une anisotropie de 10

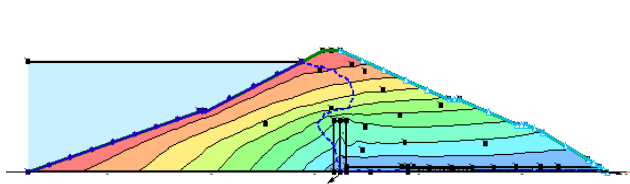


Figure 5.90 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 20m de hauteur pour une anisotropie de 30

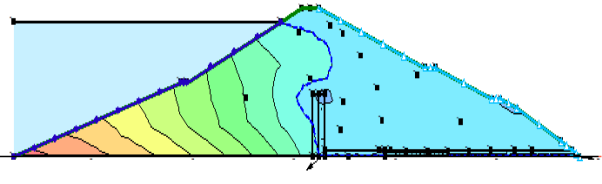


Figure 5.91 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 20m de hauteur pour une anisotropie de 30

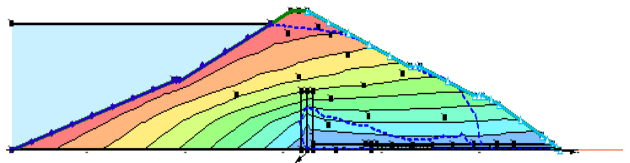


Figure 5.92 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 20m de hauteur pour une anisotropie de 50

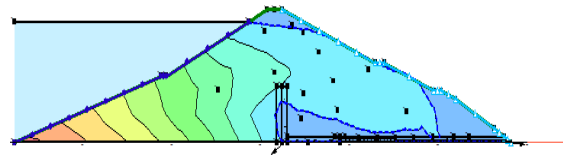


Figure 5.93 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 20m de hauteur pour une anisotropie de 50

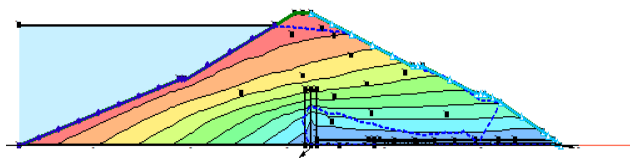


Figure 5.94 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 20m de hauteur pour une anisotropie de 80

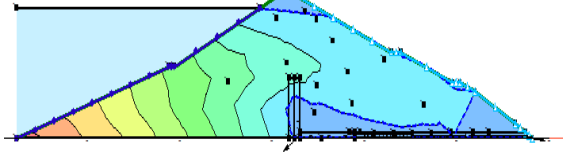


Figure 5.95 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 20m de hauteur pour une anisotropie de 80

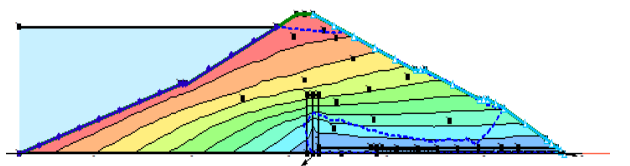


Figure 5.96 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 20m de hauteur pour une anisotropie de 100

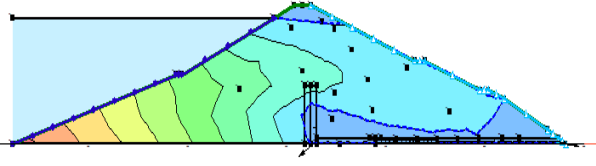


Figure 5.97 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 20m de hauteur pour une anisotropie de 100

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

✚ $H_d=30m$

Tableau 5.16 : Valeurs de la charge hydraulique et de la pression interstitielle pour un drain vertical de 30m de hauteur en fonction de l'anisotropie

Charge(m) Pression(Kpa)		$\frac{K_h}{K_v}$					
		3	10	30	50	80	100
1	Charge(m)	33,098	30,31	29,86	29,72	29,18	29,17
	Pression(kPa)	140,61	113,32	108,86	108,48	107,48	102,09
2	Charge(m)	25,33	25,56	26,77	26,78	26,05	26,05
	Pression(kPa)	4,25	6,56	18,37	18,47	11,26	11,29
3	Charge(m)	37,90	40,15	40,22	40,46	40,30	40,31
	Pression(kPa)	-47,81	-25,76	2,13	4,49	2,99	3,11
4	Charge(m)	34,81	38,50	40,60	41,08	41,06	41,16
	Pression(kPa)	-67,10	-30,95	-10,34	--5,69	-5,84	-4,84
5	Charge(m)	31,07	36,08	38,36	38,78	38,83	38,93
	Pression(kPa)	-81,40	-32,27	-9,88	-5,72	-5,26	-4,29
6	Charge(m)	23,24	28,09	31,44	31,70	31,79	31,86
	Pression(kPa)	-88,06	-40,40	-7,67	-5,09	-4,18	-3,45
7	Charge(m)	14,26	15,82	17,22	17,27	17,27	17,29
	Pression(kPa)	-31,07	-15,70	-1,99	-1,54	-1,58	-1,37
8	Charge(m)	5,66	6,66	8,12	8,15	8,14	8,16
	Pression(kPa)	-25,52	-15,59	-1,33	-1,04	-1,13	-0,97
9	Charge(m)	13,46	17,98	21,18	21,39	21,51	21,58
	Pression(kPa)	-83,85	-39,50	-8,15	-6,02	-4,21	-4,21
10	Charge(m)	4,76	8,17	10,70	10,87	10,96	11,03
	Pression(kPa)	-65,18	-31,77	-6,94	-5,32	-4,37	-3,72
11	Charge(m)	9,64	18,34	23,74	24,35	24,75	24,93
	Pression(kPa)	-159,37	-74,11	-21,10	-15,16	-11,25	-9,44
12	Charge(m)	0,58	3,52	8,61	9,22	9,68	9,89
	Pression(kPa)	-101,66	-72,77	-22,93	-16,87	-12,40	-10,36

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

Tableau 5.17 : Valeurs des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 30m de hauteur en fonction de l'anisotropie

Gradient hydraulique	$\frac{K_h}{K_v}$					
	3	10	30	50	80	100
1	0,61	0,82	0,89	0,90	0,91	0,91
2	0,91	1	1,03	1,52	1,62	1,63
3	0,40	0,59	0,73	1,63	1,56	1,58
4	0,57	0,58	0,73	1,02	1,72	1,73
5	0,75	0,86	0,97	1,72	2,09	2,12
6	0,72	0,92	1,06	1,29	1,87	1,88
7	0,86	0,98	1,00	1,29	1,30	1,31
8	0,93	0,96	1,05	1,45	1,55	1,58
9	0,79	0,91	0,97	0,98	0,98	0,99
10	0,66	0,89	0,97	0,98	0,99	1,03
11	0,75	1,00	1,04	1,86	1,89	1,88
12	0,036	0,27	0,30	0,35	0,36	0,36

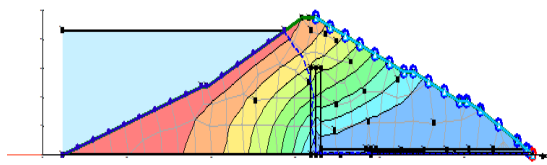


Figure 5.98 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30m de hauteur pour une anisotropie de 3

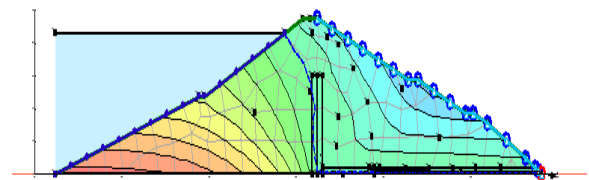


Figure 5.99 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30m de hauteur pour une anisotropie de 3

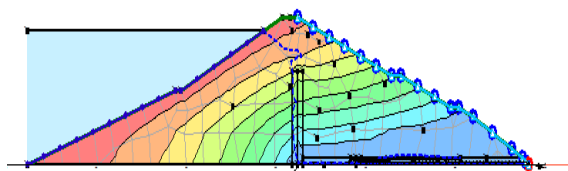


Figure 5.100 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30m de hauteur pour une anisotropie de 10

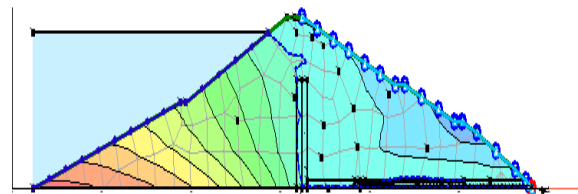


Figure 5.101 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30m de hauteur pour une anisotropie de 10

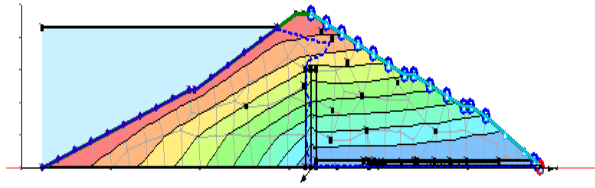


Figure 5.102 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30m de hauteur pour une anisotropie de 30

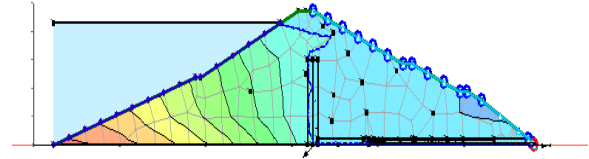


Figure 5.103 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30m de hauteur pour une anisotropie de 30

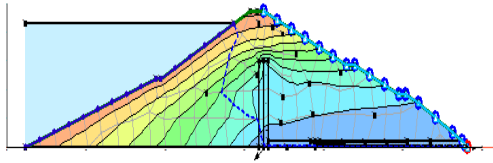


Figure 5.104 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30m de hauteur pour une anisotropie de 50

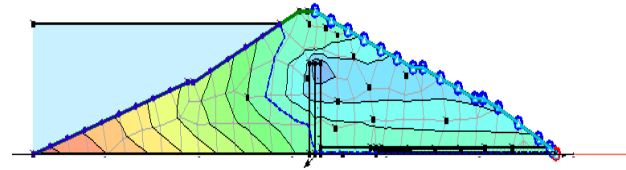


Figure 5.105 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30m de hauteur pour une anisotropie de 50

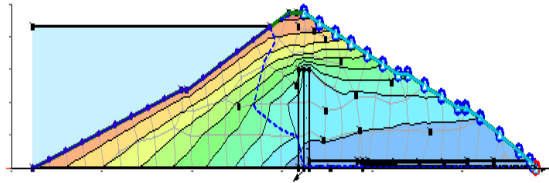


Figure 5.106 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30m de hauteur pour une anisotropie de 80

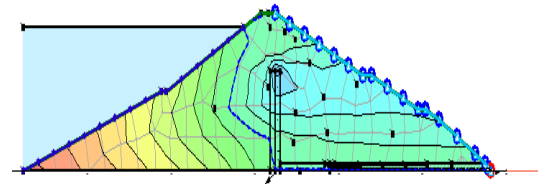


Figure 5.107 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30m de hauteur pour une anisotropie de 80

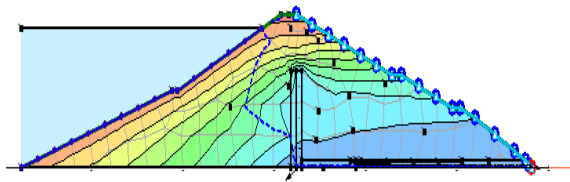


Figure 5.108 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30m de hauteur pour une anisotropie de 100

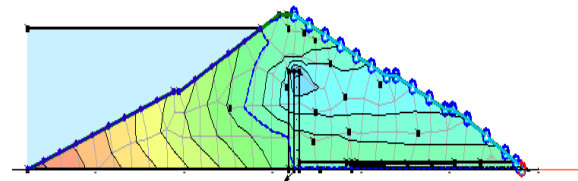


Figure 5.109 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30m de hauteur pour une anisotropie de 100

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

✚ $H_d = 40\text{m}$

Tableau 5.18 : Valeurs de la charge hydraulique et de la pression interstitielle pour un drain vertical de 40m de hauteur en fonction de l'anisotropie

Charge Pression		$\frac{K_h}{K_v}$					
		3	10	30	50	80	100
1	Charge(m)	33,09	30,30	29,39	29,25	29,18	29,17
	Pression(kPa)	140,53	113,20	104,27	104,27	102,36	102,13
2	Charge(m)	25,35	25,57	26,04	26,04	26,04	26,05
	Pression(kPa)	4,42	6,55	11,14	11,19	11,26	11,28
3	Charge(m)	38,16	40,59	41,63	41,90	42,26	42,40
	Pression(kPa)	-45,26	-21,47	-13,38	-8,53	-5,04	-3,70
4	Charge(m)	34,22	38,92	26,03	40,49	40,98	41,13
	Pression(kPa)	-72,94	-26,86	11,14	-10,50	-6,65	-5,19
5	Charge(m)	30,16	35,54	38,13	31,56	31,78	31,86
	Pression(kPa)	-90,27	-37,51	-12,16	-8,67	-5,54	-4,38
6	Charge(m)	22,63	27,55	31,30	31,56	31,78	31,86
	Pression(kPa)	-94,07	-45,75	-9,02	-6,42	-4,26	-3,51
7	Charge(m)	14,33	15,84	17,15	17,21	17,26	17,29
	Pression(kPa)	-30,39	-15,56	-2,74	-2,21	-1,59	-1,38
8	Charge(m)	5,65	6,54	8,06	8,12	8,14	8,16
	Pression(kPa)	-25,58	15,85	-1,89	-1,49	1,12	-0,96
9	Charge(m)	13,35	17,91	21,07	21,31	21,51	21,58
	Pression(kPa)	-84,94	-40,22	-9,23	-6,90	-4,95	-4,23
10	Charge(m)	4,79	8,16	10,61	10,80	10,96	11,02
	Pression(kPa)	-64,84	-31,88	-7,78	-5,94	-4,38	-3,73
11	Charge(m)	7,36	18,04	23,61	24,23	24,74	24,93
	Pression(kPa)	-126,30	-76,99	-22,45	-16,37	-11,29	-9,47
12	Charge(m)	0,56	3,45	8,49	9,14	9,68	9,89
	Pression(kPa)	-101,90	-73,55	-24,06	-17,70	-12,42	-10,38

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

Tableau 5.19 : Valeurs des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 40m de hauteur en fonction de l'anisotropie

Gradient hydraulique	$\frac{K_h}{K_v}$					
	3	10	30	50	80	100
1	0,57	0,78	0,94	0,90	0,90	0,90
2	0,89	0,98	0,99	1,28	1,29	1,29
3	0,60	0,65	0,72	1,51	1,59	1,61
4	0,78	0,91	1,01	2,34	2,50	2,55
5	0,79	0,99	1,08	2,42	2,62	2,70
6	0,69	0,86	0,94	1,39	1,44	1,45
7	0,94	0,97	1,00	1,21	1,87	1,90
8	0,92	1,01	1,04	1,53	1,52	1,53
9	0,77	0,86	0,92	0,95	0,97	0,98
10	0,77	0,86	0,96	0,44	0,42	0,43
11	0,65	0,75	0,86	0,59	0,57	0,56
12	0,07	0,41	0,66	0,34	0,35	0,36

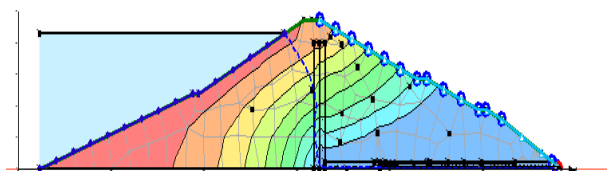


Figure 5.110 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 40m de hauteur pour une anisotropie de 3

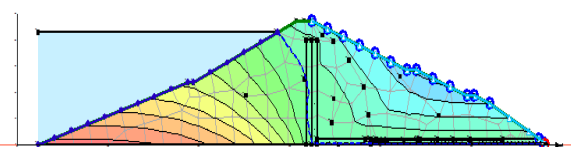


Figure 5.111 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 40m de hauteur pour une anisotropie de 3

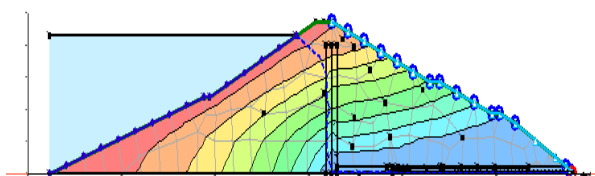


Figure 5.112 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 40m de hauteur pour une anisotropie de 10

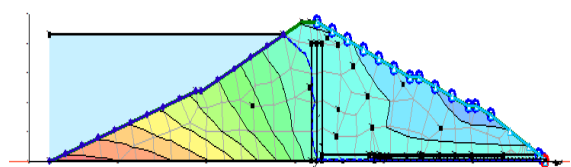


Figure 5.113 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 40m de hauteur pour une anisotropie de 10

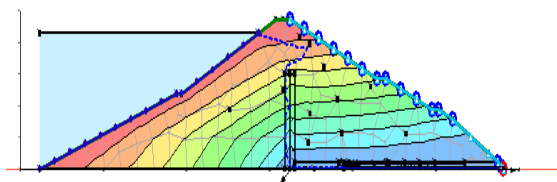


Figure 5.114 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 40m de hauteur pour une anisotropie de 30

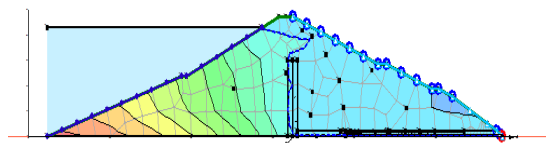


Figure 5.115 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 40m de hauteur pour une anisotropie de 30

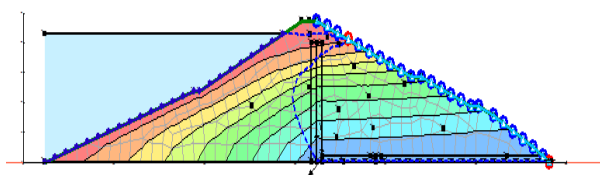


Figure 5.116 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 40m de hauteur pour une anisotropie de 50

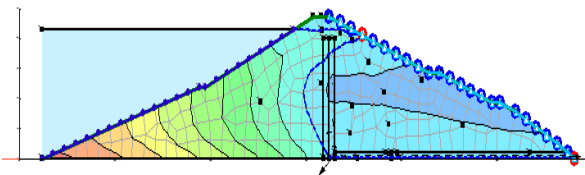


Figure 5.117 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 40m de hauteur pour une anisotropie de 50

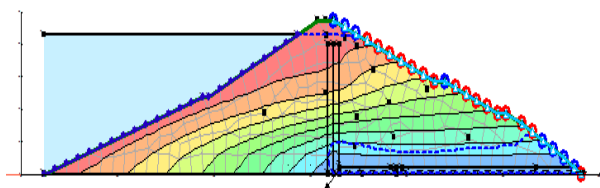


Figure 5.118 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 40m de hauteur pour une anisotropie de 80

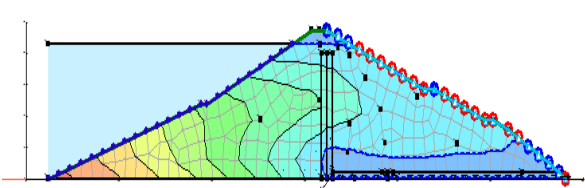


Figure 5.119 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 40m de hauteur pour une anisotropie de 80

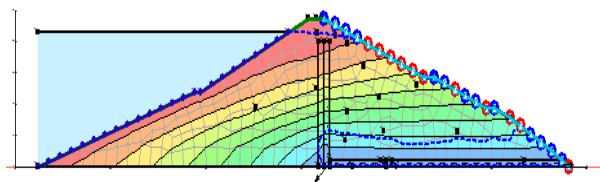


Figure 5.120 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 40m de hauteur pour une anisotropie de 100

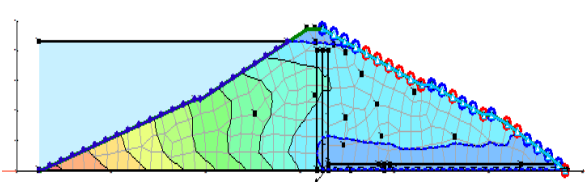


Figure 5.121 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 40m de hauteur pour une anisotropie de 100

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre


 $H_d = 43 \text{ m}$

Tableau 5.20 : valeurs de la charge hydraulique et de la pression interstitielle pour un drain vertical de 43m de hauteur en fonction de l'anisotropie

Charge(m) Pression(Kpa)		$\frac{K_h}{K_v}$					
		3	10	30	50	80	100
1	Charge(m)	27,49	28,06	29,39	29,26	29,18	29,17
	Pression(kPa)	85,61	91,19	104,29	102,94	102,26	102,13
2	Charge(m)	20,39	23,23	26,03	26,04	26,04	26,05
	Pression(kPa)	-44,15	-16,39	11,13	11,18	11,25	11,27
3	Charge(m)	23,95	28,72	41,78	42,17	39,74	26,05
	Pression(kPa)	-184,69	-137,88	-14,86	-11,08	3,71	11,28
4	Charge(m)	20,11	26,49	40,26	40,63	40,97	41,10
	Pression(kPa)	-211,28	-148,70	-13,75	-10,08	6,72	-5,42
5	Charge(m)	17,92	15,18	38,18	38,52	38,81	38,92
	Pression(kPa)	-210,33	-22,07	-11,61	-8,34	-5,48	-4,41
6	Charge(m)	14,46	22,14	31,30	31,56	31,78	31,86
	Pression(kPa)	-172,34	-98,78	-8,97	-6,42	-4,30	-3,55
7	Charge(m)	11,66	15,17	17,15	17,21	17,26	17,29
	Pression(kPa)	-56,49	-22,07	-2,11	-2,11	-1,58	-1,37
8	Charge(m)	4,10	6,19	8,06	8,10	8,14	8,16
	Pression(kPa)	-40,76	-20,27	-1,20	-1,49	-1,10	-0,95
9	Charge(m)	8,84	15,88	21,07	21,31	21,51	21,58
	Pression(kPa)	-129,14	-60,10	-9,18	-6,85	-4,95	-4,22
10	Charge(m)	1,88	7,17	10,61	10,80	10,96	11,04
	Pression(kPa)	-79,61	-41,56	-7,78	-5,97	-4,37	-3,71
11	Charge(m)	4,97	14,60	23,61	24,23	24,74	24,93
	Pression(kPa)	-205,24	-110,76	-22,39	-16,32	-11,32	-9,48
12	Charge(m)	0,33	2,38	8,49	9,13	9,68	9,89
	Pression(kPa)	-104,13	-83,99	-24,09	-17,82	-12,44	-10,39

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

Tableau 5.21 : Valeurs des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 43 m de hauteur en fonction de l'anisotropie

Gradient hydraulique	$\frac{K_h}{K_v}$					
	3	10	30	50	80	100
1	0,43	0,58	0,77	0,95	1,11	1,89
2	0,83	0,92	0,98	1,10	1,91	1,99
3	0,41	0,22	0,28	0,29	1,04	1,85
4	0,46	0,37	0,34	1,24	1,26	2,15
5	0,73	0,77	0,96	1,80	0,82	0,94
6	0,73	0,90	0,91	1,60	1,69	1,71
7	0,90	0,94	1,16	1,28	1,43	1,54
8	0,91	1,01	1,15	1,55	1,59	1,60
9	0,79	0,89	1,06	1,06	1,95	1,96
10	0,59	0,86	1,07	1,45	1,31	1,43
11	0,67	0,78	0,98	0,72	0,79	0,62
12	0,08	0,42	0,75	0,83	0,85	0,95

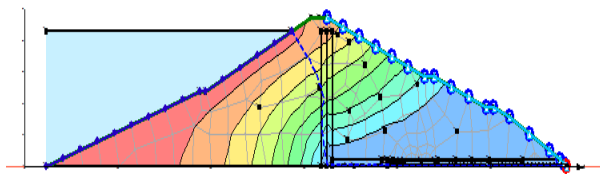


Figure 5.122 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 43m de hauteur pour une anisotropie de 3

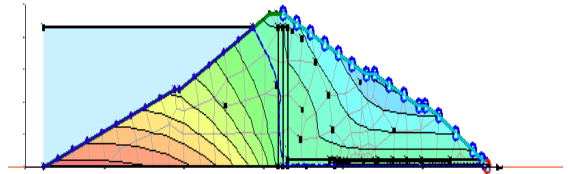


Figure 5.123 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 43m de hauteur pour une anisotropie de 3

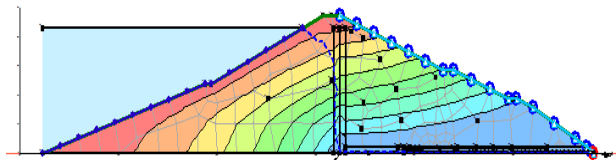


Figure 5.124 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 43m de hauteur pour une anisotropie de 10

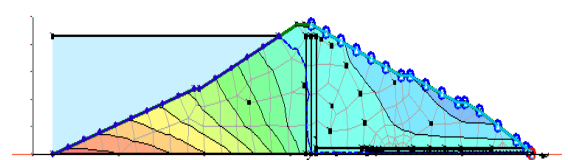


Figure 5.125 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 43m de hauteur pour une anisotropie de 10

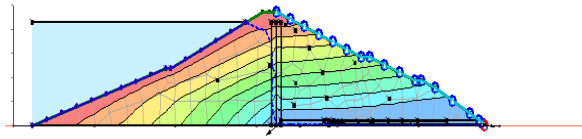


Figure 5.126 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 43m de hauteur pour une anisotropie de 30

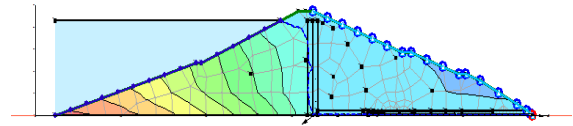


Figure 5.127 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 43m de hauteur pour une anisotropie de 30

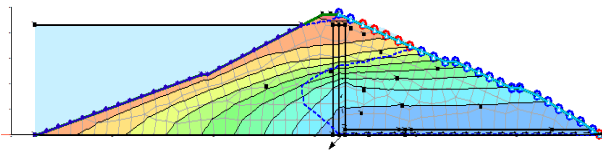


Figure 5.128 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 43m de hauteur pour une anisotropie de 50

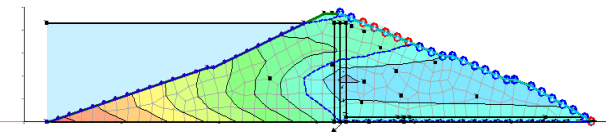


Figure 5.129 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 43m de hauteur pour une anisotropie de 50

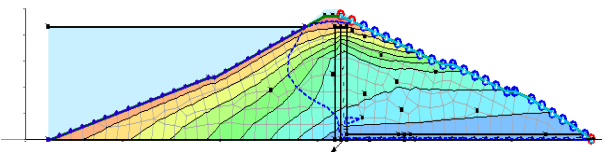


Figure 5.130 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 43m de hauteur pour une anisotropie de 80

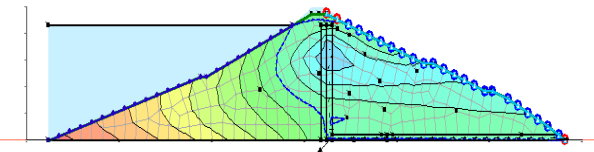


Figure 5.131 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 43m de hauteur pour une anisotropie de 80

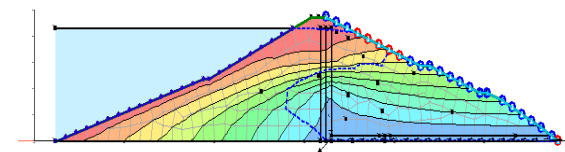


Figure 5.132 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 43m de hauteur pour une anisotropie de 100

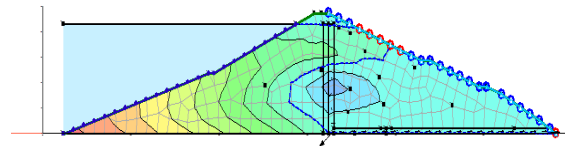


Figure 5.133 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 43m de hauteur pour une anisotropie de 100

La figure 5.134 donne pour le cas d'un drain vertical de 40 m la hauteur H entre la base du drain et le point d'intersection avec la ligne de saturation en fonction de l'anisotropie.

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

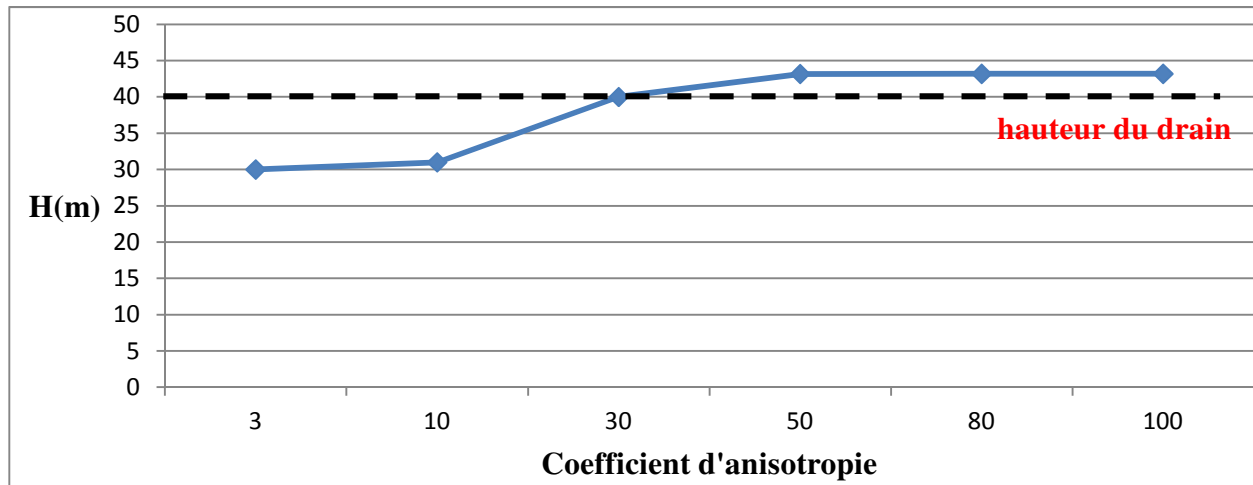


Figure 5.134 : Variation de H pour le cas d'un drain vertical de 40 m en fonction de l'anisotropie

La figure 5.135 donne la variation des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 40m au voisinage du drain en fonction de l'anisotropie.

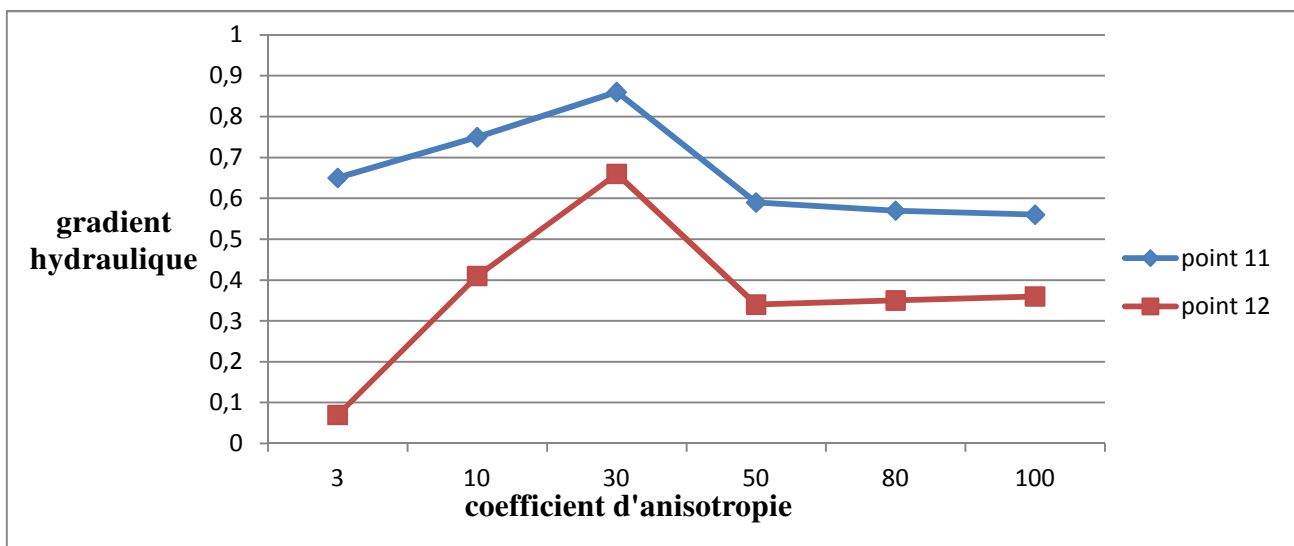


Figure 5.135 : Variation des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 40 m en fonction de l'anisotropie

D'après les résultats graphiques, nous constatons que l'interception quantitative et qualitative des infiltrations n'est assurée que par une situation limite se manifestant par :

- 🚧 Une hauteur de drain de 40 m et un coefficient d'anisotropie $\frac{K_h}{K_v} < 10$.

La situation offrant les conditions d'écoulement les plus favorables est enregistrée pour $H_d=40$ m et $\frac{K_h}{K_v} = 3$. Cette situation ne garantit comme-même pas une sécurité vis-à-vis de l'érosion mécanique puisque les valeurs du gradient hydraulique sont de l'ordre de 0,5 à 0,9 au voisinage amont du système de drainage. La conception selon les règles d'un système filtre précédant le drain est impérative.

III. INFLUENCE DE LA POSITION DU DRAIN VERTICAL

Afin de juger l'influence de la position du drain vertical sur les paramètres d'écoulement et notamment la position et le cheminement de la ligne de saturation ainsi que les risques d'érosion mécanique, il a été procédé à une autre série de modélisation en traduisant le drain vertical vers le parement aval du barrage avec une hauteur plus réduite ($H=30m$) afin d'optimiser sa géométrie. Les tableaux 5.22 et 5.23 ainsi que les figures 5.136 à 5.149 donnent les résultats analytiques et graphiques de la modélisation.

Tableau 5.22 : Valeurs de la charge hydraulique et de la pression interstitielle pour un drain vertical de 30 m translaté à l'aval en fonction de l'anisotropie

Charge(m) Pression(kPa)		$\frac{K_h}{K_v}$						
		1	3	10	30	50	80	100
1	Charge(m)	40,11	77,50	34,87	34,56	32,68	34,94	35,13
	Pression(kPa)	209,44	183,80	158,07	154,97	136,51	154,34	160,52
2	Charge(m)	32,45	31,23	30,95	32,31	31,47	32,05	35,28
	Pression(kPa)	74,11	62,11	59,39	72,71	64,50	70,12	101,79
3	Charge(m)	34,78	37,77	40,31	41,65	42,10	42,42	42,24
	Pression(kPa)	-68,5	-49,09	-24,12	-11,01	-6,62	-3,47	-5,29
4	Charge(m)	31,74	34,76	38,30	40,60	41,27	41,73	41,43
	Pression(kPa)	-97,13	-67,62	-32,90	-10,37	-3,77	0,72	-2,24
5	Charge(m)	28,77	32,06	36,38	38,89	40,05	39,78	40,17
	Pression(kPa)	103,87	-71,67	-29,29	-4,61	6,71	4,11	7,89
6	Charge(m)	23,34	26,91	22,37	24,85	34,99	32,41	36,05
	Pression(kPa)	-87,08	-52,01	48,47	72,81	27,23	1,90	37,57
7	Charge(m)	23,65	23,03	22,37	24,85	20,11	25,15	36,05
	Pression(kPa)	61,06	54,94	48,47	72,81	26,35	75,78	37,57
8	Charge(m)	22,88	20,03	16,69	18,38	9,90	20,48	15,92
	Pression(kPa)	143,44	115,51	82,75	99,24	16,14	119,87	75,20
9	Charge(m)	17,21	20,06	22,12	24,21	24,07	23,48	29,99
	Pression(kPa)	-66,51	-19,10	1,07	21,55	20,23	14,44	78,29
10	Charge(m)	2,13	11,55	11,49	17,89	5,01	21,20	11,21
	Pression(kPa)	-37,81	1,38	0,85	63,56	-62,57	96,09	11,91
11	Charge(m)	6,02	15,01	21,71	26,00	26,22	25,29	27,53
	Pression(kPa)	-194,87	-106,70	-41,01	1,06	3,16	-5,95	16,07
12	Charge(m)	0,28	1,54	6,14	5,23	4,94	16,79	12,34
	Pression(kPa)	-104,64	-92,20	-47,16	2,67	-58,91	57,28	13,67

Chapitre 5 : Analyse paramétrée des infiltrations pour l'optimisation des dispositifs de drainage des barrages en terre

Tableau 5.23 : Valeurs des gradients hydrauliques pour un drain vertical de 30 m translaté à l'aval en fonction de l'anisotropie

Gradient hydraulique	$\frac{K_h}{K_v}$						
	1	3	10	30	50	80	100
1	0,17	0,28	0,46	0,60	0,88	0,62	0,80
2	0,56	0,46	0,60	0,62	0,91	0,61	0,66
3	0,38	0,28	0,22	0,26	0,25	0,43	0,25
4	0,41	0,45	0,48	0,53	0,40	0,73	0,37
5	0,49	0,46	0,514	0,61	0,49	0,84	0,44
6	0,51	0,47	0,72	0,69	0,68	1,00	0,44
7	0,53	0,54	0,72	0,69	1,19	0,53	0,44
8	0,53	0,57	0,65	0,87	0,78	1,00	1,26
9	0,45	0,66	0,87	0,48	1,57	0,29	0,60
10	0,67	1,21	1,16	1,06	1,03	0,56	1,86
11	0,5	0,59	0,79	0,79	1,28	0,78	0,65
12	0,025	0,31	0,79	0,27	0,89	1,12	1,11

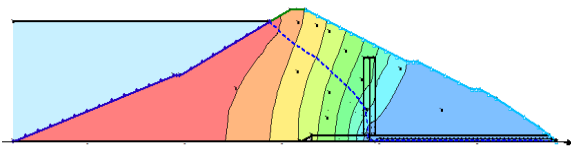


Figure 5.136 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 1

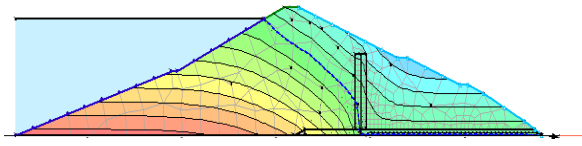


Figure 5.137 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 1

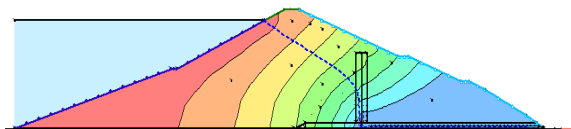


Figure 5.138 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 3

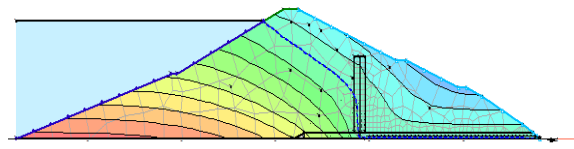


Figure 5.139 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 3

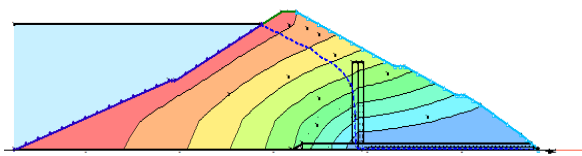


Figure 5.140 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 10

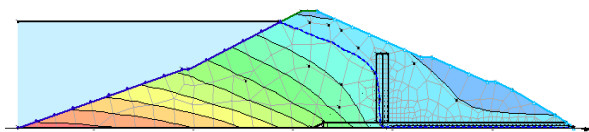


Figure 5.141 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 10

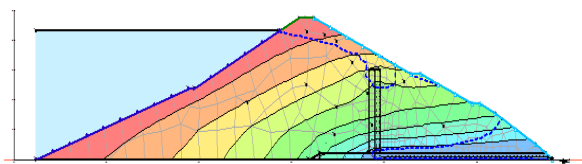


Figure 5.142 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 30

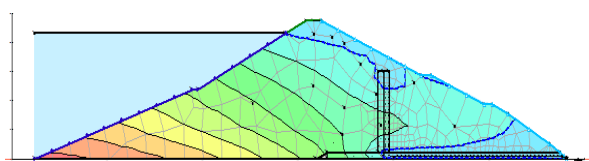


Figure 5.143 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 30

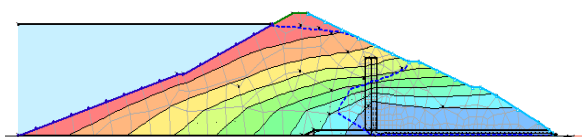


Figure 5.144 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 50

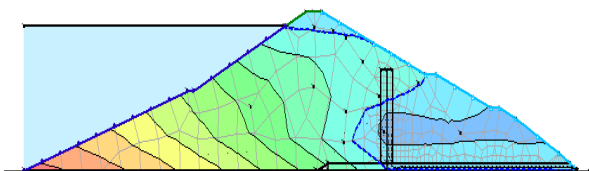


Figure 5.145 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 50

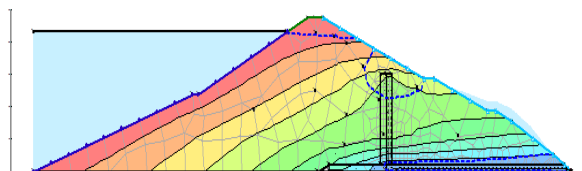


Figure 5.146 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 80

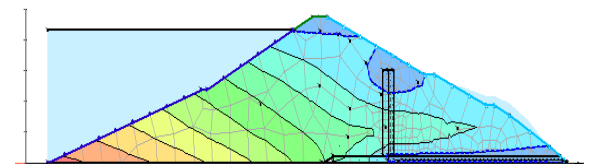


Figure 5.147 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 80

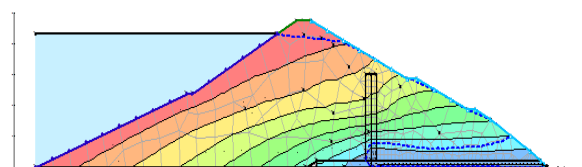


Figure 5.148 : Charge hydraulique pour un drain vertical de 30 m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 100

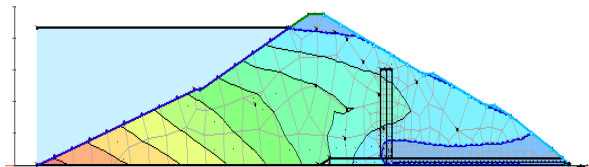


Figure 5.149 : Pression interstitielle pour un drain vertical de 30m de hauteur translaté à l'aval et une anisotropie de 100

D'après les résultats de modélisation pour ce cas, les conclusions fondamentales dégagées se résument en :

- ✚ En ce qui concerne l'interception et la maîtrise des écoulements en milieu isotrope : bonne interception de la ligne de saturation et capacités de décharge satisfaisantes,
- ✚ Pour une anisotropie de coefficient $\frac{K_h}{K_v} = 3$: conditions favorables en terme d'interception de la ligne de saturation et de capacités de décharges,
- ✚ Pour $\frac{K_h}{K_v} = 10$, interception limite mais insuffisance de capacités de décharge,
- ✚ Pour $\frac{K_h}{K_v} > 10$, conditions défavorables de maîtrise des écoulements,
- ✚ En ce qui concerne les risques d'érosion mécanique : les valeurs des gradients hydrauliques pour le cas du drainage vertical de 30 m de hauteur, translaté à l'aval ont été réduits considérablement.

IV. CONCLUSION

Pour des coefficients d'anisotropie réduits, les techniques du drain horizontal et du drain vertical de faible hauteur sont valables. Ils peuvent permettre des économies importantes de matériaux filtrants et devraient donc se révéler intéressants pour les ouvrages petits et rustiques où l'on recherche systématiquement les prix les plus bas possible. Pour des coefficients d'anisotropie supérieurs à 30, la seule solution valable est le drain vertical haut, judicieusement placé. Cette solution s'impose dans tous les cas d'ouvrages où l'on craint, du fait de la nature du sol, du type de compactage ou de l'insuffisance du contrôle, une stratification aboutissant à une forte anisotropie en grande masse et à des cheminements horizontaux préférentiels. Le drain vertical peut également amener une certaine économie de matériau.

Considérée à ce niveau, notre étude est encore limitée. Il est en effet probable que, dans nombre de circonstances, il sera nécessaire de maintenir un drainage horizontal à la limite remblai-fondation pour contrôler les conditions hydrauliques dans les soubassements du barrage. Les économies de matériaux filtrants peuvent donc ne pas être aussi importantes qu'on pourrait se l'imaginer. Mais le gain de sécurité apporté par les drains verticaux est considérable. A condition de ne comporter qu'un seul matériau, un drain vertical mince est facile à réaliser économiquement.

Dans chaque cas particulier, l'ingénieur devra donc se faire une idée à partir des essais de laboratoire et, compte tenu des réalisations existantes dans la région, des degrés d'anisotropie et d'hétérogénéité auxquels il peut s'attendre. A partir de là, le calcul numérique doit lui permettre en un temps très court et pour un prix acceptable, de choisir la solution optimisant suivant les besoins, la sécurité ou l'économie.

Conclusion générale

Les drains et les filtres sont des organes qui assurent la stabilité des barrages, notamment en terre, ainsi que sa fondation. Le choix de leur emplacement et de leur dimensionnement sont à l'origine de leur utilité et efficacité. Ces choix conceptuels doivent tenir compte des aspects techniques de sécurité et des aspects économiques pour la rationalisation des coûts correspondants.

Les drains dans les barrages en terre ont une multitude de fonctions très variées: intercepter les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage, abaisser la ligne de saturation et éviter les résurgences sur le talus aval, et garder une grande partie du remblai non saturé afin de conserver les caractéristiques géotechniques du matériau utilisé, décompresser la fondation et donc minimiser les pressions interstitielles et activer en dernier la consolidation du remblai.

Les choix conceptuels des systèmes de drainage pour les barrages en terre doivent tenir compte d'un certain nombre de paramètres : géométrie et dimensions, types (tapis ou cheminée), anisotropie des matériaux de remblais, position (central ou translaté à l'aval) et des critères économiques.

La modélisation numérique reste un outil indispensable pour l'analyse de tous ces aspects et qui peut mettre en évidence le poids de chaque paramètre pour orienter ces choix conceptuels.

L'analyse paramétrée élaborée dans le cadre de ce travail a ciblé l'optimisation des systèmes de drainage pour les barrages en terre en fonction des critères liés aux développements des charges hydrauliques, des pressions interstitielles, de la configuration de la ligne de saturation, des capacités de décharges des drains, des gradients hydrauliques et de l'anisotropie des matériaux de remblais.

Le recours à la modélisation a permis de mettre en évidence plusieurs aspects fondamentaux en fonction du type de drainage en l'occurrence :

Drainage horizontal ou tapis drainant

Les résultats de la modélisation analysés au niveau de la zone de drainage ont mis en évidence, en relation avec l'augmentation de la longueur du tapis drainant, ce qui suit :

Conclusion générale

- ✚ Une diminution de la charge hydraulique de l'amont vers l'aval,
- ✚ Une diminution de la pression interstitielle de l'amont vers l'aval,
- ✚ Une diminution du gradient hydraulique de l'amont vers l'aval,
- ✚ L'éloignement de la ligne de saturation du côté aval du barrage.

Les conditions favorables de maîtrise des écoulements ont été enregistrées autour d'une longueur du drain de 50 m : interception favorable de la ligne de saturation, gradient hydraulique $i=0,32$ inférieur au gradient critique des remblais de barrages argileux.

En ce qui concerne l'anisotropie des matériaux de remblais, notamment le critère lié à la position de la ligne de saturation dans la zone de drainage, un rapport d'anisotropie $\frac{K_h}{K_v} = 3$ offre de meilleures conditions de maîtrise des écoulements.

- ✚ Pour $\frac{K_h}{K_v} = 10$, les capacités de décharge de drains sont insuffisantes,
- ✚ Pour $\frac{K_h}{K_v} > 10$, apparition de surface de suintement au niveau du talus aval qui connaît des rehaussements importants lorsque le coefficient d'anisotropie augmente considérablement,
- ✚ Un rapport d'anisotropie $\frac{K_h}{K_v} = 3$ offre des conditions d'érosion mécanique favorable puisque au pied amont du drain, le gradient est d'environ $i = 0,209 < 0,5$ (gradient critique des argiles).

Drainage vertical ou drain cheminée

D'après les résultats obtenus par la modélisation, notamment la position de la ligne de saturation au voisinage du drainage, il a pu être mis en évidence que la hauteur du drain permettant d'intercepter la ligne de saturation à la limite est $H_d = 20$ m, ce qui représente environ 50% de hauteur du barrage. Toutefois, sur le plan mécanique les risques d'érosion régressive sont à leur limite en fonction des valeurs du gradient hydraulique.

Aussi, il est à signaler que l'interception quantitative et qualitative des infiltrations n'est assurée que par une situation limite se manifestant par une hauteur de drain de 40 m et un coefficient d'anisotropie $\frac{K_h}{K_v} < 10$.

La situation offrant les conditions d'écoulement les plus favorables est enregistrée pour $H_d = 40$ m et $\frac{K_h}{K_v} = 3$. Cette situation ne garantit comme-même pas une sécurité vis-à-vis de l'érosion mécanique puisque les valeurs du gradient hydraulique sont de l'ordre de 0,5 à 0,9

Conclusion générale

au voisinage amont du système de drainage. La conception selon les règles d'un système filtre précédant le drain est impérative et peut compenser cette insuffisance d'ordre mécanique.

Pour le dernier paramètre d'influence et relatif à la position du drain vertical, il a été déduit ce qui suit:

En ce qui concerne l'interception et la maîtrise des écoulements en milieu isotrope : Une bonne interception de la ligne de saturation a été enregistrée et les capacités de décharge sont satisfaisantes.

Pour une anisotropie de coefficient $\frac{K_h}{K_v} = 3$: conditions favorables en terme d'interception de la ligne de saturation et de capacités de décharges.

Pour $\frac{K_h}{K_v} = 10$, interception limite mais insuffisance de capacités de décharge.

Pour $\frac{K_h}{K_v} > 10$, conditions défavorables de maîtrise des écoulements.

En ce qui concerne les risques d'érosion mécanique : les valeurs des gradients hydrauliques pour le cas du drainage vertical de 30 m de hauteur, translaté à l'aval ont été réduits considérablement.

En finalité, le travail élaboré constitue une première ébauche relative aux analyses multicritères à engager lors de la conception des systèmes de drainage des barrages en terre. La prise en charge au niveau de cette analyse de l'ensemble des critères d'influence, notamment l'anisotropie de matériaux de remblais, est d'une nécessité absolue. Ce critère oblige donc les concepteurs à orienter les études géotechniques relatives à la reconnaissance des matériaux en fonction de la connaissance, au préalable des perméabilités directionnelles des sols de remblais.

Références bibliographiques

Amadou B., Mactar F., Aly Ngouille N. (2001). Conception et dimensionnement d'un micro barrage de retenue d'eau de ruissellement a KEUR SEIB NDOYE. École polytechnique de THIES , projet de fin d'étude, THIES , Senegal.195 p.

Antoine F., Josseume H., Levillain J.P., Rouas G. (1992). Recommandations sur les barrages-réservoirs d'alimentation des canaux à Bief de partage. STC.PMVN. Expertise, surveillance, entretien et confortement.

Baghzim H. (2015). Étude numérique de la conception des barrages en terre, Université Mohamed Khider.Biskra, Mémoire de magister, Algérie .120 p

Belarbi A. (2015). Érosion dans les ouvrages hydrauliques de la dispersion à la détection en place. Université Abou bekr belkaid, thèse de doctorat, .Tlemcen, Algérie .190 p

Bertal M.,Benyahia O (2012). Thèse de master, soutenue, université Abou bekr belkaid Tlemcen.

Blais J. (2005). Typologie de l'érosion interne et érosion internes des digues fluviales, 70 p, p 66-67.

Bonelli S. (2001). Ouvrages hydrauliques en remblai : un regard transversal sur l'action de l'eau. Injénierie N 26- p .49 à 58.

Bonelli S. (2012). Érosion des géomatériaux, édition : Lavoisier 14 rue de provigny, ISBN : 978-2-7462-2570-1.

Bonelli S., Radzicki K., Szczesny J., Tourment R., Félix. H. (2005). L'auscultation des barrages en terre : une nécessité. Ingénieries N° 41 – p 13 à 22.

Bouhlali M. (2006). Les risques associés aux barrages, mémoire de magister, université Abou bekr balkaid Tlemcen.

Cherif S., Bouhassane M. (2013).Étude comparative des barrages à noyau central. Université Abou Bekr Belkaid, mémoire de master, Tlemcen, Algérie.93 P.

Références bibliographiques

CIGB (ICOLD). (1986). Géotextiles : filtres et transitions pour les barrages en remblai. Bulletin55 ,129 p.

Dahmouche N. (2017). Études des infiltrations et stabilité du barrage.

Darbre G.R., Pougatsch H. (1993). L'équipement de barrages dans le cadre du réseau national d'accélérographes.

Degoutte G. (1997). Petits barrages - recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, Cemagref Editions, Paris, 173p

Degoutte G., Royet P(1997).Aide-mémoire de mécanique des sols. Edition : Third édition école national du génie rural des eaux et des forêts ENGREF.

Désodt C., Horsin Molinaro H.(2016). Phénomène de boulangerie et d'érosion régressive (renard hydraulique) dans les barrages.11p, 3-6P.

Dibiagio E. (2000). Monitoring of dams and their foundations. Auscultation des barrages et leurs fondations, XXe congrès CIGB, Rapport général question 78, Beijing, Volume III, P 1459 – 1545.

El Gounnoui M. (2010). Eau dans le sol, édition : Royaume du Maroc université Hassan 2 Casablanca.

FEMA . (2011). Embarkment DAMS.edition U.S département of Holand security.

Femmam H (2011). Analyse numérique de l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité des talus, thèse de doctorat, université Mohamed Khider Biskra.

Lautrin D. (2002). Vieillesse et réhabilitation des petits barrages en terre, Cemagref éditions, 240 p.

Le Delliou P(2007).Les barrages : conception et maintenance. Edition : presses universitaires de LYON.ISBN :2-7297-0807-3.Disponible à l'adresse:<http://presses.univ-lyon2.fr>.

Marche C. (2008). Barrage crues de rupture et protection civile. 2ème édition : presses internationales polytechnique 2008.ISBN : 978-2-553-01414-7.

Références bibliographiques

MDA. (1994). Ministère de l'agriculture direction de l'aménagement. Groupe de travail permanent pour les barrages en aménagement rural. Technique des barrages en aménagement rural.

Mériaux P., Royet P., Folton C. (2001). Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations, Cemagref éditions, 191p.

Messaïd B. (2009) Étude de la position efficace des drains dans les barrages en terre, université colonel Hadj-Lakhdar-Batna, thèse de doctorat, soutenue en -2009, Batna, Algérie.263 P.

Nguyen V. (2014).Caractérisation de l'érosion des sols par le jet érosion test, école centrale Paris, école centrales des arts et manufactures.381 p.

Poupart M., Royet P. (2001). La surveillance des barrages. EDF-Cemagref, Colloque Technique CFGB, Aix-en Provence.pp.39-40.

Rolley R. (1989). Technique des barrages en aménagement rural. Gap : Edition. Louis-jean, 1977 rééditions 1989.326p.

Romain R. (2007). Modélisation de l'érosion interne dans les barrages en remblai, INSA de Strasbourg, EDF.

Rouissat N. (2007).Approche méthodologique du suivi de comportement des barrages en remblai.Mémoire de magister. Département de génie civil. Faculté de technologie univesité Aboubekr Balkaid,Tlemcen.

Rouissat N. (2014).Suivi du comportement des barrages étude de cas, université Abou bekr belkaid, Tlemcen, Thèse de doctorat, soutenue en 2014.

Rousselet R. (2017). Modélisation de l'érosion interne dans les barrages en remblai, Strsbourg.projet de fin d'études,INSA de Strasbourg,70 p.

Royet P. (1994). Guide pour la surveillance et l'entretien des petits barrages, Cemagref, Ministère de l'environnement, Paris Éditions, 87 p.

Royet P.,Durand J.M , Mériaux P. (1999). Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale, Cemagref.

Références bibliographiques

Schleiss A .J., Pougatsch H. (2011). Les barrages : du projet à la mise en service, Traité de Génie civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, publié sous la direction de René Walther et Manfred A Hirt, Volume 17, 703 p.

Sherrard J.L., Dunnigan L.P., Talbot J.R., (1984) .Filters for Silts and Clays, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, June, pp. 701-718

Tacgrift H. (2008). Risque de renard hydraulique modélisation des écoulements dans le corps de digue, 21 p.

VARLET H., (1966). Barrages réservoirs.Tome 3. Edition:Eyrolles,Paris.

Vidal. R, (2010). Auscultation d'ouvrages hydrauliques, Etude des normes pour la sécurité des ouvrages hydrauliques et création d'un programme interne de suivi, INSA, Strasbourg. Stucky France.