

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية
الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة أبو بكر بلقايد- تلمسان
UNIVERSITE ABOU BAKR BELKAID

كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie



قسم الري

Département d'Hydraulique

Master en Hydraulique.

Option : *Ouvrages Hydrauliques*

*Analyse des choix conceptuels du
barrage Sikkak*

M^{lle} BELAIDI HIZIA

Soutenue : / /2020, Devant les membres du Jury :

Mr. BENNADA Lotfi

Président

Mr. BESSEDIK Madani

Examineur

Mme. ROUISSAT Nadia

Encadreur

Mr. ROUISSAT Bouchrit

Encadreur

Promotion : 2019-2020

DÉDICACE

A l'aide de Dieu tout puissant, qui trace le chemin de ma vie j'ai pu arriver à réaliser ce modeste travail que je dédie :

*Aux êtres les plus chers à mon cœur,
ma mère **AMARIA** et mon père **MOHAMMED**,
sources de tendresse, de noblesse et d'affection que
Dieu les protège.*

*A mes sœurs **KENZA**, et **NEDJWA***

*A Tous personnes qui ont contribué de près ou de
loin à ma formation*

Belaidi Hizia

REMERCIEMENTS

Avant tous, je remercie Dieu le tout puissant qui m'a aidé et donné la volonté et le courage d'entamer et de terminer ce travail.

*Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Mr et Mme **Ruisset** que je remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur, sa disponibilité, ses conseils éclairés et les encouragements durant ma préparation de ce mémoire.*

Je remercie également tous mes professeurs. Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury.

Belaidi Hizia

Résumé

Le barrage de Sikkak, dans la wilaya de Tlemcen, est un barrage en terre à noyau central, d'une hauteur de 53m.

Au niveau du barrage, les injections dans les fondations se sont opérées à ciel ouvert et ce en l'absence, au niveau de la conception du projet, de galerie d'injection et de drainage. Les fondations du barrage sont constituées essentiellement de grés et dont le traitement par l'injection est relativement complexe. Trois voiles d'injection ont été projetés et réalisés.

Il faut souligner que les fondations constituent un élément essentiel, car elles servent d'assises aux ouvrages. Elles doivent, d'une part, être capables de reprendre les forces transmises par le barrage et d'autre part, servir de barrière à l'eau sur les flancs et en profondeur qui risquent de compromettre la sécurité de l'ouvrage.

En s'articulant sur le dépouillement et l'interprétation des mesures d'auscultation du barrage après sa mise en eau, notamment en terme de pressions interstitielles, de piézométrie et de débits de fuite et de drainage, et sur la modélisation numérique, le présent mémoire est orienté vers l'analyse du comportement de l'ouvrage afin de juger, d'une part l'efficacité des voiles d'injection, et d'autre part, la pertinence des choix conceptuels, particulièrement en ce qui concerne les infiltrations dans les fondations du barrage.

Mots clés: Barrage, choix conceptuels, fondations, injection, drainage, modélisation

Abstract

The Sikkak dam, in the wilaya of Tlemcen, is an earthen dam with a central core, 53m high. At the level of the dam, the injections into the foundations were carried out in the open and this in the absence, at the level of the project design, of an injection and drainage gallery. The foundations of the dam are mainly made of sandstone and the treatment of which by injection is relatively complex. Three injection sails were designed and built.

It should be noted that the foundations are an essential element, because they serve as the foundations of the structures. They must, on the one hand, be able to regain the forces transmitted by the dam and, on the other hand, serve as a water barrier on the sides and at depth which may compromise the safety of the structure.

By focusing on the analysis and interpretation of the auscultation measurements of the dam after its impoundment, in particular in terms of pore pressures, piezometry and leakage and drainage rates, and on digital modeling, the present thesis is oriented towards the analysis of the behavior of the structure in order to judge, on the one hand the efficiency of the injection walls, and on the other hand, the relevance of the conceptual choices, particularly with regard to the infiltrations in the foundations of the dam.

Keywords: Dam, conceptual choices, foundations, injection, drainage, modeling

الملخص

سد سكاك في ولاية تلمسان هو سد ترابي نواة مركزية بارتفاع 53 مترا على مستوى السد ، تم إجراء الحقن في الأساسات في العراء وهذا في غياب ، على مستوى تصميم المشروع ، معرض الحقن والصرف. أساسات السد من الحجر الرملي ومعالجتها عن طريق الحقن معقدة نسبيا. تم تصميم وبناء ثلاثة أشعة حقن.

وتجدر الإشارة إلى أن الأساسات عنصر أساسي ، لأنها تعمل كأساس للبنى. يجب أن يكونوا ، من ناحية ، قادرين على استعادة القوى التي ينقلها السد ، ومن ناحية أخرى ، أن يكونوا بمثابة حاجز مائي على الجانبين وفي العمق مما قد يضر بسلامة الهيكل.

من خلال التركيز على تحليل وتفسير قياسات تسمع السد بعد حجزه ، لا سيما من حيث ضغوط المسام وقياس الضغط ومعدلات التسرب والصرف ، وعلى النمذجة الرقمية ، فإن الحاضر الأطروحة موجهة نحو تحليل سلوك الهيكل من أجل الحكم ، من ناحية ، كفاءة جدران الحقن ، ومن ناحية أخرى ، أهمية الخيارات المفاهيمية ، خاصة فيما يتعلق بالتسلل في أساسات السد.

الكلمات المفتاحية: السد ، الخيارات المفاهيمية ، الأساسات ، الحقن ، الصرف ، النمذجة

LISTE DES ANNOTATIONS

v : La vitesse de percolation.

i : Le gradient hydraulique.

H : La charge hydraulique.

L : La longueur de percolation.

e : Indice des vides..

K : Le coefficient de perméabilité de sol.

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

C : Coefficient dépendant de la retenue de sol.

i_{cr} : Le gradient hydraulique critique.

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

γ_w : Le poids volumique d'eau.

u_{M₂} : La pression interstitielle

Σ L_v : somme des distances verticales le long du parafouille.

H : La hauteur totale du barrage.

H₁ : Charge à l'amont.

m₁ : La pente du talus amont.

m₂ : La pente du talus aval.

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

ρ_s:Masse volumique des grains solides.

ρ_w: Masse volumique de l'eau.

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

TABLE DES MATIERES

Dédicaces

REMERCIEMENTS

RESUME

LISTE DES ANNOTATIONS

TABLE DE MATIERES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTIONS GENERALE

CHAPITRE I : ANALYSE DES RUPTURES DES BARRAGES

I. INTRODUCTION	3
II. ANALYSE DES RUPTURES DES BARRAGES.....	4
II.1.Statistiques globales des ruptures.....	4
II .2. Causes de rupture.....	5
II .2.1. Causes techniques.....	5
II .2.2. Causes naturelles	5
II.2.3. Causes humaines.....	6
II .3. Types de ruptures	6
II .3.1.Rupture des barrages en fonction de leur âge.....	6
II .3.2. Rupture des barrages en fonction de leur type.....	7
II.3 .3. Rupture des barrages en fonction de leur hauteur.....	9
II.3.4.Rupture des barrages en fonction du type de fondation.....	9
II.3 .5. Rupture des barrages en fonction des états critiques.....	10
III.MECANISMEDE RUPTURESDESBARRAGESENREMBLAI.....	11
III .1. Introduction	11
III.2. L'érosion externe... ..	11

III.3.L'affouillement.....	11
III.4. Courant et chocs de corps flottants.....	12
III.5.La surverse.	12
III.6.Rupture par glissement.....	13
III.7.Rupture par érosion interne.....	14
IV. CAUSES DE RUPTURE DES BARRAGES EN TERRE PAR EROSION INTERNE.....	15
IV.1. Causes liées au compactage.....	15
IV.2.Causes dues à la mauvaise liaison du noyau avec le contour.....	16
IV.2.1. Fondation et appuis rocheux.....	16
IV.2.2. Fondation et appuis en terre.....	16
IV.3. Causes liées à la fissuration du remblai.....	17
IV.4. Causes liées à l'utilisation des matériaux inadapté.....	18
V.9CONCLUSION	18

CHAPITRE II : INFILTRATION DANS LE CORPS ET LES FONDATIONS

DES BARRAGES EN TERRES

I. INTRODUCTION.....	20
II. INFILTRATIONS DANS LES BARRAGES EN TERRES.....	20
II.1. Equation de la ligne de saturation.....	20
II. 1. 1.Distance entre les deux points d'intersection du plan d'eau avec la parabole théorique et le talus amont (Δ).....	21
II. 1. 2. Détermination du point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval	23
II.2 .Détermination des pressions interstitielles.....	25
II.2.1. Le mécanisme de développement.....	26
II.2.2.Utilisations des réseaux d'écoulement	28
III. DISPOSITIFS DE MAITRISE DES INFILTRATIONS.....	30
III.1.Prévention des infiltrations.....	30
III.2. Contrôle des infiltrations	30
IV. CONCLUSION.....	31

**CHAPITRE III : PROBLEME S D'EROEION INTERNE DANS LE
CORP ET LES FONDATIONS DES BARRAGES EN TERRES**

I. INTRODUCTION	33
II. ORIGINES DU PHENOMENE D'EROSION.....	34
III .PRESENTATIONS DE PHENOMENE D'EROSION INTERNE	35
III.1. Définition	35
III.1.1.Erosion interne au sens mécanique.....	36
III.1.2.Erosion interne au sens physico-chimique (mécanisme de dispersion)	36
III.1.3.Gradient hydraulique et vitesse critique de percolation.....	37
IV. FORMES DE L'EROSION REGRESSIVE.....	40
IV.1. L'initiation.....	40
IV.2. La boullance.....	40
IV.3 La suffusion.....	42
IV.4. .L'érosion régressive	43
IV.5.Le débouillage.....	44
IV.6.La dissolution.....	45
IV. 7.La dispersion.....	45
IV. 8.L'entraînement	45
IV.9. L'exsolusion.....	46
IV.10.La La filtration.....	47
V. DEVELOPPEMENT DES DESORDRES.....	48
V.1 La suffusion	48
V. 2.Le renard.....	49
VI.CONCLUSION.....	50

CHAPITRE III : TRAITEMENT DES FONDATIONS DES BARRAGES

EN TERRE PAR LES INJECTIONS ET LES DRAINAGES

I.INTRODUCTION	52
II. TRAITEMENT DES FONDATION.....	53
II .1. Problématique.....	53
II .2. La sous pression en fondation	53
II .2.1.Répartition de la sous pression	54
II .2.2. Le coefficient de sous pression λ	55
II .3. Étanchéité de la fondation.....	55
II .3.1. Etanchéité du massif.....	57
II.3 .2. Choix du système d'étanchéité	57
III.TRAITEMENT DES FONDATIONS PAR PAROIS ETANCHES ³	57
III .1. Les parois en béton.....	57
III.2.Les parois en béton plastique.....	58
III.2. Les parois au coulis	59
IV.TRAITEMENT DES FONDATIONS PAR INJECTION DES COULIS DE CIMENT ...	59
IV.1.Introduction.....	59
IV.2.Historique.....	60
IV.3.Objectif.....	61
IV.4.Procédure d'injection....	61
IV.5.Les domaines d'application.....	62
IV.5.1.La consolidation.....	63
IV.5.2.L'étanchement.....	63
IV.5.3.Le scellement	63
IV.5.4. Le remplissage	63
IV.5.5. La compensation.....	63
V.CARACTERISTIQUES DU PROCEDE D'INJECTION.....	64
V.1.La pression d'injection	64
V.2.Les propriétés du coulis frais.....	66
V.3.Nombre de ligne d'injection.....	66
V.4.Espacement entre forages	67
V.5.Orientation des forages.....	68
V.6. Profondeur du voile d'injection.....	68

VI. CONCLUSION	69
CHAPITRE IV : ANALYSE DU COMPORTEMENT DU BARRAGE SIKKAK	
I.1 INTRODUCTION	70
II. MECANISMES DE VIEILLISSEMENT DES FONDATIONS	70
III . AUSCULTATION DES FONDATIONS DES BARRAGES	71
III.1. Objectifs de l'auscultation des barrages Pluviométrie du Bassin	71
III.1. 1. Pendant la construction et la première mise en eau	71
III.1. 2. En phase d'exploitation.....	71
III .1.3 Importance du suivi du comportement des fondations des barrages.....	72
IV. PRESENTATIONS DU BARRAGE.....	73
IV. 1. Situation	73
IV. 2. Profil du barrage	74
IV. 3. Géologie et géotechnique.....	75
IV.3.1.Contexte général.....	75
IV.3.2.Géologie du site.....	76
IV. 4. L'écran d'étanchéité du barrage.....	78
IV. 5. Le voile d'injection.....	78
V. DISPOSITIF D'AUSCULTATION DU BARRAGE.....	80
V.1. Consistance du dispositif d'auscultation	80
V.2 . Profils d'auscultation.....	81
VI.ANALYSE DU COMPORTEMENT DU BARRAGE EN RELATION AVRC LES CRITERE CONCEPTUELS	
VI.1. Pressions interstitielles.....	90
VI.2.Piézométrie.....	93
VI.2.1.Variation des niveaux piézométriques du plan d'eau (Rive gauche).....	94
VI.2.2.Variation des niveaux piézométriques en fonction du plan d'eau (Rive droit).....	94
VI.3.Débits des sources et de drainage a l'aval du barrage.....	94
VI.4.Tassements du barrage.....	95
VI.4.Tassements du barrage.....	95

VII. VALIDATION DU COMPORTEMENT DU BARRAGE PAR LA MODELISATION NUMERIQUE

VII.1. Présentation du code de calcul	97
VII.1. Présentation du code de calcul.....	97
VII.2. Modélisation du barrage SIKKAK.....	98
VII.3. Discrétisation du profil du barrage.....	99
VII.4. Variation des paramètres d'analyse.....	100
VII.4.1. Voile implanté à l'amont du barrage.....	100
VII.4.2. Voile implanté à l'axe du barrage.....	102
VIII. INTERPRETATION DES RESULTAS.....	104
VIII.1. Confrontation auscultation – modélisation	104
VIII.2. Influence de l'implantation du voile.....	105

CONCLUSION GENERALE

LISTE DES REFERENCE

LISTE DES FIGURES

« CHAPITRE 1 »

Figure 1.1 : Pourcentages de ruptures des barrages	5
Figure 1.2 : Rupture des barrages en fonction de leurs âges	7
Figure 1.3 : Ruptures des barrages par leur hauteur et par type	9
Figure 1.4 : L'instabilité par glissement concerne le parement aval lorsque le réservoir est plein (a), et le parement amont au moment d'une vidange rapide (b)	14
Figure 1.5 : Un renard peut survenir dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b)	15

« CHAPITRE 2 »

Figure 2.1 : Ligne de saturation dans un barrage	21
Figure 2.2 : Détermination de la grandeur Δ	22
Figure 2.3 : Point d'intersection de la ligne de saturation et la parabole avec le parement Aval	24
Figure 2.4 : Courbe de Casagrande	25
Figure 2.5 : Réseau d'écoulement dans un barrage homogène isotrope	27
Figure 2.6 : Lignes de courant et les lignes équipotentiels.....	28
Figure 2.7 : Réseau de lignes de courant et d'équipotentiels.....	29
Figure 2.8 : Détermination de la pression interstitielle	29

« CHAPITRE 3 »

Photo 3.1 : Photos des Phénomènes d'érosion interne et externe	33
Figure 3.2 : Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion dans un barrage.....	36
Figure 3.3 : Phénomène de boulangerie.....	41
Figure 3.4 : Développement d'un phénomène de boulangerie sous un rideau	42
Figure 3.5 : Phénomène de suffusion	43
Figure 3.6 : Erosion régressive.....	43
Figure 3.7 : Mécanisme d'érosion des digues du Danube d'après Peter.....	44
Figure 3.8 : Phénomène de débouillage	45
Figure 3.9 : Phénomène d'entraînement.....	46
Figure 3.10 : Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion interne dans un barrage.....	47
Figure 3.11 : Influence de la perméabilité sur l'écoulement.....	49
Figure 3.12 : Un renard peut survenir dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b)	50
Figure 3.13 : Évolution d'un renard dans le corps de l'ouvrage. Vue en coupe rive/rive	50

« CHAPITRE 4 »

Figure 4.1 : Répartition des sous pressions	54
Figure 4.2 : Diagramme des sous pressions	55
Figure 4.3 : Principe de l'injection au moyen du tube à manchettes	62
Figure 4.4 : Traitement par injection type	64
Figure 4.5 : Schémas d'un voile d'injection.....	68
Figure 4.6 : Profondeur de voile d'injection	68

« CHAPITRE 5 »

Figure 5.1 : Vue par satellite du barrage SIKKAK(Google Map).....	16
Figure 5.2: Coupe du profil Type du barrage	16
Figure 5.3 : Coupe longitudinale - Rideau d'injection.....	16
Figure 5.4 : Barrage Sikkak, Profils schématiques d'auscultation	16
Figure 5.5 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 120.....	16
Figure 5.6: Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 160	83
Figure 5.7 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 200.....	84
Figure 5.8 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 217.....	84
Figure 5.9 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 230.....	85
Figure 5.10 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 270.....	85
Figure 5.11 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 305.....	86
Figure 5.12 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 310.....	86
Figure 5.13 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 360	87
Figure 5.14 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 380.....	87
Figure 5.15 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 394.50	88
Figure 5.16 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 430	88
Figure 5.17 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 490.....	89
Figure 5.18 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 590.....	89
Figure 5.19 : Barrage Sikkak, variation des pressions des piézomètres scellés PM 217... ..	90

Figure 5.20 : Barrage Sikkak, variation des pressions des piézomètres scellés PM 305 ...	91
Figure 5.21 : Barrage Sikkak, variation des pressions des piézomètres scellés PM 360 ...	91
Figure 5.22 : Barrage Sikkak, variation des pressions des piézomètres scellés PM 394.50	92
Figure 5.23 :Barrage Sikkak , variation des coefficients des pressions des piézomètres scellés.....	92
Figure 5.24 : Barrage Sikkak, Variation des niveaux piézométriques hydrauliques.....	93
Figure 5.25 : Barrage Sikkak, Variation des niveaux piézométriques hydrauliques en fonction du plan d'eau - Rive droite	93
Figure 5.26 : Barrage Sikkak, Variation des débits des sources et de drainage en fonction du plan d'eau	95
Figure 5.27 : Barrage Sikkak, Variation tassements totaux du barrage	96
Figure 5.28 : Discrétisation du barrage Sikkak- cas	99
Figure 5.29 : Discrétisation du barrage Sikkak- cas 2.....	99
Figure 5.30 : Variation des gradients hydrauliques - cas 1	100
Figure 5.31 : Variations des pressions interstitielles (KPa)- cas	101
Figure 5.32 : Variation des intensités de vitesse (m/s) - cas.....	101
Figure 5.33 : Variation des gradients hydrauliques - cas 2	102
Figure 5.34 : Variations des pressions interstitielles (KPa) - cas 2	103
Figure 5.35 : Variation des intensités de vitesse (m/s) - cas 2.....	103
Figure 5.36 : Comparaison des pressions interstitielles auscultation – modélisation.....	104
figure 5.37 : La variation des pressions interstitielles en fondations est similaire pour les deux cas d'implantation du voile à l'exception des zone	105

LISTE DES PHOTOS

« CHAPITRE 3 »

Photo 3.1 : Phénomènes d'érosion interne et externe33

LISTE DES TABLEAUX

« CHAPITRE 1 »

Tableau 1.1 : Ruptures des barrages par type d'ouvrage (1964-1983) 8

Tableau 1.2 : Etats critiques des barrages par type de fondation (C.I.G.B, 1974).....10

« CHAPITRE 3 »

Tableau 3.1 : Statistiques sur les modes de rupture,34

Tableau 3.2 : Valeur de coefficient dépendant de la nature de sol38

Tableau 3.3 : Valeurs du gradient hydraulique critique i_{cr} (Robert D. Holtz,1981)39

« CHAPITRE 4 »

Tableau 4.1 : Comparaison des caractéristiques mécaniques d'un béton courant et d'un béton plastique59

Tableau 4.2 : Pression d'injection par rapport à la profondeur.....65

Tableau 4.3 : Nombre de rangée d'injection par rapport à la charge d'eau67

« CHAPITRE 5 »

Tableau 5.1 : Paramètres significatifs pour le suivi d'un ouvrage de retenue et de ses fondations	72
Tableau 5.2 : Consistance du dispositif d'auscultation du barrage Sikkak à Ain Youcef	81
Tableau 5.3 : Barrage Sikkak, valeurs des tassements totaux	90
Tableau 5.4 : Valeurs des gradients hydrauliques aux point de référence - cas 1	100
Tableau 5.5 : Valeurs des pressions interstitielles aux points de référence (KPa) - cas ...	101
Tableau 5.6 : Valeurs des intensités de vitesse aux points de référence (m/s) - cas... ..	101
Tableau 5.7 : Valeurs des gradients hydrauliques aux point de référence - cas 2	102
Tableau 5.8 : Valeurs des pressions interstitielles aux points de référence (KPa) - cas 2...	103
Tableau 5.9 : Valeurs des intensités de vitesse aux points de référence (m/s) - cas 2...	103

INTRODUCTION GENERALE

Les barrages sont parmi les constructions humaines les plus importantes, à la fois par leurs dimensions parfois exceptionnelles et par leur utilité sociale. L'ouvrage pendant sa durée de vie connaît des changements qui peuvent conduire à des dommages. Il n'existe pas de projet de barrage type ou modèle, chaque cas doit être considéré comme un projet singulier et unique mettant en évidence des matériaux plus ou moins caractérisés avec précision, des fondations qui ne peuvent être reconnues que partiellement, des conditions géologiques, géotechniques, climatiques et hydrologiques particulières et trop variables d'un site à un autre.

La pérennité des ouvrages hydrauliques en terre (digues, barrages) et de leur fondation nécessite la caractérisation de la résistance des sols aux fuites excessives et à l'érosion interne. L'érosion interne peut en effet conduire très rapidement à la rupture de l'ouvrage. Les ruptures et les endommagements des barrages montrent que l'érosion interne, provoquée par des infiltrations, représente un risque important pour la stabilité et la sécurité, des digues et des barrages.

Les zones d'infiltrations dans les fondations des barrages sont souvent soumises à des procédés d'érosion. Par conséquent, il est nécessaire pour la sécurité des retenues de pouvoir détecter et délimiter des zones d'infiltrations dès leur premier stade de développement. Tenant compte de ces deux phénomènes préjudiciables, notamment pour les fondations des barrages, ces dernières nécessitent dans la quasi-totalité des cas de conception des traitements appropriés. Les techniques de traitement des fondations des barrages disponibles aujourd'hui sont nombreuses, les plus usuelles sont les parois étanches, l'injection et le drainage.

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

Le barrage de Sikkak, situé dans la wilaya de Tlemcen, est un barrage zoné à noyau central, d'une hauteur de 53 m. Dans sa conception initiale, la galerie de visite et de drainage, prévue initialement a été supprimée pour des raisons, particulièrement géologiques.

Au niveau du barrage de Sikkak, les injections dans les fondations se sont opérées à ciel ouvert et ce en l'absence de galerie d'injection et de drainage. Trois voiles d'injection ont été réalisés par conséquent pour pallier à d'éventuelles réhabilitations, pendant la durée de vie du barrage. Si la réhabilitation des voiles d'injection s'impose, leur reprise à partir de la galerie est impossible.

En se basant sur les mesures d'auscultation du dispositif de surveillance du barrage, et sur la modélisation numérique, ce mémoire cible comme objectif, l'analyse du comportement réel du barrage afin de juger la pertinence des aspects conceptuels, notamment en ce qui concerne le traitement des fondations par l'injection et le drainage. La validation de son comportement hydraulique a été menée par la confrontation des mesures d'auscultation avec la modélisation numérique engagée sur le corps et les fondations du barrage.

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

- ✚ Analyse des ruptures des barrages
- ✚ Infiltration dans le corps et les fondations des barrage en terre
- ✚ Problèmes d'érosion interne dans le Corps et les fondations des barrages en terres
 - ✚ Traitement des fondations des barrages en terre par les injections et les drainages
 - ✚ Analyse du comportement du barrage Sikkak à travers l'interprétation des mesures d'auscultations et la modélisation numérique afin de porter un jugement sur les aspects conceptuels du projet initial.

« CHAPITRE 1 »

ANALYSE DES RUPTURES DES BARRAGES

I. INTRODUCTION

Le Comité International des Grands Barrages (C.I.B.G) formule la définition de la rupture comme suit : « Rupture ou mouvement d'une partie du barrage ou de sa fondation, tel que l'ouvrage ne puisse retenir l'eau. En général, le résultat sera une lâcheur d'un volume d'eau important, entraînant des risques pour personnes et/ou les biens à l'aval ».

Les causes de ruptures peuvent être d'origine ;

- Technique : vices de conception, de construction, de matériaux ;

Naturelles : crues exceptionnelles, inondations, mouvement de terrain, séisme, éboulements dans le lac de retenue ;

- Humaines : erreurs d'exploitation, de surveillance, d'entretien, malveillance, sabotage.

Les barrages en remblai (Terre ou enrochement) étant au monde trois fois plus nombreux que les barrages en béton, ils fournissent l'échantillon de ruptures le plus significatif. De l'analyse des ruptures, on déduit que les ruptures par cisaillement, les seules 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 pas être couvertes par le traditionnel coefficient de sécurité.

A elles seules, les actions érosives de l'eau, par insuffisance de capacité des évacuateurs ou défauts d'organes filtrants sont à l'origine de près de 75 % des accidents, cité par les ruptures et les endommagements des anciens barrages montrent que l'érosion interne, provoquée par des infiltrations, représente un risque important pour la stabilité et la sécurité des digues et des barrages.

Ainsi, l'érosion interne est la cause de 46% des ruptures de barrages en remblai (Bendahmane. F, 2005) et donc **responsable** de désastres humains et financiers. Par exemple, la rupture du barrage de Teton en 1976 a causé la mort de 14 personnes et a coûté 400 millions de dollars de dégâts.

II . ANALYSE DES RUPTURES DES BARRAGES

Une rupture de barrage est définie comme étant une destruction totale ou partielle de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations le rendant complètement inopérant. (CIGB., 1999)

Les constructions hydrauliques peuvent subir des accidents de rupture plus ou moins graves. Le milieu naturel étant, d'une part, difficile à déterminer, les crues et les séismes qui sont des phénomènes aléatoires rendent difficile l'appréciation de leurs intensités extrêmes possibles sur la durée de vie des ouvrages. D'autre part, les connaissances et les matériaux intervenant dans la construction des ouvrages demeurent imparfaits, malgré les progrès technologiques rapides en matière de conception et de réalisation de ces ouvrages survenus ces dernières décennies. Pour toutes ces raisons, il est facile de comprendre comment il y a eu ce nombre important de ruptures d'ouvrages et admettre aussi qu'il y en aura d'autres dans le futur.(Ministère de L'Agriculture., 1989)

Le nombre de ruptures de barrage depuis les premières constructions se chiffre en milliers de cas. Les données les plus récentes indiquent que le nombre de ruptures de grands barrages est en moyenne de 1,5/an.

Ces ruptures peuvent avoir des conséquences imprévisibles qui se résument en milliers de pertes de vies humaines depuis le début du siècle passé, ainsi que des pertes économiques considérables et des destructions marquantes.

II .1 Statistiques globales des ruptures

Dans le domaine de génie civil, l'interaction d'eau avec les ouvrages en terre peut générer des dommages importants. Pour les barrages en terre, (Fostel et al, 2000) ont réalisé une étude statistique sur 11 192 ouvrages hydrauliques en terre : 136 ont subit des désordres dont 6% par glissement ,46% par érosion interne et 48% par surverse.

La C.I.G.B (Comité International des Grands Barrages) a publié des statistiques sur les pourcentages de ruptures (Figure 1.1) en fonction des types de barrages et en fonction des causes principales.

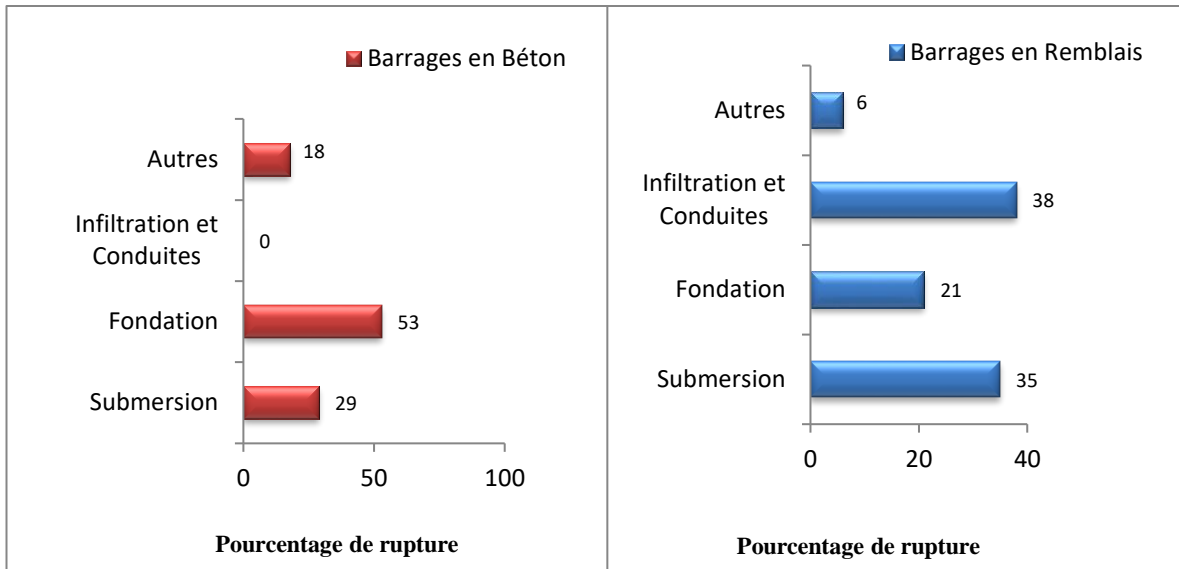


Figure 1.1 : Pourcentages de ruptures des barrages [C.I.G.B] Cité par (Rouissat. B, 2002)

II.2. Causes de rupture

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

II.2.1 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.

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 (Bouhlali. M, 2006).

II.2.2 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 remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables débordements.

La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels.

Les glissements de terrains, soient de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement (barrage de Malpasset, 1959) ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue (Bouhlali, M, 2006).

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

II.2.3 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, sabotage, attentat, guerre (Bouhlali, M, 2006).

II.3. Types de ruptures

Le risque de rupture brusque est inopinée et considéré comme très faible, voire nul. La situation de rupture paraît plutôt liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation.

II.3.1. Rupture des barrages en fonction de leur âge

L'analyse de ruptures des barrages en fonction de leur âge montre que la majorité se produisent pendant les premières années de leur existence. Au-delà de 70 ans d'âge, le taux de rupture semble constant et faible comme le montre la (Figure 1.2).

On remarquera que, malgré l'évolution des techniques de construction des barrages, la fréquence de rupture durant la phase de construction reste assez élevée. Cette fréquence est de 1.9/1000 pour la période (1964-1983). La principale cause de ces ruptures reste la submersion. Par contre, au premier remplissage et pendant les premières années suivent, ce sont les ruptures ce sont les ruptures par renard (érosion régressive) qui sont les plus fréquentes.

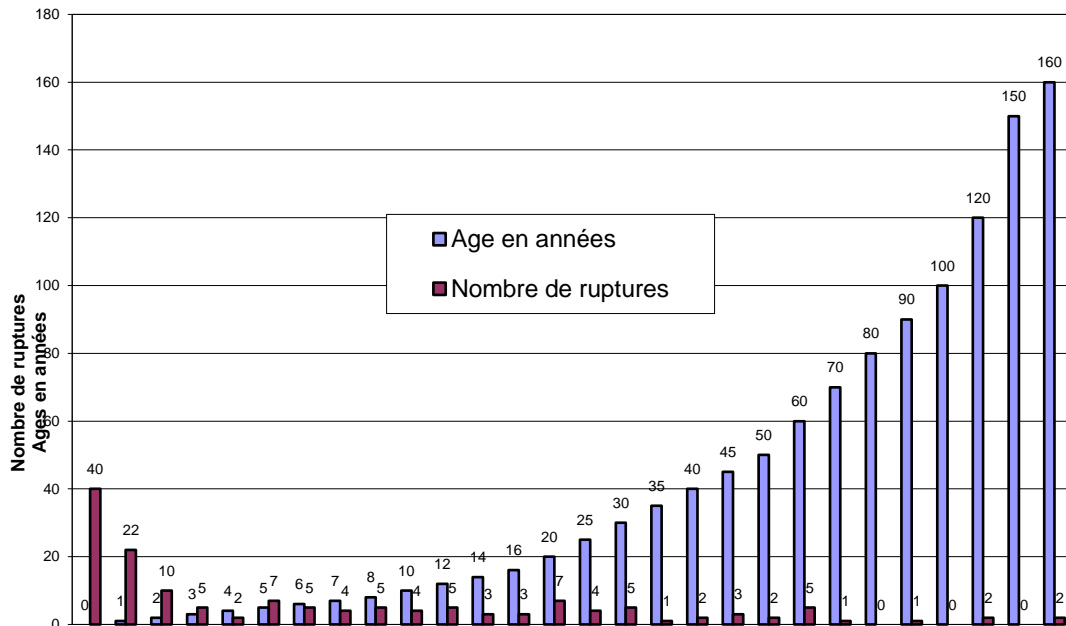


Figure 1.2 : Rupture des barrages en fonction de leurs âges (Rouissat. B, 2002)

II.3.2 Rupture des barrages en fonction de leur type

Globalement , les barrages en remblai semblent avoir autant d'incidents que les barrages voûtes et à contreforts (tableau 1.1).

Mais, en ce qui concerne les ruptures, le résultat est beaucoup plus significatif. La fréquence de rupture pour les grands barrages en remblais après construction est environ 4 fois plus élevée que celles des autres types confondus (1.5×10^{-4} contre 0.4×10^{-4}).

Tableau 1.1 : Ruptures des barrages par type d'ouvrage (1964-1983)
(Rouissat. B, 2002).

Types d'ouvrages	Nombre de rupture				Evaluation du nombre de barrages au moins 15m	Fréquence de ruptures (H>15m)*	
	Tous barrages	H< 15m	H> 15m	H>15m sauf en const		Toutes ruptures	Sauf barrages en construction
Digues en terre	52	26	26	22	8500	2.1 10 ⁻⁴	1.5 10 ⁻⁴
Digues en enrochements	11	1	10	3 ⁽¹⁾			
Barrages poids	3	2 ⁽²⁾	1 ⁽³⁾	1	4200	0.4 10 ⁻⁴	0.4 10 ⁻⁴
Barrages à contreforts et à voûtes multiples	2	1 ⁽⁴⁾	1 ⁽⁵⁾	1			
Divers	1	-	1 ⁽⁶⁾	1			
Rupture de vannes	4	-	4	3			
Total	73	30	43	31	12 700	1.7 10⁻⁴	1.2 10⁻⁴
* Nombre de ruptures par barrages et par ans							
(1) 2 submersions par des crues et une par onde de rupture d'un barrage amont							
(2) 1 submersion par crues et 1 par érosion aval par crues							
(3) Renversement							
(4) Rupture d'un contrefort							
(5) Rupture de la fondation sous le barrage							
(6) Barrage en bois et rocher submergé par une crue							

II.3.3. Rupture des barrages en fonction de leur hauteur

L'analyse des ruptures de barrages en fonction de la hauteur a montré que . Le nombre de rupture est inversement proportionnel à la hauteur des barrages. Ceci est du probablement aux moyens d'investigations et de contrôles plus poussés associés à des moyens financiers, plus importants pour les barrages de hauteurs importantes . Dans ce cas, la sécurité publique et les conséquences d'une éventuelle rupture sont très importantes (Rouissat. B, 2002).

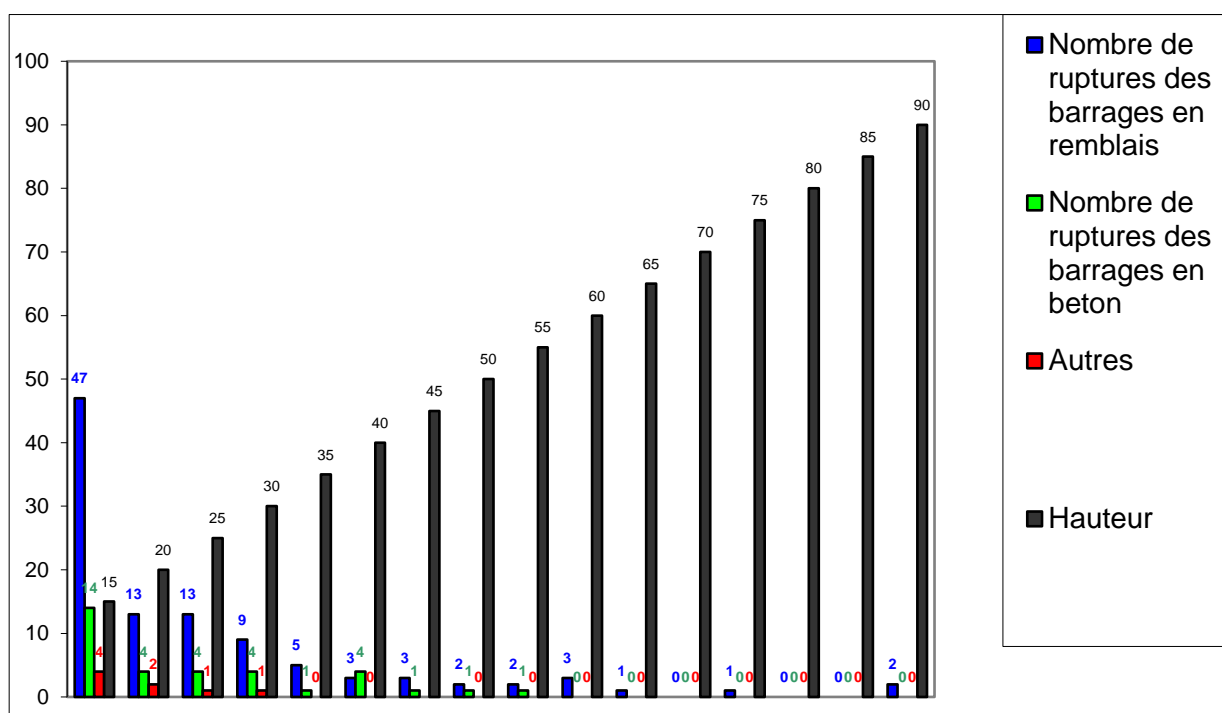


Figure 1.3 : Ruptures des barrages par leur hauteur et par type (Rouissat. B, 2002)

II.3.4. Rupture des barrages en fonction du type de fondation

Les ruptures de barrages , dont les fondations sont en terre sont aussi importantes que celles des barrages dont les fondations sont en roches.



Tableau 1.2 : Etats critiques des barrages par type de fondation (C.I.G.B, 1974).

Causes Insuffisance de	Géologie des fondations						
	Fondations en terre			Fondations rocheuses			Total
	Ruptures	Accidents	Total	Ruptures	Accidents	Total	
Glissement		2	2		1	1	3
Résistance	6	11	17	3	10	13	30
Déformation	1	6	7	4	14	18	25
Fuites	1	5	6	1	10	11	17
Renard	6	10	16	6	8	14	30
Erosion de surface	1	7	8	2	1	3	11
Actions climatique et chimique		2	2	1	1	2	4
Drainage	1	1					1
Effet de l'eau	4		4	5	1	6	10
Autres		4	4	1	1	2	6
Autres conditions (séisme)	3	3	6		3	3	9
Total	2	51	73	23	50	73	146

II. 3 .5. Rupture des barrages en fonction des états critiques

Toutes les investigations faites sur les incidents de barrages ont permis d'identifier un certain nombre d'état critique, qui malgré leurs diversités, peuvent être regroupés en famille dont la dépendance est plus ou moins faible.

Ces principales familles sont :

-  La stabilité
-  La durabilité

III. MECANISME DE RUPTURES DES BARRAGES EN REMBLAI

III.1. Introduction

Pour les ouvrages hydrauliques en remblai, quatre mécanismes de rupture sont classiquement considérés : l'érosion externe, l'érosion interne, l'instabilité externe et la liquéfaction. Ces mécanismes concernent logiquement les digues avec des spécificités particulières propres à ces ouvrages. Pour les digues de protection contre les inondations, on considère quatre mécanismes de rupture (Mériaux. P et al).

- ✚ L'érosion externe ;
- ✚ La surverse (du cours d'eau le val protégé) ;
- ✚ L'érosion interne ;
- ✚ Le glissement.

III.2. L'érosion externe

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 , tels que le ruissellement des eaux de pluies, peuvent également être à l'origine de l'érosion externe. Les talus des digues cotés fleuve, ainsi que ceux des berges qui parfois touchent 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.

III.3.L'affouillement

L'affouillement correspond à l'érosion externe du pied de la berge, puis à l'érosion externe du corps de digue si celles-ci est proche de la berge .

C'est la vitesse important de l'eau (aggravée éventuellement par la fragilité des berges, l'absence de protection ou la d'ancrage des berges) qui provoquent l'érosion en pied.

Il en résulte un raidissement de la pente locale qui, associé à l'affaiblissement des caractéristiques mécaniques (du fait de la saturation des matériaux), entraîne alors des glissements favorisant à leur tour les perturbations hydrauliques (tourbillons) et les érosions par glissement successifs du talus côté fleuve de la digue et /ou de la berge, le mécanisme

débouche à l'ouverture d'une brèche dans le corps digue.

Les facteurs de sensibilité au mécanisme d'affouillement sont de trois ordres :

✚ la vitesse moyenne de l'eau le long de la digue, qui est liée à la distance de la digue par rapport au lit mineur de la berge. De ce point de vue les digues en bord immédiat du lit mineur (et surplombant directement la berge) sont particulièrement exposées, ainsi que les digues situées dans des zones de rétrécissement du lit majeur.

les 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 talus côté 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.

la nature et état de la protection du talus de la digue côté fleuve, un perré en bon état est réputé pouvoir résister à une vitesse moyenne de 4m/s, alors qu'un talus simplement

enherbé ne supportera pas des vitesses dépassant 1,5m/s. Le changement de nature de la protection (passage d'une zone de perré à une zone enherbé constitue aussi un fort facteur de fragilité (Mériaux. P et al).

III.4. Courant et chocs de corps flottants

Les digues de protection contre les inondations sont rarement en eau et par conséquent 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 (Degoutte et al, 2003).

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.

III.5. La surverse

La surverse est un mécanisme de rupture par submersion, durant la crue l'eau déborde au dessus de la digue provoquant l'écoulement d'une lame d'eau par-dessus

l'ouvrage, et conduit généralement et rapidement à la brèche, par érosion régressive du talus côté aval protégé, puis de la crête (Keddouri. A ,2011).

L'érosion subie lors de la surverse se déroule en deux phases :

✚ Une phase d'érosion progressive : l'eau s'écoulant par-dessus des digues, érode la digue, une phase de basculement : le profil en travers de la digue ne résiste plus à la poussée de l'eau.

Les connaissances techniques actuelles ne permettent pas d'évaluer précisément la durée de résistance d'une digue à la surverse, et par précaution, les ingénieurs considèrent que les digues en terre ne supportent pas les débordements d'eau. On peut cependant avancer quelques éléments qualitatifs permettant de nuancer cet argument.

Le caractère localement plus ou moins sableux des matériaux constitutifs des remblais et hétérogénéité dans la compacité sont des facteurs qui aggravent la sensibilité des digues à la surverse.

III.6. 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 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 (Figure 1.5-a) et après une vidange rapide (Figure 1.5-b). Les glissements par instabilité n'intéressent pas que les talus des barrages, mais aussi les fondations, ainsi que les versants de la retenue.

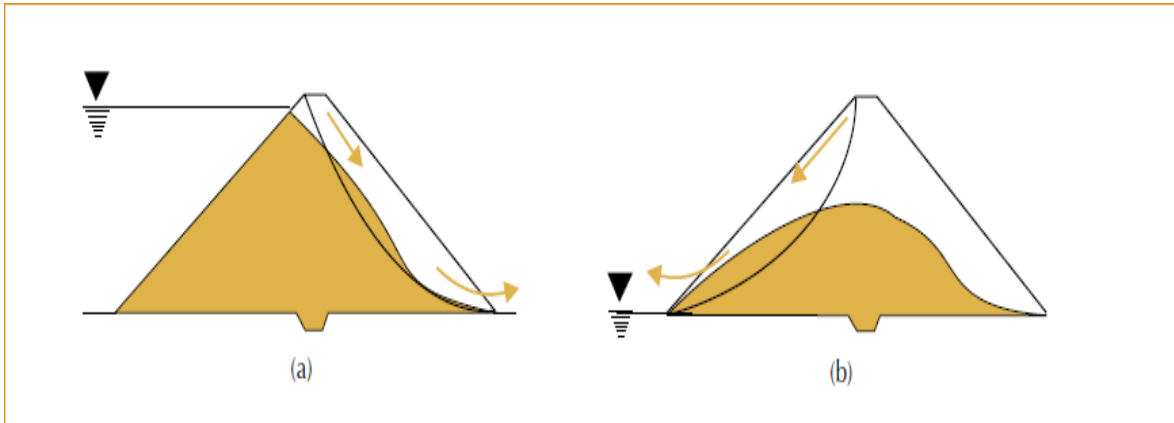


Figure 1.5 : L'instabilité par glissement concerne le parement aval lorsque le réservoir est plein (a), et le parement amont au moment d'une vidange rapide (b) (Bonelli. S, 2001).

III.7.Rupture par érosion interne

La ruine d'un barrage en terre, stable vis-à-vis la rupture par glissement, peut survenir si le processus d'érosion interne régressive, c'est-à-dire d'entraînement des particules du sol constituant le corps de barrage ou le sol de fondation, se développe à partir des zones de résurgence de l'écoulement qui traverse l'ouvrage.

Ces zones de résurgence sont généralement la surface suintement qui se forme à la surface du talus aval en l'absence de drainage interne (ou lorsque celui-ci ne rabat pas complètement la surface libre de l'écoulement) et la surface de sol à proximité de pied aval du barrage. Érosion interne peut également se développer à partir des fissures ouvertes dans la maçonnerie d'une conduite de vidange d'un barrage ancien (Antoine. F ,1992).

Le mécanisme de développement de l'érosion interne dans le corps d'un barrage ne comportant pas de drainage est schématisé de façon globale sur la (Figure 1.6).

Si la valeur locale de gradient hydraulique est suffisamment importante pour induire une vitesse de résurgence élevée, l'eau entraîne les éléments fins du sol situé au voisinage de la surface de résurgence et laisse des vides dans lesquels des éléments fins plus éloignées de la surface peuvent circuler à leur tour.

L'illimitation des fines à proximités de celle-ci provoque une augmentation locale de la perméabilité et part suite, un accroissement du gradient hydraulique et donc de la vitesse d'écoulements dans le sol encore intact.

Des éléments plus grossiers sont alors entraînés suivant le même mécanisme et l'érosion

progressive vers l'amont, créant un tunnel qui finit par déboucher dans le réservoir. L'eau s'engouffre alors à grand vitesse dans ce tunnel et provoque rapidement la destruction de l'ouvrage.

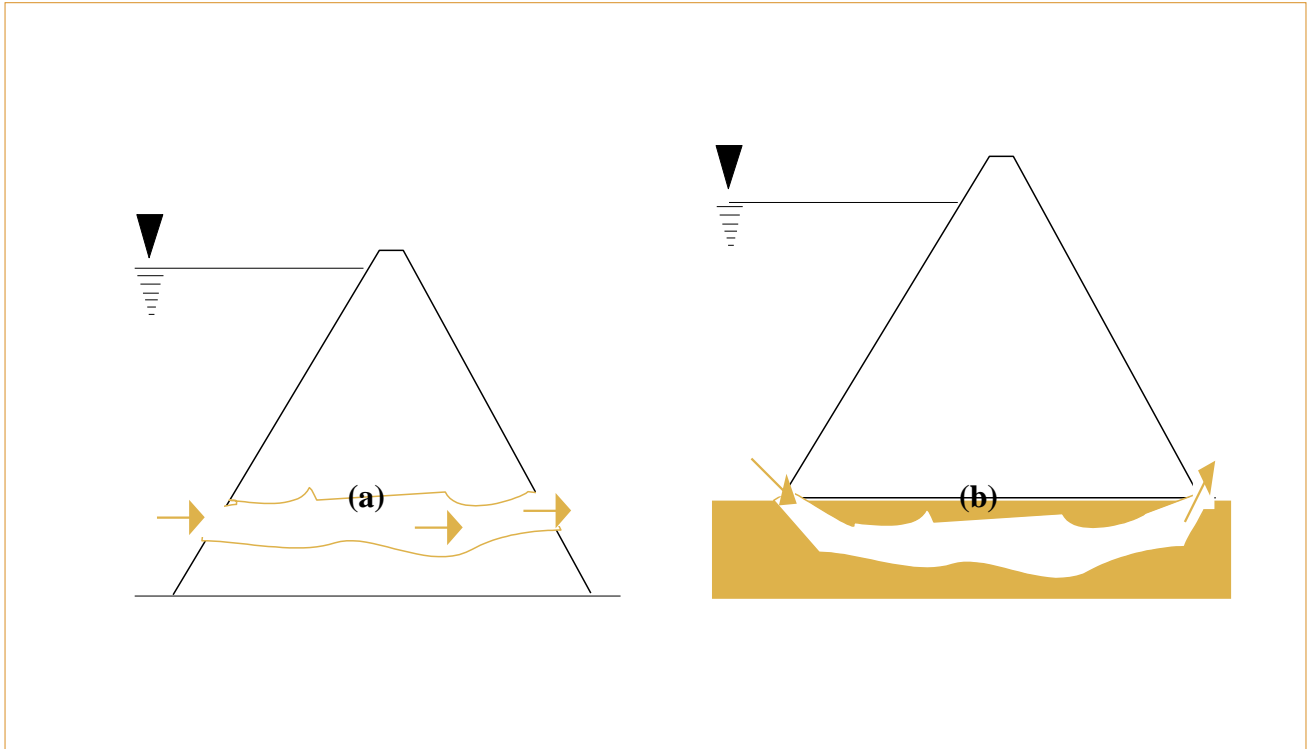


Figure 1.6 : Un renard peut survenir dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b)
(Bonelli. S, 2001).

IV. CAUSES DE LA RUPTURE DES BARRAGES EN TERRE PAR EROSION INTERNE

Selon (Benchlaghem. R, 2006), il est important d'identifier et analyser les principaux événements pouvant initier le phénomène de l'érosion interne. Ces événements sont multiples mais ils peuvent se résumer en :

IV.1. Causes liées au compactage

Plusieurs paramètres peuvent être provoqués l'endommagement d'un ouvrage de retenue due au mauvais compactage de la digue. L'érosion régressive devient lorsque ces causes suivantes :

- ✚ Si le matériau est trop sec ou trop humide, la densité sèche sera inférieure à la densité sèche optimale ;
- ✚ Une mauvaise liaison entre deux couches successives peut être la cause d'un cheminement d'eau privilégié. Ceci peut être dû soit au choix de l'épaisseur de la couche, soit au mauvais compactage des premiers centimètres de la couche précédente.
- ✚ Il faut adapter le matériel au matériau, le compacteur à rouleaux lisses donne un mauvais résultat avec les argiles constituées de mottes à l'encontre du tamping (pieds de mouton) qui permet d'homogénéiser ces dernières.

IV.2. 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 existantes le long d'une section quelconque de l'ouvrage. Plusieurs conditions rendent cette liaison difficile, citée par (Benclaghem. R, 2006).

IV.2.1. Fondation et appuis rocheux

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

IV.2.2. 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 3m d'épaisseur.

IV.3. Causes liées à la fissuration du remblai

La formation des fissures dans le remblai d'un barrage est imputable à une variété des causes, se révèlent être l'origine d'un chemin privilégié pour l'eau :

❖ **Tassement inégal** : il peut être provoqué par les causes suivantes :

- ✚ Pentes des appuis latéraux trop raides ;
- ✚ Au dessus de la conduite de vidange ou évacuateur de crue ;
- ✚ Hétérogénéité du sol de fondation ;
- ✚ Le non continuité des déformations entre le corps du barrage et la fondation. Cette condition n'est pas satisfaite si le corps du barrage est plus déformable que la condition.
- ✚ 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 contacts avec les recharges. Cette fracturation ou claquage hydraulique se produit lorsque la pression interstitielle dépasse 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, cité par (Benchlaghem. R, 2006).

❖ **Mauvaise reconnaissances géologiques ou géotechniques** :

- ✚ Fissures géologiques
- ✚ Roches altérables
- ✚ Lentilles de sable dans les fondations ou appuis.

❖ **Causes provoquées par la conduite de vidange**

un mauvais fonctionnement des vannes peut provoquer une vibration de la conduite d'évacuation, créant ainsi une zone de désordre dans le corps de la digue. Cette zone va être affectée par la suffusion, qui va commencer à déplacer le matériau détaché vers l'extérieur de la digue, le long de la conduite.

IV.4. Causes liées à l'utilisation des matériaux inadaptés

Dans les barrages en remblai à noyau centrale d'argile, l'un des phénomènes les plus redoutés est l'érosion interne dans le noyau, si les filtres ne sont pas conçus pour éviter l'entraînement des particules fines.

Ce phénomène peut s'accroître en provoquant un désordre interne ou une rupture totale de l'ouvrage. L'empois des matériaux dispersifs peut accentuer le phénomène de l'érosion interne.

D'après (Tarog, 2000) citée par (Benchlaghem. R, 2006), les remblais en argile dont l'indice de plasticité est inférieur à 15, présentent une bonne résistance à l'érosion.

L'utilisation d'un sol très plastique pour l'exécution d'une digue en terre, diminue fortement la résistance de la structure aux forces érosive.

V.CONCLUSION

L'analyse des ruptures des barrages est très utile pour déceler les causes initiatrices des différents phénomènes pouvant affectés la sécurité des ouvrages. Elle permet également d'en tirer des renseignements et d'orienter les projets futurs.

Les mécanismes responsables de ces désordres sont complexes car ils mettent en jeu de nombreux phénomènes indépendants dont l'étude est interdisciplinaire car elle se situe à la frontière hydraulique-géotechnique.

« CHAPITRE 2 »

INFILTRATION DANS LE CORPS ET LES FONDACTIONS DES BARRAGE EN TERRE

I.INTRODUCTION

Le coefficient de perméabilité change d'un sol à un autre. Les sols fins ont une faible perméabilité par contre elle est accés importante pour les sols grenus. Cette différence est due à la composition du sol, la taille des grains de sol qui diffère et à la porosité du sol.

Dans le cas des barrages en remblai l'un des majeurs problèmes, on trouve le problème des infiltrations et des fuites.

Les infiltrations sont des phénomènes qui se produisent dans le corps du barrage et sa fondation, ce qui entraîne des problèmes d'instabilité et même des fois l'effondrement du barrage.

Les infiltrations doivent être considérées sous deux aspects :

- Le premier : est la perte d'eau qui réduite le volume emmagasine,
- 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. (GOGUEL J., 1967)

II.INFILTRATIONS DANS LES BARRAGES EN TERRES

Les infiltrations dans les barrages en terre doivent être abordées sous trois angles différents où on devait aboutir à :(MESSAID, 2009)

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

II.1.Equation de la ligne de saturation

La ligne de saturation est déterminée par trois méthodes :

1. Le calcul numérique : la détermination de la ligne de saturation et le débit de fuite est due à la résolution des problèmes des infiltrations par la mise en point des programmes réalisés sur l'ordinateur.
2. Le modèle électrique : L'analogie électrique est basée sur le fait que le potentiel électrique est régi par la même loi que le potentiel hydraulique. (GOGUEL J., 1967) C'est-à-dire pour étudier le phénomène de filtration on fait une simulation par le modèle électrique.

3. La méthode graphique : KOZENY a proposé la méthode graphique pour montrer que la ligne de saturation est assimilable à une parabole dans sa partie médiane. Il a proposé cette méthode pour les barrages en terre homogène.

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

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

Avec :

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

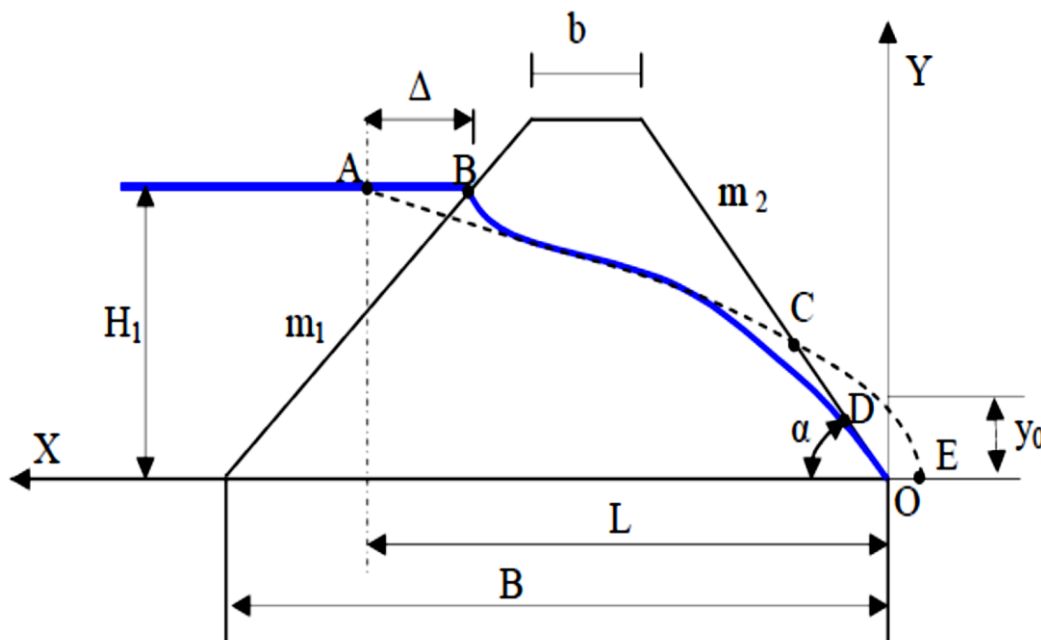


Figure 2.1: Ligne de saturation dans un barrage. (MESSAID, 2009)

II. 1. 1 Distance entre les deux points d'intersection du plan d'eau avec la parabole théorique et le talus amont (Δ)

En traçant la parabole de Kozny celle-ci coupe le plan d'eau à une distance qui ne coïncide pas avec le passage réelle. 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 (Fig. 2-2). (BELKACEM, 2009)

- ✚ Méthode de Casagrande ;
- ✚ Méthode du changement du talus amont.

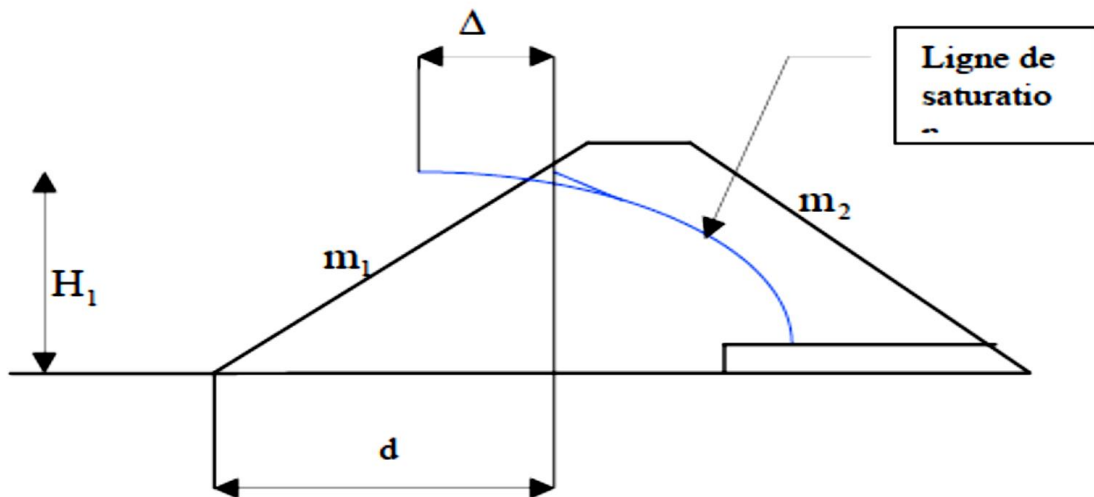


Figure 2.2 : détermination de la grandeur Δ . (MESSAID, 2009)

❖ Méthode de Casagrande

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

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

En pratique le tracé serait corrigé au voisinage de parement amont en considérant ce dernier comme équipotentielle et donc la ligne de saturation doit lui être perpendiculaire et rejoint la parabole théorique en lui étant tangente. (MESSAID, 2009)

Soit :

$$\Delta = 0.3 \times d$$

Qui peut s'écrire

$$\Delta = 0.3 \times m_1 \times H_1$$

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.

❖ Méthode du chargement 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)

Soit :

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

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.

II. 1 .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 (Fig. 2-3). (BELKACEM, 2009)

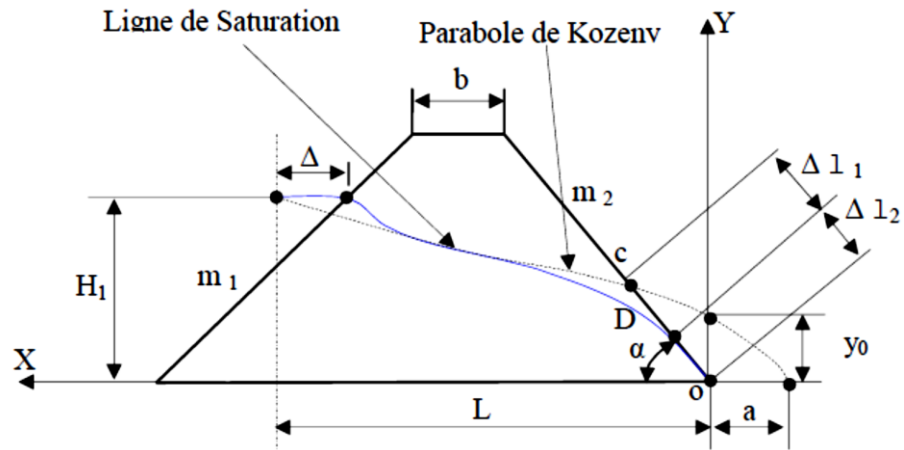


Figure 2.3 : point d'intersection de la ligne de saturation et la parabole avec le parement aval.(MESSAID, 2009)

Pour déterminer le point d'intersection de la ligne de saturation et la parabole de KOZENY avec le parement aval, on peut utiliser deux méthodes dans la pratique :

Méthode 01 :

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

Et

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

Méthode 02 : cette méthode et celle de Casagrande ils ont démontré que Δl_2 dépend de la distance focale de la parabole de base de KOZENY et de l'angle du talus aval α du barrage ce qui lui a permis de dresser une courbe de variation. Alpha est déterminé par la courbe montré dans (figure 2.4).

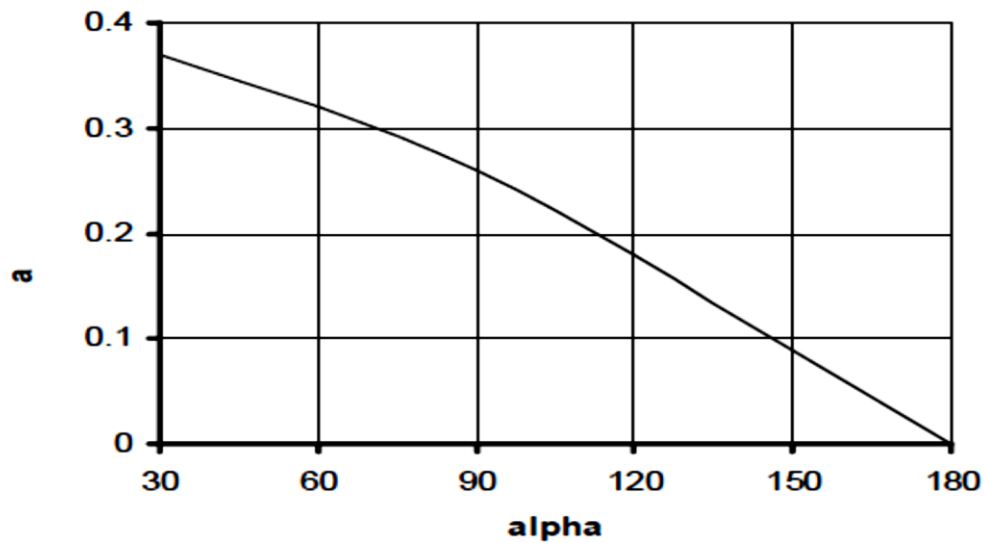


Figure 2.4 : la courbe de Casagrande.(MESSAID, 2009)

Avec :

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

On détermine la distance Δl_2 par les expressions suivante :

Si $\alpha < 30^\circ$

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

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

$$\Delta l_2 = y_0 \times \frac{a}{1 - \cos \alpha}$$

Dans le cas des barrages drainés, la ligne est rabattue pour passer dans le drain.

II.2.Détermination de pressions interstitielles.

Dans un sol homogène et isotrope soumis à un écoulement d'eau permanent et sans variation de volume du sol (l'arrangement du squelette du solide ne se modifie pas), les deux équations qui régissent l'écoulement sont : (BELKACEM, 2009)

- La condition de continuité de la phase liquide.

$$\text{div}V = 0$$

-La loi de Darcy.

$$V = -k \text{ grad}.h$$

De ces deux équations nous pourrons avoir le système suivant :

$$\begin{cases} \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \\ V_x = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \\ V_z = -k \frac{\partial h}{\partial z} \end{cases}$$

La condition de continuité s'écrit :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \Delta h = 0$$

II.2.1.Le mécanisme de développement

A la mise en eau de réservoir, un nouveau système de pression s'installe dans le barrage en se substituant aux pressions interstitielles de construction qui se dissipent peu à peu.

Lorsque, en fin de remplissage de la retenue, ou quelques temps après, l'écoulement permanent est totalement établi dans le remblai, il exerce sur les gains de sol une pression hydrostatique (poussée d'Archimède) à laquelle s'ajoute une force dirigée dans le sens de l'écoulement. Les pressions hydrostatiques internes sont alors indépendantes des contraintes mécaniques appliquées et ne dépend plus que de la hauteur de la nappe dans le remblai.

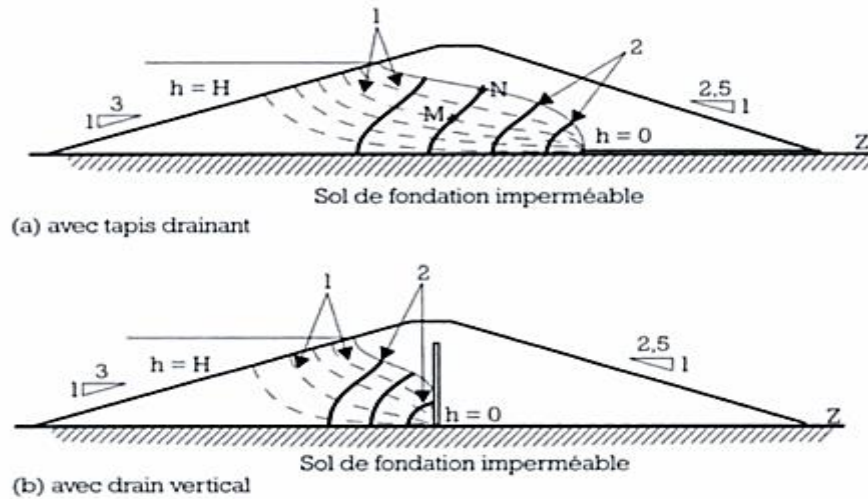


Figure 2.5 : réseau d'écoulement dans un barrage homogène isotrope.

Avec :

1. Les lignes de courant ;
2. Les lignes équipotentielles.

Les pressions interstitielles dans un barrage en terre subissent donc des variations importantes

pendant le remplissage ou le vidange du réservoir. Ces variations, normales, sont prises en compte

dans les calculs de stabilité qui sont réalisés pour trois moments importants de la vie de l'ouvrage de

manière à encadrer les pressions extrêmes :

- ✚ La fin de construction ou comportement à court terme ;
- ✚ Le réservoir plein (calcul défavorable au talus aval) ;
- ✚ La vidange rapide (calcul défavorable au talus amont).

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

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

- ✚ les lignes équipotentiels ;
- ✚ les lignes de courant.

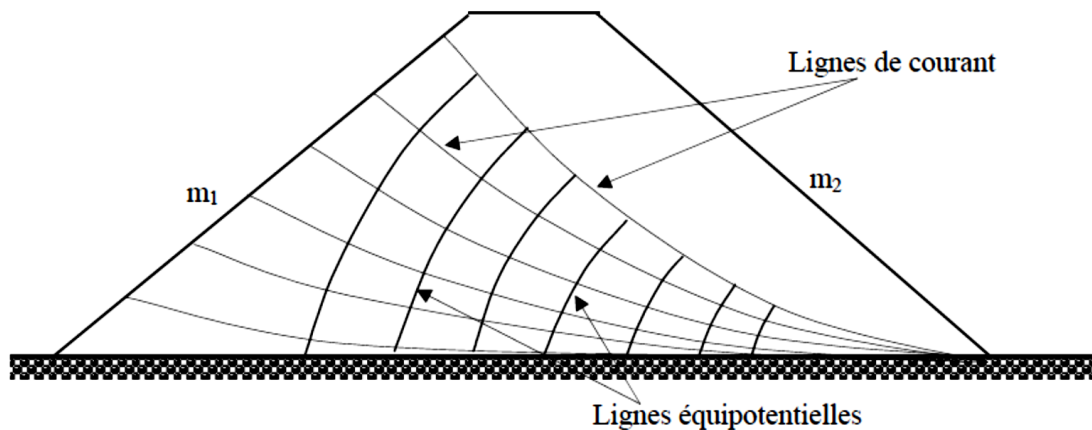


Figure 2.6 : Lignes de courant et les lignes équipotentiels.(MESSAID, 2009)

L'équation de Laplace n'est pas intégrable pour cela on utilisera pour la détermination des réseaux d'écoulement les méthodes suivantes :

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

II.2.2.Utilisations des réseaux d'écoulement

Dans la construction des barrages en terre, les réseaux d'écoulement nous permettent de résoudre deux problèmes essentiels : (BELKACEM, 2009)

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

Les équipotentiels sont les lignes où la charge h est constante. Elles sont orthogonales aux lignes de courant puisque si $dh = 0$, alors $i \cdot dM = 0$.

Les lignes équipotentiels sont orthogonales aux lignes de courant. Deux lignes de courant forment un tube de courant où la charge hydraulique « h » reste constant.

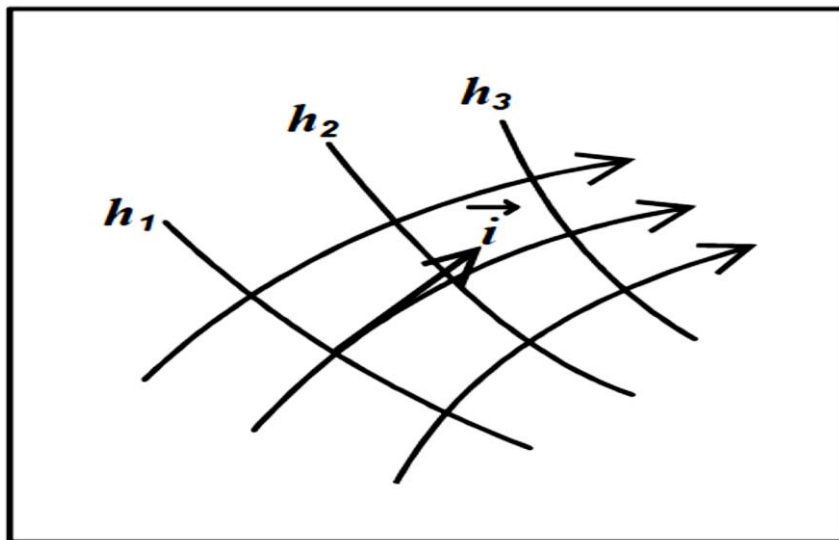


Figure 2.7 : réseau de lignes de courant et d'équipotentiels

Le calcul de débit se fait par la somme de l'ensemble des tubes de courant.

La pression interstitielle est déterminée comme on le montre dans la figure suivante et par la loi qui suit :

$$u_{M_2} = (z_1 - z_2) \times \gamma_w$$

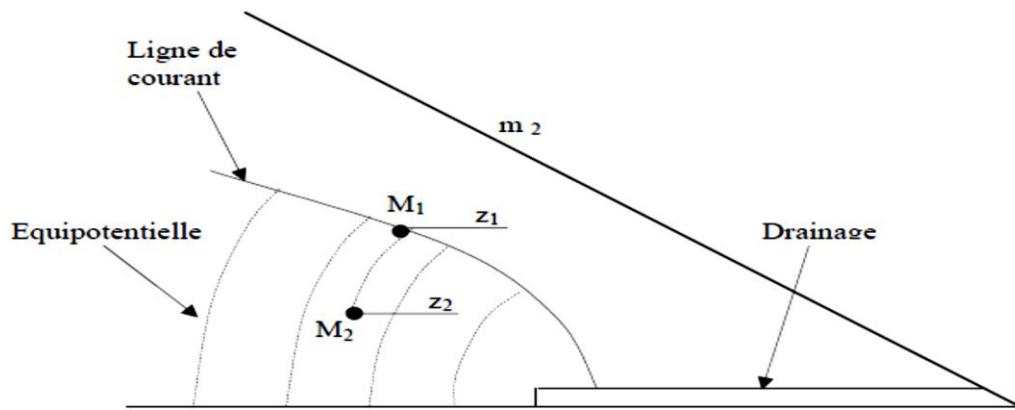


Figure 2.7 : détermination de la pression interstitielle. (MESSAID, 2009)

III.DISPOSITIFS DE MATRISE DES INFILTRATIONS

III.1.Prévention des infiltrations

Quelle que soit la nature des couches de fondations ou des remblais, il y a toujours des infiltrations sous la digue et dans les remblais.

On peut contrôler les infiltrations par les méthodes ci-dessous :

- a) Mise en place d'un drain vertical ou à la base du talus aval

Le drain à la base est constitué par :

- ✚ Une couche de sable en contact avec la digue et ou le terrain naturel
- ✚ Une couche de sable grossier
- ✚ Une couche de gravier au centre du filtre.

Le drain horizontal a une épaisseur minimale de 1 m.

- b) Construction d'un écran d'étanchéité ou para-fouille

Il est constitué d'une tranchée creusée sous la digue et remplie de matériaux imperméables ; la tranchée est assez profonde pour atteindre la roche ou la couche imperméable. Sa largeur minimale est de 3m avec des pentes de 1/1.

- c) Construction d'un tapis étanche

Le tapis est un prolongement, en matériau imperméable, des digues homogènes ou du noyau des digues hétérogènes. Le tapis rallonge le chemin d'infiltration et diminue les pertes d'eau

III.2. Contrôle des infiltrations

Les infiltrations à travers et sous la digue peuvent provoquer le phénomène de renard hydraulique et entraîner la destruction du barrage.

Une surveillance attentive des suintements à la base du talus aval permettra de vérifier qu'il n'y a pas d'augmentation de débit ou de transport de matériaux.

On peut réduire les infiltrations en mettant en place un tapis étanche à l'amont.

On peut aussi réaliser une tranchée drainage à la base de la digue à l'aval afin d'assurer le bon drainage et éviter le transport de matériaux.

IV. CONCLUSION

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 les éléments suivants :

La ligne de saturation du massif du barrage, qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle.

Cette dernière est appelée ligne phréatique et représente le niveau de la surface libre dans le corps du barrage ou plus exactement elle représente la limite entre la partie sèche/humide et la partie saturée d'eau du barrage.

La bonne connaissance de cette ligne est capitale pour pouvoir effectuer les calculs de stabilité de la digue.

L'étude des infiltrations dans le corps du barrage permet non seulement de se fixer sur les conditions de stabilité du barrage mais de prévoir également et de concevoir tous les organes de maîtrise et de contrôle des infiltrations.

« CHAPITRE 3 »

LES PROBLÈMES D'ÉROSION INTERNE DANS LE CORP ET LES FONDATIONS DES BARRAGES EN TERRES

I.INTRODUCTION

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

Généralement les barrages en remblais sont plus susceptible à la rupture progressive du à l'érosion "externe ou interne", par contre les barrages en béton risquent d'avoir des ruptures instantanées et immédiats partielles ou totale.



Figure 3.1 : Photo des phénomènes d'érosion interne et externe. (Nguyen, 2014)

D'après (Foster et al, 2000) ont publié les statistiques de rupture des grands barrages jusqu'au 1986

(Tableau 3.1). Plus de 50% des ruptures sont dues au phénomène de renard, 42% sont produites au moment de la première mise en eau, et 66% jusqu'aux cinq premières années après la première mise en eau, cité par (Femmam. H et Benmebarek. N, 2011).

Tableau 3.1 : Statistiques sur les modes de rupture, d'après Foster et al, 2000 cités par (Femmam. H et Benmebarek. N, 2011).

Mode de rupture	% de ruine
Phénomène de renard sur le corps des barrages	31
Phénomène de renard sur les fondations	15
Phénomène de renard depuis la digue à la fondation	2
Stabilité des pentes	4
Submersion	46
Séismes	2

II. ORIGINES DU PHENOMENE D'EROSION

Un ouvrage de retenue doit répondre à deux fonctions principales : l'imperméabilité de la structure et la résistance mécanique. Les événements initiateurs du phénomène d'érosion peuvent agir soit en affaiblissant la résistance mécanique de la structure, soit en dégradant son étanchéité par l'augmentation de la perméabilité locale ou globale de l'ouvrage. Ainsi, les origines du phénomène d'érosion se classent en deux groupes. Le premier cumule tous les éléments qui affaiblissent la résistance à l'érosion et le deuxième tient compte des percolations excessives, se produisant lorsque l'imperméabilité de la structure est dégradée (Pham. T. L, 2008).

Une faible résistance mécanique peut être due à :

- ✚ un mauvais compactage ;
- ✚ l'absence ou l'inadéquation du filtre ;
- ✚ l'utilisation de matériaux dispersifs (argiles, limons ou sables fins) ;

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

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

Les deux conditions qui assurent un bon fonctionnement de l'ouvrage de retenue se trouvent dans une relation interdépendance. Ainsi, si l'étanchéité du système est perdue, implicitement la résistance mécanique est elle aussi affectée, car l'augmentation locale de la perméabilité conduit à la dégradation de la structure.

III.PRESENTATION DE PHENOMENE D'EROSION INTERNE

L'érosion interne est définie comme un mécanisme où les particules de sol sont détachées et déplacées de leur point d'origine. Selon (Bendahmane. F, 2005)

l'érosion interne provient de la migration, sous l'action d'un écoulement, de certains grains constitutifs de l'ouvrage. Cette migration est mal connue à cause de sa complexité et de sa difficulté à être détectée. Elle engendre une modification des caractéristiques hydrauliques et mécaniques du matériau constituant l'ouvrage. La perméabilité du matériau peut être considérablement modifiée ce qui peut provoquer une perte d'étanchéité ou des surpressions interstitielles. L'arrachage de certains grains porte préjudice à la stabilité structurelle du matériau et peut même conduire à la rupture de l'ouvrage. Les mécanismes d'érosion interne sont complexes et dépendent de plusieurs paramètres qui interagissent mutuellement, l'identification du mécanisme peut être problématique, c'est ainsi que les interprétations de (Monnet. A, 1998) et de (Skempton. A. W et Brogan. J. M, 1994) divergent à propos d'une même campagne d'essais.

D'une manière générale, la terminologie employée pour caractériser l'érosion interne est variable et dépend des disciplines et des chercheurs. Selon la terminologie la plus courante, nous définissons deux principaux phénomènes (Stavropoulou. M et al, 1998), l'arrachement des particules et leur transport.

III.1. Définition

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

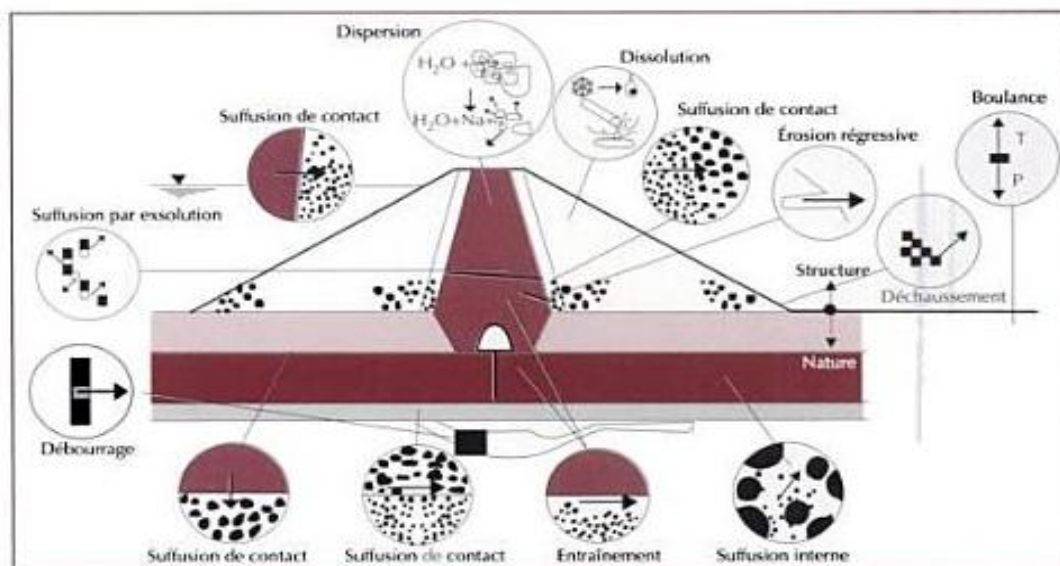


Figure 3.2 : Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion dans un barrage (Adapté de Schuler et Brauns 1999, cité par Blais. J-P, 2004)

III.1.1. Erosion interne au sens mécanique

L'érosion interne comme processus mécanique est plus fréquent dans le cas des sols non cohérents que dans le cas des sols cohérents, à cause des forces d'attraction entre les particules. Pour les sols cohérents, l'action mécanique de l'écoulement ne peut pas être dissociée de l'action physico-chimique de la dispersion. Ainsi, le déclenchement et l'évolution de l'érosion interne par processus purement mécanique affectent plutôt les sols granulaires.

L'érosion par écoulement souterrain est l'une des plus importantes causes de dégâts dans les digues en terre, pouvant conduire jusqu'à la rupture finale (Benchlaghem. R, 2006).

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 de l'érosion.

Une amorce de renard, même très tardive, peut difficilement être stoppée si elle n'est pas traitée dès les premiers symptômes.

III.1.2. Erosion interne au sens physico-chimique (mécanisme de dispersion)

Dans ce phénomène de l'érosion interne, la notion de matériau dispersant en présence d'eau exprime la possibilité pour les particules constituant ce matériau de se défloculer. Dans la zone affectée par la défloculation, le matériau se transforme en une suspension de

particules très fines dispersées dans l'eau (Benchlaghem. R, 2006).

La plus part des sols dispersifs peuvent être rendus non dispersifs par l'ajout d'une petite quantité de la chaux [Ca (OH)₂ ou CaO] ou de gypse [CaSO₄ ou CaSO₄(2H₂O)].

Le traitement de ces sols se fait par le processus des cations échangeables, avec l'échange des ions Ca⁺⁺ par les ions Na⁺. La quantité de la chaux peut être déterminée par des essais au laboratoire.

III.1.3. Gradient hydraulique et vitesse critique de percolation

Ces deux notions sont fondamentales dans le processus d'érosion interne. Elles interviennent à tous les stades d'arrachement des grains ou de transports.

Le gradient hydraulique est représenté par :

$$i = H/L$$

Avec :

H : la charge hydraulique.

L : la longueur de percolation.

La vitesse de percolation est représenté par :




$$v = k \times i$$

Avec : k : le coefficient de perméabilité de sol.

I : gradient hydraulique.

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

Ces gradients élevés peuvent avoir trois origines :

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

On admettra aisément qu'il est difficile de connaître dans le détail les variations de la perméabilité au sein d'un remblai ou d'une fondation, comme il est difficile d'estimer les pertes de charges le long de filets liquides qu'trement 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 modifiable. 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.

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 :

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

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

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

H : charge hydrostatique totale.

C : coefficient dépendant de la nature de sol.

Tableau 3.2 : valeur de coefficient dépendant de la nature de sol

Nature de sol	C (valeur maxima)
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 extrapolable à la fondation d'un barrage en terre déformable (la règle de Lane est par contre directement applicable aux

Chapitre 3 : Problèmes d'érosion interne dans le Corps et les fondations des barrages en terres

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.

Ceci revient à définir un gradient hydraulique critique :

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

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

Tableau 3.3: Valeurs du gradient hydraulique critique i_{cr}

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

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

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

IV. FORMES DE L'ÉROSION REGRESSIVE

Si l'ouvrage est conforme aux règles de l'art en matière de choix technique et s'il est bien

réalisé, le phénomène d'érosion interne ne peut plus se produire qu'accidentellement.

Selon Foster et Felle, on peut illustrer ce phénomène en quatre (04) phases :

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

IV.1.L'initiation

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

IV.2.La boullance

La boullance est un phénomène qui apparaît principalement dans les sols pulvérulents, lorsque le gradient hydraulique dû à un écoulement d'eau est vertical ascendant. Il s'agit d'un phénomène d'instabilité générale. Sous l'influence de l'écoulement, le sol vient à se comporter comme un liquide. En effet, lorsque la pression de l'eau sur le sol est suffisante pour compenser le poids déjaugé des particules, la contrainte effective entre grains s'annule et les particules de sol flottent dans une phase liquide continue (Figure 3.3).

D'après (Léreau. J, 2005), Lorsque l'écoulement est vertical ascendant le vecteur gradient hydraulique \vec{i} est vertical et dirigé vers le haut. La force d'écoulement s'oppose donc directement à la force de pesanteur. Si le gradient hydraulique est suffisamment élevé la résultante de ces deux forces est dirigée vers le haut les grains du sol sont entraînés par l'eau: il y a phénomène de Boullance Le gradient hydraulique critique est le gradient hydraulique pour lequel la résultante de ces forces est nulle.

Sa valeur est donc :

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = 1 \quad \text{lorsque } F=0$$

$$F = (\gamma' - i\gamma_w) dV$$

- ✚ si le gradient est très élevé, la résultante est vers le haut ;
- ✚ grains de sol entraînés par l'eau.

L'état limite de boulangance est atteint lorsque la composante verticale du gradient hydraulique est supérieure à une valeur limite égale à γ'/γ_w ou γ' est le poids volumique déjaugé du sol et γ_w le poids volumique de l'eau. Cette valeur limite est appelée « gradient critique » (Caud. G, 2002).



Figure 3.3 : Phénomène de boulangance (Bendahmane. F, 2005) et (Léreau. J, 2005)

La boulangance s'observe en particulier, dans les situations où le gradient hydraulique est temporairement augmenté au droit d'une zone d'étanchéité ; construction à sec derrière un batardeau, mise en chômage d'un canal, assèchement d'une écluse ou pied d'un écran de soutènement étanche.

Le phénomène de boulangance des sables peut être évité par la réalisation de filtres constitués de couches de matériaux perméables de granulométrie choisie ou géotextiles. Ils sont choisis de manière à permettre à l'eau de s'écouler sans entraînement de particules. Par leur poids propre, ils chargent le terrain sous-jacent et y provoquent une augmentation des contraintes effectives. Leur granulométrie est étudiée de manière à, par (Léreau. J, 2005) :

- ✚ Retenir les particules de sol sous-jacent entraînées par l'écoulement (critère de rétention) ;
- ✚ Ne pas sensiblement diminuer la perméabilité du sol (critère de perméabilité).

Parmi les diverses règles empiriques relatives à l'exécution des filtres, il retiendra la règle suivante:

- ✚ $D_{15} \text{ filtre} > 4 \cdot D_{15} \text{ sol à protéger}$;
- ✚ $D_{15} \text{ filtre} < 5 \cdot D_{85} \text{ sol à protéger}$;
- ✚ $D_{15} \text{ filtre} < 20 \cdot D_{15} \text{ sol à protéger}$;
- ✚ $D_{50} \text{ filtre} < 25 \cdot D_{50} \text{ sol à protéger}$.

c.à.d: $4,5 D_{15} (\text{terrain}) \leq D_{15} (\text{filtre}) \leq 4,5 D_{85} (\text{terrain})$.

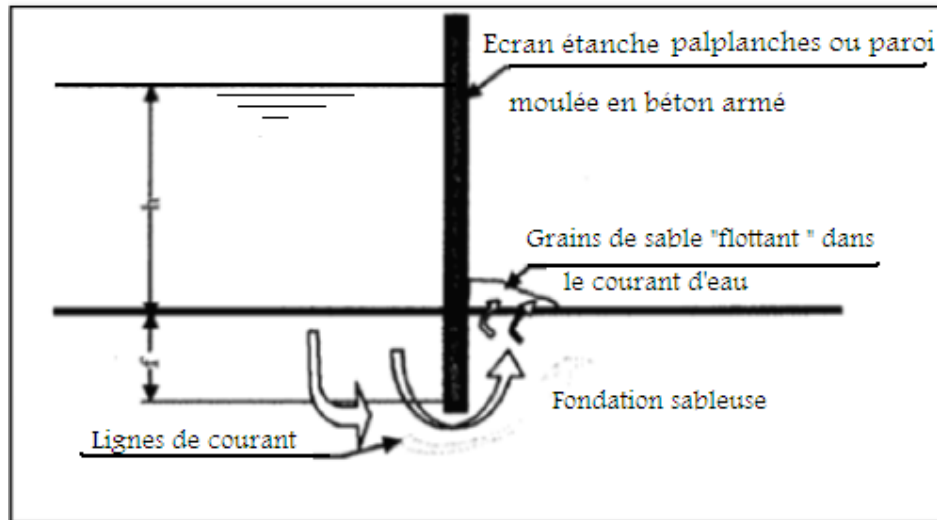


Figure 3.4 : Développement d'un phénomène de bouillonnement sous un rideau

IV.3. La suffusion

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

✚ La suffusion interne, appelée suffusion volumique, se développe au sein d'une masse de sol dont la granulométrie n'assure pas l'autofiltration. Ce phénomène se rencontre notamment au sein d'arènes granitiques ou dans les remblais morainiques. (Blais, 2005)

✚ La suffusion surfacique, ou la suffusion de contact, se développe à l'interface d'un matériau grossier et d'un matériau fin sous l'action d'un écoulement parallèle ou perpendiculaire à l'interface. Ce phénomène est fréquent dans les fondations alluviales, soit à l'interface de l'ouvrage et de la fondation, soit au contact des structures à l'intérieur d'un ouvrage et des matériaux contours, soit au contact entre un limon et un gravier superposés dans la fondation. (Blais, 2005)

✚ La suffusion externe se développe à l'interface d'un matériau et de la rivière ou à l'air libre par un écoulement parallèle, perpendiculaire ou incliné par rapport à l'interface. (Blais, 2005)

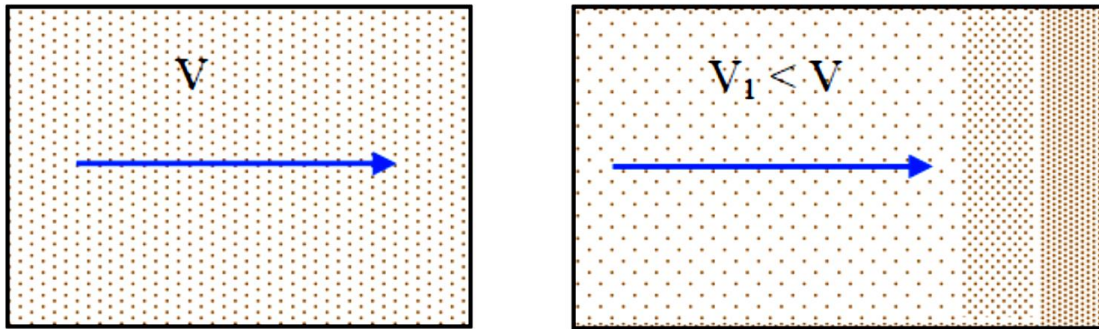


Figure 3.5 : Phénomène de suffusion. . (Nguyen, 2014)

IV.4.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)

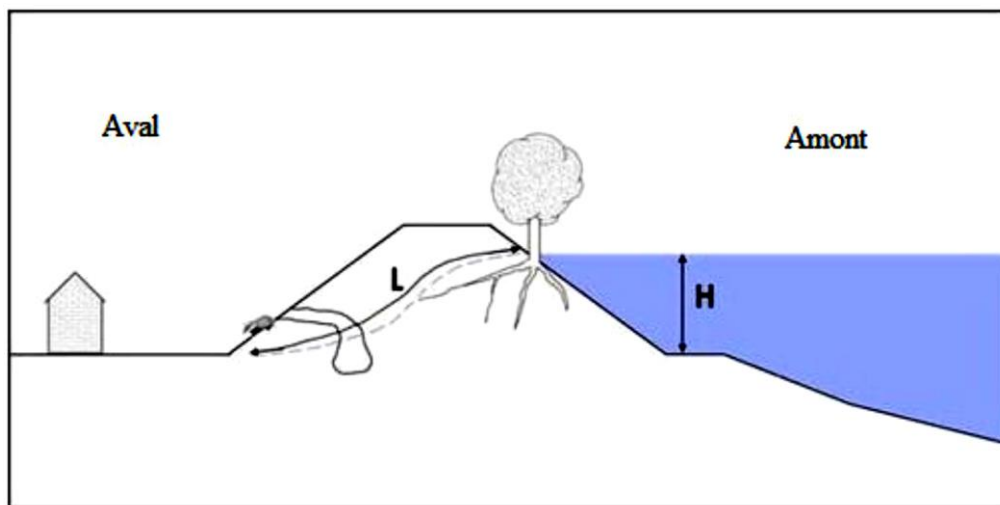


Figure 3.6 : érosion régressive. (Nguyen, 2014)

Il existe deux types d'érosion régressive :

✚ Le déchaussement, ce type d'érosion concerne les remblais. En pied de pente, les forces liées à l'écoulement résurgent provoquant la déstabilisation de matériaux qui forment le squelette du sol. Ces matériaux sont progressivement évacués par l'écoulement, ce qui déstabilise le remblai, dont le glissement fournit de nouveaux matériaux qui sont à leur tour entraînés. Le processus perdure par augmentation des gradients hydrauliques (diminution du

chemin hydraulique)et/ou affaiblissement du remblai (augmentation de sa pente avale).(ROUSSELET, 2007)

✚ L'érosion régressive par conduit, un ou plusieurs conduits se développent depuis l'aval et progressent par érosion des matériaux qui forment l'extrémité amont du chenal.(ROUSSELET, 2007)

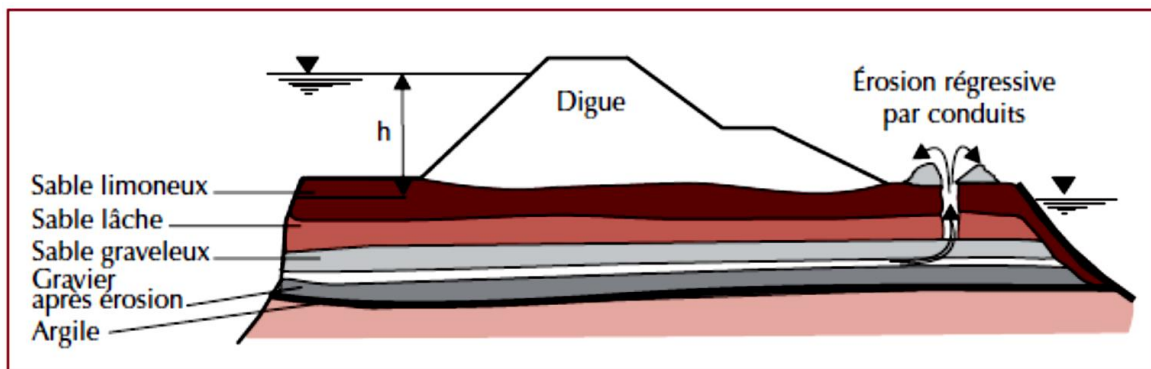


Figure 3.7 : Mécanisme d'érosion des digues du Danube d'après Peter (1974, cité par Blais, 2005).

IV.5.Le débouillage

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

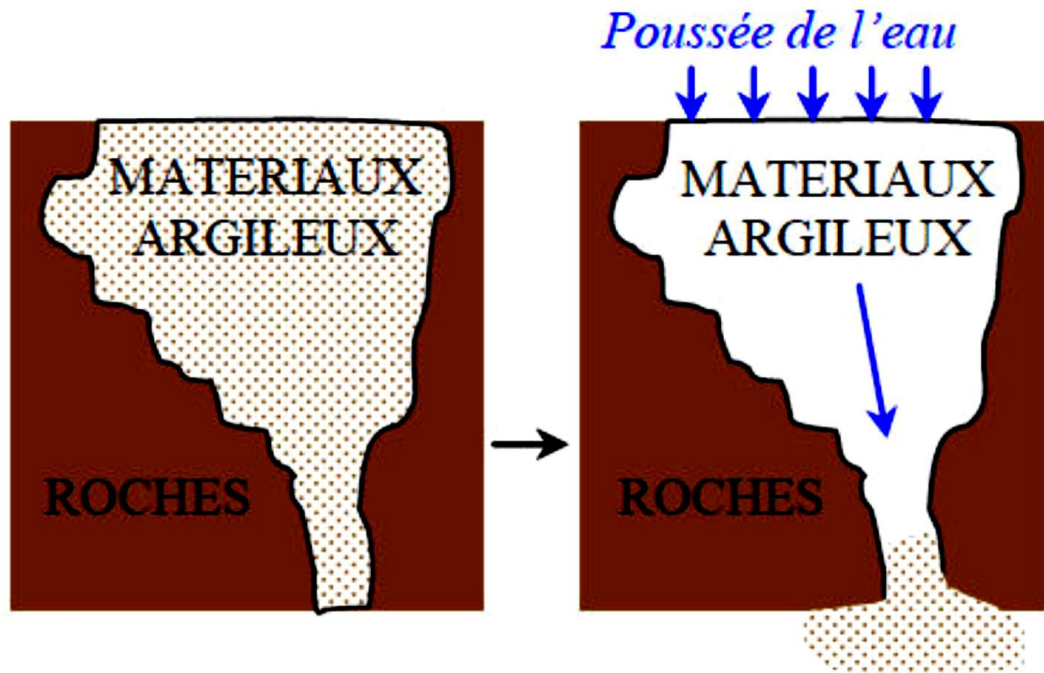


Figure 3.8 : phénomène de débouillage. (Nguyen, 2014)

IV.6.La dissolution

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

IV.7.La dispersion

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

IV.8.L'entraînement

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

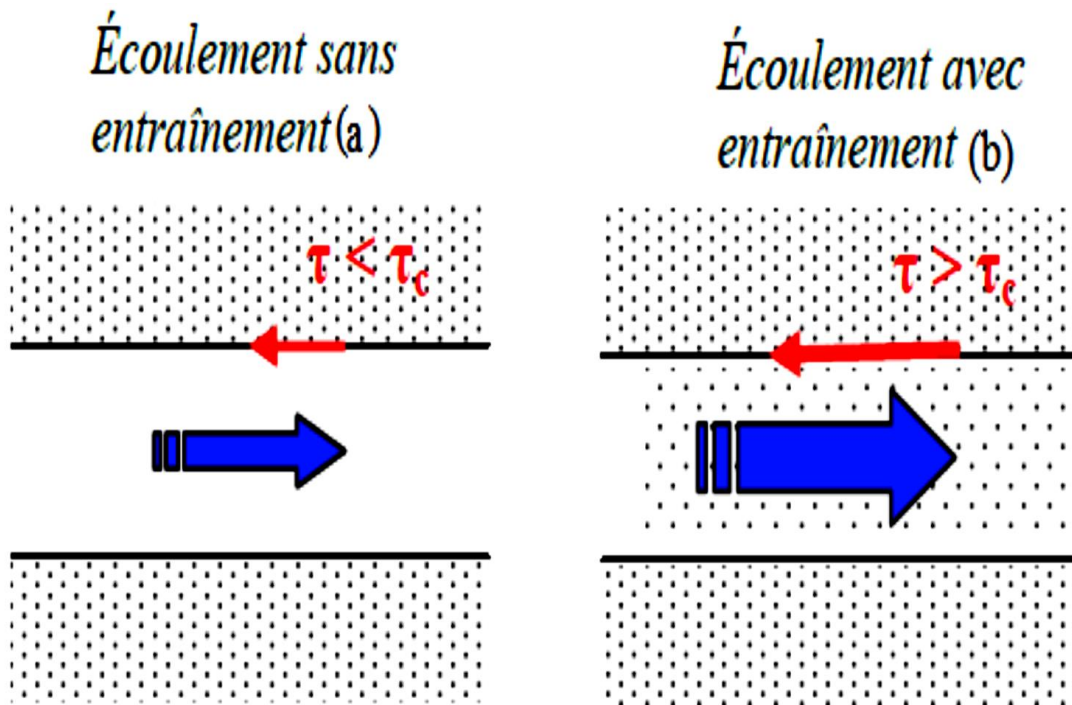


Figure 3.9 :phénomène d'entraînement. (Nguyen, 2014)

IV.9.L'exsclusion

L'exsclusion 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. (Nguyen, 2014)

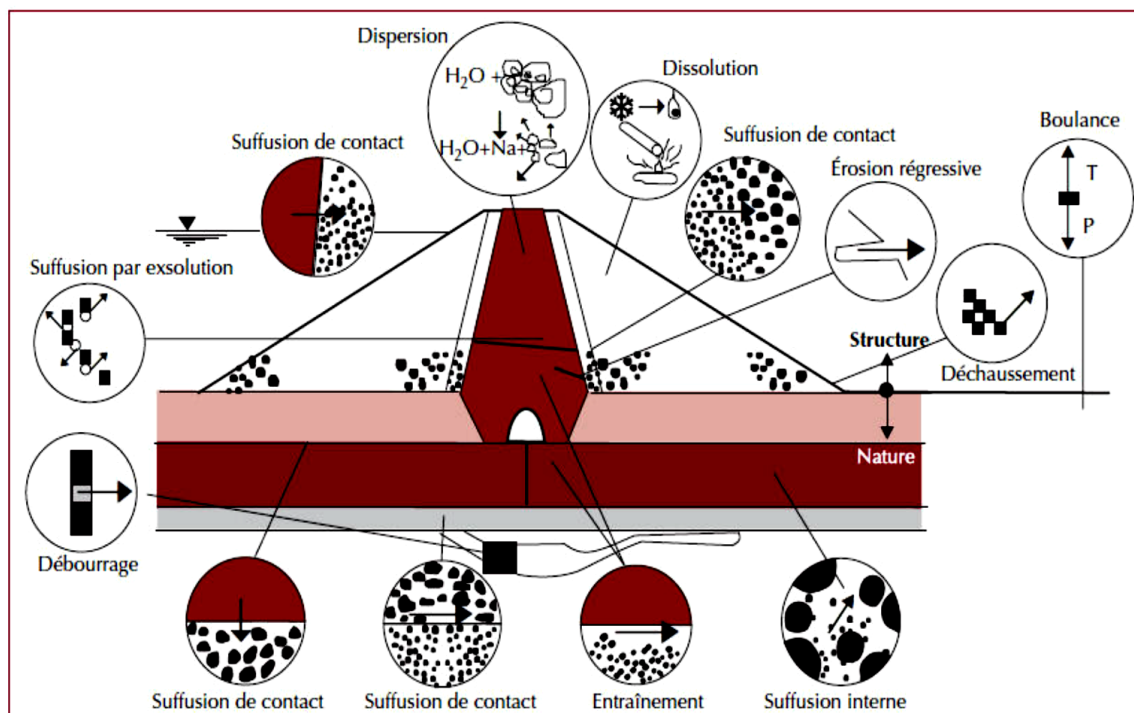


Figure 3.10 : Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion interne dans un barrage (Adapté de Schuler et Brauns 1996, cité par Blais, 2005)

IV.10. 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 ». (ROUSSELET, 2007)

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

On distingue généralement quatre domaines distincts, allant de l'érosion continue à aucune érosion : (ROUSSELET, 2007)

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

V. DEVELOPPEMENT DES DESORDRES

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

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

V.1. La suffusion

La suffusion groupe tous les processus d'érosion souterraine qui se traduisent par un enlèvement de matière sans intervention de la dissolution. L'écoulement entraîne les particules les plus petites à travers la matrice solide formée par les particules les plus grosses. La teneur en fines évolue dans le temps. Les zones qui ont perdu leurs fractions fines ont une perméabilité plus élevée, donc des vitesses d'écoulement plus élevées, ce qui peut initier un renard. Elles ont également une densité plus faible, ce qui peut provoquer un effondrement. Les zones colmatées par l'arrivée de ces fines ont une perméabilité qui diminue, induisant des pressions interstitielles plus élevées, ce qui peut conduire à des glissements.(Bonelli, 2001)

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). La cinétique de la suffusion est lente. Elle est de l'ordre de la dizaine d'années (CFGB, 1997).(Bonelli, 2001)

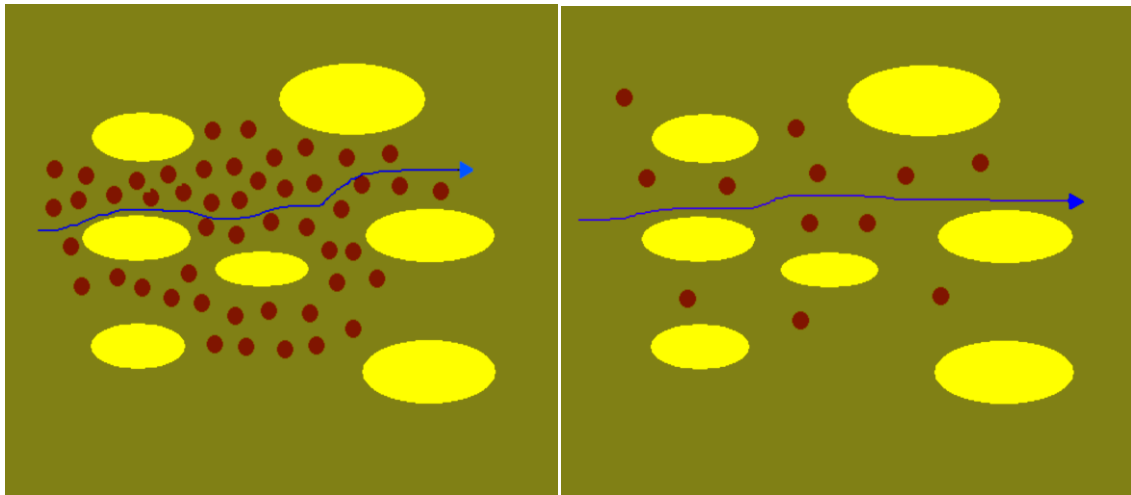


Figure 3.11 : Influence de la perméabilité sur l'écoulement. (ROUSSELET, 2007)

V.2. Le renard

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

Un renard peut survenir dans le corps du barrage ou dans sa fondation. Dans un sol sans cohésion, le filet d'eau entraîne par sa vitesse de fines particules en commençant par le débouché aval, puis l'érosion remonte ensuite vers l'amont en s'accroissant car l'eau a un chemin de plus en plus court à parcourir et sa vitesse augmente. Cette érosion crée une galerie qui traverse le barrage ou sa fondation. Le diamètre s'élargit. Si le phénomène continue, il peut se produire un effondrement qui conduit à une brèche. Le délai d'apparition des conséquences d'un renard est variable, de quelques heures à plusieurs mois après le remplissage (CFGB, 1997). (Bonelli, 2001)

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

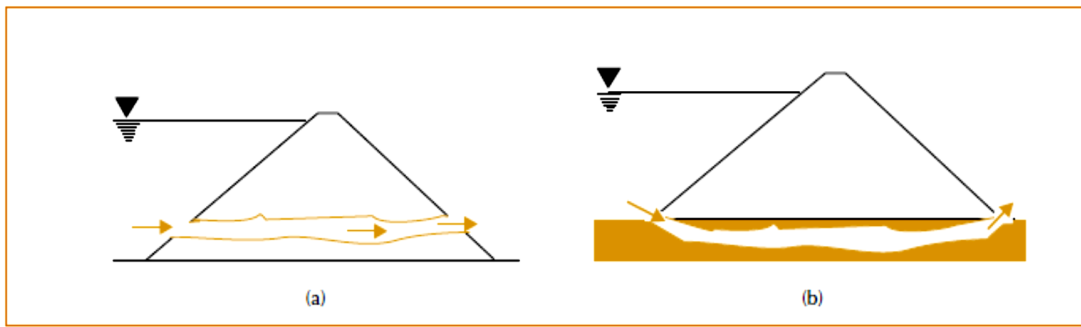


Figure 3.12 : Un renard peut survenir dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b).(Bonelli, 2001)

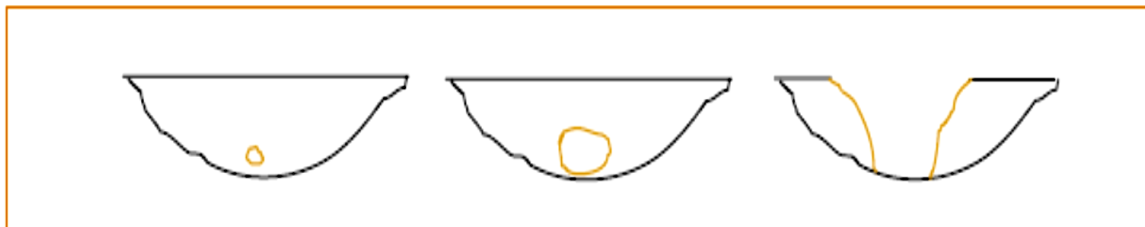


Figure 3.13 : Évolution d'un renard dans le corps de l'ouvrage. Vue en coupe rive/rive .(Bonelli, 2001)

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

VI.CONCLUSION

Le phénomène de l'érosion interne est très compliqué, soit dans le corps du barrage, soit dans sa fondation, car les mécanismes responsables de l'érosion interne sont multiples, évolutifs et dépendent de plusieurs paramètres, les critères d'initiation et de développement de l'érosion interne présents dans la littérature sont diverses et souvent étroitement dépendants de l'ouvrage étudié.

Le développement des désordres est généré par le transport des particules sous l'action d'un écoulement. La nature de ce transport amène à distinguer deux types fondamentaux de transport pour l'érosion interne : le renard et la suffusion.

Il existe plusieurs méthodes de détection du phénomène de l'érosion interne, qui doivent atteindre la lutte contre eu par des technique de traitement. Nous intéressants dans les chapitres suivants les traitements des fondations d'un barrage en terre.

« CHAPITRE 4 »

LE TRAITEMENT DES FONDATIONS DES BARRAGES EN TERRE PAR LES INJECTIONS ET LES DRAINAGES

I. INTRODUCTION

La fonction d'un barrage est de constituer une réserve d'eau, il est donc évident que ces ouvrages doivent être et demeurer étanches. L'apparition de fuites dans un barrage peut avoir des conséquences néfastes à plusieurs titres : augmentation des pressions interstitielles et détérioration des conditions de stabilité, érosion interne pouvant aboutir à la rupture.

D'autre part, compte tenu des besoins croissants en eau et en énergie de nos sociétés, il devient indispensable de pouvoir faire fonctionner les barrages au maximum de leur capacité. A cela, il convient d'associer la difficulté actuelle, liée à des enjeux politico-écologiques, de construire de nouveaux barrages dans certains pays. Tout cela conduit à prendre conscience de l'importance du traitement des fuites de tels ouvrages.

De nombreuses techniques existent aujourd'hui, elles sont choisies en fonction de nombreux paramètres liés à l'ouvrage lui-même, mais aussi à la géologie du site et à la géométrie des vides à traiter (Gouvenot. D et Bourgeois. F. D). De nombreux exemples illustrent ces méthodes.

Les méthodes de détection (Gouvenot. D, 1997) des fuites des barrages diffèrent en fonction du type de désordre auquel on est confronté : l'érosion est soit concentrée dans un conduit, soit elle est diffuse. La détection précoce des fuites est fondamentale dans la mesure où elle empêche alors toute menace de rupture. La mise en évidence de tels défauts permet de définir au mieux les techniques de réhabilitation à mettre en œuvre.

Parmi ces techniques, nous avons présentés dans ce chapitre les parois étanches, l'injection des coulis de ciment et le drainage dans les fondations des barrages et ouvrages hydraulique.

Le traitement de la fondation par injection du coulis de ciment est une procédure assez complexe formée d'une succession d'opérations dont le succès ou l'échec va conditionner le résultat final. Bien que des nombreuses recherches se soient intéressées à l'étude de certains paramètres de la procédure d'injection, le traitement des fondations des grands ouvrages par injection du coulis est toujours resté un art.

Les injections sont effectuées le plus souvent pour réduire les fuites à travers les matériaux sur lesquels sont fondés des grands ouvrages tels que les barrages (voile d'étanchéité). Elles sont aussi effectuées parfois pour améliorer la pérennité et les caractéristiques mécaniques des roches ou sols de fondation, afin de pouvoir supporter le poids des structures à construire (Bouri. S et al, 1998).

II. TRAITEMENT DES FONDATIONS

II.1. Problématique

✚ Les problèmes potentiels sont de trois ordres : déformabilité, résistance et étanchéité. Si le sol est trop déformable, les tassements sous le poids de l'ouvrage et ensuite les mouvements sous la poussée horizontale seront difficilement supportés par la structure monolithique d'un barrage

(Ex : barrage poids), même équipé de joints, d'où un risque de fissures anarchiques cela exclut pratiquement les fondations non rocheuses, voire même les roches faibles (craies, marnes), sauf cas d'ouvrages modestes. De même, une forte inclinaison des poussées n'est pas acceptable par des fondations non rocheuses ; lorsqu'on ne peut pas faire autrement (barrages en rivière sur dépôts sableux, par exemple), cité par (Carrère. A.).

✚ L'apparition de fuites peut avoir des conséquences néfastes à plusieurs titres :

✚ Augmentation des pressions interstitielles ;

✚ Détérioration des conditions de stabilité, érosion interne pouvant aboutir à la rupture.

✚ Pendant l'excavation à proximité de la surface prévue pour les fondations, n'utilisera plus que de faibles quantités d'explosifs, pour ne pas disloquer le rocher (ce risque est plus grand lorsque le rocher est feuilleté et fracturé), cité par le professeur (Stucky. M. J. P, 1975). Certaines roches compactes permettent d'utiliser la méthode pré-fissuration, qui consiste à provoquer à l'avance un plan de séparation entre la masse à excaver et celle qui reste.

✚ Le poids de barrage est présenté par une force verticale appliquée au centre de gravité, donc en absence de drainage (Figure 3.1-a), montre que la considération habituellement trapézoïdale (dans le cas des barrages poids) avec la pleine sous pression (U_m) du plan d'eau en pied amont et une sous pression (U_v) égale au niveau d'eau en pied aval (Bendimerad. A. Z, 2011). Le Professeur Casagrande a insisté sur le fait que l'élément dangereux pour la stabilité de l'ouvrage était la valeur de la sous pression en chaque point de la fondation, cité par (Mayer, A.).

II.2. La sous pression en fondation

Quelle que soit la qualité du sol ou du rocher de fondation, il s'établit toujours une circulation d'eau. Cette eau est à l'origine des sous pressions. En raison de la différence de pression qui existe entre les parements amont et aval, l'eau pénètre progressivement dans le rocher, comme dans tous les milieux poreux ou fissuré. La sous-pression décroît régulièrement de l'amont vers l'aval de l'ouvrage, avec comme valeurs limites les hauteurs

d'eau à l'amont et à l'aval si $\gamma_w = 1$, elle sera voisine de la pression hydrostatique à l'amont (100%) et proche de zéro à l'aval, de plus, la sous pression va suivre les variations du niveau du plan d'eau, toutefois avec un certain retard dans plusieurs cas (Schleiss. A. J et Pougatsch. H, 2011) et (Compaore. M. L, 1996).

II.2.1. Répartition de la sous pression

La répartition de la sous pression sous la fondation dépend du gradient de la percolation souterraine, et ce gradient dépend des conditions de perméabilité, plusieurs cas typiques peuvent être mis en évidence (Figure 4.1) :

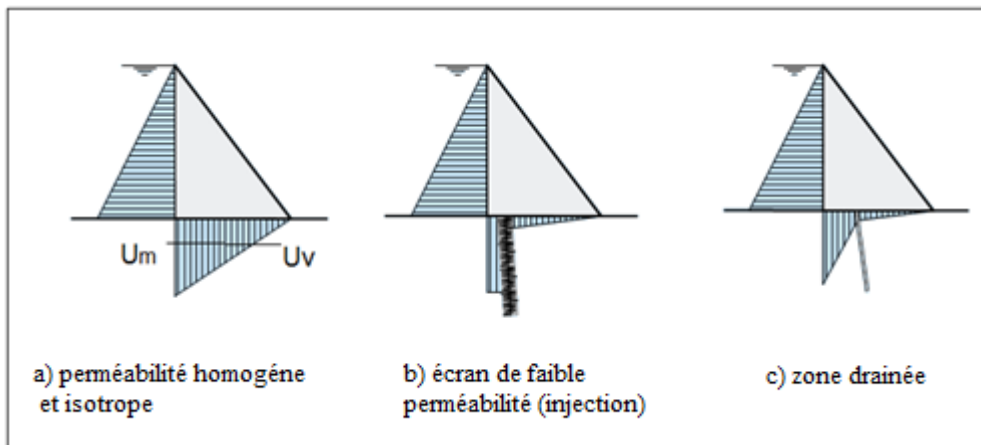


Figure 4.1 : Répartition des sous pressions (Schleiss. A. J et Pougatsch. H, 2011)

Les cas (b) et (c), ont pour effet direct, s'ils sont correctement mis en œuvre, de diminuer la force de sous pression qui tend à soulever le barrage. En pratique, on combine ces deux effets par la mise en place d'un voile d'étanchéité (rideau d'injection) placé à l'amont du barrage et de forages drainants placés immédiatement à l'aval. La (Figure 4.2) montre la disposition de ces techniques et leurs effets sur le diagramme de sous pression.

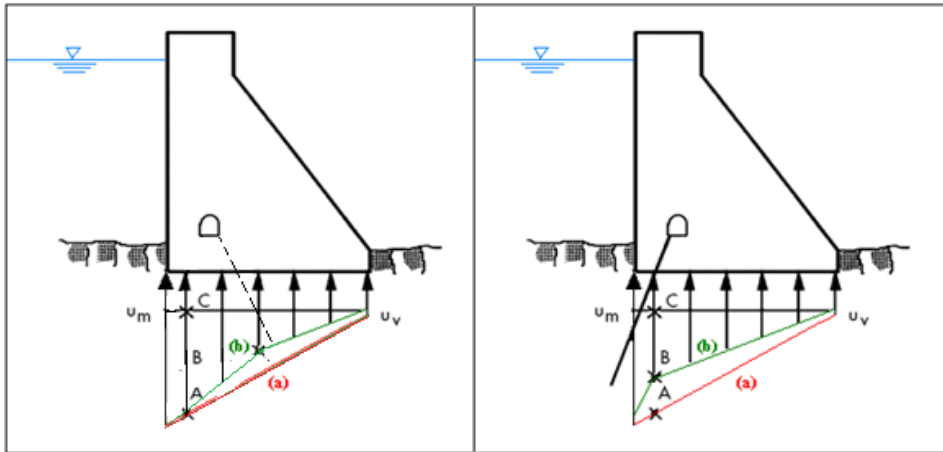


Figure 4.2: Diagramme des sous pressions (Degoutte. G, 2002)

II .2.2.Le coefficient de sous pression λ

Un coefficient de sous pression $\lambda = 1.0$ et une répartition triangulaire signifie que toute la sous pression est active sous la fondation et que la répartition de la perméabilité est homogène sur toute la largeur de la fondation (Schleiss. A. J et Pougatsch. H, 2011). Le coefficient λ dépendait de la qualité du rocher de fondation et du traitement du contact béton-rocher par injection. Les valeurs les plus souvent admises sont :

- ✚ $\lambda = 0.75$ à 0.80 rocher sain et bien injecté ;
- ✚ $\lambda = 0.75$ à 1.0 rocher de qualité moyenne, mais bien injecté ;
- ✚ $\lambda = 1.0$ en cas de doute.

II.3.Étanchéité de la fondation

On peut considérer les trois cas suivants pour les barrages de types homogènes et zonés:

- ✚ cas d'une fondation constituée de matériaux peu perméables: il est recommandé d'exécuter une clé d'étanchéité en matériaux argileux compactés afin de tenir compte de la fissuration superficielle et d'hétérogénéités éventuelles.

Chapitre 4 : Traitement des fondations des barrages en terre par les injections et les drainages

✚ cas d'une fondation où la présence de couches perméables n'a été mise en évidence que jusqu'à une profondeur de quelques mètres: la clé d'étanchéité doit les barrer et être ancrée dans le niveau étanche ; si ce dernier est le rocher sain, après son nettoyage et une

régularisation éventuelle de sa surface, la mise en place d'une première couche d'épaisseur décimétrique constituée d'argile humide permet d'assurer un bon contact ; il peut être

✚ nécessaire d'interposer un filtre entre la face aval de la clé et les matériaux perméables de la fondation.

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

L'autre technique d'étanchéité est la paroi moulée en coulis auto-durcissable bentonite-ciment ou en béton plastique ; cette solution est assez classique dans les terrains meubles; elle est aussi possible dans les fondations rocheuses selon la technique, plus coûteuse, de l'hydrofraise. Elle peut entraîner des désordres si des déplacements importants se produisent, par exemple le poinçonnement inverse du remblai dans le cas d'un fort tassement de la fondation meuble (risque aussi d'un frottement latéral excessif) ; si elle est située au pied amont du remblai, la paroi peut subir un cisaillement important dans sa partie supérieure.

Lorsque l'étanchéité de la retenue ne peut pas être réalisée par une coupure au droit du barrage, la solution consiste à étancher la cuvette totalement ou partiellement à l'aide d'une géomembrane ou d'un tapis en matériaux argileux compactés (au minimum deux couches d'épaisseur de 0,20 mètre chacune), ces derniers étant à protéger contre tout risque de dessiccation. Ces techniques conduiront nécessairement à un prix élevé du m³ d'eau stockée.

En ce qui concerne le support il faut :

✚ respecter les conditions de filtres dans le cas du tapis amont ;

✚ éliminer les aspérités susceptibles de perforer la géomembrane ;

✚ éviter tout risque de sous-pression, notamment gazeuse, sous la géomembrane. (CACG, 1994)

II. 3 .1.Etanchéité du massif

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

II.3.2.Choix du système d'étanchéité

Quand le projeteur a fait choix pour un site donné d'un ouvrage du type digue en terre, c'est en ayant constamment présents à l'esprit les problèmes qu'allaient poser les organes assurant l'étanchéité du massif. Les moyens pour se prémunir contre toute infiltration à travers le massif sont nombreux et lorsque nous examinons bien le problème nous s'apercevons qu'il existe toujours au moins une bonne solution qui assure l'étanchéité du massif. Examinons tout d'abord les différents types d'organes d'étanchéité.

III. TRAITEMENT DES FONDATIONS PAR PAROIS ETANCHE

Les écrans étanches sont des structures enterrées destinées à réduire, empêcher ou détourner des écoulements souterrains ou établir une coupure imperméable pour isoler un site. Ils sont utilisés à titre provisoire et définitif pour réaliser soit des ouvrages hydrauliques soit des ouvrages de protection de l'environnement (C.I.M béton,).

III.1.Les parois en béton

La réalisation d'une paroi en béton destinée à garantir l'étanchéité comporte deux étapes principales.

Après la phase de perforation sous boue de bentonite, la tranchée est bétonnée. Les parois sont constituées par la juxtaposition de panneaux élémentaires : primaires, secondaires, ce sont les panneaux forés entre deux panneaux primaires déjà bétonnés, et successifs, perforés contre un seul panneau déjà bétonné.

Les profondeurs de 35 à 50 m sont courantes, selon l'outil d'excavation on peut descendre jusqu'à 150 m. Les longueurs usuelles des panneaux sont voisines de 5 à 6 m. Les largeurs

varient entre 0,50 et 1,50 m, les plus fréquentes sont 0,60 et 0,80 m. Ces ouvrages sont

réalisés soit au moyen de bennes mécaniques ou hydrauliques, soit au moyen d'hydro-fraises, ce choix est principalement lié à la nature des terrains à excaver.

III.2. Les parois en béton plastique

La perforation de la tranchée, d'une épaisseur courante comprise entre 0,50 m et 0,60 m, est faite sous boue bentonitique, à l'aide des outillages de parois classique : benne ou hydro-fraise. Le principe de réalisation est identique à celui de la paroi moulée décrite dans le paragraphe précédent.

Comme dans le cas de la paroi en béton, le bétonnage est fait par un tube plongeur. Le béton utilisé est un mélange plastique (ciment, granulats, argile et eau) de composition étudiée en fonction des objectifs : résistance minimale et module maxima notamment.

Leurs caractéristiques répondent aux exigences des parois étanches de deux manières complémentaires :

- ✚ Incorporation de liants hydrauliques et d'argile pour l'étanchéité ;
- ✚ Très grande déformabilité sans fissuration, le domaine des déformations plastiques est très étendu.

Pour garantir une forte déformabilité au matériau, il faut que les grains des divers agrégats ne soient pas jointifs et que la résistance mécanique ne soit pas trop élevée. Ce résultat est obtenu par l'utilisation de formulations à la fois pauvre en ciment et riche en eau, le rapport pondéral ciment/eau est généralement compris entre 0,15 et 0,25 (Gouvenot. D et Bourgoise. F. D). Mais le béton ainsi constitué est instable, de l'argile ou de la bentonite est alors incorporée à ce mélange afin de le stabiliser. L'argile apporte également à ce béton des caractéristiques d'étanchéité élevées.

Le matériau obtenu est élasto-plastique, ses propriétés sont très différentes de celles des bétons classiques de génie civil. Sa perméabilité est généralement comprise entre 5×10^{-9} et 2×10^{-10} m/s pour un gradient de 30. (Tableau 4.1) présente une comparaison du béton plastique et d'un béton courant de génie civil pour un essai triaxial avec une étreinte latérale $\sigma_3 = 0,4$ MPa (Gouvenot. D et Chazot. L, 1998).

Chapitre 4 : Traitement des fondations des barrages en terre par les injections et les drainages

Tableau 4. 1 : Comparaison des caractéristiques mécaniques d'un béton courant et d'un béton plastique (Gouvenot. D et Chazot. L, 1998)

	Béton courant	Mortier plastique
Compression à la rupture σ_1	30Mpa	1Mpa
Déformation à la rupture ε	0,1%	10%

III.3.Les parois au coulis

Le principe des écrans étanches réalisés en coulis est dérivé de la technique des parois moulées.

Lors de la réalisation de telle paroi, un seul fluide est utilisé. A l'état fluide, il présente des caractéristiques voisines de celles de la boue bentonitique. Celles-ci évoluent lentement en fonction du temps pour atteindre un état solide et stable. Ce fluide est en général un coulis bentonite ciment, mais un grand nombre de coulis est disponible aujourd'hui, en fonction des propriétés requises pour la paroi essentiellement. Ces coulis sont constitués de bentonite et de ciment auquel on adjoint des additifs minéraux spécifiques qui permettent essentiellement de réduire la perméabilité des écrans et/ou d'en augmenter la durabilité.

IV.TRAITEMENT DES FONDATIONS PAR INJECTION DES COULIS DE CIMENT

IV.1.INTRODUCTION

L'injection est défini par (Gouvenot .D et Bourgeois. F. D), est un procédé permettant d'étancher des vides au moyen de produits liquides qui se solidifient dans le temps. Cette technique permet de modifier certaines caractéristiques du sol, et notamment sa perméabilité sans nécessiter une substitution de matériaux, la forme des écrans injectés est liée à la géométrie des forages.

Le professeur (Stucky. M. J. P, 1975) citait, que les injections pour but d'étancher ou de consolider des corps solides, poreux et perméables, tels que des roches fissurées, sables et graviers, maçonneries défectueuses, etc.

Les vides doivent être remplis avec un produit liquide qui se solidifie plus ou moins avec le temps. Le liquide ou coulis est envoyé sous pression dans des forages qui traversent les vides à injecter.

Des produits et des méthodes d'injection sont utilisés depuis plusieurs siècles. Que ce soit pour étancher ou pour consolider des structures, des milieux rocheux fissurés ou des milieux poreux, on cherche à remplir les vides à l'aide d'un produit liquide se solidifiant dans le temps. Selon le type de milieu à traiter et l'objectif à atteindre, la formulation de ces produits et leur mode d'injection sont différents (Aït Alaiwa. A et al, 2007).

L'application des injections, il y a quelques années était limitée aux terrains très perméables (graviers et sables) ou aux roches fracturées,

améliorer les caractéristiques mécaniques des sols fins ou grenus ;

- ✚ consolider ;
- ✚ l'étanchement des sols ;
- ✚ la réparation des ouvrages ;
- ✚ contrôler la percolation;
- ✚ confiner et empêcher l'érosion des matériaux meubles contenus dans les fissures et joints;
- ✚ réduire la pression interstitielle à l'aval du rideau.

Le matériel d'injection normalement utilisé consistait en un mélange eau-ciment, éventuellement stabilisé avec de l'argile ou de la bentonite.

Aujourd'hui avec l'aide de nouvelles technologies d'injections sous pression et de nouveaux mélanges, il est possible de traiter des terrains de perméabilité moyenne-basse (jusqu'aux sables fins). Ces évolutions récentes des techniques d'injection, l'utilisation de nouveaux coulis et la maîtrise du contrôle des travaux ouvrent de nouvelles possibilités aux concepteurs dans l'élaboration de leurs projets.

IV.2. Historique

L'injection a été inventée par l'ingénieur français Charles Berigny en 1802. Celui-ci a injecté avec succès des mortiers de ciment, parfois additionnés de pouzzolanes. La technique s'est développée en France au milieu du XIX^{ème} siècle pour réparer les ouvrages se trouvant sous le niveau de la nappe phréatique.

Par ailleurs, Knipple a introduit l'injection en Angleterre vers 1856. Par la suite, celui-ci a réalisé des travaux à St-Hélier (Jersey) en 1884 qui l'ont rendu célèbre. A partir de 1896, il a poursuivi ses travaux en Egypte où il a appliqué le procédé aux grands barrages sur le Nil.

Entre 1900 et 1920, un développement de la technique d'injection a pu être réalisé grâce à l'amélioration du matériel d'injection. Les pompes d'injection étaient initialement en bois et ont été fabriquées en métal.

L'emploi de l'injection s'est développé de manière significative dans les années 1920-1930 grâce à la construction des grands barrages. En utilisant cette technique, il était possible de supprimer les circulations d'eau qui contournent le barrage, d'une façon très économique.

A cette époque, le professeur Lugeon a fixé certaines règles qui ont amélioré l'efficacité de l'injection et ont réglé l'injection du rocher une fois pour toutes. Par la suite, le domaine d'application de l'injection a été élargi grâce à la découverte de nouveaux coulis (silicate de

soude + réactif : procédé Joosten en 1926), coulis stable d'argile ou bentonite-ciment en 1935-1940). Ainsi, l'injection a été appliquée à des terrains constitués par des alluvions sablo-graveleuses.

De nos jours, les coulis chimiques sont de moins en moins utilisés, à cause des risques liés à l'environnement (pollution de la nappe phréatique). Parmi les solutions de remplacement, il y a les coulis de ciment très fin et l'utilisation de la technique du jet grouting.

IV.3. Objectifs

Le traitement auquel le terrain est soumis a deux objectifs, indépendants ou non, mécanique et hydraulique :

✚ **mécaniquement**, il s'agit d'améliorer globalement les propriétés de déformabilité et de résistance, que ce soit en terrains meubles ou en terrain rocheux, avec, pour ces derniers, une action sur les cavités, les fissures et les points de discontinuité ;

✚ **hydrauliquement**, les buts recherchés sont :

- une réduction, voire une suppression des débits d'infiltration au travers des massifs ;
- une réduction des vitesses de percolation et donc des risques d'érosion des parties fines ou solubles du sol ;
- une protection à l'égard d'agents polluants ou agressifs éventuellement infiltrés.

IV.4. Procédure d'injection

L'injection est un processus qui consiste à introduire, sous pression, un liquide susceptible de durcir dans le temps, dans un forage réalisé dans le milieu à traiter jusqu'à ce qu'un critère dit « de saturation » soit atteint (Bouri. S et al, 1998). Ce critère peut être

l'étendue de la zone atteinte par le coulis, une pression maximale (pression de refus) ou un volume minimum d'absorption. Que ce soit pour une consolidation, une stabilisation ou une imperméabilisation du milieu, les techniques d'injection adoptées dans ces milieux ont pratiquement le même principe.

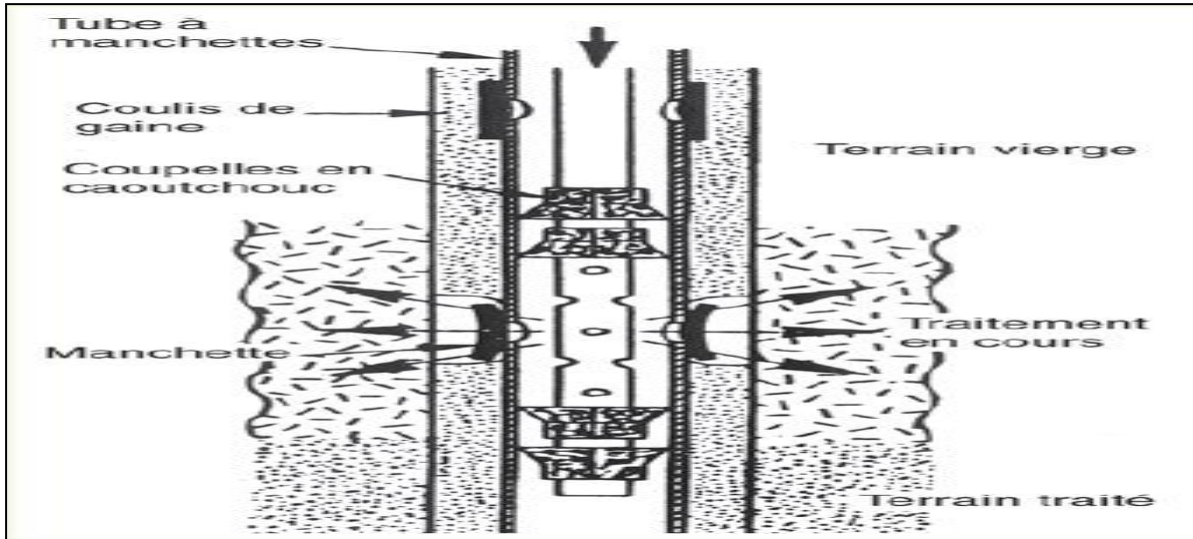


Figure 4.3: Principe de l'injection au moyen du tube à manchettes

Il s'agit d'isoler une portion de forage à l'aide d'un obturateur simple ou d'un obturateur double et injecter du coulis sous pression. Les caractéristiques du milieu (profondeur, résistance, etc.) vont conditionner le choix de la procédure et la largeur de la tranche (passe) d'injection. La procédure d'injection détaillée, aussi bien pour la consolidation que pour le voile profond, est définie en fonction des caractéristiques du milieu à traiter, du matériel utilisé et de la méthode d'injection adoptée.

Selon les quantités absorbées et l'existence ou pas des résurgences, il a été procédé à une ou deux injections (la deuxième se fait généralement 24 h après la première); sauf dans des cas très particuliers où on a dérogé pour faire une troisième et même plus (dans les zones à forte absorption).

IV.5. Les domaines d'application

Selon le type de problèmes rencontrés dans le sol, l'injection aura pour les domaines de la consolidation, l'étanchement, le scellement, le remplissage ou la compensation, selon (C.I.M. béton) :

IV.5.1. La consolidation

Cette technique permet d'améliorer la résistance mécanique d'un terrain, pour faciliter les excavations ou la traversée des zones de franchissements difficiles lors du creusement de galeries ou augmenter la portance générale d'un massif de fondation. Elle permet aussi de consolider les fondations d'ouvrages mitoyens qui peuvent être déstabilisées par l'excavation d'une fouille à proximité.

IV.5.2. L'étanchement

L'objectif est de créer des écrans (verticaux ou horizontaux), limitant les circulations d'eau dans le terrain (exemple : écran étanche sous un barrage) ou des fonds étanches (lorsque le substratum étanche naturel est trop profond).

IV.5.3. Le scellement

Ce type d'injection consiste à sceller au sol, sous pression, une armature métallique (barre, câble de précontrainte, tube, profilé, etc.) pour obtenir une haute capacité d'arrachement ou de chargement sur cette armature.

IV.5.4. Le remplissage

Il est destiné, par exemple, à combler les cavités naturelles du terrain (exemple : le remplissage de carrières souterraines) ou artificielles telles des vides annulaires.

IV.5.5. La compensation

La compensation permet, lors du creusement par exemple de tunnels, en injectant le sol situé au-dessus de l'ouvrage, de limiter et de compenser les tassements résultant du déconfinement du terrain. On distingue trois modes d'injection :

- l'injection par imprégnation des vides existants par un coulis fluide
- l'injection par claquage du massif et remplissage par un coulis fluide. C'est l'injection sous pression qui provoque l'ouverture des fissures dans lesquelles se place le coulis;
- l'injection par serrage d'un coulis épais.

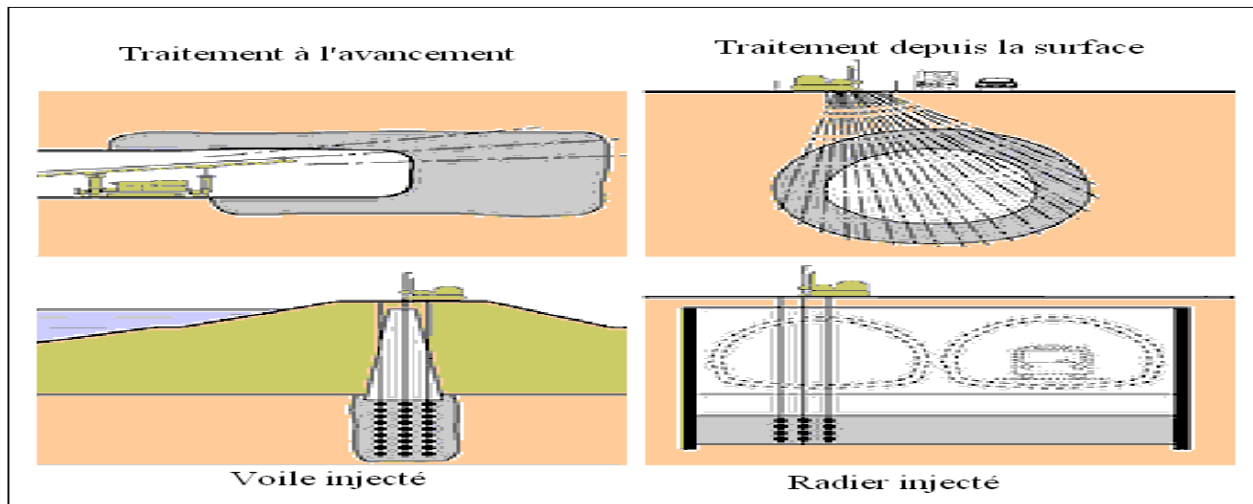


Figure 4.4: Traitement par injection type (Divet. P et Marchand. D, 2006)

La composition du coulis à utiliser est fonction de la nature et de la porosité du terrain et du type d'injection, les principaux coulis utilisés sont à base de ciment ou de mélange ciment et bentonite.

L'injection est réalisée à l'aide de matériels spécifiques comprenant une centrale de préparation du coulis, les centrales et pompes d'injection et les tubes d'injection (à obturateur simple, à manchettes, etc.). Les opérations d'injection sont précédées d'un forage préalable du terrain.

V. CARACTERISTIQUES DU PROCÉDE D'INJECTION

V.1. La pression d'injection

La pression d'injection doit permettre l'ouverture des fissures et l'introduction du coulis, surtout celle des coulis instables, elle a donc une influence directe sur la qualité du résultat, citer par (Stucky. M. J. P, 1975).

Il faut relever l'existence d'une procédure classique appliquée depuis fort longtemps qui appelle des règles très simples. Elles consistent à définir la limite de pressions d'injection simplement en fonction de la profondeur sous la surface. Toutefois, il ne faut pas perdre de vue que non seulement le type de rocher et ses caractéristiques géologiques, mais également le type de coulis à injecter entrent en ligne de compte. On a introduit une pression dite « de refus » au-delà de laquelle le massif rocheux ne devrait absorber aucun volume additionnel de coulis (Schleiss. A. J et Pougatsch. H, 2011).

Chapitre 4 : Traitement des fondations des barrages en terre par les injections et les drainages

En fait l'expérience enseigne que dans le domaine usuel du génie civil, l'injection peut toujours être poursuivie et les volumes absorbés augmentés, encore que de plus en plus lentement, pourvu qu'une pression suffisante soit appliquée. C'est tout au plus la pompe qui refuse d'aller au-delà d'une certaine pression; non le massif rocheux. Cette notion de refus pourrait être simplement curieuse si elle n'était invitation pour nombre de personnes à définir d'une façon arbitraire le critère d'arrêt de l'injection en n'augmentant pas la pression au-delà de cette "limite". Encore qu'injustifiée, cette vue de l'esprit a fait couler beaucoup d'encre sans que l'on n'ait jamais constaté aucun refus de la part du papier à l'absorber (Lombardi. G, 1998).

Par ailleurs, en relation avec la pression d'injection, redoute d'une part une fracturation hydraulique (claquage) qui correspond à une ouverture brusque d'une nouvelle discontinuité et d'autre part un soulèvement, perceptible ou non, de la surface du massif rocheux injecté, conséquence d'ouvertures de discontinuités.

En revanche, il faut faire attention de ne pas soulever le terrain ou les ouvrages, parce que : (Stucky. M. J. P, 1975)

- ✚ Risque de fuites par les fissures du terrain, jusqu'à des distances de 50 ou 100 m ;
- ✚ Risque de soulèvement du terrain ;
- ✚ Risque de soulèvement des ouvrages.

On applique en général la règle suivante (Tableau 4.2):

Tableau 4.2 : Pression d'injection par rapport à la profondeur (Stucky. M. J. P, 1975)

Profondeur du tronçon injecté (m)	Pression d'injection (kg/cm ²)
0 à 5	5
5 à 10	10
10 à 15	15

etc, sans dépasser 40 à 50 kg/cm².

Dans les terrains délicats, sera plus prudent. Au besoin, il fera des essais préalables, avec mesures de nivellement de précision à la surface du terrain.

V.2. Les propriétés du coulis frais

La réalisation correcte d'une campagne d'injection requiert le respect de certaines propriétés du coulis frais afin que:

- ✚ les conditions imposées au coulis ayant fait prise soient respectées ;
- ✚ l'opération d'injection puisse être réalisée de la façon la plus simple et efficace possible. Il est fort probable que le massif rocheux à injecter ne soit pas homogène pour tout l'ouvrage et qu'il faille le subdiviser en plusieurs zones sur la base de considérations géologiques ou géotechniques afin que chacune de ces zones puisse être considérée par elle-même comme étant homogène et être traitée comme telle.

Toutes les remarques et conclusions qui suivent se réfèrent donc à une telle zone et devront donc être adaptées en conséquence à chacune de celles-ci. De fait, il est clair qu'il n'y aurait pas de sens de spécifier des conditions d'injection uniformes pour un barrage qui s'appuierait, par exemple, en partie sur des calcaires et en partie sur des marnes. De même il se pourrait que des parties différentes de l'ouvrage exigent des conditions de consolidation elles-mêmes différentes.

Nous n'examinerons donc que des "zones homogènes" tant du point de vue géologique que de celui des conditions imposées par l'ouvrage. Par ailleurs, en fonction de ce qui vient d'être dit, seuls des coulis stables seront pris en considération. On entend surtout montrer que la méthode d'injection retenue, pour chaque zone, doit être le résultat d'un projet étudié spécifiquement en fonction des conditions réelles du site et de l'ouvrage et non le résultat de la simple application de normes préconçues ou des clauses de cahiers de charges préexistants.

V.3. Nombre de ligne d'injection

Le voile d'étanchéité profond est constitué d'une ou plusieurs lignes d'injection. Le voile est double ou triple lorsque le terrain n'admet pas une forte pression et que le rayon d'action des forages risque d'être petit. Les forages sont alors disposés en quinconce. En règle générale, une seule ligne d'injection est suffisante pour les barrages en béton. Quant au voile d'étanchéité sous un barrage en remblai, il comporte en général plusieurs lignes. Dans le cas d'un barrage en remblai avec noyau, il est exécuté soit avant la mise en place des remblais, éventuellement à partir d'une pâque en béton. Si le barrage comporte un masque amont, les injections peuvent être exécutées depuis une galerie située au pied amont (Schleiss. A. J et Pougatsch. H, 2011).

Chapitre 4 : Traitement des fondations des barrages en terre par les injections et les drainages

En pratique, le patron minimum adopté aura généralement des trous primaires de part et d'autre du rideau d'étanchéité, espacés de 6 m et ayant une profondeur de 8 m. Le nombre de rangées de trous varie avec la charge d'eau.

Tableau 4.3 : Nombre de rangée d'injection par rapport à la charge d'eau

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

Lorsque la charge d'eau est supérieure à 60 m, le nombre de rangées doit être suffisant pour couvrir toute la surface du noyau incluant un dépassement possible sous la limite amont du filtre aval. Les trous seront en général verticaux. Localement, des trous inclinés pourront être requis pour recouper certains joints d'orientation particulière (S.E.B.J).

V.4. Espacement entre forages

Le voile d'injection est exécuté en différentes phase, réduisant à chaque phase la distance entre les forages (Figure 4.5). En général, les premiers forages (forages primaires) sont les plus longs et espacés de 10 à 12 m. ils sont carottés afin d'obtenir des indications supplémentaires relatives à la géologie et des essais des perméabilités peuvent être réalisés. Puis, des forages intermédiaires moins profonds que les premiers (forages secondaires, tertiaires...) sont exécutés, réduisant successivement l'espacement de moitié. Dans la majorité des cas, la distance finale, qui dépend du rocher et du degré d'imperméabilité recherché, varie entre 2,5 et 3 m. pour des barrages de plus faibles hauteurs, l'intervalle entre forages peut être inférieur à 3m, les injections se faisant alors avec des pressions réduites (Schleiss. A. J et Pougatsch. H, 2011).

1. Forages primaires
2. Forages secondaires
3. Forages tertiaires
4. Forages-obliques-de contrôle
5. Voile au large.

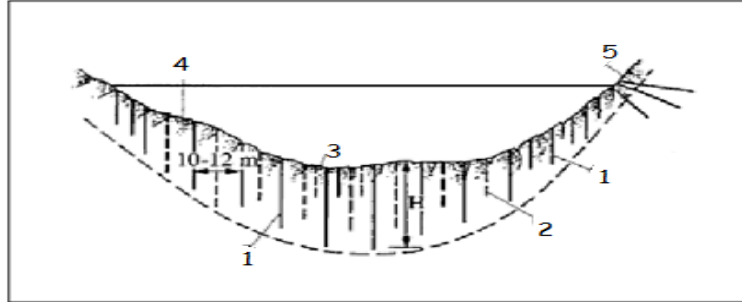


Figure 4.5 : Schémas d'un voile d'injection (Schleiss. A. J et Pougatsch. H, 2011).

V.5. Orientation des forages

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

V.6. Profondeur du voile d'injection

La profondeur et la géométrie du voile d'injection dépendent de la géologie et de la hauteur du barrage. Sa profondeur doit être suffisante pour minimiser les percolations et contribuer à la réduction des sous pressions. On peut descendre le rideau jusque dans une zone où la perméabilité est moindre que celle de la zone injectée. Généralement, la hauteur du voile atteint 35 à 100% de la hauteur de barrage, avec une profondeur maximum de 50m (Schleiss. A. J et Pougatsch. H, 2011).

En relation avec la hauteur H du barrage, l'USBR propose une profondeur du voile d'injection égale à : $H_{\text{voile}} = 1/3 + C$ avec $C = 8 \text{ à } 25\text{m}$

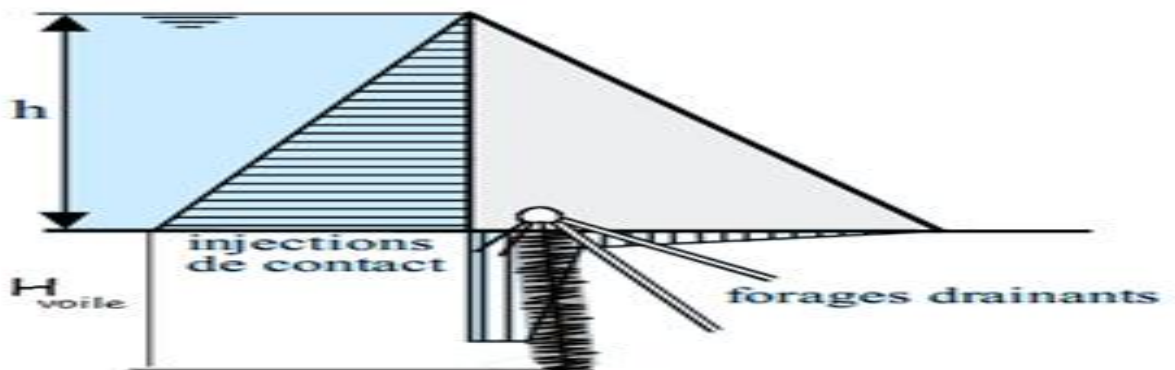


Figure 4.6 : Profondeur de voile d'injection (Schleiss. A. J et Pougatsch. H, 2011)

VI.CONCLUSION

Les techniques de traitement des fondations des barrages disponibles aujourd'hui sont nombreuses, les plus usuelles sont les parois étanches, l'injection et le drainage. Pour l'ensemble de ces techniques, ceux ci sont orientés vers l'automatisation des opérations et le suivi en temps réel de l'ensemble des principaux paramètres de la réalisation en cours. La possibilité de corriger les déviations en temps réel constitue également un domaine actif de développement.

L'apport de ces nouvelles technologies est capital car elles donnent accès pendant les opérations de réhabilitation et en temps réel, au résultat des travaux alors que sans elles, le traitement des fuites est jugé une fois les travaux terminés.

L'application d'une de ces méthodes nécessite une bonne connaissance du sol à traiter (granulométrie, teneur en eau, verticalité, la profondeur, la nature des terrains traversés...en temps réel). Il existe un grand de procédés différents, le but est de trouver la solution la plus efficace et la plus économique.

Les traitements peuvent avoir un caractère définitif ou provisoire pendant la phase chantier.

Ces techniques restent assez onéreuses car il faut des entreprises spécialisées.

« CHAPITRE 5 »
ANALYSE DU COMPORTEMENT DU
BARRAGE SIKKAK

I. INTRODUCTION

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

Pour améliorer la qualité des sols de fondations des barrages, un certain nombre de techniques de traitement du terrain a été mis au point. Nous entendons par cela tous les procédés permettant l'amélioration des caractéristiques mécaniques du terrain et/ou la modification des écoulements souterrains par réduction de la perméabilité en dessous de l'ouvrage. Une des techniques utilisées dans ce cadre est l'injection de coulis de ciment dans le sol.

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

Le jugement sur l'efficacité des modes de traitement des fondations peut être réalisé par une modélisation numérique reflétant le modèle physique réel ou bien à travers le dépouillement et l'interprétation des mesures d'auscultations du barrage.

Au niveau du barrage de Sikkak, dans la wilaya de Tlemcen, les injections dans les fondations se sont opérées à ciel ouvert et ce en l'absence de galerie d'injection et de drainage.

L'analyse des infiltrations au niveau des fondations du barrage SIKKAK, en fonction des procédés de traitement (injection et drainage), est motivée par plusieurs considérations:

- ✚ Absence de la galerie de visite et de drainage au niveau de la conception du barrage,
- ✚ Fondations constituées essentiellement de grès et dont le traitement par l'injection est relativement complexe,
- ✚ La contribution d'une telle étude sur le suivi du comportement du barrage Sikkak et particulièrement en ce qui concerne les infiltrations dans les fondations.

II. MECANISMES DE VIEILLISSEMENT DES FONDATIONS

Tout d'abord, il faut souligner que les fondations constituent un élément essentiel, car elles servent d'assises aux ouvrages. Elles doivent, d'une part, être capables de reprendre les forces transmises par le barrage et d'autre part, servir de barrière à l'eau sur les flancs et en profondeur (Schleiss et Pougatsch, 2011).

La sécurité de l'ouvrage est essentiellement fonction des bonnes caractéristiques des fondations (la plupart des accidents graves sont dus à une défaillance des fondations). De plus, une bonne connaissance préalable de la nature des terrains de fondation aura des effets positifs sur l'économie du projet puisqu'il sera possible de réduire les terrassements et les imprévus qui sont toujours à l'origine de retards, de complication, de surcharges économiques (PNUD, 1987).

Plusieurs mécanismes de dégradations peuvent affectés les fondations des barrages:

- ✚ Dégradation de la fondation
- ✚ Dissolution et érosion
- ✚ Dégradation des rideaux d'injection et des réseaux de drainage
- ✚ Déformation de la fondation
- ✚ Perte de résistance, augmentation des sous-pressions et modification de contraintes
- ✚ Erosion interne des fondations
- ✚ Instabilité mécanique en fondation

III . AUSCULTATION DES FONDATIONS DES BARRAGES

III.1. Objectifs de l'auscultation des barrages

III.1. 1. Pendant la construction et la première mise en eau

On cherche essentiellement à comparer le comportement de l'ouvrage par rapport aux prévisions du projet, que ce soit pour vérifier certaines hypothèses de calcul, pour valider les résultats de ces calculs ou pour vérifier la pertinence de tel ou tel choix technique.

III.1. 2. En phase d'exploitation

comme déjà indiqué, les objectifs essentiels sont la sécurité de l'ouvrage et la maîtrise des coûts d'exploitation. On cherche donc à déceler tout signe avertisseur de changement dans le comportement de l'ouvrage, ce qui amène à s'intéresser d'une part à l'apparition de phénomène nouveaux et d'autre part aux évolutions lentes liées au vieillissement.

Le tableau 5.1 récapitule les paramètres significatifs nécessitant un suivi pour les barrages en remblai, en béton et leurs fondations.

Tableau 5.1 : Paramètres significatifs pour le suivi d'un ouvrage de retenue et de ses fondations (CSB, 2005a)

Barrage en béton	Barrage en remblai	Fondations
Déformations de la structure	Déformations du corps de la digue	Déformations
Mouvement particuliers (fissures, joints)	Mouvements particuliers (liaisons avec une structure béton)	Mouvement des appuis Mouvement particuliers (fissures, diaclases)
Température dans le corps du barrage	Température dans le corps de la digue pour la détection de percolation (éventuel).	
Sous-pression (au contact béton-fondation et dans le rocher)	Pressions interstitielles dans le corps du barrage en remblai et niveau piézométrique	Pressions interstitielles Sous-pression au contact béton-fondation Niveau piézométrique
Débit de fuites et de drainage, infiltration	Débit de fuites et de drainage	Débits de fuites, de drainage, résurgences
Chimie des eaux de percolation	Chimie des eaux de percolation	Chimie des eaux de percolation
Turbidité (éventuelle)	Turbidité	Turbidité

III.1.3. Importance du suivi du comportement des fondations des barrages

Dans un barrage en remblai, il importe de contrôler l'évolution des pressions interstitielles (en particulier dans le noyau des barrages zonés et les fondations). Les résultats sont comparés aux valeurs déterminées lors du projet, et les paramètres ajustés aux résultats trouvés. La mesure des pressions interstitielles doit être distinguée pendant deux phases de la vie du barrage, pendant la réalisation et pendant l'exploitation. Le suivi de l'évolution des pressions interstitielles, des niveaux piézométriques et des débits de fuite et de drainage au niveau des fondations doit être contrôlé en fonction des différentes exigences arrêtées lors de sa conception. Ces exigences apparaissent clairement sur les cahiers d'instruction élaborés en vue de définir le référentiel de comparaison et de prendre les mesures et les dispositions nécessaires dans le cas de dépassement des paramètres limites liés à son comportement.

Tenant compte de l'importance du suivi du comportement des fondations, on se propose dans le présent chapitre d'analyser le comportement hydraulique des fondations du barrage Sikkak

à travers les mesures d'auscultation réalisées, particulièrement en ce qui concerne l'influence des infiltrations sur l'efficacité du voile d'injection. Cette analyse se base sur les mesures relatives aux pressions interstitielles, aux débits de fuite et de drainage et à la piézométrie sur les deux rives.

IV. PRESENTATION DU BARRAGE

IV. 1. Situation

Le barrage d'Aïn Youcef est situé sur l'oued de SIKKAK, à la hauteur de «Gaadet Boukaden», à environ de 1 km du village d'Aïn Youcef 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 (Figure 5.1). 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 Youcef est de 241km² (Rouissat. N, 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.

Lors de l'exploitation du barrage, et en fonction des besoins croissants du groupement urbain de Tlemcen en Alimentation en eau potable, un transfert a été réalisé pour un volume annuel de 7 millions de m³.

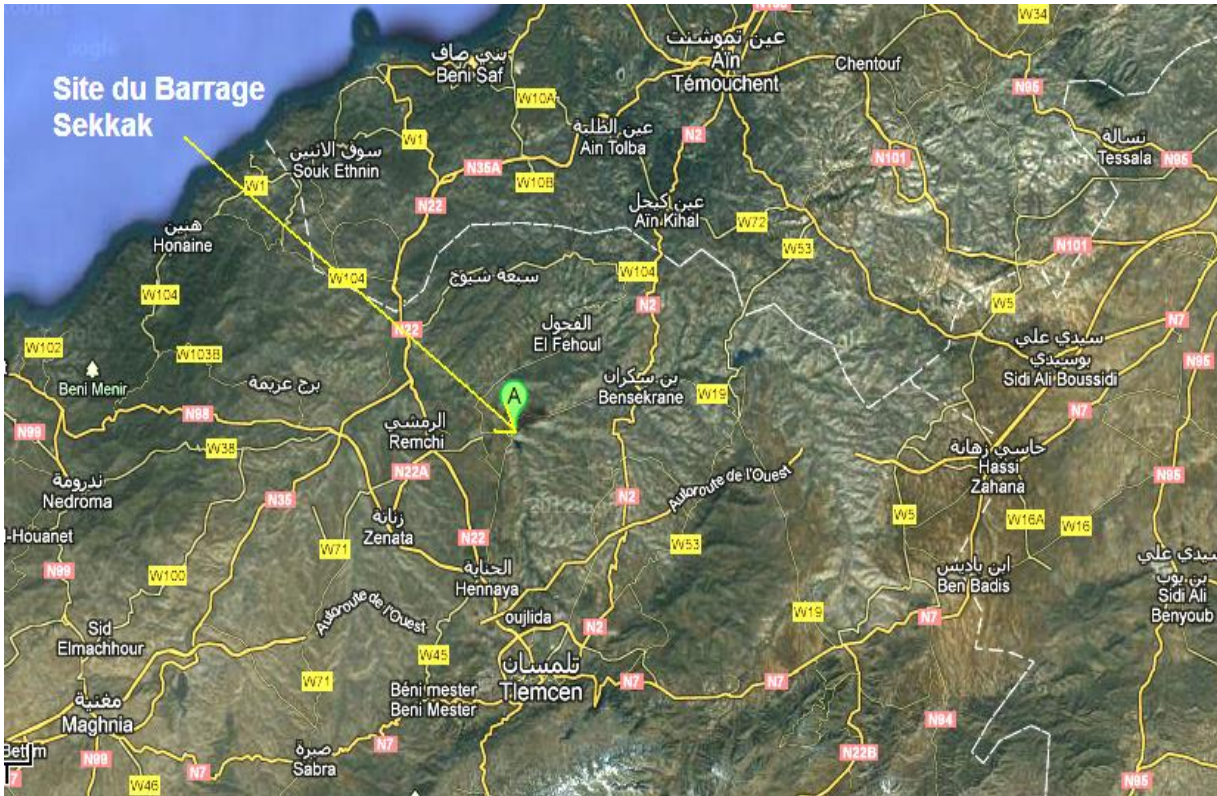


Figure 5.1 : Vue par satellite du barrage SIKKAK

IV. 2. Profil du barrage

Le barrage a une hauteur maximale de 52.3m au dessus de sa fondation, c'est un ouvrage en terre, zoné, dont le noyau est réalisé en matériau argileux. Ce dernier est protégé contre l'érosion interne à l'aide d'une couche de filtre et d'une couche de matériau de transition. La longueur en crête du barrage est de 497m dont 50m représentent l'emprise de l'évacuateur de crues à l'axe de la digue. La largeur en crête du barrage est de 10m. Le niveau maximum normal d'exploitation est à la cote 218 NGA alors que le niveau maximum de la retenue est à la cote 220,40 NGA. Le couronnement du barrage se situe à la cote 223.60 NGA.

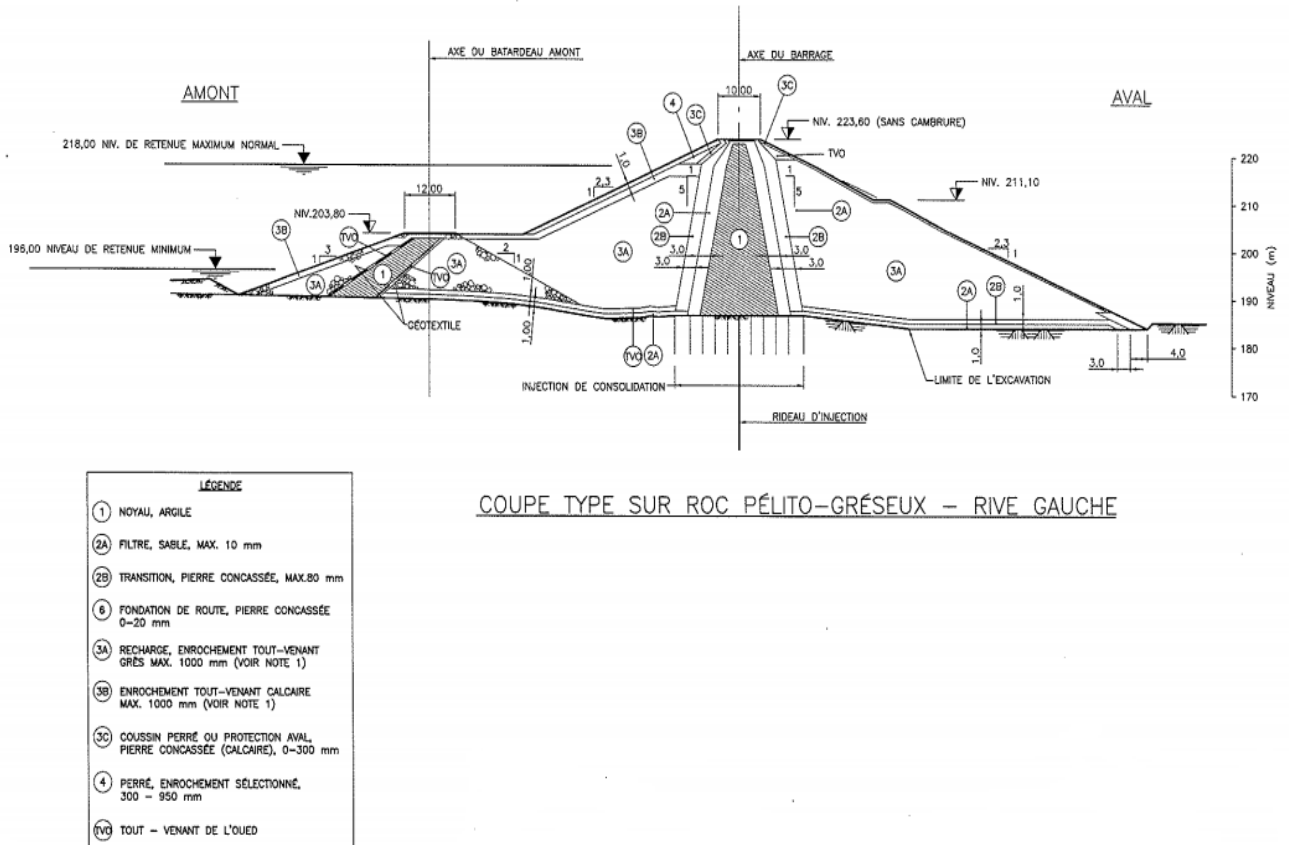


Figure 5.2: Coupe du profil Type du barrage

IV. 3. Géologie et géotechnique

IV.3.1.Contexte général

Le site de barrage et la cuvette se trouve dans le bassin sédimentaire de la moyenne de Tafna. Ce bassin est constitué de dépôt de Miocène inférieur et du domaine atlantique. Sa partie supérieure se termine par une couche d'alluvions plio-quadernaires, cachée par des encroûtements carbonatés plus récents.

Le bassin de la moyenne Tafna, en ce qui concerne le plateau de Hennaya, est colmaté par des terrains grésopélitique de faciès littoral et de mer peu profonde. Il a ressenti des phases terminales de la tectogenèse compressive atlantique attestée par une structure à plis amples.

Les sols de surface constitués d'alluvions et de colluvions argileuses confèrent à la cuvette du barrage une bonne capacité de rétention d'eau. Les affleurements de grés dans le voisinage immédiat des ouvrages peuvent constituer des chemins préférentiels de percolation.

IV.3.2. Géologie du site

A) Stratigraphie

Le site du barrage se caractérise par la présence de quatre unités ou faciès de roches sédimentaires. Les excavations réalisées aux emplacements de l'évacuateur de crues et de galerie de dérivation, ainsi que les forages exécutés lors des travaux de reconnaissance, des plots d'essai pour les injections et du rideau d'injections ont permis de préciser certains aspects de cette stratigraphie. Les formations rencontrées sont les suivantes :

✚ Série pélito- gréseuse supérieure : Elle a une épaisseur qui varie de 0 à 25 m. Elle consiste en une intercalation de mines couches de pélites gréseuses et de pélites marneuses et de grés à grain fin. Cette formation est altérée sur les 7 premiers mètres et se présente sous l'aspect d'un sol argileux consolidé. Cette unité affleure sur la rive gauche avec une épaisseur négligeable au pied de la rive et atteint de 25 à 30 m d'épaisseur dans sa partie haute.

✚ Le grés: le grés est la roche la plus résistante rencontrée sur le site. Il se présente sous la forme de bancs dont l'épaisseur moyenne est de 28 à 30 m environ. C'est du grés à grain moyen à fin à ciment carbonaté. Il constitue des couches dont l'épaisseur varie de 0.8 m à 2.0 m. Il est de couleur jaunâtre, le système de fissuration est vertical avec une fréquence de 2 à 3 fissures par mètre. Les plans de stratification sont remplis de matériau argileux qui constitue des plans de faiblesse.

Le RQD enregistré varie de 45 à 55 % et il peut atteindre 80% dans certain couches. Les bancs de grés constituent la totalité de la rive droite à l'endroit de la fondation du barrage et de l'évacuateur de crue. En rive gauche, ils se retrouvent en dessous de l'unité pélitico – gréseuse d'alluvion supérieure.

Au niveau du lit de l'oued, le grés est recouvert d'une mince couche d'alluvions hétérogènes dont l'épaisseur varie de 3 à 7 ms la zone de fondation de barrage. Il est à noter que des couches de pélites de quelques centimètres à 0.4 m d'épaisseur sont intercalées entre les bancs de grés .L'intervalle moyen entre les couches de pélites est de l'ordre de 2.5 m.

✚ La pélite bleu : Il s'agit d'une couche d'épaisseur variant entre 6 et 7 m constituée de pélite et de pélite marneuses d'une couleur bleu sombre. La roche très peu fracturée avec un RQD variant de 80 à 100%. Cette roche est par contre fissile quand elle perd son humidité.

Cette couche de pélite bleue représente la couche clé dans la série stratigraphique (Burdigalien du bassin de la Tafna).

Elle confirme qu'il n'y a pas de phénomène tectonique d'importance dans le site du barrage car elle est rencontrée dans tous les forages qui ont une profondeur suffisante avec une continuité très claire.

Par ailleurs, cette couche a une perméabilité de l'ordre de 10^{-7} cm/s. Elle représente de ce fait une barrière imperméable où viendra s'arrêter le rideau d'injection.

✚ Série pélito- gréseuse inférieure : Cette formation se retrouve en dessous de la couche de pélite bleue .Il s'agit d'une succession de couche de pélite plus ou moins marneuse et de couche de grés.

✚ L'épaisseur des couches de pélites varie de quelques centimètres à 0.4 m alors que celles du grés varient de l'oued. On considère qu'elle peut s'étendre jusqu'à 100 m de profondeur si on se fie à la corrélation stratigraphique régionale.

B) Structure géologique

Au site du barrage ainsi que dans les zones voisines, les structures suivantes ont été identifiées

✚ **Structure principale** :C'est un monoclinal avec une pente très étendue qui varie entre 8 et 12 degrés vers la direction sud – ouest (pente vers l'amont).

✚**Structures secondaires** : Elles sont représentées par le système de joints et par le réseau de failles mineures.

✚**Systèmes de joints** : Il existe un système de joints principaux avec un pendage sub-vertical et un espacement de quelques cm à environ 1 m, ce système de joints est biens développé dans les couches de grés mais ne traverse pas en général les couches de pélites intercalaires.

✚**failles mineures** : Un système de failles mineures de types normal avec un rejet de moins de 1m sont observables dans la séquence stratigraphique de la roche. Il n'a été identifié que deux failles de ce type sur le site : une dans l'excavation de la galerie et l'autre dans le labyrinthe de l'évacuateur de crues (Tecsult, 2005).

IV. 4. L'écran d'étanchéité du barrage

La suppression de la galerie d'injection a été motivée par le fait que la galerie prévue par l'APD s'arrête sur les rives et ne se poursuit pas dans la vallée de l'oued, zone considérée cependant comme la plus sensible pour le contrôle des infiltrations. Elle est motivée également par une bonne connaissance des conditions géologiques qui prévalent sur le site et par la technicité de l'entreprise qui a été retenue pour effectuer les travaux d'injection.

L'écran réalisé suite à la mise en œuvre de deux plots d'essais, un en rive droite et l'autre en rive gauche, a abouti à l'augmentation substantielle des quantités prévues au contrat de l'entreprise.

Les travaux d'injection ont débuté par la réalisation de deux plots d'essai entre novembre 2000 et janvier 2001.

La réalisation de ces plots d'essai a permis de finaliser la conception du voile d'injection du barrage.

Les injections de consolidation de la fondation du barrage, sous le noyau et les zones de filtre et transition, ont été effectuées de mars 2001 à mai 2002. Les travaux d'injection du voile d'étanchéité se sont déroulés de mars 2002 à juin 2004. Des injections de contact ont eu lieu tout au long des travaux de traitement de fondation qui ont été réalisés au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Les travaux de traitement des fondations ont consisté principalement à remodeler avec du béton de ciment les surface de grès trop abîmées, fissurées ou escarpées, en contact avec les zones du noyau et des filtres.

IV.5. le voile d'injection

Le rideau d'injection a été dimensionné suite à l'exécution de deux plots d'essais, le premier situé en rive gauche sur les pélites gréseuses supérieures et le deuxième, en rive droite sur le banc de grès.

Les résultats de ces plots d'essai ont fait l'objet d'un rapport qui a été émis le 2 juillet 2001. Ce rapport est disponible dans les archives de l'Administration. Le rideau couvre une longueur de 730 m allant du PM 12 au PM 742.

En profondeur, la couche de pélites bleues a dans la majorité des cas constitué la limite inférieure du rideau. Le rideau se compose de deux lignes d'injection espacées de 3 m, situées de part et d'autre de l'axe du barrage. Les trous primaires sur chacune des lignes sont espacés de 8 m et des trous intermédiaires (secondaires, tertiaires et quaternaires) ont du être ajoutés sur la quasitotalité de la longueur du rideau. Dans la zone de la faille, soit du PM 357 au PM

Chapitre 5 : Analyse du comportement du Barrage Sikkak

415, une troisième et une quatrième ligne situées entre les lignes 1 et 2 ont été ajoutées.

La profondeur du rideau est variable et dépend de la charge d'eau et de la position de la couche de pélites bleues, celle-ci étant considérée comme une barrière étanche. Ainsi :

- ✚ en rive gauche, la profondeur est généralement de 50 m pour les trous primaires et secondaires, de 75 m pour les trous tertiaires et pour les trous quaternaires jusqu'à 102 m; $\frac{3}{4}$ dans le lit de l'oued, la profondeur du rideau passe progressivement à 35 m;
- ✚ en rive droite, la profondeur augmente progressivement à partir de la galerie de dérivation pour passer à 45 m, puis repasse progressivement à 18 m dans la zone de l'évacuateur de crues pour ensuite augmenter à 32 m pour le voile au large;
- ✚ dans la zone de la faille, la profondeur de la 3^{ème} ligne est de 50 m et s'arrête dans les pélites gréseuses inférieures.

Tous les trous primaires ont été réalisés en carottage continu avec des essais Lugeon en continu sur des tranches de 5 m. Les autres trous ont été forés en destructif avec un marteau fond de trou avec lavage des trous. Des essais Lugeon de contrôle ont été exécutés préalablement au serrement de la maille d'injection pour mesurer la perméabilité atteinte. Chaque fois que ces essais faisaient apparaître que le critère de perméabilité de 1 Lugeon n'était pas atteint, la maille d'injection était resserrée.

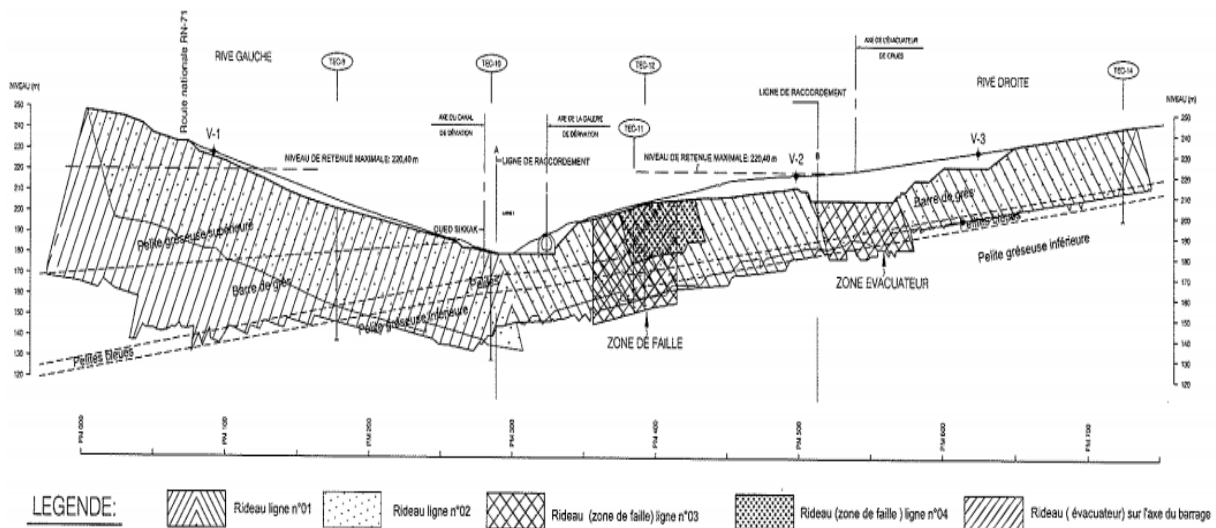


Figure 5.3 : Coupe longitudinale - Rideau d'injection

V. DISPOSITIF D'AUSCULTATION DU BARRAGE

V.1. Consistance du dispositif d'auscultation

Le dispositif d'auscultation du barrage de Ain Youcef est composé de :

- ✚ Les équipements d'indication du niveau du plan d'eau de la retenue (limnimétrique et autres).
- ✚ Les instruments d'auscultation internes du barrage constitués de :
 - ✚ Piézomètres hydrauliques pour la détection et mesure de niveau d'eau,
 - ✚ Piézomètres à cordes vibrantes pour la détection et la mesure du niveau d'eau,
 - ✚ Inclinomètres munis d'anneaux magnétiques pour mesurer les déplacements horizontaux et verticaux du barrage,
 - ✚ Cellule de pression pour mesurer les contraintes totales dues aux remblais sur le dessus du béton de la galerie de dérivation,
 - ✚ Déversoir de jaugeage triangulaire pour mesurer le débit d'eau de drainage provenant essentiellement de l'appui gauche du barrage se déversant dans le canal de fuite de la vidange de fond,
 - ✚ Les bornes d'observation topographiques d'auscultation externe du barrage implantées sur les ouvrages et dans les zones sensibles pour déterminer les déplacements X,Y,Z par rapport au relevé de référence,
 - ✚ La station météorologique du site pour la pluviométrie, la température et l'évaporation

Le barrage de Ain Youcef comporte quantitativement les instruments d'auscultation figurant sur le tableau 5.2

Tableau 5.2 : Consistance du dispositif d’auscultation du barrage Sikkak à Ain Youcef

Type d’auscultation	Composantes	Caractéristiques
Auscultation interne	- Piézomètres hydrauliques	12
	- Piézomètres à cordes vibrantes	48
	- Cellules de pression totale	02
	- inclinomètres	09
Auscultation externe	- Bornes d’observation	26
	- Bornes station	05
Mesure de niveau du réservoir	- Règle extérieure	01
	- Limnimètre digital	01
Mesure des débits de fuite	Seuil déversant	01
Station météorologique	- Thermomètre	01
	- Pluviomètre	01
	- Bac d’évaporation	01

V.2. Profils d’auscultation

Quatre (4) sections critiques numérotées B, C, D et E, ont été instrumentées et sont situées respectivement aux PM 217, 305, 360 et 394.5, perpendiculairement à l’axe du barrage. Le choix de l’emplacement de ces quatre (4) sections a été motivé par les raisons suivant :

- ✚ La section E (PM 217) est caractérisée par une hauteur importante du barrage et dont la, fondation immédiate est relativement imperméable. Ceci peut générer d’importants excès de pression interstitielle à la base du barrage.
- ✚ La section B (PM 305) est caractérisée par la plus grande hauteur du barrage et peut donc accumuler les plus fortes déformations.
- ✚ La section C (PM 360) est caractérisée par une hauteur importante du barrage ainsi que par sa proximité à la galerie de dérivation.
- ✚ La section D (PM 394,50) est caractérisée par interception d’une faille dont le comportement doit être suivi.

Le long des sections B, C, D, E, les instruments sont placés en aval de l'axe du barrage. Les instruments installés permettent de mesurer les déformations verticales et latérales ainsi que les pressions interstitielles générées à différents niveaux dans le noyau du barrage et dans sa fondation.

Au total, par l'auscultation interne, l'instrumentation permanente comprend :

- ✚ Quarante huit (48) piézomètres à corde vibrante (PS) pour la mesure des pressions interstitielles dans le noyau ainsi que dans la fondation du barrage.
- ✚ Neuf (9) inclinomètres (IN) sont prévus à proximité de l'axe, du centre et en aval de l'axe de barrage pour mesurer les déplacements latéraux et verticaux.
- ✚ Deux (2) cellules de pression totale ont été installées au voisinage de la galerie de dérivation, pour mesurer les contraintes verticales agissant sur cet ouvrage.
- ✚ Douze (12) piézomètres hydrauliques (PH) ont été prévus à l'aval du barrage, afin de mesurer d'une part, les niveaux piézométriques et vérifier l'efficacité du rideau d'injection et d'autre part, de suivre les niveaux piézométriques sur les rives gauches et droites du barrage.

Par ailleurs, pour les besoins de l'auscultation externe :

- ✚ Vingt six (26) bornes d'observation.
- ✚ Cinq (5) repères de nivellement (bornes stations) ont été installés à différents endroits du barrage et à proximité des ouvrages annexes pour pouvoir mesurer les mouvements des ouvrages et des appuis.

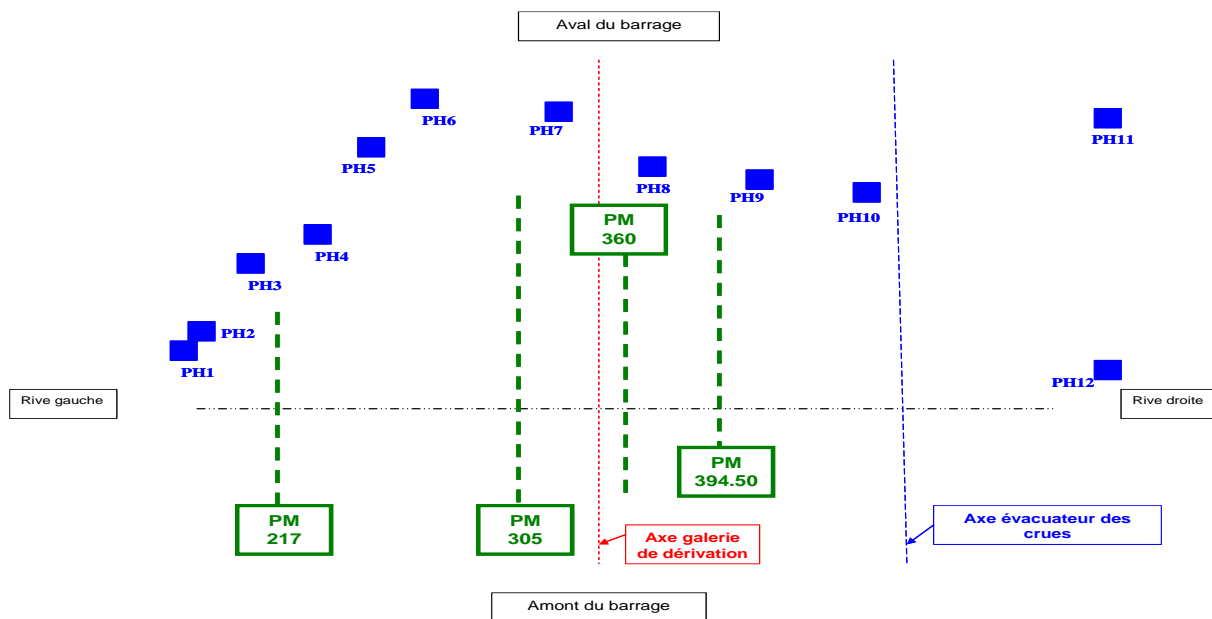


Figure 5.4 : Barrage Sikkak, Profils schématiques d'auscultation

Les figures de (5.4) : schématisent les différents profils du barrage avec les équipements d'auscultation installés au niveau de ces profils.

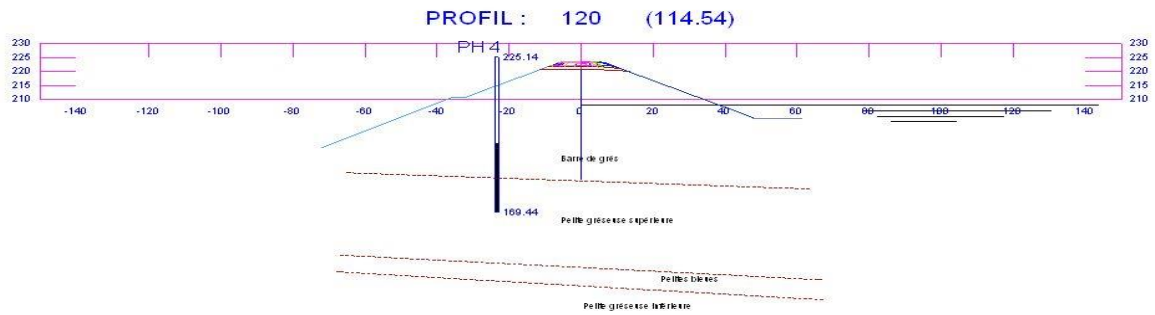


Figure 5.5 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 120

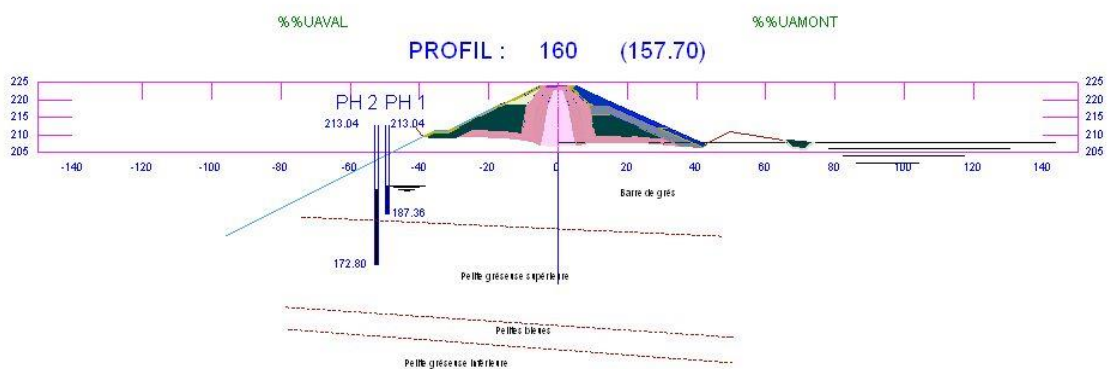


Figure 5.6: Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 160

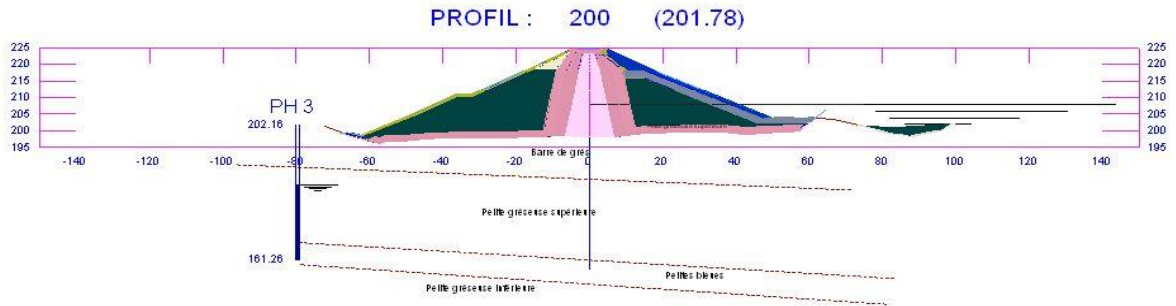


Figure 5.7 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 200

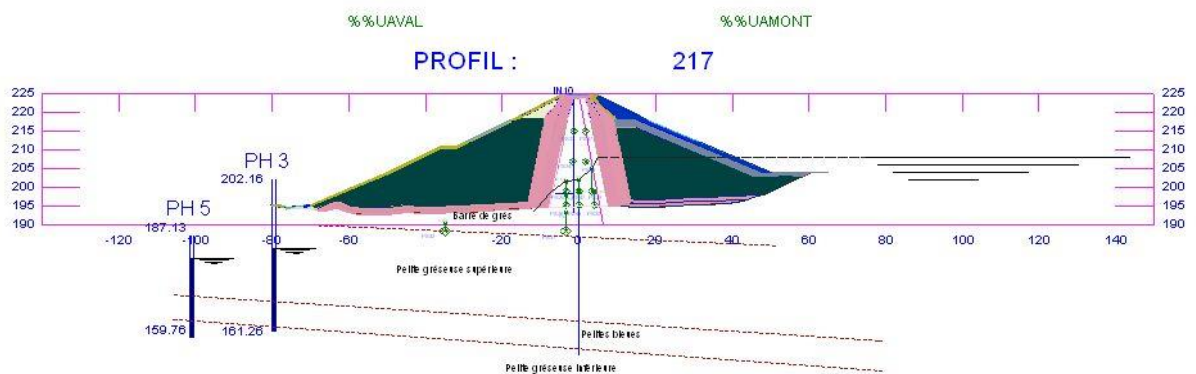


Figure 5.8 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 217

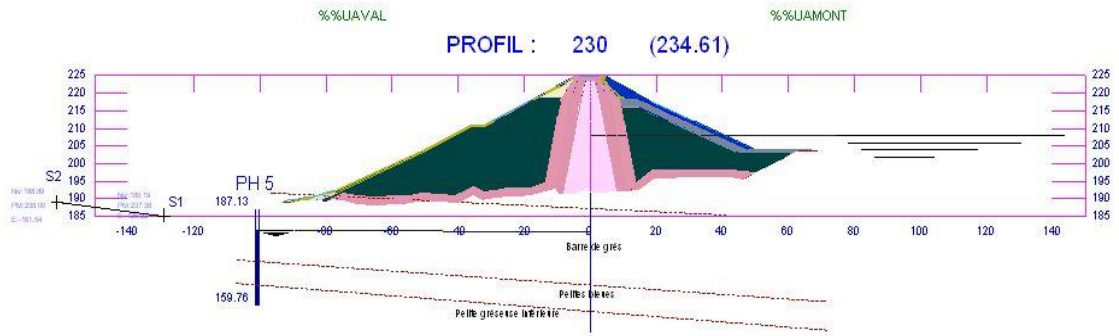


Figure 5.9 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 230

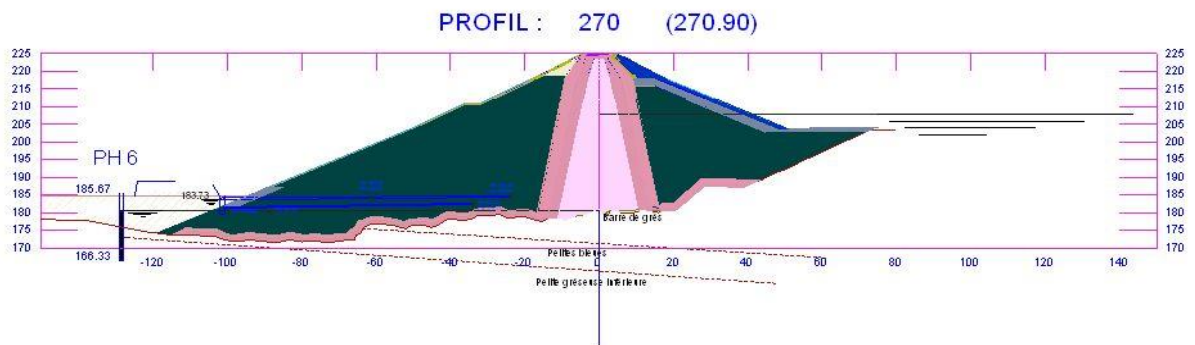


Figure 5.10 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 270

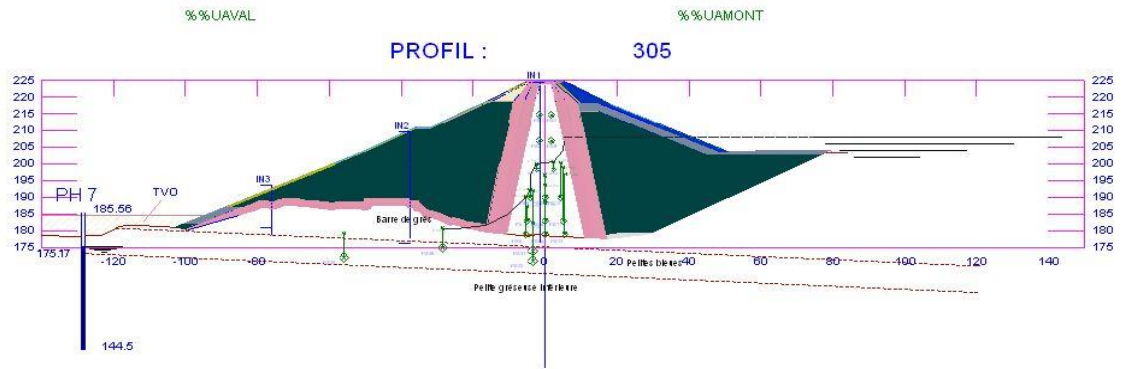


Figure 5.11 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 305

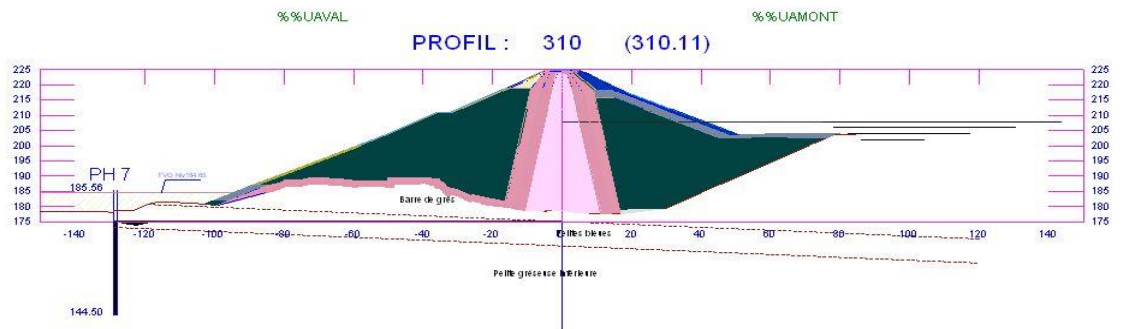


Figure 5.12 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 310

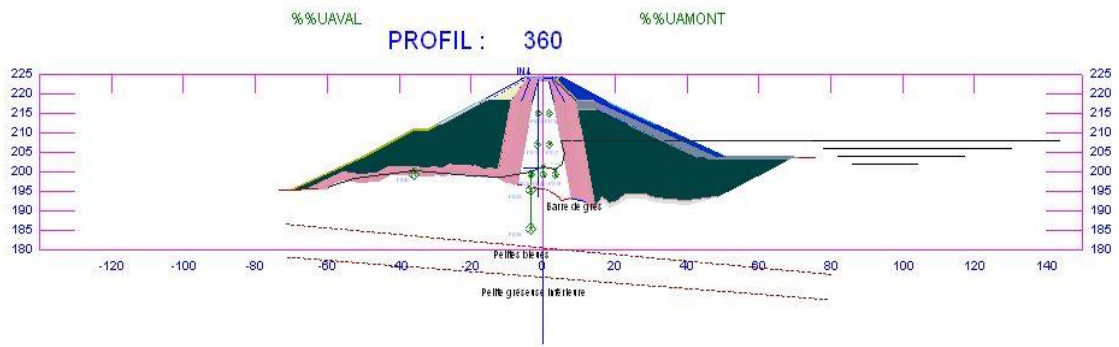


Figure 5.13 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 360

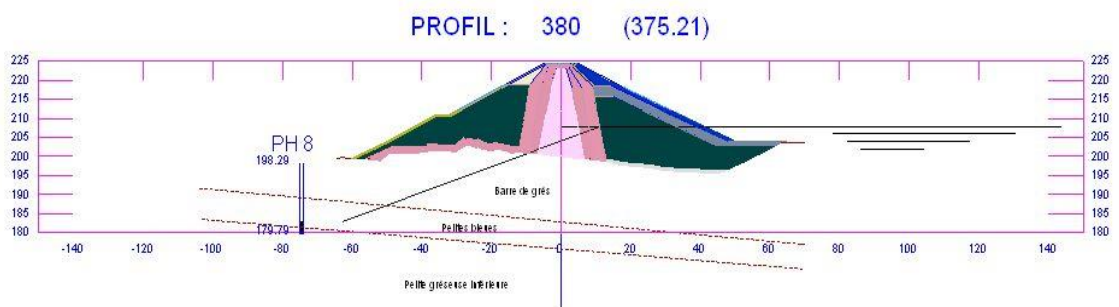


Figure 5.14 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 380

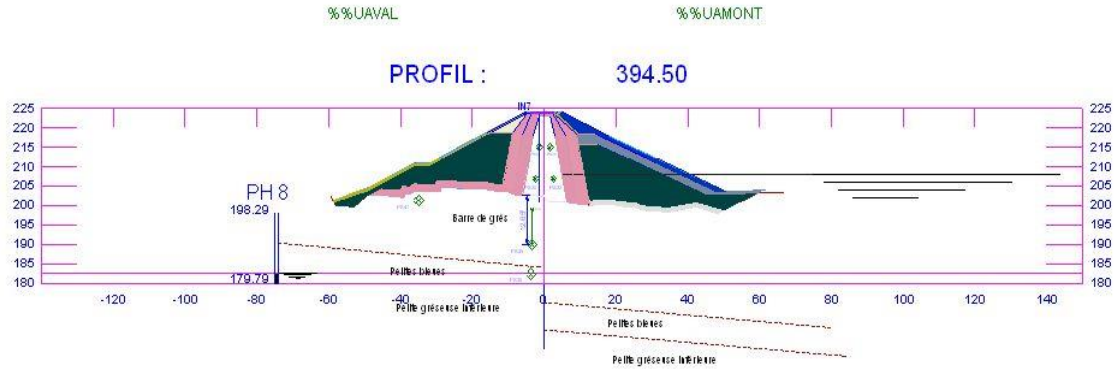


Figure 5.15 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 394.50

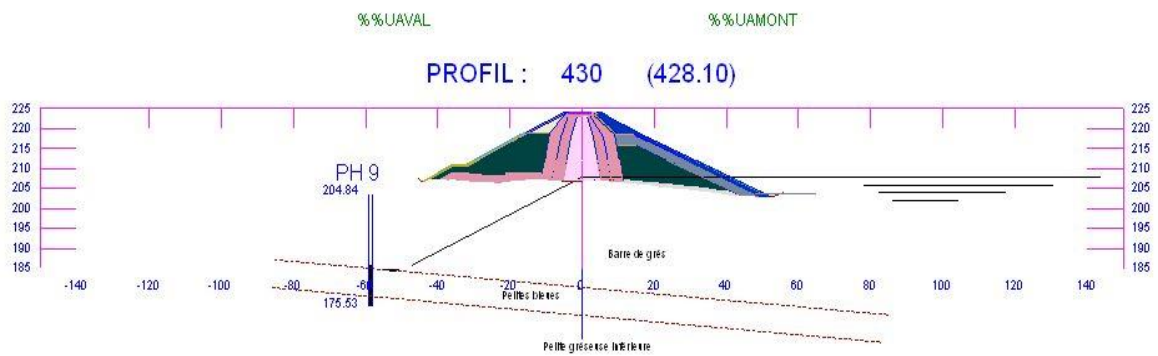


Figure 5.16 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 430

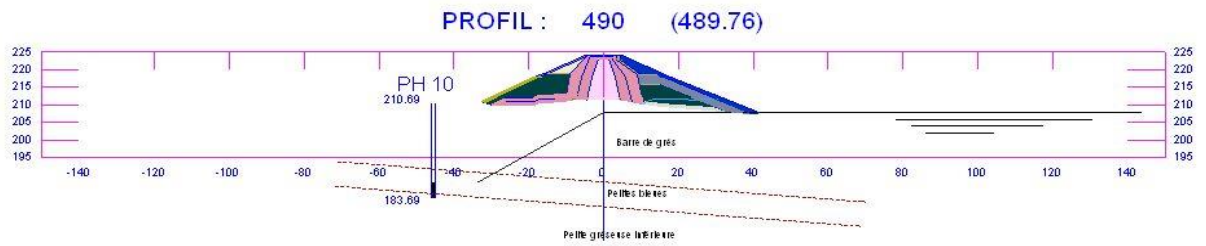


Figure 5.17 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 490

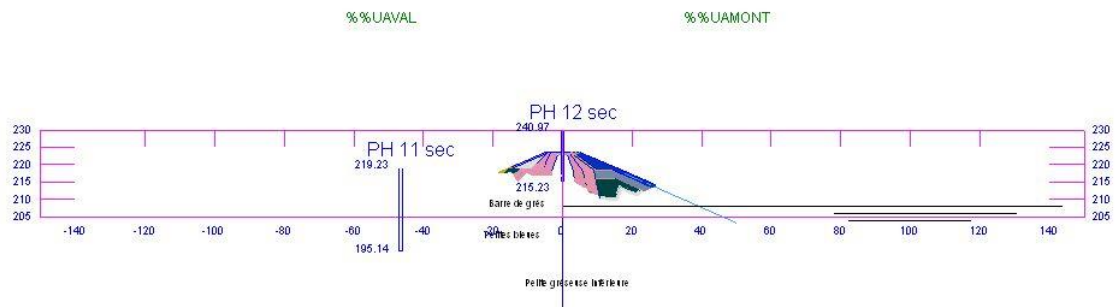


Figure 5.18 : Barrage Sikkak, Profil d'auscultation, PM 590

VI. ANALYSE DU COMPORTEMENT DU BARRAGE EN RELATION AVEC LES CRITERE CONCEPTUELS

VI.1. Pressions interstitielles

L'analyse de la série des pressions interstitielles en unités de pression et en colonne manométrique permet de dégager les constats suivants :

- Les valeurs des pressions interstitielles augmentent en profondeurs pour la tranche de hauteur atteinte par les niveaux d'eau. Pour les tranches non atteintes par ces niveaux, les pressions interstitielles sont très faibles, voir négatives (Sussions ou capillarités)

- L'allure des courbes de variation des pressions interstitielles est marquée par deux paliers :

- ❖ Un premier pallier, où les pressions sont stables et ne connaissent pas d'augmentation, s'étale de la mise en eau jusqu'à janvier 2005.
- ❖ Un deuxième, marqué par une évolution des pressions interstitielles et une montée considérable du niveau du plan d'eau.

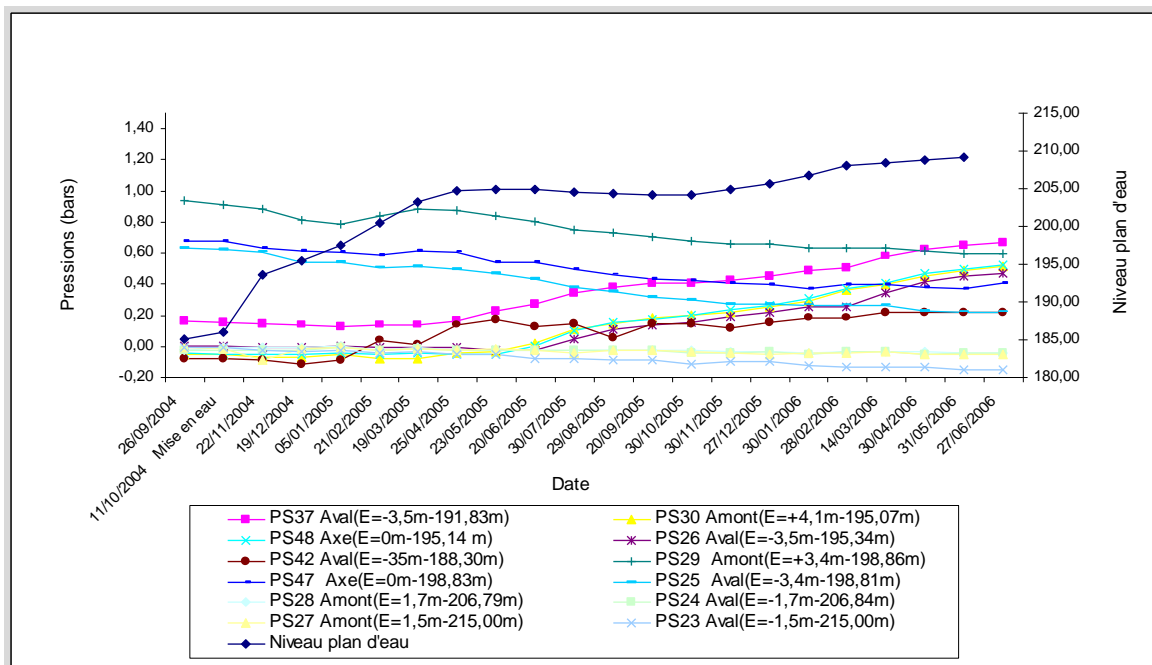


Figure 5.19 : Barrage Sikkak, variation des pressions des piézomètres scellés PM 217

Chapitre 5 : Analyse du comportement du Barrage Sikkak

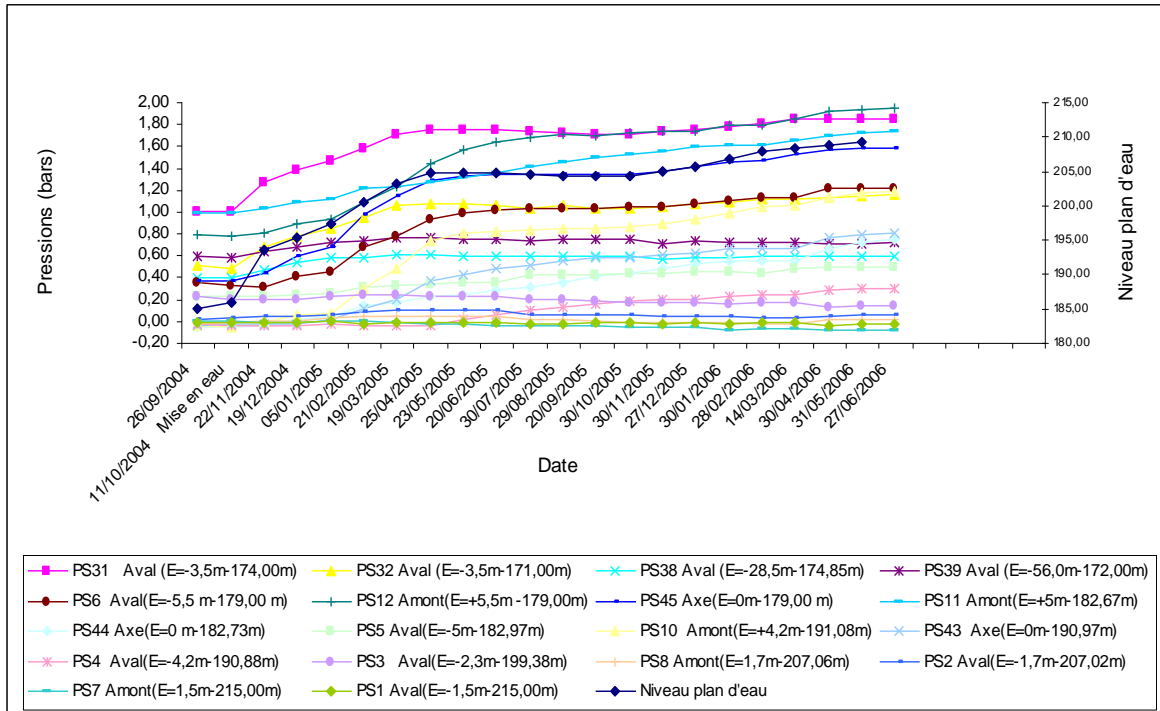


Figure 5.20 : Barrage Sikkak, variation des pressions des piézomètres scellés PM 305

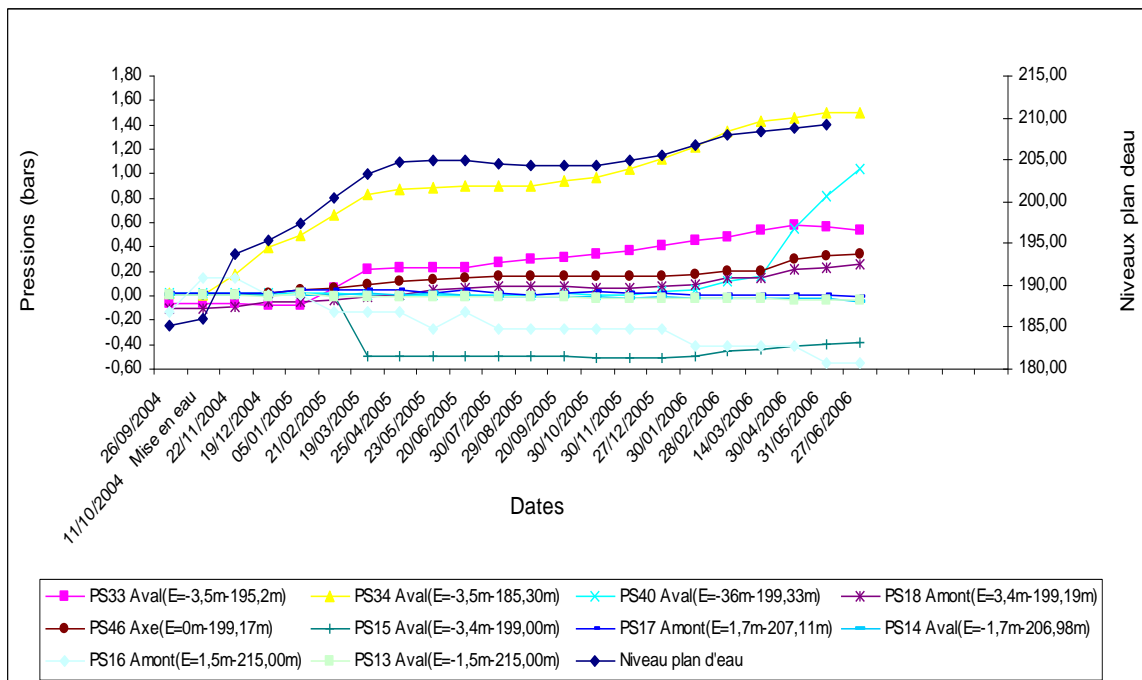


Figure 5.21 : Barrage Sikkak, variation des pressions des piézomètres scellés PM 360

Chapitre 5 : Analyse du comportement du Barrage Sikkak

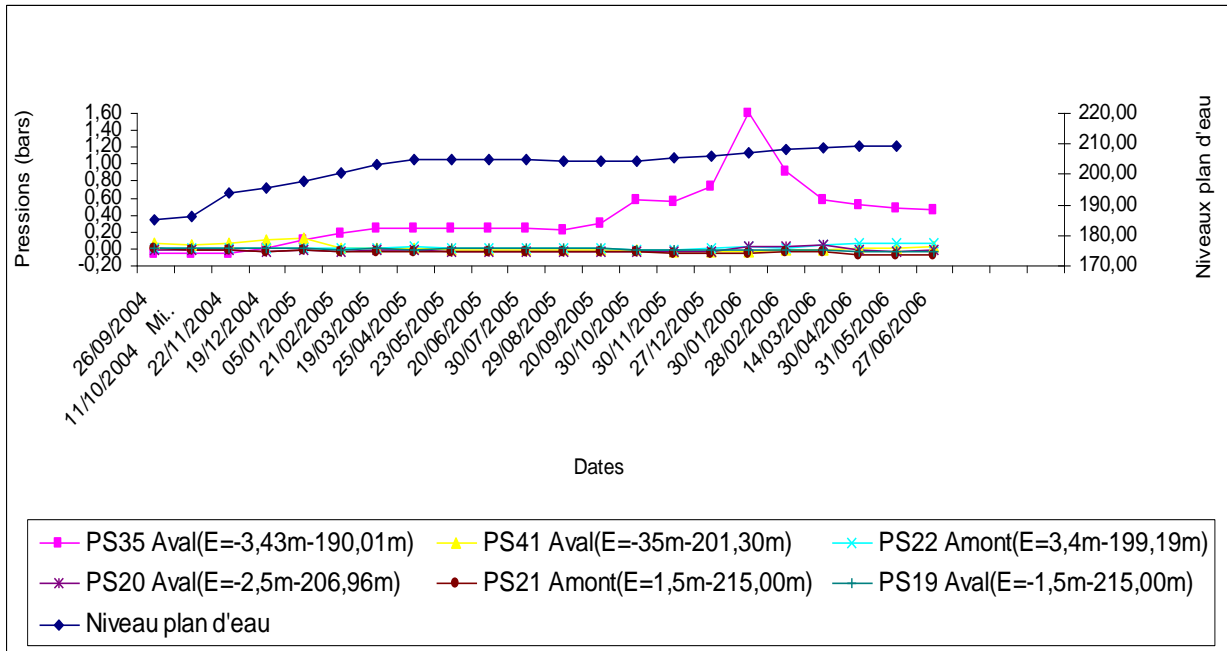


Figure 5.22 : Barrage Sikkak, variation des pressions des piézomètres scellés PM 394.50

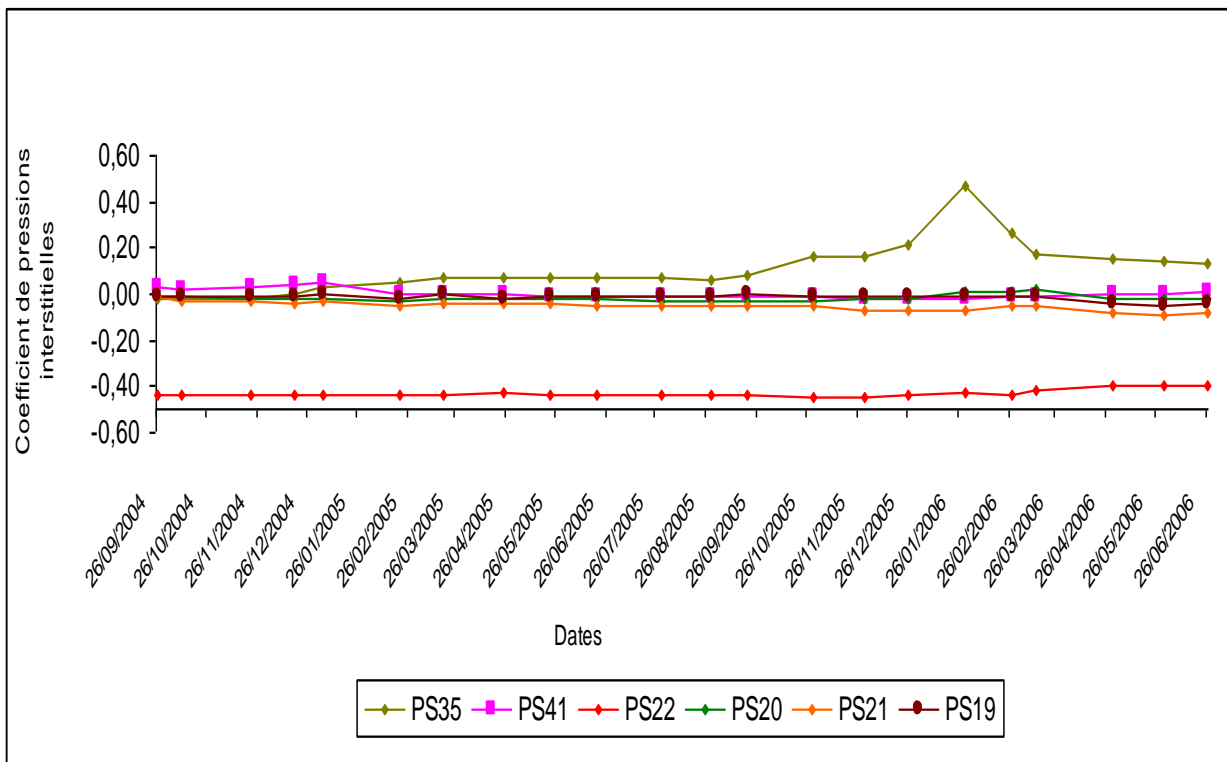


Figure 5.23 : Barrage Sikkak, variation des coefficients des pressions des piézomètres scellés

VI.2. Piézométrie

Les figures 5.24 et 5.25 donnent l'évolution des niveaux piézométriques en rive gauche et droite en fonction du plan d'eau

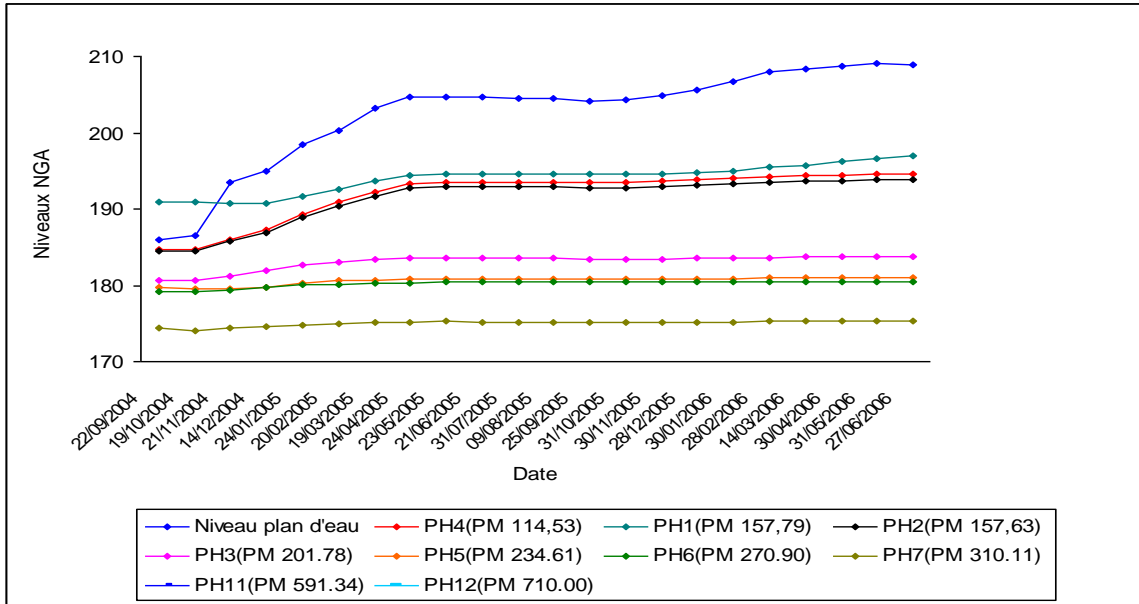


Figure 5.24 : Barrage Sikkak, Variation des niveaux piézométriques hydrauliques en fonction du plan d'eau - Rive gauche

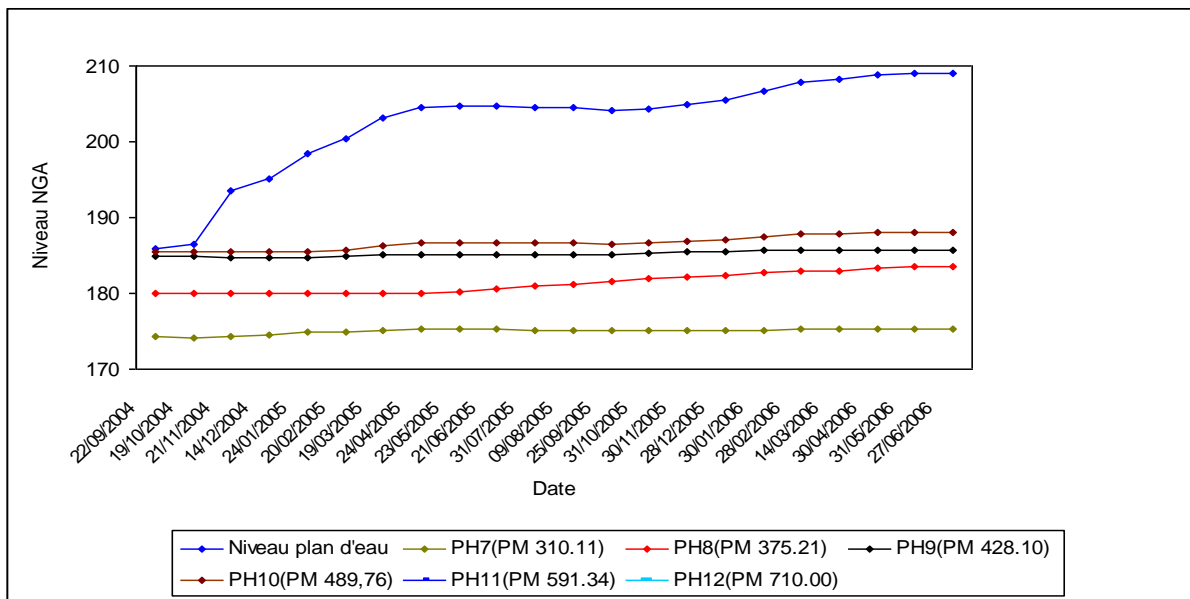


Figure 5.25 : Barrage Sikkak, Variation des niveaux piézométriques hydrauliques en fonction du plan d'eau - Rive droite

VI.2.1. Variation des niveaux piézométriques en fonction du plan d'eau (Rive gauche)

- Lors du premier remplissage, les niveaux piézométriques enregistrées par le piézomètre PH1 sont supérieures aux niveaux du plan d'eau avec un écart de 5 m.
- A partir du 21.11.2004, les niveaux piézométriques enregistrés par le piézomètre PH1 deviennent inférieurs aux niveaux du plan d'eau.
- Si on considère l'évidence que les niveaux piézométriques sont en fonction de la profondeur, le niveau piézométrique PH1 devait être inférieur à celui du PH4. L'écart lors de la mise en eau est de 10 m.
- La rive gauche est en contact avec le lac du barrage. Ceci peut être lié à la suppression de la 3^{ème} ligne du voile d'injection réalisé en rive droite.
- Les variations des niveaux piézométriques PH2, PH3, PH4, PH5, PH6 et PH7 sont en adéquation avec la variation des niveaux du plan d'eau.

VI.2.2. Variation des niveaux piézométriques en fonction du plan d'eau (Rive droite)

- Tous les niveaux piézométriques enregistrés par les piézomètres qui se localisent en rive droite sont inférieurs aux niveaux du plan d'eau et en adéquation avec ces derniers.
- Les niveaux piézométriques diminuent avec la profondeur.

VI.3 Débits des sources et de drainage a l'aval du barrage

En relation avec la figure 5.26, on déduit:

- La variation du débit de la source N°1 située en rive gauche sur les fondations de grès suit fidèlement la variation des niveaux du plan d'eau. Cette source, à priori, est en relation avec le lac du barrage et est à surveiller.
- Le débit de drainage est relativement faible et en harmonie avec la variation des niveaux du plan d'eau.

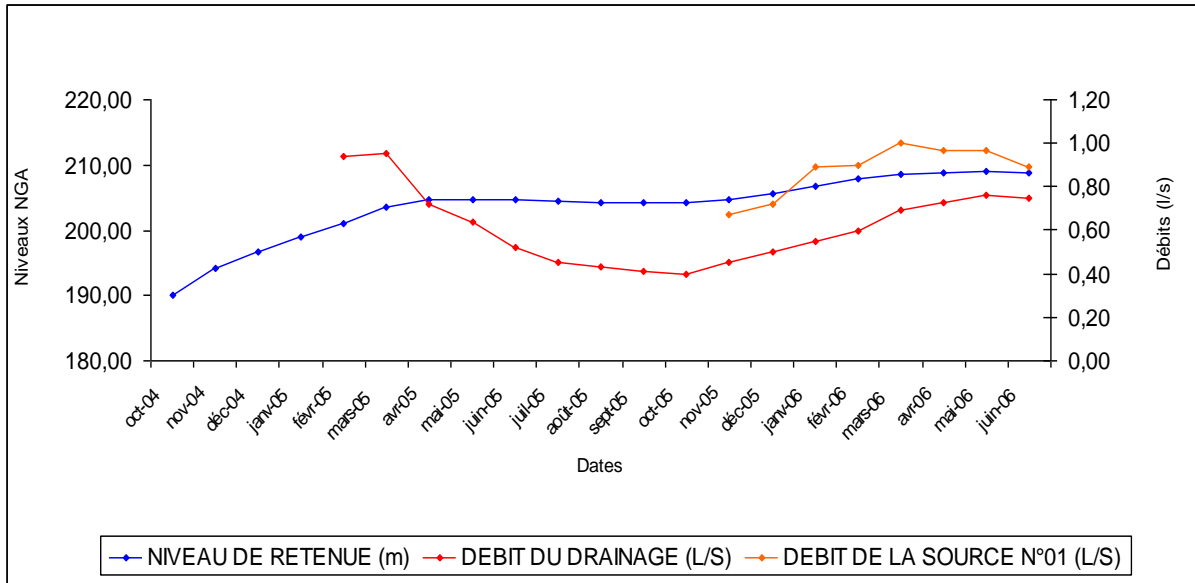


Figure 5.26 : Barrage Sikkak, Variation des débits des sources et de drainage en fonction du plan d'eau

VI.4 Tassements du barrage

Le tableau 5.3 illustre les tassements totaux enregistrés sur les 10 anneaux installés.

Tableau 5.3 : Barrage Sikkak, valeurs des tassements totaux

PM	Inclinomètres	Niveaux d'installation	Tassements totaux (cm)
303	IN1	176.48 Fondation : grès	23
305	IN2	177.82 Fondation : grès	9
305	IN3	179.01 Fondation : grès	3
358	IN4	193.61 Fondation : grès	16
360	IN5	196.36 Fondation : grès	6
392.61	IN7	201.03 Fondation : grès	13
396.56	IN8	201.85 Fondation : grès	9
217	IN10	193.33 Fondation : grès	17
216.9	IN6	190.89 Fondation : grès	10

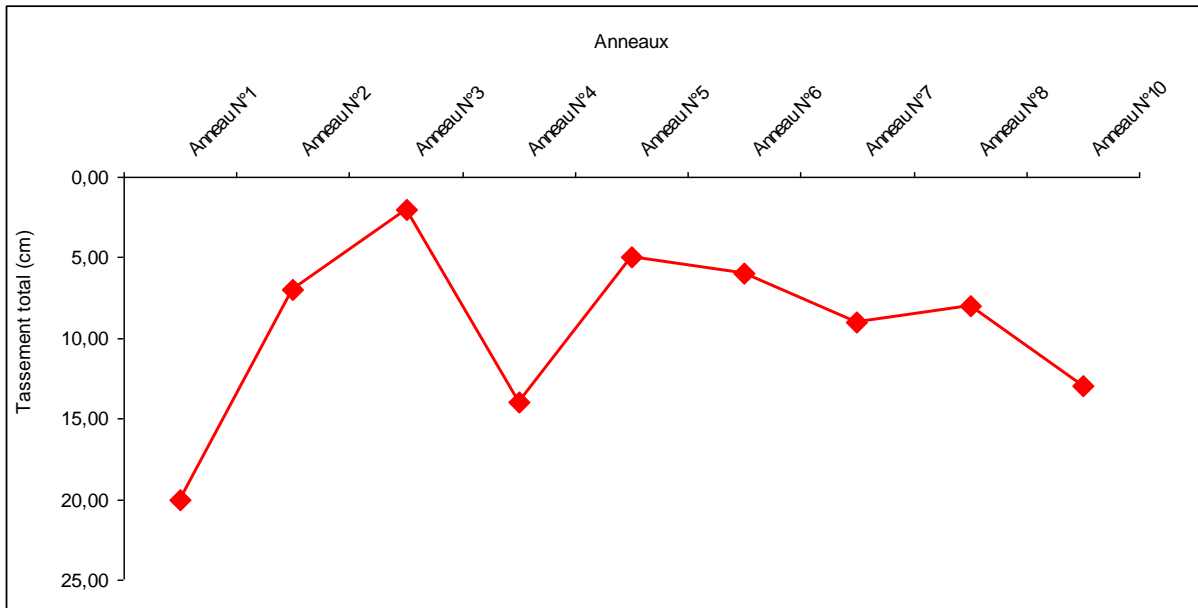


Figure 5.27 : Barrage Sikkak, Variation tassements totaux du barrage

VII. VALIDATION DU COMPORTEMENT DU BARRAGE PAR LA MODELISATION NUMERIQUE

L'analyse des diverses réponses d'un barrage par une modélisation numérique permet de comparer les résultats d'auscultation avec les prévisions des calculs théoriques. L'auscultation est l'interprétation du comportement observé de l'ouvrage par rapport à une référence. Dans cette optique, l'insertion de cette partie du travail a été nécessaire en vue de se fixer des repères de comparaisons avec les critères de validation du comportement et ceux prévus dans le cadre du projet initial.

VII.1. Présentation du code de calcul

Géostudio est un logiciel de modélisation destiné aux études géotechnique et géologique. Le logiciel a une capacité analytique rigoureuse, une intégration de produit sophistiquée et une large application à divers problèmes de géotechnique et géologique .Il permet de :

- Combiner les analyses dans un seul projet intégré
- Dessiner directement la géométrie ou importer des fichiers CAO.
- Résoudre plusieurs analyses simultanément.
- Interpréter les résultats avec visualisation et graphiques. Géostudio est assisté d'un ensemble de sous-programme on cite:
 - SLOPE/W: Permet de calculer un coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classique.
 - SEEP/W: Destiner aux calculs des infiltrations des eaux par la méthode des éléments finis. -
 - SIGMA/w: Permet d'analyser les problèmes de déformation et des contraintes par la méthode des éléments finis.
 - QUAKE/W: Traite le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme par la méthode des éléments finis.
 - TEMP/W: Analyse les problèmes géothermiques du sol (par la méthode des éléments finis.

VII.2. Modélisation du barrage SIKKAK

Pour la valider le comportement du barrage en fonction des mesures d'auscultation, une modélisation du barrage a été élaboré dans deux cas:

- Voile implanté en amont du barrage,
- Voile implanté au niveau de la position de la galerie d'injection et de drainage non réalisée.

la validation du comportement a été guidée en fonction de l'analyse des pressions interstitielles, des gradients hydrauliques et des intensités de vitesses. Les résultats sont présenté sous forme graphique (champs de variation des paramètres) et sous forme analytique (valeurs des paramètres au niveau des points de référence.

Pour ce faire, des zones ont été choisies pour cette analyse:

- Zone amont du noyau,
- Zone aval du noyau,
- Centre du noyau,
- Zone amont du voile d'injection,
- Zone aval du voile d'injection,
- Pied aval du barrage

VII.3. Discrétisation du profil du barrage

Les figures 5.28 et 5.29 illustrent la discrétisation du profil du barrage dans les deux cas de modélisation.

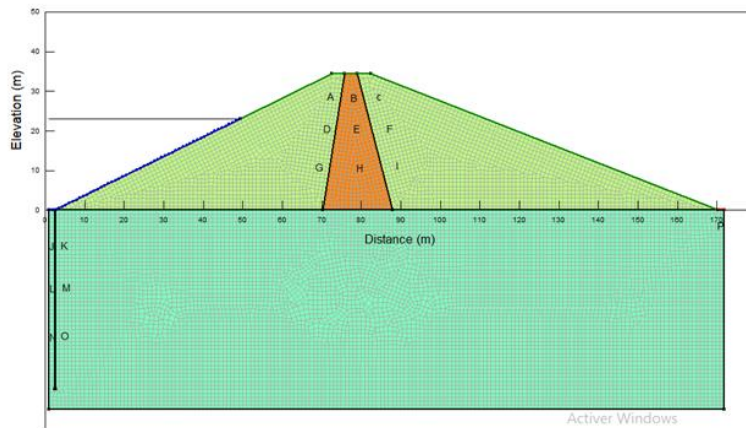


Figure 5.28 : Discrétisation du barrage Sikkak- cas 1

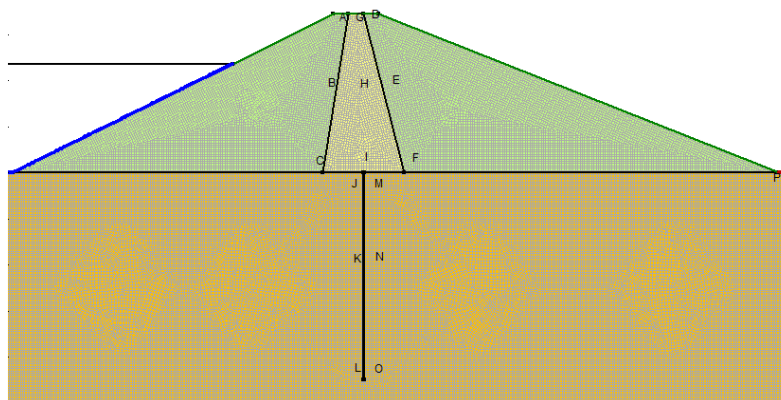


Figure 5.29 : Discrétisation du barrage Sikkak- cas 2

VII.4. Variation des paramètres d'analyse

VII.4.1. Voile implanté à l'amont du barrage

Les figures 5.30, 5.31 et 5.32 donnent respectivement les champs de variation des gradients hydrauliques, des pressions interstitielles ainsi que des intensités de vitesse pour le premier cas de modélisation, à savoir voile implanté à l'amont du barrage. Les tableaux 5.4, 5.5 et 5.6 donnent respectivement les valeurs analytiques aux point de référence des gradients hydrauliques, des pressions interstitielles ainsi que des intensités de vitesse.

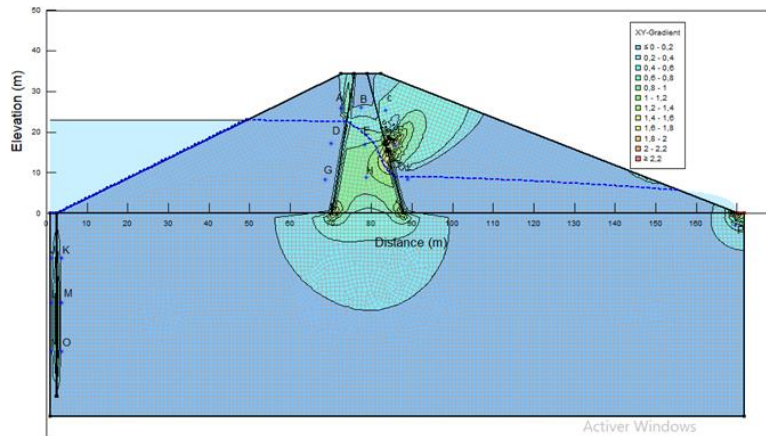


Figure 5.30 : Variation des gradients hydrauliques - cas 1

Tableau 5.4 : Valeurs des gradients hydrauliques aux point de référence - cas 1

Points de références	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
Gradients hydrauliques	0,1321	0,232	0,5106	0,0055	0,8047	1,5047	0,0168	0,9432	0,0074	0,0404	0,0549	0,0385	0,0432	0,3611	0,0251	0,5060

Chapitre 5 : Analyse du comportement du Barrage Sikkak

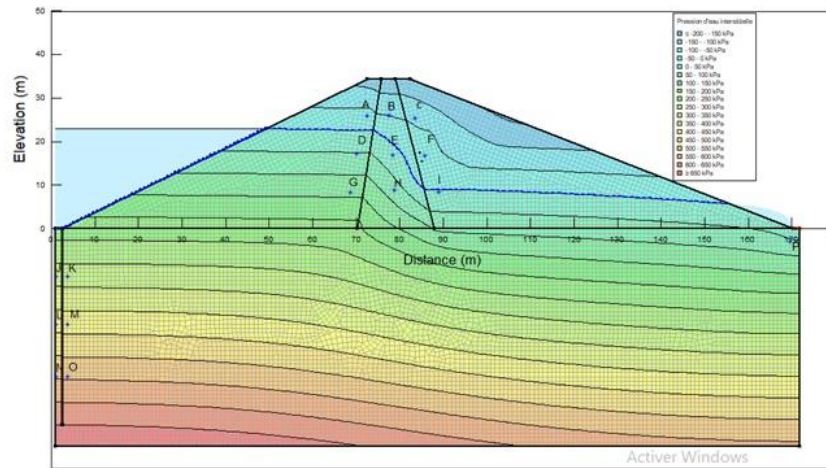


Figure 5.31 : Variations des pressions interstitielles (KPa)- cas 1

Tableau 5.5 : Valeurs des pressions interstitielles aux points de référence (KPa) - cas 1

Points de références	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
Pressions interstitielles	-30,911	-50,8283	-62,1898	53,4969	17,6142	-41,3482	139,397	74,0276	5,6736	329,028	327,103	432,643	429,642	545,939	543,264	58,9413

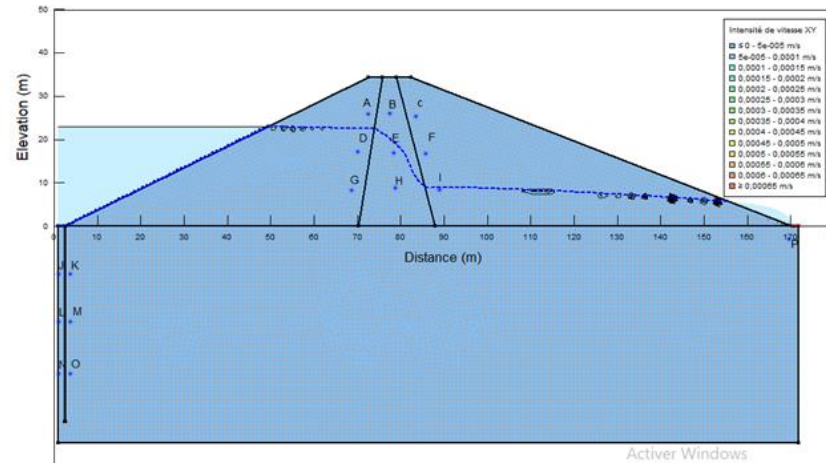


Figure 5.32 : Variation des intensités de vitesse (m/s) - cas 1

Tableau 5.6 : Valeurs des intensités de vitesse aux points de référence (m/s) - cas 1

Points de références	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
Intensité de vitesse	$4,37 \cdot 10^{21}$	$1,92 \cdot 10^{10}$	$1,15 \cdot 10^{22}$	$5,47 \cdot 10^7$	$8,05 \cdot 10^9$	$9,22 \cdot 10^{18}$	$1,68 \cdot 10^6$	$9,43 \cdot 10^9$	$2,38 \cdot 10^6$	$2,04 \cdot 10^7$	$2,77 \cdot 10^7$	$1,94 \cdot 10^7$	$2,18 \cdot 10^7$	$1,82 \cdot 10^7$	$1,27 \cdot 10^7$	$2,57 \cdot 10^6$

VII.4.2. Voile implanté à l'axe du barrage

Les figures 5.33, 5.34 et 5.35 donnent respectivement les champs de variation des gradients hydrauliques, des pressions interstitielles ainsi que des intensités de vitesse pour le deuxième cas de modélisation, à savoir voile implanté à l'axe du barrage. Les tableaux 5.5, 5.6 et 5.7 donnent respectivement les valeurs analytiques aux points de référence des gradients hydrauliques, des pressions interstitielles ainsi que des intensités de vitesse.

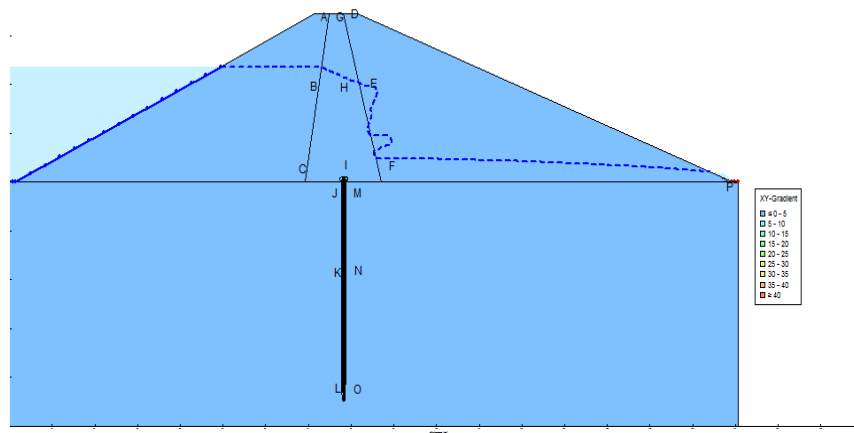


Figure 5.33 : Variation des gradients hydrauliques - cas 2

Tableau 5.7 : Valeurs des gradients hydrauliques aux points de référence - cas 2

	Aval du noyau			Centre du noyau			Aval du voile			Pied aval du barrage						
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
Gradient hydraulique	0,34	0,0016	0,0119	0,107	0,582	0,009	0,00856	0,576	3,487	0,042	0,105	0,62	0,0492	0,0925	0,617	0,39

Chapitre 5 : Analyse du comportement du Barrage Sikkak

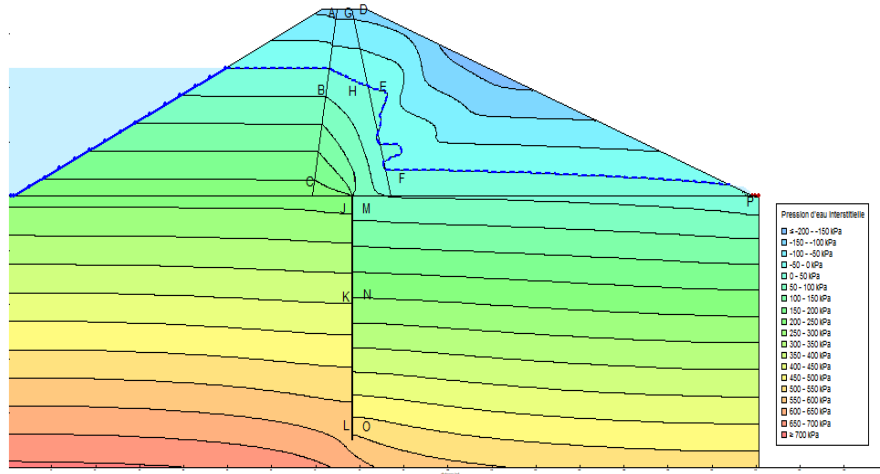


Figure 5.34 : Variations des pressions interstitielles (KPa) - cas 2

Tableau 5.8 : Valeurs des pressions interstitielles aux points de référence (KPa) - cas 2

	Amont du noyau			Aval du noyau			Centre du noyau			Amont du voile			Aval du voile			Pied aval du barrage
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	
Pression interstitielle	-105,29	59,03	216,13	-111,32	13,01	33,4	-108,54	33,34	124,73	242,67	392,77	588,2	80,108	251,99	545,28	21,77

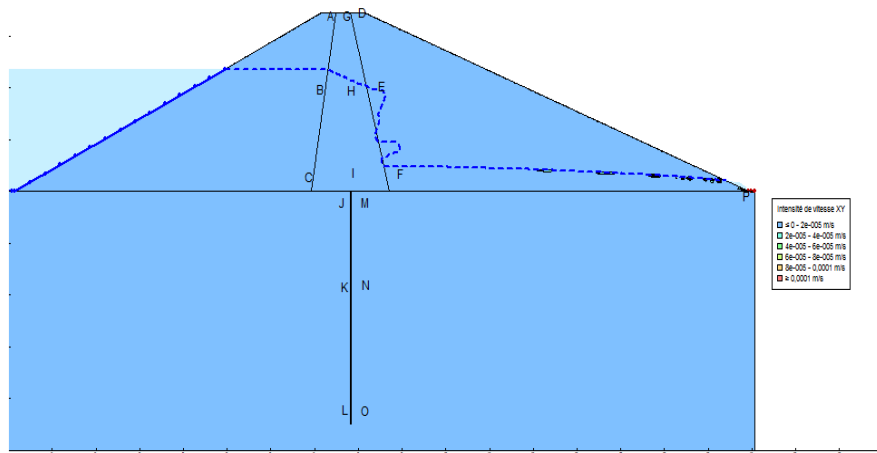


Figure 5.35 : Variation des intensités de vitesse (m/s) - cas 2

Tableau 5.9 : Valeurs des intensités de vitesse aux points de référence (m/s) - cas 2

Intensité de vitesse	Amont du noyau			Aval du noyau			Centre du noyau		
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
	$1,05 \times 10^{-25}$	$1,59 \times 10^{-7}$	$1,2 \times 10^{-6}$	$1,67 \times 10^{-26}$	$1,15 \times 10^{-17}$	$9,07 \times 10^{-7}$	$7,72 \times 10^{-13}$	$5,76 \times 10^{-9}$	$3,5 \times 10^{-8}$

	Amont du voile			Aval du voile			Centre du noyau
Intensité de vitesse	J	K	L	M	N	O	P
	$2,106 \times 10^{-7}$	$5,28 \times 10^{-7}$	$3,14 \times 10^{-7}$	$2,48 \times 10^{-7}$	$4,67 \times 10^{-7}$	$3,13 \times 10^{-6}$	$1,98 \times 10^{-6}$

VII. INTERPRETATION DES RESULTAS

VIII.1. Confrontation auscultation - modélisation

Cette partie concerne la variante du voile implanté à l'amont du barrage (conception avec laquelle le barrage a été réalisé). La figure 5.36 donne la comparaison des pressions interstitielles aux points A, B, E H, K et M au niveau desquels le barrage est ausculté par des capteurs de pressions inerstitielles.

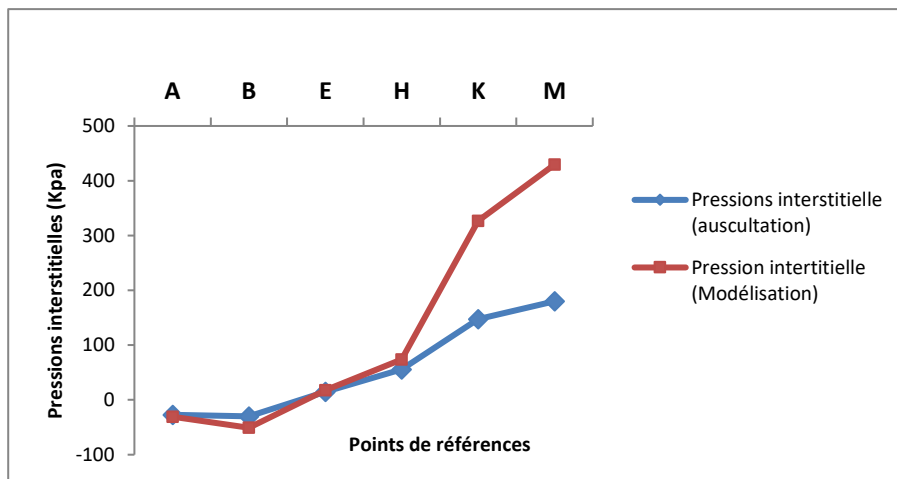


Figure 5.36 : Comparaison des pressions interstitielles auscultation - modélisation

- Les pressions interstitielles obtenues par modélisation sont relativement élevées par rapport à celles auscultés aux points K et M.

Les gradients hydrauliques obtenus par modélisation sont relativement élevés aux points E, F, H, N et au pied aval du barrage.

VIII.2. Influence de l'implantation du voile

- Le gradient hydraulique au pied aval du barrage, soit au point P pour le cas d'un voile implanté au pied amont du barrage ($i = 0.5$) est plus élevé que celui du cas du voile implanté à l'axe du barrage ($i = 0.39$).
- La variation des pressions interstitielles en fondations est similaire pour les deux cas d'implantation du voile à l'exception des zones illustrées la figure 5.37
- Les intensités de vitesses sont relativement élevées pour le cas du voile implanté en amont du barrage.

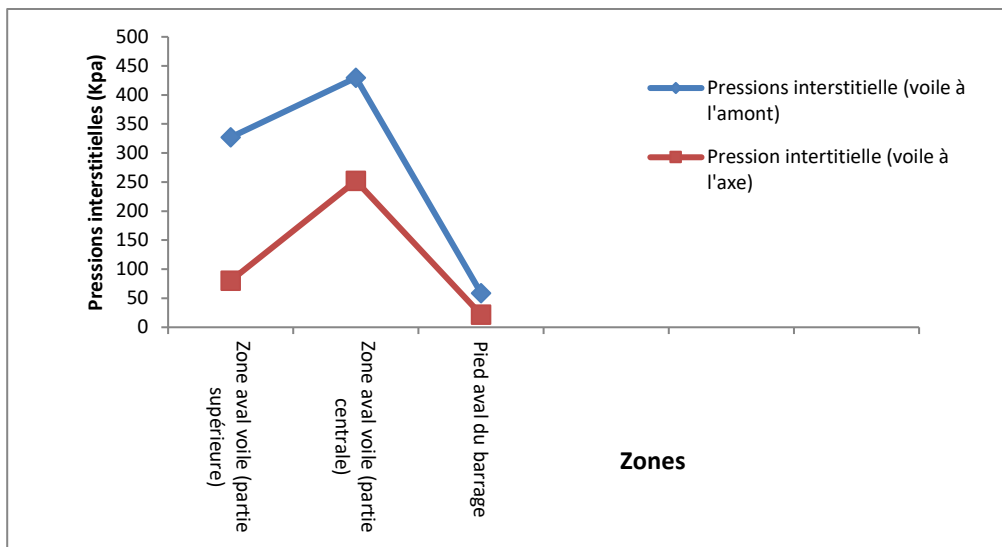


Figure 5.37 : La variation des pressions interstitielles en fondations est similaire pour les deux cas d'implantation du voile à l'exception des zones

CONCLUSION GENERALE

Le comportement d'un aménagement de barrages n'est pas uniquement lié à la réussite de ses études et de sa réalisation, mais également à l'efficacité de son exploitation et auscultation. La surveillance des barrages vise principalement à suivre les évolutions du comportement du barrage et permet de décider de la nature et de l'urgence des interventions de maintenance ou de réparation. Elle doit permettre de comparer le comportement de l'ouvrage par rapport aux prévisions du projet, que ce soit pour vérifier certaines hypothèses de calcul, pour valider les résultats de ces calculs ou pour vérifier la pertinence de tel ou tel choix technique.

L'analyse du comportement concerne souvent l'évolution du plan d'eau, la piézométrie dans différentes zones, les pressions interstitielles et totales et les débits de fuite et de drainage.

Tenant compte de la géologie complexe des fondations du barrage Sikkak, du système d'injection particulier et de l'absence de la galerie de visite et de drainage permettant la réhabilitation éventuelle des voiles, le phénomène des infiltrations dans les fondations du barrage doit être régulièrement contrôlé à travers le suivi des mesures d'auscultation.

L'interprétation des mesures d'auscultation au niveau du barrage Sikkak en matière d'évolution des pressions interstitielles, de la piézométrie et des débits de fuite et de drainage a permis de dégager les conclusions ci-dessous:

- Lors du premier remplissage, les niveaux piézométriques enregistrée par le piézomètre PH1 sont supérieurs aux niveaux du plan d'eau avec un écart de 5 m.
- Le niveau piézométrique PH1 devait être inférieur à celui du PH4. L'écart lors de la mise en eau est de 10 m.
- La rive gauche est en contact avec le lac du barrage. Ceci peut être lié à la suppression de la 3^{ème} ligne du voile d'injection réalisé en rive droite.

- La variation du débit de la source N°1 située en rive gauche sur les fondations de grés suit fidèlement la variation des niveaux du plan d'eau. Cette source, à priori, est en relation avec le lac du barrage et est à surveiller.

- Le débit de drainage est relativement faible et en harmonie avec la variation des niveaux du plan d'eau.

En terme de validation du comportement du barrage à travers la modélisation numérique, les conclusions ci-dessous sont à énumérer:

- Les pressions interstitielles obtenues par modélisation sont relativement élevées par rapport à celles auscultées, notamment au niveau au voisinage du voile d'injection.

- Le gradient hydraulique au pied aval du barrage, soit au point P pour le cas d'un voile implanté au pied amont du barrage ($i = 0.5$) est plus élevé que celui du cas du voile implanté à l'axe du barrage ($i = 0.39$).

- La variation des pressions interstitielles en fondations est similaire pour les deux cas d'implantation du voile à l'exception du voisinage du voile.

- Les intensité de vitesses sont relativement élevées pour le cas du voile implanté en amont du barrage

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

« CHAPITRE 1 »

Antoine. F & al. (1992), recommandations sur les barrages-réservoirs d'alimentation des carneaux A bief de partage : expertises et surveillances et entretien.

Benchlaghem. R. (2006), érosion régressive interne des sols fins, mémoire magister, département de génie civil, faculté des sciences de l'ingénieur, université UAAB, Tlemcen (Algérie), 106p.

Bendahmane. F. (2005), Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne, rapport de thèse, 153 p.

Bonelli. S. (2001), Ouvrages hydrauliques en remblai : un regard transversal sur l'action de l'eau, Cemagref : Unité Ouvrages hydrauliques et équipements pour l'irrigation, France, V26, p 46-58.

Bouhlali. M. (2006), les risques associés aux barrages, mémoire de magistère, sous la direction de Bekkouche. A, département de génie civil, faculté des sciences de l'ingénieur, UABB, Tlemcen (Algérie).

CIGB. "leçons titrées des accidents de barrages", 1974

CIGB., 1999, "Barrages en remblai avec masque en béton bitumineux", Bulletin n° 114, ICOLD, Paris.

Degoutte. G. (2003), petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, cemagref édition, 173p.

Foster & al. (2000), «The statistics of embankment dam failures and accidents» Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37, p.1000-1024.

Keddouri. A. (2011), étude des pathologies de la digue d'oued Kreirech-wilaya de Djelfa, mémoire de magistère sous la direction d'Abou-Bekr. N, département de génie civil, faculté de technologie, université UAAB, Tlemcen (Algérie), 128p.

Ministère de L'Agriculture., 1989, "Technique des barrages en aménagement rural", Nouvelle édition, Paris.

Mériaux. P & al, surveillance entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations, guide pratique à l'usage des propriétaires et des gestionnaires.

Rouissat. B. (2002), Analyse décisionnelle appliqué à la sécurité des grands barrages, cas de la submersion, thèse de magister, département de génie civil, université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen (Algérie).

Tarog. I. (2000), perméabilité et érosion interne des mélanges sable-argile, contribution théorique et expérimental, thèse de doctorat, institut national des sciences appliquées de Lyon, paris.

« CHAPITRE 2 »

Goguel J., 1967 "Applications de la géologie aux travaux de l'ingénieur", Masson.

B.messaid, 2009. "étude de la position efficace des drains ans les barrages en terre".batna : s.n., 2009. pp. 34-35. Vol. 263.

P. Royet et G. Degoutte , 2003, ''Petits barrages'' Camegref, Paris.

Messaid Belkacem , (2009), "étude de la position efficace des drain dans les barrage en terre», thèse doctorat de l'Université Colonel Hadj-Lakhdar- Batna.

« CHAPITRE 3 »

Benchlaghem. R. (2006), érosion régressive interne des sols fins, mémoire magister, département de génie civil, faculté des sciences de l'ingénieur, université UAAB, Tlemcen (Algérie), 106p

Bendahmane. F. (2005), Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne, rapport de thèse, 153 p.

Blais, J-P. (2004), Typologie de l'érosion interne et érosion interne des digues fluviales, Une courte revue bibliographique, Colloque technique sur la sécurité des digues fluviales et de navigation, Orléans, p 65-70.

Bonelli. S. (2001), Ouvrages hydrauliques en remblai : un regard transversal sur l'action de l'eau, Cemagref : Unité Ouvrages hydrauliques et équipements pour l'irrigation, France, V26, p 46-58.

Caud. G. (2002), les repère: ouvrages de navigation et écoulement souterrains, centre d'études techniques maritimes et fluviales, France, 151p.

C.F.G.B. (1997), Comité Française des Grandes Barrages.

Foster & al. (2000), «The statistics of embankment dam failures and accidents» Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37, p.1000-1024.

Femmam. H & Benmebarek. N. (2011), effets des drains sur la stabilité des barrages en terre, Université Mohamed Khider – Biskra Courrier du Savoir, N°11, Mars 2011, pp.09-15.

J. Lérau. "cours en génie civil chapitre 3 compactage des sols": INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE TOULOUSE, 2005.

Monnet. A. (1998), Boulance, érosion interne, renard. Les instabilités sous écoulement, Revue Française de géotechnique, n° 82, p 3-10.

Nguyen van Nghia, 2014, thèse de doctorat, école centrale des arts et manufactures « école centrale paris », Caractérisation de l'érosion des sols par le Jet Erosion Test, hal archives ouvertes.

Rousselet.R. (2007), Modélisation de l'Erosion Interne dans les Barrages en Remblai, Projet de Fin d'Etudes, INSA de Strasbourg - Spécialité Génie Civil.

Skempton. A.W & Brogan. J. M. (1994), Experiments on piping in sandy gravels, Géotechnique.

Stavropoulou M & al. (1998), Coupled wellbore erosion and stability analysis, International Journal for Numerical and analytical Methods in Geomechanics, V 44, n°3, p. 440-460.

Pham. T. L. (2008), érosion et dispersion des sols argileux par fluide, présentée pour l'obtention du grade de docteur de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, paris France, p 102-112.

CHAPITRE 4

Aït Alaïwa. A & al. (2007), Etude des propriétés de transfert des sols injectés, 18ème Congrès Français de Mécanique Grenoble, p27-31

Bendimerad. A. Z. (2011), comportement des barrages en BCV et en BCR étude comparative, sous la direction de Rouissat. B et Rouissat. N, projet de fin d'étude, département de génie civil, faculté des sciences de l'ingénieur UABB Tlemcen (Algérie), p 42-45.

Bouri. S & al. (1998), Traitement de fondation du barrage Sidi Aich par injection de coulis de ciment, Bull Eng Geol Env Springer-Verlag, V58, p243-252

C.I.M. béton, Les coulis et les bétons pour les fondations spéciales, documentation technique, T97, paris, p1-7.

CACG, 1994 Barrage de Charlas, Etude Globale D'Environnement: Tome 9 : A2D – Autres possibilités de stockage, CACG.

Carrère. A, Barrages, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, C 5 555, p 2-24. Citeau. M & Zumbo. V. (2007), imperméabilisation par injection du barrage de Montaubry, BLPC, N°266, p 23-36.

Compaore. M. L. (1996), cours de barrages 2^e édition, p217.

Divet. P & Marchand. D. (2006), Les injections – Généralités, articles techniques.

Degoutte. G. (2002), petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, cemagref édition, 173p

Gouvenot. D & al. (1997), Barrages & Réservoirs n°7, L'érosion interne.

Gouvenot. D & Chazot. L. (1998), Colloque Technique du Comité Français des Grands Barrages, Comportement et réhabilitation des digues anti-crue des rivières.

Gouvenot. D et Bourgoise. F. D, traitement des fuites : nouvelles technologies, P1-28.

Mayer. A, quelques réflexions sur l'utilisation des injections dans les barrages, p 328 -332.

Schleiss. A. J & Pougatsch. H. (2011), Les barrages: Du projet à la mise en service, presse polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, V17, 703p.

Stucky. M. J. P, aménagement de chutes d'eau et irrigations : Barrages en béton, école polytechnique fédérale, Lausanne, n°03, p 114-125.

Lombardi. G. (1998), idées reçues sur l'injection des roches, 60^e anniversaire du Prof. Fr. Descoedres, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, p7-12.

S.E.B.J, cours en génie civil ; chapitre 2 préparations et traitement de la fondation d'un barrage en remblai, GCI 735, ouvrages en terre.

CHAPITRE 5

Rouissat. N, « Etude méthodologique pour le suivi du comportement des barrages en remblai », Thèse de magister, université de Tlemcen, 2007.

Schleiss. A. J & Pougatsch. H. (2011), Les barrages: Du projet à la mise en service, presse polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, V17, 703p

Tecsult. (2005), « Monographie du barrage Ain Youcef, volume 1, texte et figures

CSB. (2005). Comité Suisse des Barrages, Groupe de travail pour l'observation des barrages, Dispositif d'auscultation des barrages : Concept, fiabilité et redondance.

P.N.U.D. (1987). Programme des nations unies pour le développement. Ressources en eau dans les pays de l'Afrique du nord, Guide maghrébin pour l'exécution des études et des travaux de retenues collinaires.

