

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté génie civil – Département génie civil
Laboratoire de Géo-matériaux Environnement et Aménagement
(LGEA)



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

MASTER 2 Option : GEOTECHNIQUE ET ENVIRONNEMENT

Thème :

ETUDE DE L'INFLUENCE DES INFILTRATIONS SUR LA STABILITE DES BARRAGES : Cas du barrage de TAKSEBT

Présenté par : MEBARKI Ghiles

Devant le jury :

Mr KHATTAOUI Mohammed	Professeur	UMMTO	Président
Mr HAMZA Ali	Maitre de conférences A	UMMTO	Rapporteur
Mr DEHMOUS Hocine	Maitre de conférences B	UMMTO	Examineur
Mr MELBOUCI Bachir	Professeur	UMMTO	Invite

Promotion 2015-2016

REMERCIEMENTS

Dieu merci de m'avoir accordé la force, la santé et la patience pour finir ce modeste travail.

J'aimerais exprimer ma reconnaissance et mes remerciements à l'égard de mon promoteur Mr. Hamza Ali maitre de conférences à l'UMMTO. Pour m'avoir fait l'honneur de travailler sous sa direction.

Je présente mes remerciements les plus distingués à Mr. KHATTAOUI pour m'avoir fait l'honneur de présider le jury, ainsi que Mr. DEHMOUS membre du jury, pour avoir bien voulu lire, commenter et débattre de mon travail.

J'aimerais remercier le Pr. MELBOUCI Bachir, directeur du laboratoire LGEA de pour ces conseils, ces cours et sa présence durant toute l'année.

J'exprime ma profonde gratitude à mes parents, ma sœur, ma fiancée, mon oncle Djef, mon oncle Mohamed ainsi que toute ma famille, qui m'ont encouragé, soutenues et m'ont donné la force d'aller jusqu'au bout.

Je tiens à remercier sincèrement Mr. TERBOUCHE Farid, pour son et accompagnement durant la réalisation de ce mémoire.

Je remercie le Dr.SI CHAIB Abdelghani, Directeur du bureau d'étude Coyne et Bellier filiale TRACTEBEL ENGINEERING pour le stage qu'il m'a accordé et du temps qu'il m'a consacré durant cette période.

Je voudrai remercier Mme ZOUAOUI Responsable du bureau d'étude GENI BAT de m'avoir accueilli et former durant mon stage.

Je remercie Egalement la directrice du barrage de TAKSEBT pour de m'avoir accordée l'accès aux données technique dont j'ai eu besoin pour ce travail.

J'adresse également mes plus vifs remerciements à l'ensemble des enseignants de la faculté du génie de la construction, en particulier tous les membres de l'équipe du laboratoire de LGEA pour toutes les connaissances qu'ils mon transmises.

Mes remerciement vont également à tous les amies qui m'ont fait l'honneur d'assisté à ma soutenance.

DEDICACES

Je dédie ce travail :

A mes parents

A ma sœur Kamélia

A ma fiancée Sissy

A mes Oncles D & M

A toute ma famille

A Tous mes amies.



SOMMAIRE

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES BARRAGES

INTRODUCTION GENERALE	1
I.1. Introduction	2
I.2. Définition	2
I.3. Types de Barrages	2
I.3.1. Barrage en remblai	2
I.3.1.1. Barrage en terre homogène	3
I.3.1.2. Barrage en terre a noyau	3
I.3.1.3. Barrage à masque	4
I.3.2. Barrages poids	5
I.3.3. Barrages voutes	8
I.4. Organes principaux des barrages.....	10
I.4.1. Evacuateur de crues	10
I.4.2. Vidange de fond	10
I.4.3. Passe de fonction	11
I.4.4. Système de dérivation des eaux	11
I.5. Rôle des barrages.....	12
I.5.1. Irrigation.....	13
I.5.2. Hydro-électricité.....	13
I.5.3. Distribution d'eau pour usages domestiques et industriels	14
I.5.4. Contrôle des crues	14
I.5.6. Navigation fluviale	15
I.5.7. Utilisation de l'eau des barrages dans le monde.....	15
I.6. Avantages et Inconvenant de chaque type de barrage	16
1.6.1. Barrage poids	16
1.6.1.1. Avantages	16
1.6.1.2. Inconvénients.....	16
1.6.2. Barrage à voûte	17
1.6.2.1. Avantages	17
1.6.2.2. Inconvénients.....	17
1.6.3. Barrage à voûte multiple.....	17
1.6.3.1. Avantages	17
1.6.3.2. Inconvénients.....	17
1.6.4. Digue en terre /Enrochement à noyau.....	18
1.6.4.1. Avantages	18
1.6.4.2 Inconvénients.....	18
1.6.5. Digue à masque amont (béton ou béton bitumineux)	18
1.6.6.1. Avantages	18
1.6.6.2. Inconvénients.....	19

I.7. Conditions d'implantation d'un barrage.....	19
I.7.1 Données hydrologiques	19
I.7.2 Données topographiques	19
I.7.3 Données géologiques et géotechniques	20
I.7.4 Données sismologiques	21
I.7.5 Conditions générales d'environnement	21
I.8. Choix du site et du type de barrage	22
I.8.1. Topographie et apports du bassin versant.....	22
I.8.2. Morphologie de la vallée	22
I.8.3. Géologie et conditions de fondation	22
I.8.3.1. Fondations rocheuse.....	23
I.8.3.2. Fondations graveleuses	23
I.8.3.3. Fondations sablo-Silteuses	23
I.8.3.4. Fondations argileuses	23
I.8.4. Matériaux disponibles	24
I.8.5. Crues et ouvrages hydrauliques	25
I.8.6. Critères économiques	25
I.9. Impact des barrages sur l'environnement.....	25
I.10. Conclusion.....	27

CHAPITRE II : ETUDE THEORIQUE DE LA STABILITE DES BARRAGE

II.1.Introduction.....	28
II.2. Types de glissement.....	28
III.3. Notion sur le coefficient de sécurité	29
II.4. Méthode d'analyse de la stabilité.....	30
II.4.1. Méthode a l'équilibre limite	30
II.4.1.1. Hypothèses de calcul	31
II.4.1.2. Principe de la méthode.....	31
II.4.1.3. Méthode FELLENIUS.....	32
II.4.1.4. Méthode de BISHOP (1955).....	32
II.4.1.5. Rupture linéaire	33
II.5. Principaux modes de rupture des barrages en terre.....	34
II.5.1. Rupture de digue par glissement du talus aval en période de crue.....	34
II.5.2. Rupture de digue par glissement du talus amont suite à une décrue (vidange)	34
II.5.3. Rupture de digue par érosion interne	35
II.5.4. Rupture de digue par surverse (érosion externes)	36

II.5.5. Rupture par érosion externe du talus amont en période de crue	37
II.5.6. Chargement sismique	37
II.6. Facteurs déterminant la stabilité du remblai.....	37
II.6.1. Caractéristiques des matériaux constitutifs	37
II.6.2. Profil du remblai	38
II.6.3. Hydraulique interne.....	38
II.6.4. Cas de charge	38
II.7.Conclusion	39

CHAPITRE III : ETUDE THEORIQUE DES INFILTRATIONS

III.1. Introduction	40
III.2. Definition	40
III.3. Mouvement de l'eau dans le sol.....	41
III.3.1. Charge hydraulique (théorème de Bernouli)	41
III.3.1.1. Pertes de charge	42
III.3.2. Gradient hydraulique.....	42
III.3.3. Vitesse d'écoulement	42
III.3.4. Lignes et tubes de courant	43
III.3.5. Lignes et surface équipotentielle (Iso-piezes).....	43
III.3.6. Loi de Darcy	44
III.4. Réseau d'écoulement dans les barrages en terre	45
III.4.1. Barrage homogène sans drains.....	45
III.4.2. Barrage homogène avec drain aval	45
III.4.3. Barrage a noyau étanche avec drain aval	46
III.5. Conception des drains et des filtres.....	46
III.5.1. Drains.....	46
III.5.2. Filtres	47
III.5.3. Critère de conception des drains et des filtres.....	47
III.6. Théorie de la consolidation des sols	48
III.6.1. Schéma de la consolidation (Ressort)	48
III.6.2. Consolidation primaire	49
III.6.3. Consolidation secondaire	50
III.7. Influence de la saturation sur la stabilité :	50
III.8. Conclusion.....	51

CHAPITRE IV : PRESENTATION ET MODELISATION DU BARRAGE DE TAKSEBT

IV.1. Introduction	52
IV.2. Barrage TAKSEBT	52
IV.2.1.Caractéristiques géométriques du barrage Taksebt.....	53
IV.2.1.Caractéristiques des matériaux du barrage	55
IV.3. Présentation du logiciel PLAXIS 8.2.....	56
IV.3.1. Loi de comportement Mohr-Coulomb.....	56
IV.3.2. Théorie de sur la stabilité utilisé par Plaxis v8	57
IV.3.3. Théorie de l'écoulement utilisé par Plaxis v8.....	58
IV.4. Modélisation du barrage Taksebt	58
IV.5. Génération du maillage	60
IV.6. Procédure de calcul et de l'analyse.....	60
IV.7. Conclusion	61

CHAPITRE V : RESULTATS ET DISSCUTIONS

V.1. Présentation des résultats	63
V.1.1. Barrage vide	63
V.1.1.1. Evaluation de l'état de contraintes dans le barrage.....	63
V.1.1.2. Evaluation du tassement	64
V.1.1.3. Evaluation de la stabilité des parements	65
V.1.2. Barrage plein a $1/3_{PHE}$ soit ($H=24.5m$).....	66
V.1.2.1. Constatation du degré de saturation.....	66
V.1.2.2. Variation des contraintes	66
V.1.2.3. Variation de la charge hydraulique	68
V.1.2.4. Evaluation du tassement (Consolidation)	68
V.1.2.5. Vitesse d'écoulement et débit de fuite	69
V.1.2.6. Evaluation de la stabilité.....	69
V.1.3. Barrage plein a $2/3_{PHE}$ soit ($H=49m$).....	71
V.1.3.1. Constatation du degré de saturation.....	71
V.1.3.2. Variation des contraintes	72
V.1.3.3. Variation de la charge hydraulique	73
V.1.3.4. Evaluation du tassement (Consolidation)	73
V.1.3.5. Vitesse d'écoulement et débit de fuite	74
V.1.3.6. Evaluation de la stabilité.....	75
V.1.4. Barrage plein au niveau PHE soit ($H=74m$)	76
V.1.4.1. Constatation du degré de saturation.....	76
V.1.4.2. Variation des contraintes	77
V.1.4.3. Variation de la charge hydraulique	78
V.1.4.4. Evaluation du tassement (Consolidation)	78
V.1.4.5. Vitesse d'écoulement et débit de fuite	79
V.1.4.6. Evaluation de la stabilité.....	80
V.1.5. Synthèse des résultats	82
V.2. Analyse et interprétation des résultats	83

V.2.1. Variation de l'état de contrainte en fonction de la HR	83
V.2.2. Variation de la pression interstitielle en fonction de la HR	84
V.2.3. Variation de la charge hydraulique en fonction de la HR	85
V.2.4. Variation du Tassement en fonction de la HR	86
V.2.5. Analyse de la vitesse d'écoulement et du débit de fuites	87
V.2.5.1. Analyse de la vitesse d'écoulement et du débit de fuite à l'état 1	88
V.2.5.2. Analyse de la vitesse d'écoulement et du débit de fuite à l'état 2	88
V.2.5.3. Analyse de la vitesse d'écoulement et du débit de fuite à l'état 3 PHE	89
V.2.5.4. Analyse de la variation la vitesse d'écoulement en fonction du remplissage (HR)	90
V.2.5.5. Analyse de la variation la du débit de fuite en fonction du remplissage (HR)	91
V.2.6. Analyse de la déformation du parement amont et aval	92
V.2.6.1. Analyse des déformations parement amont en fonction de la HR	93
V.2.6.2. Analyse des déformations du parement aval en fonction de la HR	94
V.2.7. Analyse de la variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de la HR	95
V.3.Conclusion.....	96
 CONCLUSION GENERALE	 97
REFERERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	97

LISTE DES FIGURES

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Barrage en terre avec matériaux homogène.....	3
Figure I.2. Barrage en terre à noyau d'argile étanche	4
Figure I.3. Barrage en remblai a masque.....	5
Figure I.4. Principe du masque d'étanchéité	5
Figure I.5. Coupe schématique d'un barrage Poids en béton	6
Figure I.6. Force subit et effet du drainage sur l'équilibre.....	6
Figure I.7. Barrage poids en BCR Razel en Algerie	7
Figure I.8. Fonctionnement d'un barrage voute	8
Figure I.9. Le barrage voute de avec Tignes 180 m de hauteur.	9
Figure I.10. Barrage à voûtes multiples Daniel-Johnson (Canada).....	9
Figure I.11. Evacuateur de crue du barrage TAKSEBT.....	10
Figure I.12. Vidange de fond	11
Figure I.13. Schéma représentatif d'un batardeau.....	12
Figure I.14. L'irrigation des terres	13
Figure I.15. Schéma de l'hydro-electricité.....	13
Figure I.16. Approvisionnement en Eau Potable (AEP)	14
Figure I.17. Evacuateur en situation de retenue normale	14
Figure I.18. Evacuateur de crue en situation de trop plein.....	15
Figure I.19. Navigation fluviale dans les barrages.....	15
Figure I.20. Fonction des barrages de références dans le monde	16
Figure I.21. Bassin versant d'un barrage.....	19
Figure I.22. Choix Topographique vallée étroite	20
Figure I.23. Sol de fondation rocheux étanche.....	20
Figure I.24. Essais Géotechnique In-situ.....	20
Figure I.25. Données sismique de la région	21
Figure I.26. Les types de barrages dans le monde.....	27
 Figure II.1. Les cercles de glissement.....	 28
Figure II.2. Schéma d'analyse de stabilité à la rupture.....	29
Figure II.3. Efforts agissant sur chaque tranche.....	31
Figure II.4. Forces agissant sur une tranche en rupture plane.....	33
Figure II.5. Mécanisme de glissements sur le talus aval	34
Figure II.6. Mécanisme de glissements sur le talus amont.....	35
Figure II.7. Mécanisme d'érosion interne	35
Figure II.8. Mécanisme de surverse	36

Figure II.9. Mécanisme d'érosion externe du talus amont.....	37
Figure III.1. Les différents états de l'eau dans le sol	40
Figure III.2. Ecoulement dans un milieu poreux	42
Figure III.3. Réseau d'écoulement dans un sol.....	44
Figure III.4. Ecoulement dans un barrage en terre homogène sans drain	45
Figure III.5. Ecoulement dans un barrage en terre homogène avec drain aval	46
Figure III.6. Ecoulement dans un barrage en terre a noyau argileux avec drain.....	46
Figure III.7. Schématisation de la consolidation]	48
Figure IV.1. Situation géographique	52
Figure IV.2. Vue du barrage taksebt	53
Figure IV.3. Travaux de compactage de la digue de TAKSEBT	53
Figure IV.4. Coupe transversale du barrage de Taksebt	54
Figure IV.5. Enveloppe de Mohr-Coulomb	57
Figure IV.6. Modélisation et insertion des différents matériaux du barrage	59
Figure IV.7. Maillage du barrage de Taksebt.....	60
Figure IV.8. Organigrammes des différents états de charge	61
Figure V.1. Répartition des Contraintes effectives dans le cas du barrage vide.....	63
Figure V.2. Répartition des Contraintes totales dans le cas du barrage vide.....	63
Figure V.3. Tassement du barrage en fin de construction	64
Figure V.4. Effet de poisson sur les parements	64
Figure V.5. Stabilité des parements du barrage.....	65
Figure V.6. Valeur du coefficient de sécurité F_s	65
Figure V.7. Degré de saturation du barrage a l'état 1	66
Figure V.8. Répartition des contraintes effectives dans le barrage à l'état 1	66
Figure V.9. Répartition contraintes totales dans le barrage à l'état 1	67
Figure V.10. Répartition des pressions interstitielles dans le barrage à l'état 1	67
Figure V.11. Répartition de la charge hydraulique dans le barrage à l'état 1	68
Figure V.12. Localisation du tassement du barrage à l'état 1	68
Figure V.13. Vitesse maximale de l'écoulement.....	69
Figure V.14. Déformation horizontale des parements à l'état 1	70
Figure V.15. Déformation verticale des parements à l'état 1	70
Figure V.16. Valeur du coefficient de sécurité à l'état 1	71
Figure V.17. Répartition de la saturation dans le barrage à l'état 2.....	71
Figure V.18. Répartition des contraintes effectives dans le barrage à l'état 2	72
Figure V.19. Répartition des contraintes totales dans le barrage à l'état 2.....	72

Figure V.20. Répartition des pressions interstitielles barrage à l'état 2	73
Figure V.21. Répartition de la charge hydraulique à travers barrage à l'état 2	73
Figure V.22. Localisation du tassement du barrage à l'état 2	74
Figure V.23. Vitesse d'écoulement dans le barrage à l'état 2	74
Figure V.24. Déformation horizontale des parements a l'état 2.....	75
Figure V.25. Déformation verticale des parements à l'état 2.....	75
Figure V.26. Valeur du coefficient de sécurité à l'état 2.....	76
Figure V.27. Degré de saturation du barrage à l'état PHE	76
Figure V.28. Répartition des contraintes effectives dans le barrage à l'état PHE	77
Figure V.29. Répartition des contraintes totales dans le barrage à l'état PHE	77
Figure V.30. Répartition des pressions interstitielles dans le barrage à l'état PHE	78
Figure V.31. Répartition de la charge hydraulique dans le barrage à l'état PHE	78
Figure V.32. Localisation du tassement dans le barrage à l'état PHE.....	79
Figure V.32. Vitesse maximale de l'écoulement dans le barrage à l'état PHE	79
Figure V.33. Déformation horizontale des parements a l'état PHE	80
Figure V.34. Déformation verticale des parements a l'état PHE	81
Figure V.35. Valeur du coefficient de sécurité a l'état de PHE	81
Figure V.36. Variation des contraintes effectives max en fonction de la hauteur de retenue	83
Figure V.37. Variation des contraintes totales max en fonction de la hauteur de retenue.....	83
Figure V.38. Variation de la pression interstitielle en fonction de la hauteur de retenue.....	84
Figure V.39. Variation de la charge hydraulique en fonction de la hauteur de retenue	85
Figure V.40. Variation de la charge hydraulique en fonction de la pression interstitielle	85
Figure V.41. Variation du taux de tassement en fonction de la pression interstitielle	86
Figure V.42. Différentes coupes effectuées sur le barrage.....	87
Figure V.43. Variation de la vitesse et du débit de fuite dans le barrage à l'état 1	88
Figure V.44. Variation de la vitesse et du débit de fuite dans le barrage à l'état 2	88
Figure V.45. Variation de la vitesse et du débit de fuite dans le barrage à l'état 3 (PHE)	89
Figure V.46. Variation de la vitesse d'écoulement en fonction du remplissage	90
Figure V.47. Variation du débit de fuites en fonction du remplissage	91
Figure V.48. Différentes coupes effectuées sur les parements du barrage.....	92
Figure V.49. Variation des déformations horizontales du parement amont en fonction de HR.....	93
Figure V.50. Variation des déformations horizontales du parement aval en fonction de la HR	94
Figure V.51. Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de la hauteur de retenue HR	95

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, Lambe (1973).

Tableau III.1. Valeurs du coefficient de perméabilité

Tableau III.2. Critère de conception des filtres et des drains (USACE, 1986)

Tableau IV.1. Caractéristique géométrique du barrage

Tableau IV.2. Caractéristique hydraulique des matériaux

Tableau IV.3. Caractéristique physiques et mécaniques

Tableau IV.4. Types et modèles de comportement des matériaux

Tableau IV.5. Signification des signes utilisés

Tableau V.1. Facteurs de sécurité minimum admissibles pour les barrages en remblai

Tableau V.2. Synthèse des résultats

Tableau V.3. Coordonnées et parement des coupes

Tableau V.4. Coordonnées des différentes coupes sur les parements

LISTE DES ABREVIATIONS

HR : Hauteur de retenue

PHE : Plus hautes eaux

NR : Niveau de retenue

NNR : Niveau de retenue normale

Fs : Facteur de sécurité

USACE: United State Army Corps of Engineers

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une ressource naturelle d'une importance vitale pour l'homme et pour toute vie sur terre, et elle est à la base de tout développement agricole et industriel des grandes civilisations ; elle joue donc un rôle important sur les plans sanitaire, social, économique et culturel et favorise le développement.

L'homme se doit donc de s'en approvisionner et préserver cette richesse, les barrages sont des ouvrages conçus spécialement pour cette cause, utilisée pour l'alimentation en eau potable des populations et l'irrigation des terres agricoles.

Ces ouvrages de rétention subissent des forces et des pressions considérables dues à l'eau de stockage. L'étude et la conception de ce type d'ouvrage reviennent à l'ingénierie civile afin de garantir leur usage en toute sécurité.

Outre les grandes forces directes dues à l'eau que subissent les barrages, il existe un tout autre phénomène, en particulier dans les barrages en terre, ce sont les infiltrations. En effet, les ouvrages en terre (remblai) sont construits à base de matériaux brutes (roche, argile, grave, sable ...etc.) qui présentent alors une certaine porosité qui permet à l'eau de s'infiltrer.

Les infiltrations sont un phénomène inévitable dans les barrages, qui à défaut d'être limitées ou/et maîtrisées, peuvent mener à la ruine de l'ouvrage d'où l'importance d'accorder un intérêt particulier à cet aspect.

Dans la présente étude, nous avons pris l'exemple d'un cas réel, à savoir le barrage de TAKSEBT situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou. L'objectif assigné à ce travail est d'étudier les influences des infiltrations sur la stabilité locale et globale du barrage.

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES BARRAGES

I.1. Introduction

Les barrages sont des ouvrages d'art de grande importance, leur conception est difficile et prend beaucoup de temps ; de plus, elle nécessite la satisfaction de plusieurs conditions (hydrologique, économique et géotechnique).

En raison des différents aléas trouvés dans les constructions, les ingénieurs sont confrontés à choisir quel type de barrage serait le plus adéquat, et parfois ils doivent faire preuves de créativité afin de résoudre les problèmes de réalisation ou de conception

I.2. Définitions

Un barrage est un ouvrage hydraulique construit sur un cours d'eau ayant pour but de retenir et de stocker l'eau qui servira par la suite à l'irrigation, l'alimentation en eau potable ou arrêter les crues.

La géologie (nature des roches sur lesquelles sera édifié le barrage, agrégats extraits sur place) et la topographie (largeur de la vallée), l'économie, et le débit des crues à retenir imposent le type barrage. [1]

Ces ouvrages de rétention doivent faire face à une grande force de la nature qu'est l'eau. En effet, ils subissent de très grandes forces de poussée dues à l'eau qui varient en fonction de la profondeur autrement dit en fonction de la hauteur de retenue.

De plus, ces ouvrages doivent résister aux forces sismiques qui peuvent causer préjudice dans les cas des barrages poids en béton, et aux infiltrations dans le cas des barrages en remblai.

I.3. Types de barrages

L'ingénieur dispose donc de plusieurs types de barrages pour lequel le choix n'est pas souvent simple. Les barrages peuvent être classés de différentes manières, suivant leurs conceptions.

I.3.1. Barrage en remblai

Dans ce type de barrages les deux fonctions, étanchéité, d'une part, et résistance à la poussée de l'eau, d'autre part, sont assurées par des matériaux naturels de type « sol » judicieusement organisés.

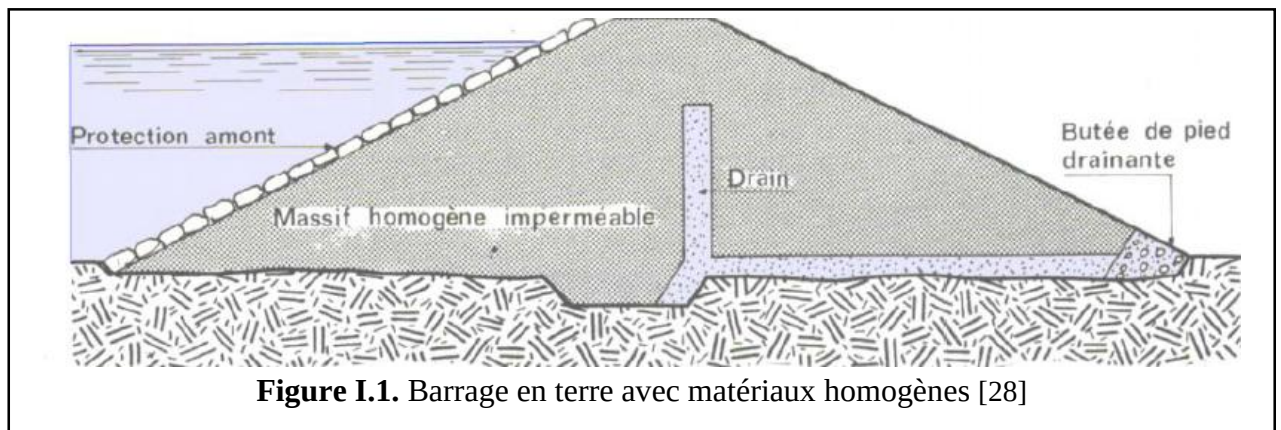
Les barrages en terre présentent notamment l'avantage de pouvoir reposer sur des fondations de médiocre qualité, c'est-à-dire compressibles.

Dans cette catégorie on distingue 3 types :

I.3.1.1. Barrage en terre homogène

Un barrage en terre est dit homogène lorsqu'il est constitué d'un même matériau à dominante argileuse, relativement imperméable. Selon les ouvrages, la pente des talus sera plus ou moins forte, en fonction notamment des caractéristiques du matériau employé.

Le barrage en terre homogène est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du battillage dans sa partie amont.



I.3.1.2. Barrage en terre à noyau

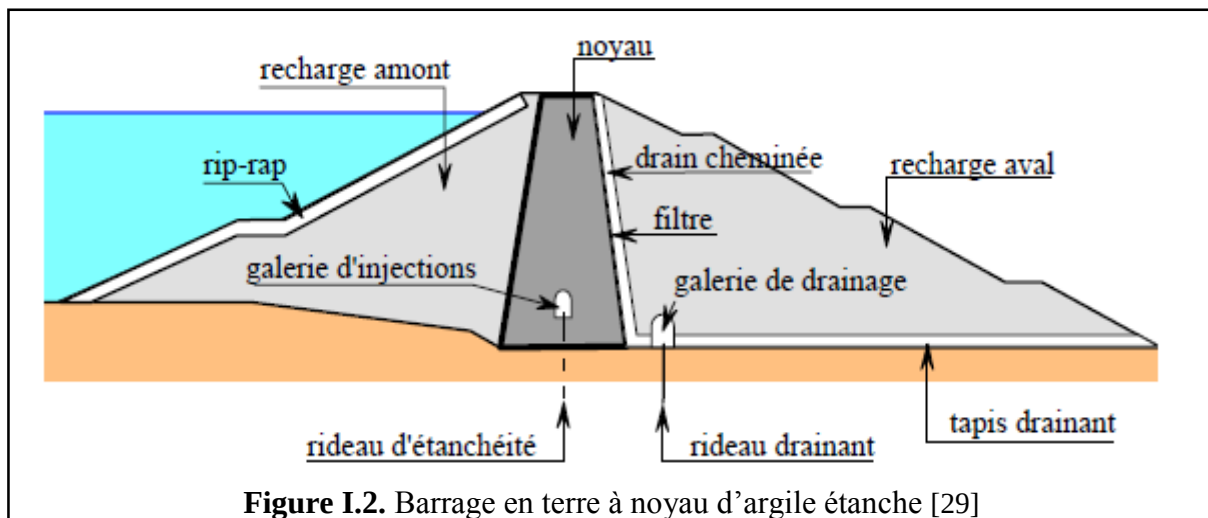
Dans un barrage à noyau, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées. La résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, et l'imperméabilité par le noyau central.

Le noyau au centre de l'ouvrage va être constitué de la terre la plus imperméable possible. Il sera tenu de part et d'autre par des recharges composées, selon les cas, de terre plus perméable, d'alluvions ou d'enrochements. [1]

Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site. Le noyau imperméable est constitué de terres argileuses, d'argile de terres caillouteuses ou tout autre matériau terreux comportant une forte proportion

de matériaux fins, mais il peut aussi avoir recours à des matériaux de substitution tels qu'une paroi moulée ou bien une superposition de couche de béton bitumineux ou d'asphalte. [2]

Les zones encadrant le noyau imperméable sont en tout venant compacté, elles assurent la résistance et la stabilité du barrage, en particulier pour le talus amont en cas de vidange rapide. [1]



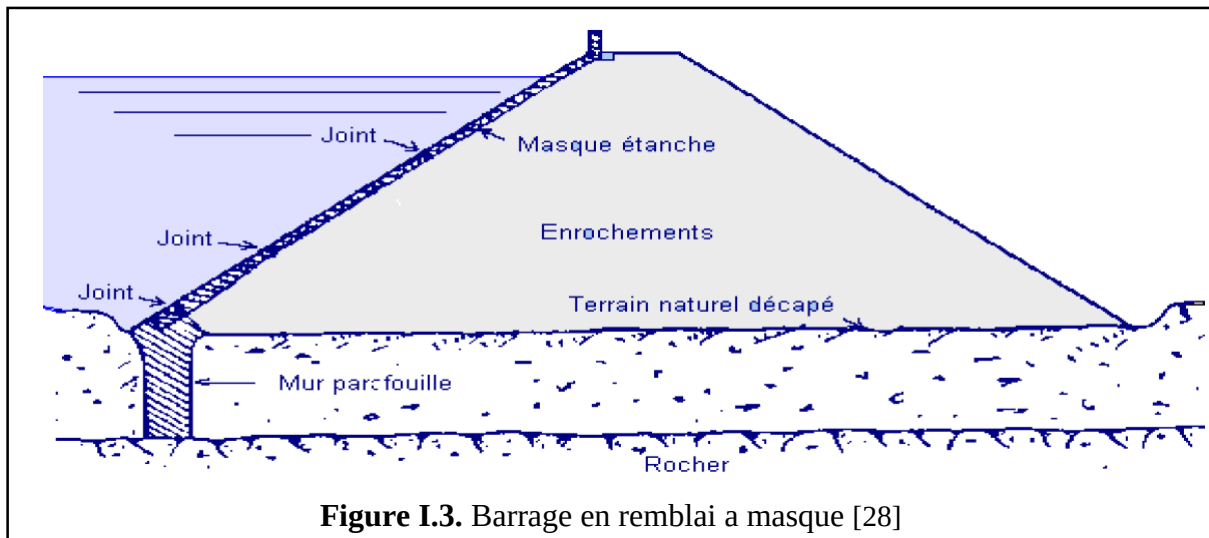
I.3.1.3. Barrage à masque

Il peut aussi exister des sites où aucune terre n'est disponible, mais seulement des enrochements. Ceux-ci sont alors employés pour réaliser le corps du barrage, tandis que l'étanchéité est assurée par un masque de béton, ciment ou béton bitumineux posé sur l'ouvrage lui-même, côté amont.

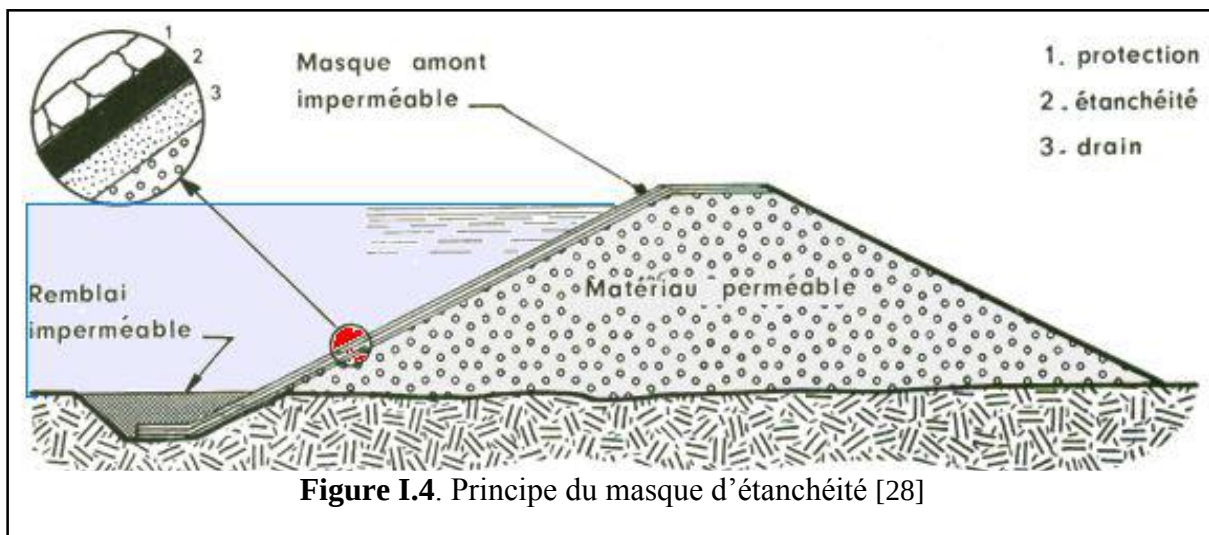
Les barrages à masque sont constitués d'un remblai plus ou moins perméable assurant la stabilité d'ensemble. Un écran imperméable, appelé masque, est mis en place sur le parement amont de façon à rendre le barrage étanche et lui permettre de retenir l'eau du réservoir. [3]

Le masque qui constitue l'organe d'étanchéité amont est classiquement réalisé en béton, avec des produits bitumineux ou encore au moyen d'une géo-membrane. Son épaisseur est limitée, ce qui lui permet de s'adapter aux déformations faibles mais inévitables du massif support (les géo-membranes peuvent même accepter des déformations importantes). La présence du masque en parement amont présente le double avantage de permettre des réparations en cas de dégradation du masque, mais aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides. [2]

Le corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable. [2]



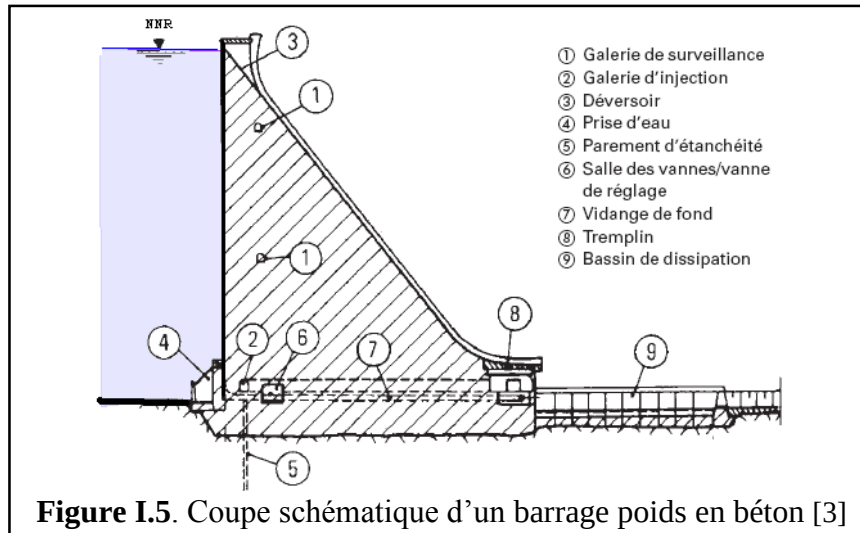
Le masque amont est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage .Il existe de nombreuses natures de masque étanche tels que le béton de ciment ou le béton bitumineux, les chapes préfabriquées, les membranes souples. [1]



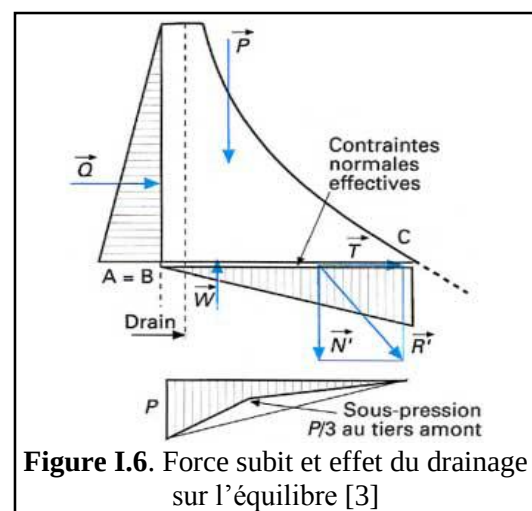
I.3.2. Les barrages poids

Le barrage poids est l'un des types les plus anciens et il en existe un grand nombre dans les pays industrialisés. Construits en maçonnerie jusqu'au XIXe siècle puis en béton au début du XXe, ils ont connu une certaine désaffection en raison de leur volume et de leur coût relatif, jusqu'au développement récent de la technique du béton compacté au rouleau (BCR) qui leur a

donné une nouvelle jeunesse depuis 1980. Par ailleurs, ils présentent, quel que soit leur mode de construction, une solution attrayante lorsqu'il faut intégrer au barrage des structures relativement importantes, comme une usine hydroélectrique, un gros évacuateur de crues, une écluse, etc. [3]



Seul le poids, en effet, résiste à la poussée hydrostatique, à la poussée des sédiments et aux sous-pressions. Celles-ci ont une action déstabilisatrice très importante et il conviendra de les diminuer à l'aide de dispositifs tels que les rideaux d'injection et les galeries de drainage comme le montre la figure 6 ; la sous pression diminue du fait de la présence des drains. [3]



La technique actuelle qui prédomine dans la construction des barrages poids est celle du **Béton Compacté au Rouleau**, ou **BCR** : le béton n'est plus coulé entre des coffrages, puis vibré avec des aiguilles, comme du béton conventionnel, mais répandu horizontalement au bulldozer et compacté avec des compacteurs vibrants, suivant les techniques de terrassement ; l'épaisseur des couches varie de 30 à 60 cm. Grâce à un tel compactage beaucoup plus énergique, le béton peut être mis en place plus sec, avec juste la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment ; cela autorise, à résistance égale, une moindre quantité de ciment (jusqu'à moins de 100kg/m³). Par voie de conséquence, l'échauffement thermique est réduit de 50 % au moins (au cœur d'un barrage épais, un béton conventionnel dosé à 200 kg/m³ peut s'échauffer de 20°C) ainsi que le nombre de joints nécessaires. [3]

Ce nouveau procédé permet des économies importantes sur les matériaux (quantité réduite de ciment) ainsi que par le recours à une mécanisation poussée qui permet des cadences très élevées. [3]

Les points délicats pour ce type de construction sont : [3]

- **La résistance mécanique**, notamment au cisaillement, des surfaces horizontales de contact entre couches superposées, qui sont assez lisses puisque formées par un rouleau de compacteur ; cette résistance est sensible à de nombreux facteurs, tels que la propreté du chantier, la quantité de fines, la lutte contre la ségrégation, l'intervalle de temps entre la réalisation des couches successives, la température, etc. Pour cette raison, il est nécessaire d'adopter au stade du projet des hypothèses de résistance conservatives (par exemple, un angle de frottement de 37° et une cohésion nulle) et de procéder, en début de chantier, à des essais de résistance. On peut si nécessaire améliorer la résistance des couches en les garnissant d'un mortier spécial de collage ;
- **L'étanchéité** du barrage, qui est la plupart du temps constituée par un organe spécial : masque en béton conventionnel placé à l'amont du BCR, ou bien encore, pour les ouvrages modestes, membrane en matériaux plastiques : PVC, polyéthylène, etc.



Figure.I.7. Barrage poids en BCR Razel en Algérie
Hauteur : 101 m - Longueur : 380 m - Vol. : 1 000 000 m³.

I.3.3. Barrages voûtes

Un barrage voûte est une structure dont la forme est dessinée de façon à transmettre les efforts de poussée de la retenue vers les rives. Dans un schéma simplifié, c'est une superposition d'arcs horizontaux chargés chacun à leur extrados par la pression p correspondant à leur profondeur (figure 8). [3]

De ce fait, c'est un barrage extrêmement sûr et la seule rupture connue a été due non à la voûte elle-même, mais à la défaillance en profondeur d'une rive, dans des conditions de structure géologique, de pétrographie et de pressions interstitielles très particulières (qui n'étaient d'ailleurs pas envisageables dans l'état des connaissances de l'époque). [3]

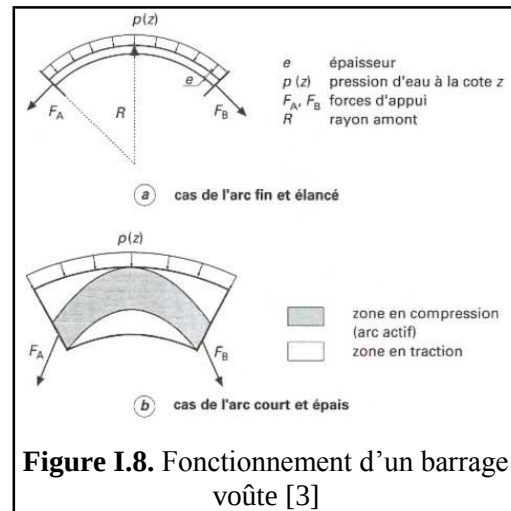


Figure I.8. Fonctionnement d'un barrage voûte [3]

Les barrages voûtes trouvent leur place idéale dans les sites relativement étroits (ratio largeur en crête/hauteur inférieur à 4), lorsque la qualité des fondations est excellente, surtout sur les rives. [3]

Aujourd'hui, ils sont souvent préférés à tous les autres types pour les sites de grande hauteur (plus de 150 m). En allant du plus simple au plus sophistiqué, on trouvera des voûtes de formes très différentes : [3]

- Les cylindres : tous les arcs sont identiques et superposés, avec un rayon et une épaisseur constants et égaux (réservé aux petits ouvrages, moins de 20 m de hauteur) ;
- Les cylindres-cônes : rayon amont uniforme, le parement amont est un cylindre, l'épaisseur des arcs croît linéairement de haut en bas ; les sections verticales sont donc toutes égales à un trapèze ;
- Les simples courbures, ainsi nommées car leur parement amont est encore un cylindre, mais l'épaisseur des arcs n'est plus constante et croît de la clé vers les appuis ; le parement aval n'est en général pas une surface réglée ;
- Les voûtes à double courbure, pour lesquelles les deux parements sont des surfaces à double concavité dirigée vers l'aval ; en général, l'épaisseur croît de haut en bas et du centre vers les appuis.



Figure I.9. Le barrage voûte de avec Tignes 180 m de hauteur.

Les autres formes de barrages voûtes sont des variantes des deux premiers types. Le barrage à contrefort est ainsi un barrage poids allégé de l'intérieur. Le barrage à voûtes multiples, quant à lui, repose sur des appuis intermédiaires, lorsqu'une trop grande portée sépare les deux rives d'un cours d'eau. [3]

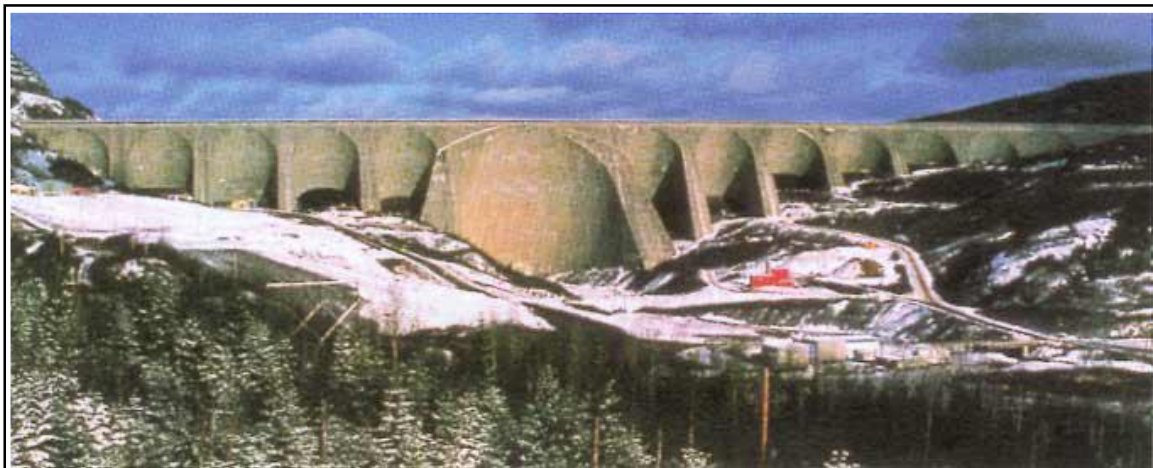


Figure I.10. Barrage à voûtes multiples Daniel-Johnson (Canada) [3]

La qualité requise pour ce types de barrage repose sur les fondations de voûtes doivent être d'excellente qualité mécanique, c'est-à-dire être peu déformables sous les poussées exercées par le barrage et la retenue, et être à fortiori capables de résister à ces poussées avec une certaine réserve. Pour s'assurer qu'il en est bien ainsi, les reconnaissances géotechniques qui accompagnent chaque projet sont très complètes et comprennent toujours une analyse géologique qui permettra d'identifier, à priori, les pièges éventuels. [3]

I.4. Organes principaux des barrages

I.4.1. Evacuateur de crues

Il s'agit du ou des organes hydrauliques qui permettent de relâcher à l'aval tout ou une partie d'une crue survenant de l'amont, de telle sorte que la sécurité du barrage ne soit pas mise en question pendant cet épisode. [3]

Dans les aménagements qui ont un but de protection de l'aval contre les crues, une partie du volume de celles-ci est stockée temporairement dans la tranche supérieure du réservoir ; dans ce cas, le débit maximal sortant est réduit à une fraction du débit entrant et, en contrepartie, la durée de déversement est plus longue que la crue elle-même. On pourrait penser à généraliser ce principe et faire des économies sur l'évacuateur en accroissant la partie du réservoir consacrée à l'amortissement. En réalité, le risque lié à des fortes crues se suivant à court intervalle de temps augmenterait ainsi considérablement ; c'est pourquoi on s'impose en général que l'évacuateur puisse passer au moins 30 à 50 % du débit de pointe de la crue. [3]

Dans tous les cas, le dimensionnement se réfère à la crue de projet définie par l'hydrologie ; on adopte soit la crue de période de récurrence 10000 ans, soit la « crue maximale probable » définie sur des bases déterministes ; les ouvrages en béton, moins sensibles aux effets d'une submersion, se voient parfois affecter une crue de projet de période plus courte : 1 000 à 5 000 ans, selon leur taille et les risques potentiels à l'aval.



Figure I.11. Evacuateur de crue du barrage TAKSEBT

I.4.2. Vidange de fond

En principe, cet organe permet de vidanger le réservoir, pour l'inspection, l'entretien ou en cas de danger sur le barrage. En premier lieu, il sert à contrôler la vitesse de remplissage du réservoir lors de la première mise en eau. [3]

La vidange de fond facilite également la gestion intelligente de l'eau retenue en permettant de laisser passer, après une forte crue, une part des sédiments apportés. Dans la pratique, il s'agit d'un ou plusieurs pertuis équipés de deux vannes en série, placés soit directement dans le barrage, soit dans une galerie spéciale creusée dans une rive. [3]



Figure I.12. Vidange de fond

Une règle simple en vigueur en France stipule que la capacité de la vidange de fond doit être d'au moins $1 \text{ m}^3/\text{s}$ par million de m^3 de réservoir : cela permet de vider le réservoir en une dizaine de jours, en période de faibles apports. [3]

I.4.3. Passe de fonction

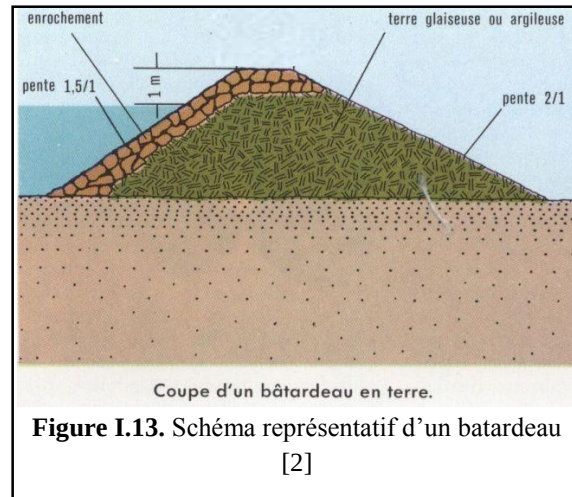
Selon les fonctions principales et annexes des aménagements, les barrages sont équipés d'organes spéciaux destinés à laisser passer : [3]

- L'eau : ce sont les prises d'eau qui servent à alimenter les turbines hydroélectriques, les usines de traitement des réseaux urbains ou industriels, les réseaux agricoles ; les prises étagées à différents niveaux du réservoir permettent de mieux gérer la qualité de la réserve, mais elles n'existent en pratique que pour les réseaux d'eau potable ;
- Les sédiments (vases ou galets selon le site), notamment les passes de dévasement qui, en permettant le passage des limons apportés par les crues, maintiennent la capacité utile du réservoir ; de tels dispositifs ont été installés notamment sur la plupart des aménagements nord-africains ;
- Les poissons : il s'agit des échelles à poissons ou des ascenseurs, organes complexes qui nécessitent une conception adaptée à la population piscicole ;
- Les bateaux, les flottages de bois, etc. suivant les besoins plus ou moins importants selon les régions.

I.4.4. Système de dérivation des eaux

La construction du barrage implique de mettre à sec, en général par parties successives, le lit de la rivière. Les travaux correspondants, qui constituent la dérivation provisoire, peuvent prendre des aspects très différents selon le régime hydrologique, la largeur du lit, l'importance et la nature du barrage. [3]

On prévoit donc toujours des batardeaux, barrages provisoires destinés à canaliser le cours d'eau, et des chenaux temporaires. La solution la plus commode, sinon la plus économique, consiste à faire passer la rivière dans un ou plusieurs tunnels creusés à cette fin dans une rive ; le chantier est abrité de l'eau par un batardeau amont et un batardeau aval. Ces organes sont dimensionnés pour la crue de chantier, sensiblement plus fréquente que la crue de projet.



C'est dire qu'on accepte un risque non négligeable (1/10 à 1/100) de voir le chantier noyé, ce qui correspond à une recherche d'optimum économique en termes statistiques, compte tenu des dégâts et retards en cas de submersion. [3]

Pour les barrages en remblai, on préfère parfois construire en première phase une galerie en béton, dans laquelle on dirige la rivière, et sur laquelle on construit le remblai ; la galerie est obturée à la fin, à moins qu'elle ne soit réaménagée en vidange de fond. [3]

I.5. Rôles des barrages

Historiquement, les barrages furent construits afin de répondre à un seul problème qui est l'approvisionnement en eau et l'irrigation. Avec le développement des civilisations, les besoins furent plus importants et plus nombreux, ajoutant aux précédents la nécessité de contrôler les crues, la navigation, la qualité de l'eau, le contrôle des sédiments et l'énergie. Par conséquent des barrages ont été construits pour répondre à ces besoins spécifiques.

I.5.1. Irrigation

Aujourd'hui, les terres irriguées couvrent environ 277 millions d'hectares soit 18% des terres arables du monde pourtant elles produisent 40% des récoltes et emploient 30% de la population dispersée dans les régions rurales. Du fait de l'importante croissance démographique attendue pour les prochaines décennies, l'irrigation doit être étendue afin d'augmenter la capacité de production. [5]



Figure I.14. L'irrigation des terres

On estime que 80% de la production additionnelle de nourriture en 2025 viendra de terres irriguées. Même avec la diffusion des méthodes de conservation de l'eau et les améliorations des techniques d'irrigations, la construction de réservoirs supplémentaires sera nécessaire. [5]

I.5.2. Hydro-électricité

L'électricité générée par les barrages est de loin la plus grande source d'énergie renouvelable au monde. Le principe est simple la chute de l'eau par gravitation crée une énergie cinétique qui est transformée en énergie mécanique grâce à l'utilisation d'une turbine, Cette énergie mécanique est ensuite transformée en énergie électrique grâce à un alternateur. Ce procédé produit 24% des besoins en électricité mondiaux. [5]

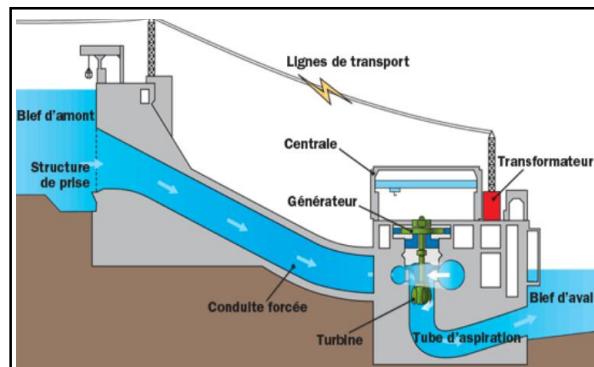


Figure I.15. Schéma de l'hydro-électricité [31]

Dans de nombreux pays l'énergie hydro-électrique contribue en quasi-totalité à fournir l'énergie électrique. En 1998, les usines hydro-électriques ont produit 99% de l'électricité du pays en Norvège et en République Démocratique du Congo (ancien Zaïre). Le chiffre était de 91% pour le Brésil. [5]

I.5.3. Distribution d'eau pour usages domestiques et industriels

Il a été souligné combien l'eau était essentielle pour notre civilisation. Il est important de se rappeler que les précipitations vont en grande partie dans les océans et mers et qu'une grande proportion de celles qui tombe sur les terres s'écoulent aussi jusqu'aux étendues salées. Seulement 2% du total des précipitations s'infiltrant et approvisionnent les nappes phréatiques. [5]



Figure I.16. Approvisionnement en Eau Potable (AEP)

Les barrages planifiés, conçus, construits et entretenus correctement pour stocker l'eau contribuent largement à répondre à nos besoins d'approvisionnement en eau. Pour ajuster les variations des cycles hydrologiques, les barrages et réservoirs sont nécessaires pour stocker l'eau et approvisionner avec régularité lors de pénurie. [5]

I.5.4. Contrôle des crues

Les barrages et les réservoirs peuvent être utilisés pour réguler le niveau des rivières et réguler efficacement le débit ascendant en stockant temporairement l'eau et en la relâchant plus tard. La méthode la plus probante pour réguler le débit est la mise en œuvre d'un système intégré de gestion de l'eau qui contrôle le stockage et les relâches des principaux barrages d'un bassin fluvial. [5]

Chaque barrage est réglé selon un programme spécifique fixé sur le débit habituel afin de contrôler les flux d'eau sans causer de dommage. Pour cela, il faut diminuer le niveau du réservoir pour faire plus de capacité de stockage lors des saisons pluvieuses. [5]



Figure I.17. Evacuateur en situation de retenue normale, Barrage Monticello USA

Cette stratégie élimine les crues. Le nombre de barrage et leur système de gestion d'eau sont établis à travers une planification complète en faveur du développement économique et de l'implication du public. Le contrôle des crues est un des objectifs principaux de la plupart des barrages existant et en cours de construction. [5]



Figure I.18. Evacuateur de crue en situation de trop plein, Monticello USA

Les crues peuvent causer de graves dégâts pour les vies humaines et l'élevage. Des villes ont été dévastées par des inondations. Elles ont fait des victimes et détruisent des maisons. Les crues favorisent les épidémies du fait de la contamination par les eaux usées et contaminées de l'eau distribuée. Les barrages permettent de limiter les dégâts causés par les crues. [5]

I.5.6. Navigation fluviale

Du fait des conditions naturelles, les rivières subissent des modifications de débit, niveau, formation de glace, du cours du lit dû à l'érosion et la sédimentation, cela cause des problèmes et obstacles pour la navigation fluviale. [5]

Cependant, la navigation fluviale a des avantages notables par rapport aux transports routiers et ferroviaires. Chaque barge peut transporter d'importantes charges, les cargaisons peuvent être de grandes dimensions et la consommation d'essence est minime comparé aux autres modes de transport. [5]

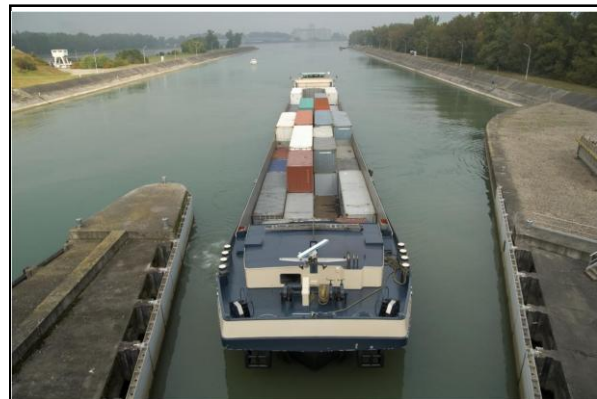
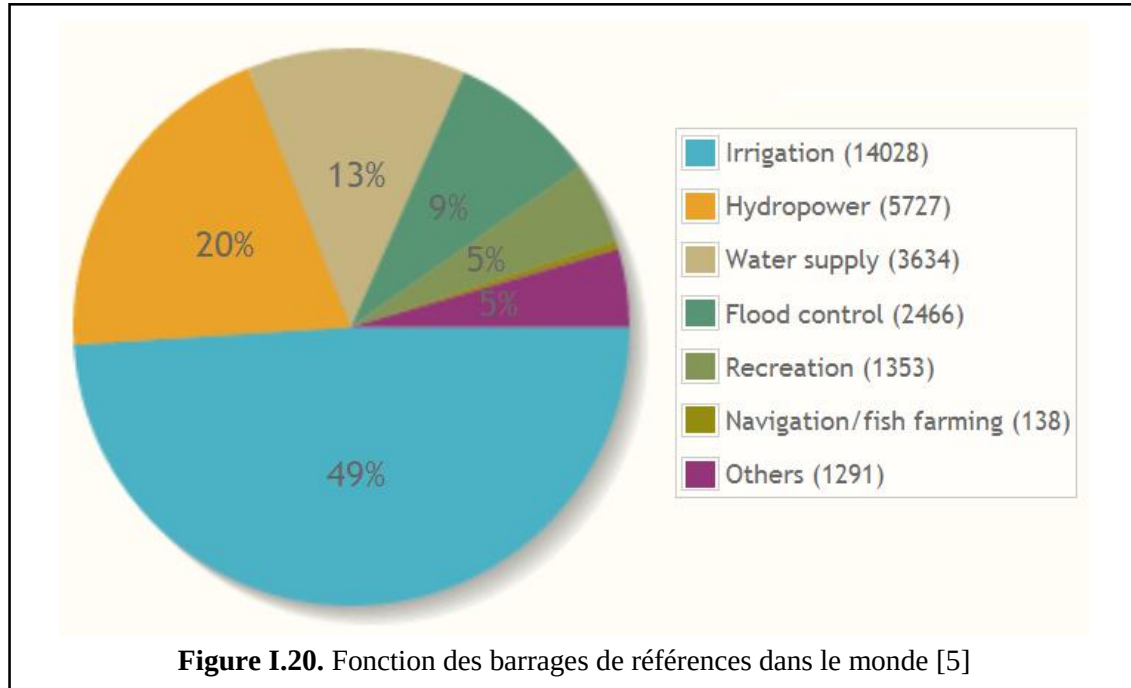


Figure I.19. Navigation fluviale dans les barrages

Le développement de la navigation fluviale résulte de l'aménagement accompli de bassins, barrages, écluses et réservoir qui sont régulés afin de réaliser des économies régionales et nationales. En plus des bénéfices économiques, ce système et les activités des loisirs en découlant réduisent l'érosion, stabilisent le niveau des nappes phréatiques. [5]

I.5.7. Utilisation de l'eau des barrages dans le monde

Les barrages de référence dans monde sont utilisés à 49.1 % pour une fonction unique, la répartition de ces fonctions est comme suit : [5-6]



I.6. Avantages et inconvénients de chaque type de barrage

1.6.1. Barrage poids

1.6.1.1. Avantages [6]

- Faibles contraintes dans le béton.
- Faibles contraintes transmises par la fondation au rocher.
- Les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes.
- L'évacuateur de crue peut facilement combiner avec le barrage (diriger les crues directement par dessous).
- Le gradient des sous-pressions à travers la fondation est faible.
- Les points délicats sont la résistance mécanique et l'étanchéité.

1.6.1.2. Inconvénients [6]

- Les sous-pressions sont importantes dans la fondation.
- Moyen risque de tassement.

- Le volume du béton est important (pour le barrage-poids évidé, il est plus faible).
- Le volume d'excavation de la fouille est important.
- Fragilité au séisme (si les joints entre les blocs ne sont pas faits par injections).
- L'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique.

1.6.2. Barrage à voûte

1.6.2.1. Avantages [6]

- Le volume du béton est faible.
- La fouille est assez petite.
- La résistance au séisme est haute.
- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles (la surface de la fondation est petite).

1.6.2.2. Inconvénients [6]

- Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher.
- Les forces sont transmises obliquement dans les appuis.
- Moyen risque de tassements.
- L'échauffement du béton par la prise du ciment est à considérer.
- L'intégration de l'évacuateur de crues (grands débits) dans le barrage est difficile.
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est très grand.
- Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis.

1.6.3. Barrage à voûte multiple

1.6.3.1. Avantages [6]

- Le volume du béton est faible.
- La fouille est assez petite.
- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles.
- L'échauffement du béton est très faible pendant la construction.

1.6.3.2. Inconvénients [6]

- Les contraintes sont importantes dans les voûtes.
- Grand risque de tassements. Les contraintes de température peuvent être très grandes.
- Très susceptible au séisme.
- La combinaison du barrage avec l'évacuateur de crue est difficile.

- Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis.
- La structure est très vulnérable (attentats, guerre).

1.6.4. Digue en terre /Enrochement à noyau

1.6.4.1. Avantages [6]

- Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain.
- Peu susceptible aux tassements et aux séismes.
- Petite à moyenne fouille. La digue n'est pas forcément fondée sur un rocher sain.
- La compression du sol est faible.
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation ou du noyau est faible.

1.6.4.2 Inconvénients [6]

- Mise en place de grands volumes de matériaux.
- Le remblai du noyau en argile est influencé par les conditions atmosphériques (climat pluie).
- L'inconvénient majeur est les infiltrations à travers le massif.

1.6.5. Digue à masque amont (béton ou béton bitumineux)

1.6.5.1. Avantages [6]

- Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain.
- Les tassements limités sont tolérables.
- Pas très susceptible au séisme. Au-dessous du masque, un système de drainage performant est nécessaire à cause de la fissuration.
- Le volume des déblais est moyen.
- Le masque doit être connecté au rocher (directement ou par une para-fouille).
- La compression du sol est faible.
- La présence du masque en parement amont présente le double avantage de permettre des réparations en cas de dégradation du masque, aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides.
- Le masque amont présente l'avantage de pouvoir être exécuté après l'édification du remblai et de pouvoir être réparé aisément.
- Diminuer les infiltrations à travers le massif.

1.6.5.2. Inconvénients [6]

- Mise en place de grands volumes de matériaux.
- Le gradient est très élevé près de la connexion entre le masque et le rocher (plinthe).

I.7. Conditions d'implantation d'un barrage

I.7.1 Données hydrologiques

L'étude hydrologique du bassin versant permet de définir les apports moyens du cours d'eau, exprimés en hm^3/an ou en m^3/s , et leurs variations probables à une échelle de temps saisonnière ou interannuelle. [3]

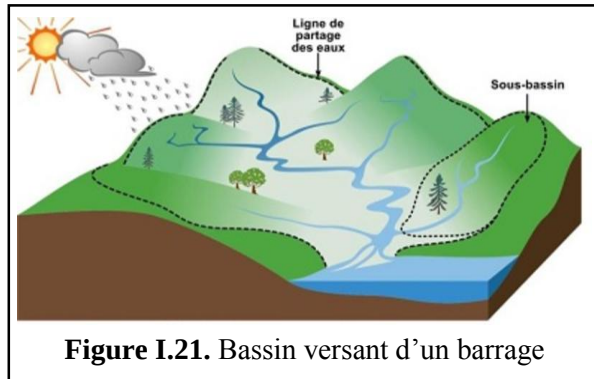


Figure I.21. Bassin versant d'un barrage

Quel que soit le but de l'aménagement, il s'agit d'informations primordiales pour établir la faisabilité et déterminer le volume souhaitable du réservoir. Ces données sont entachées d'une incertitude d'autant plus grande que la région du futur ouvrage est peu développée. [3]

Par ailleurs, l'étude hydrologique fournit également le volume et le débit maximal des crues très rares, qu'il faut considérer pour tous les ouvrages, même ceux n'ayant en principe aucun rôle de protection contre les crues : on impose généralement que le barrage une fois construit soit en mesure de supporter une crue ayant une période de récurrence de 10 000 ans (cela surtout pour les barrages en remblai qui ne peuvent supporter une submersion sans risque de ruine). [3]

Par extension, l'étude hydrologique comprend également les informations sur le régime des transports solides de la rivière, dus à l'érosion des sols du bassin versant ; on évalue ainsi la rapidité de comblement de la « tranche morte » du réservoir. [3]

I.7.2 Données topographiques

Un site de barrage, au sens topographique, se place sur un verrou, resserrement de la vallée situé juste en aval d'une cuvette naturelle susceptible, une fois fermée, de constituer un réservoir de volume suffisant. [3]

Une fois fixée approximativement la position envisagée pour le barrage, la cuvette est définie par un graphique sur lequel sont portés la surface et le volume en fonction de la cote du plan d'eau ; il servira à définir la hauteur souhaitable du barrage (c'est-à-dire celle qui sera adoptée, sous réserve que toutes les autres conditions, notamment géotechniques, soient satisfaites). [3]



Figure I.22. Choix topographique vallée étroite

La forme du site proprement dit influe sur le choix du type de barrage ; on peut réduire cette forme à deux caractéristiques : la largeur relative (L/H), qui varie en pratique de 1 à 4, parfois plus ; et la forme en U (vallées glaciaires dans nos régions) ou en V. [3]

I.7.3 Données géologiques et géotechniques

La constitution même d'une retenue d'eau requiert du massif dans lequel elle est située des propriétés minimales en matière d'étanchéité naturelle ; il serait en effet très coûteux de généraliser l'étanchement artificiel à tout le fond du bassin, et de telles réalisations sont exceptionnelles. [3]

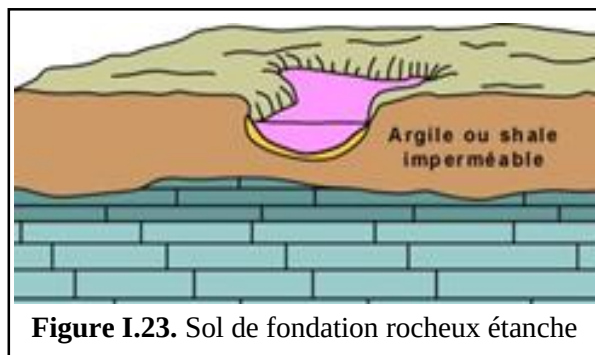


Figure I.23. Sol de fondation rocheux étanche

Par ailleurs, chaque type de barrage requiert des propriétés mécaniques minimales spécifiques en matière de déformabilité et de résistance des appuis, lorsque ceux-ci sont soumis:

- Aux forces appliquées directement par le barrage ;
- Aux forces internes induites par la percolation de l'eau au sein de la fondation.



Figure I.24. Essai géotechnique in-situ

Tout projet de barrage commence donc par une étude géologique, géophysique et géotechnique qui est progressivement affinée au fur et à mesure que le projet se développe et que les choix se précisent sur le type et la hauteur du barrage. [3]

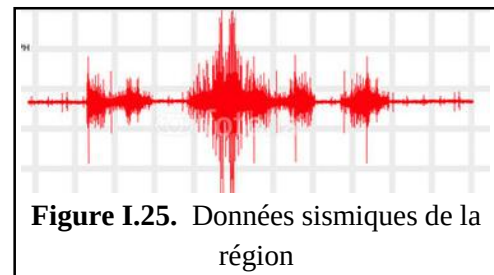
Le géologue intervient en premier lieu pour expliquer la nature et la structure du site, mettre en évidence les principales incertitudes ; les reconnaissances géotechniques par sondages, galeries de reconnaissances, prélèvements, essais de laboratoire et essais in situ sont réalisées pour lever les inconnues. [3]

Ces études aboutissent à la détermination de la nature des différentes formations (sols ou roches) présentes sur le site, leur extension géométrique, leurs propriétés en matière de perméabilité, déformabilité, résistance mécanique, altérabilité à l'eau ; les discontinuités (failles, fractures, diaclases, zones de dissolution ou karsts) sont recherchées avec le plus grand soin. [3]

I.7.4 Données sismologiques

L'étude, sur une base historique ou déterministe (sismotectonique), de la sismicité du site est entreprise et aboutit à la définition de deux séismes de référence :

- Le séisme de projet, que l'ouvrage doit être en mesure de supporter sans aucun dommage ;
- Le séisme maximal probable, auquel le barrage doit pouvoir résister sans ruine ni mise hors service de ses organes de sécurité.



Chacun d'eux est défini par un niveau d'accélération et un spectre de fréquence, qui serviront dans les calculs de la structure. [3]

I.7.5 Conditions générales d'environnement

D'autres natures de données, moins importantes dans la mesure où elles n'influent que rarement sur la faisabilité d'un barrage, sont toutefois indispensables pour mener le projet à son terme : citons notamment les conditions climatiques (températures extrêmes, gel), qui constituent des sollicitations supplémentaires du futur ouvrage, les propriétés chimiques de l'eau, parfois agressive vis-à-vis de certains matériaux notamment le béton, la disponibilité de matériaux de construction de qualité à proximité, les accès, etc. [3]

I.8. Choix du site et du type de barrage

I.8.1. Topographie et apports du bassin versant

Si l'on excepte le cas des plans d'eau à vocation touristique et les petits barrages hydroélectriques, c'est le volume de la retenue qui conditionne toute la conception du barrage. On cherche en effet à disposer d'un volume d'eau pour le soutien d'étiage, l'irrigation ou l'eau potable, ou bien d'un volume disponible pour amortir une crue. [4]

Le tout premier travail consiste donc à calculer le volume d'eau d'une cuvette, en plusieurs sites éventuellement. Un premier dégrossissage peut être fait à l'aide de la carte IGN au 1/25 000, sauf pour les retenues de quelques dizaines de milliers de m³. Le deuxième travail consiste à vérifier si le bassin versant autorise le remplissage de la retenue et à calculer avec quel risque de défaillance. [4]

I.8.2. Morphologie de la vallée

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains (resserrement indépendant d'une zone d'éboulement ou d'un glissement). Ce type de site est peu fréquent, soit parce qu'il n'existe pas toujours de resserrement de vallée dans la nature, soit parce que le choix du site n'obéit pas toujours aux seules considérations techniques. [4]

En première approximation, une vallée large conviendra mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai. Un site étroit conviendra aussi à un barrage poids et un site très étroit conviendra aussi à une voûte. Tout cela bien sûr sous réserve que les fondations le permettent.

I.8.3. Géologie et conditions de fondation

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs souvent déterminants dans la sélection du type de barrage. [4]

I.8.3.1. Fondations rocheuse

Sauf en cas de roches très fissurées ou de caractéristiques très médiocres, les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous types de barrages, moyennant des dispositions adéquates concernant la purge des matériaux très altérés et le traitement éventuel par injection. L'aspect important est le régime des fractures (failles, joints, diaclases, schistosité). [4]

Les barrages en remblai conviennent toujours. Pour les autres, les exigences vont en croissant du BCR, au béton conventionnel et à la voûte. [4]

I.8.3.2. Fondations graveleuses

Sous réserve qu'elles soient suffisamment compactes, ces fondations conviennent en général pour des barrages en terre ou en enrochements, du moins au plan mécanique. Le contrôle des fuites doit être assuré par un dispositif d'étanchéité et de drainage approprié. [4]

Dans la pratique, ce type de fondation se rencontre surtout pour les rivières ou fleuves à débit important. L'ouvrage doit donc évacuer des crues importantes, ce qui exclut les barrages en terre. Des barrages en béton de très petite hauteur peuvent également être édifiés moyennant des précautions concernant les fuites et les percolations (risque de renard) et les tassements différentiels. [4]

I.8.3.3. Fondations sablo-silteuses

Des fondations de silt ou de sable fin peuvent convenir à l'édification de barrages en terre, voire exceptionnellement à de très petits barrages poids en béton moyennant de sérieuses précautions. [4]

I.8.3.4. Fondations argileuses

Des fondations argileuses impliquent presque automatiquement le choix de barrages en remblai, avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place. [4]

I.8.4. Matériaux disponibles

La disponibilité sur le site, ou à proximité, de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage a une incidence considérable, souvent même prépondérante sur le choix du type de barrage : [4]

- Sols utilisables en remblai ;
- Enrochements pour remblai ou protection de talus (rip-rap) ;
- Agrégats à béton (matériaux alluvionnaires ou concassés) ;
- Liants (ciment, cendres volantes ...).

La possibilité d'extraire ces matériaux de l'emprise de la retenue permet d'accroître la capacité de stockage. En outre, cela minimise généralement les coûts de transport et de remise en état des zones d'emprunts. [4]

D'une manière générale, si l'on dispose de sols limoneux ou argileux de qualité (teneur en fines, plasticité, état) et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné - en réservant les matériaux les plus grossiers en recharge aval - s'impose comme la plus économique, du moins tant que les débits de crue à évacuer demeurent modestes. [4]

Si l'on dispose de matériaux imperméables en quantité limitée, et par ailleurs de matériaux grossiers ou d'enrochements, il est envisageable de construire un barrage en terre zoné ou en enrochements avec noyau. Cette solution présente l'inconvénient d'une mise en œuvre par zones, d'autant plus compliquée que le site est restreint et contrarie l'évolution des engins. [4]

Si l'on ne dispose que de matériaux grossiers, ceux-ci peuvent être exploités pour édifier un remblai homogène, l'étanchéité étant assurée par une paroi au coulis construite après montée du remblai en son centre, ou par une étanchéité amont artificielle (béton, membrane ou béton bitumeux). [4]

Si l'on ne dispose que d'enrochements, un barrage en enrochements compactés avec étanchéité rapportée sur le parement amont éventuellement adouci (membrane, masque en béton hydraulique ou béton bitumineux) conviendra. La solution béton, en particulier la solution BCR, peut également s'avérer compétitive, sous réserve de fondation suffisamment bonne (rocher ou terrain compact) ne nécessitant pas de fouilles excessives. [4]

I.8.5. Crues et ouvrages hydrauliques

Le coût des ouvrages d'évacuation des crues dépend des caractéristiques hydrologiques du bassin versant. Dans le cas de bassin versant étendu et de crues prévisibles sévères, il peut être intéressant de combiner évacuateur de crues et barrage dans un ouvrage en béton déversant. Au contraire, un déversoir de petites dimensions favorise plutôt le choix d'un barrage en remblai, toutes choses égales d'ailleurs. [4]

Lorsque la construction d'un évacuateur requiert des excavations significatives, la possibilité d'utiliser les produits de déblais favorise aussi un barrage en remblai. [4]

Lorsqu'une galerie est requise pour assurer la dérivation provisoire du cours d'eau durant les travaux, cette galerie peut être avantageusement intégrée aux ouvrages d'évacuation des crues, moyennant, si besoin est, une légère augmentation de sa section. [4]

Le choix d'un barrage en BCR peut s'avérer attractif, dans la mesure où il permet de comprimer les délais d'exécution et de s'affranchir des risques liés à l'arrivée d'une crue qui obligerait, dans les autres solutions, à des ouvrages de dérivation ou de protection onéreux. [4]

I.8.6. Critères économiques

Dans plusieurs cas, les considérations précédentes auront permis de retenir plusieurs types de barrage. Par exemple, des fondations rocheuses, la présence de matériaux meubles proches du site, un débit de crue important, conduiront à mettre en balance un barrage en BCR et un barrage en terre équipé d'un évacuateur de crue coûteux. [4]

Il convient alors de poursuivre les études pour les deux types d'ouvrages, en veillant à affiner les estimations de coût au fur et à mesure de la progression des études. Dès que l'un des types de barrages paraît significativement plus économique, il est préférable de ne pas s'entêter sur l'autre option. [4]

I.9. Impact des barrages sur l'environnement

Un barrage doit être en harmonie avec son contexte naturel et social et cela c'est Lorsque les conditions physiques majeures mentionnées ci-avant sont cernées, alors l'impact global du barrage projeté sur son environnement social et naturel peut être évalué.

On trouve toujours en principe, à l'actif du projet, la satisfaction du ou des objectifs pour lesquels il est étudié : approvisionnement en eau garantie, protection contre les crues, soutien des étiages, production d'énergie ; on pourra souvent y ajouter des bénéfices non prévus au départ, principalement en matière de protection contre les crues. Les retombées économiques du chantier, pendant la construction et aussi par la suite, sont souvent des moteurs de développement régional non négligeables dans les contrées reculées. [3]

Le passif est plus complexe : on y trouve bien entendu le coût capitalisé de la construction et de l'exploitation, mais bien d'autres facteurs doivent également être évalués, puisque la modification du régime de la rivière qui résulte de la retenue a nécessairement des implications sur tous les systèmes associés. C'est l'objet de l'étude préalable d'environnement (EPE) que de recenser les causes et effets possibles et qu'il faudra étudier plus en détail lors de l'élaboration du projet. On peut citer *a priori* les effets suivants : [3]

- Perte de terres agricoles ou de forêts par submersion, expropriations ;
- Déplacement de populations ;
- Interruption des voies de communication (terrestres et fluviales) ;
- Modification de la qualité de l'eau (température, oxygène, sels minéraux) ;
- Risques de pollution par les vases relâchées brutalement lors des vidanges ;
- Creusement du lit à l'aval, par déficit de sédiments transportés ;
- Alluvionnement en queue de la retenue et effet induit sur les crues en amont ;
- Effets sur la flore et la faune près du réservoir et à l'aval ;
- Sismicité induite par les réservoirs ;
- Risques pour les populations à l'aval et aussi à l'amont.

Certains effets recensés dans le passé résultent d'une exploitation maladroite (prises d'eau mal conçues ou mal utilisées) et peuvent être facilement évités ; d'autres nécessitent une compensation spécifique en vue de rétablir des conditions équivalentes ou meilleures que les conditions initiales. [3]

À une large échelle, l'expérience acquise montre que l'introduction bien étudiée d'un barrage et de sa retenue dans l'environnement social et naturel peut se réaliser de manière harmonieuse et en tout cas positive pour la collectivité. Certains aspects de réalisations passées ont été négatifs, faute d'études d'impact suffisantes ; celles-ci sont aujourd'hui heureusement obligatoires et permettent de mieux prévoir toutes les conséquences, donc de mieux décider et de porter remède aux effets néfastes quand c'est nécessaire et économiquement possible. [3]

I.10. Conclusion

Le choix du type de barrage s'impose tout naturellement dans bien des cas, sans qu'il soit nécessaire de faire des investigations poussées. Ainsi, lorsque le substratum rocheux est à une profondeur supérieure à environ 5 m, seul un barrage en remblai est raisonnablement envisageable, du moins pour les ouvrages de hauteur inférieure à 25 m. Dans certaines régions, le contexte géologique est tel que le type de barrage est presque toujours le même.

Dans d'autres cas, le choix du type de barrage sera un compromis entre les différents aspects suivants : nature de la fondation, disponibilité de matériaux à proximité, hydrologie, pour aboutir au meilleur choix économique. Mais il y aura toujours intérêt à choisir le plus rapidement possible, en règle générale à l'issue des études de faisabilité.

La condition géotechnique est la seule qui peut être non satisfaite avant le début du projet car avec les diverses techniques d'améliorations des sols et des différents types de barrage, cette dernière devrait être alors vérifiée.

Les barrages en terre sont souvent les plus économiques car leur construction ne nécessite pas la disponibilité de matériaux chers comme le béton. De plus, ils ont une grande faculté d'adaptation car ils reposent carrément sur tous les types de sols, c'est pour cela que c'est le type de barrage le plus répandu dans le monde, néanmoins ils présentent un critère inconvénient majeur, à savoir les infiltrations des eaux dans le remblai qui créent des pressions interstitielles importantes, qui peuvent mettre en péril l'édifice hydraulique.

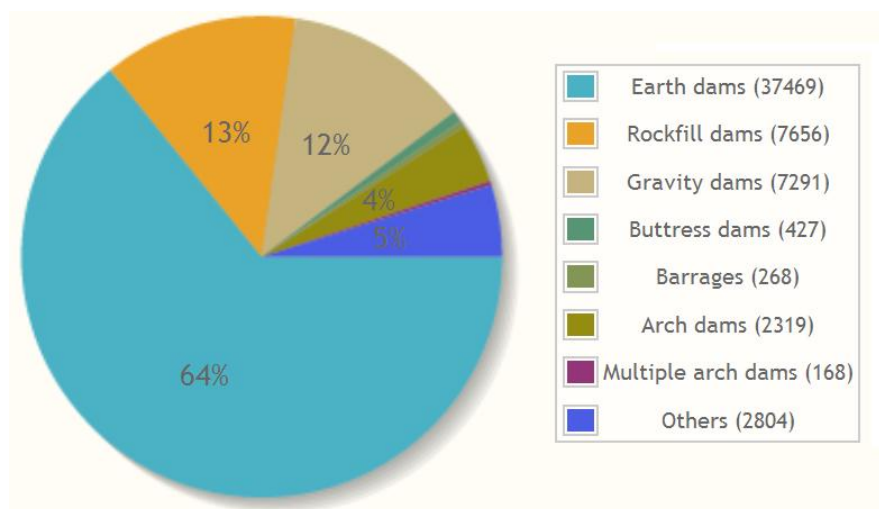


Figure I.26. Les types de barrages dans le monde [5]

CHAPITRE II

ETUDE THEORIQUE DE LA STABILITE DES BARRAGES EN TERRE

II.1.Introduction

La stabilité d'un barrage est une étape capitale de l'étude ; en effet, ce type d'ouvrage doit résister à toutes les sollicitations extérieures car son instabilité ou sa rupture provoque des dégâts matériels et naturels importants et parfois des pertes en vies humaines.

L'étude de la stabilité des barrages en terre (remblai) relève de l'étude de la stabilité des talus, elle se fera donc pour le talus amont et aval de la digue. Afin de bien la menée, il est nécessaire de connaître toutes les caractéristiques du sol (mécaniques et physiques) ainsi que sa sensibilité à l'eau.

Les matériaux utilisés lors de la construction des barrages en terre sont soigneusement choisis à travers des essais de laboratoire (granulométrie, cisaillement à la boîte et triaxial, essai de perméabilité ...) afin de répondre à une bonne rétention d'eau et garantir une bonne stabilité.

Les glissements se produisent lorsque les efforts dus aux surcharges (moment moteur) sont supérieurs aux efforts de résistance (moment résistant). Par ailleurs, l'instabilité est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines.

Dans ce chapitre nous allons voir les méthodes et les principes de l'évaluation de la stabilité des talus.

II.2. Types de glissement

Les glissements se produisent selon des plans appelés les cercles de rupture (Figure II.1), on distingue alors les plans de glissement suivants : [11]

- Cercle de talus : se produit généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspond à une couche plus résistante.
- Cercle de pied : c'est le cas le plus courant dans ce type d'ouvrage.
- Cercle profond : ne se produit que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.

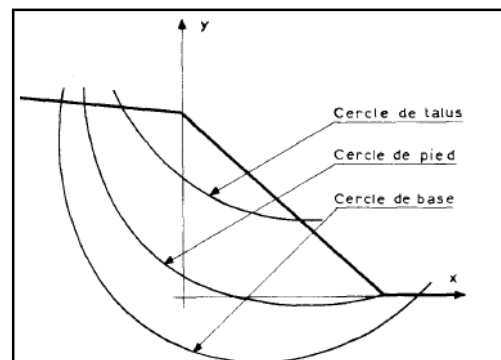


Figure II.1. Les cercles de glissement [8]

III.3. Notion sur le coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est défini comme étant le rapport du moment des forces résistantes au moment des forces motrices, les moments étant pris par rapport au centre du cercle.

Si on raisonne en contraintes totales, les forces motrices sont uniquement constituées par le poids W des tranches, les forces résistantes comprennent la résistance au cisaillement T ; les réactions normales N ont un moment nul par rapport à 0 (voir figure II.3). [8]

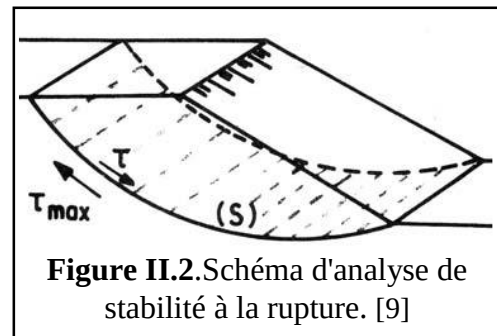
Le calcul consiste à comparer les contraintes de cisaillement τ s'exerçant le long de S , à la résistance au cisaillement τ_{max} du sol dont on admet un comportement rigide-plastique. On admet également que la rupture se produit simultanément en tout point de la surface de glissement. Le coefficient de sécurité F est défini par méthode d'analyse de la stabilité [9]

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (II.1)$$

$F > 1$ = Le talus est stable le long de S

$F \leq 1$ = Il y a possibilité de rupture le long de S

On cherche la surface (S) correspondant au coefficient de sécurité minimum, appelé coefficient de sécurité du talus. [9]



Il existe en réalité plusieurs dizaines de méthodes à la rupture. Elles présentent toutes des avantages et des inconvénients, tant théoriques que pratiques. Aucune n'est parfaite, dans la mesure où aucune ne tient compte de la déformabilité du sol. La confiance que l'on peut accorder à une méthode particulière est essentiellement fonction de l'expérience que l'on peut en avoir. [9]

Ce coefficient de sécurité peut être un rapport de forces, de moments, ou de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau II.1.

Généralement le talus est jugé stable à la valeur du coefficient de sécurité est $F_s > 1.5$.

Tableau II.1. Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, (Lambe, 1973).

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F_s = \tau_{max} / \tau$
Rapport de forces	$F_s = E_{résist} / E_{moteur}$
Rapport de moments	$F_s = M_{résist} / M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	<i>Par ex: H / H_{max}</i>

II.4. Méthode d'analyse de la stabilité

Il existe plusieurs méthodes d'évaluation de la stabilité des pentes : on distingue les méthodes à l'état d'équilibre limite (Fellenius, Bishop, Spencer...) et la méthode d'analyse par logiciel en éléments finis tels que (Plaxis, Cesar...)

II.4.1. Méthode a l'équilibre limite

Quand on étudie la stabilité d'un massif, deux cas de figure peuvent se présenter : [26]

- Soit il n'y a pas de surface de glissement préférentielle, c'est le cas des sols relativement homogènes ne présentant pas de discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un coefficient de sécurité minimal. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.
- Soit la masse rigide en glissement se déplace le long d'une surface de géométrie bien définie, c'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale. C'est aussi le cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante.

Dans les deux cas, le comportement du géo-matériau est supposé suivre la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture :

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' \quad (\text{II.2})$$

II.4.1.1. Hypothèses de calcul

Le calcul de la stabilité se fait selon certaines hypothèses : [8]

- La rupture se produit d'un coup sur la surface unique de glissement ; à cet égard, on note que si le massif en mouvement et le massif non sollicité sont tous les deux considérés comme rigides, le cercle satisfait à la condition cinématique de possibilité du mouvement.
- La résistance au cisaillement du sol est entièrement mobilisée sur toute la surface de rupture.
- Le sol est isotrope.

II.4.1.2. Principe de la méthode

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme le montre à titre indicatif la [figure II.3.] Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois : [10]

- La surface critique.
- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface.
- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

Comme on peut le voir sur la [Figure II.3], les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

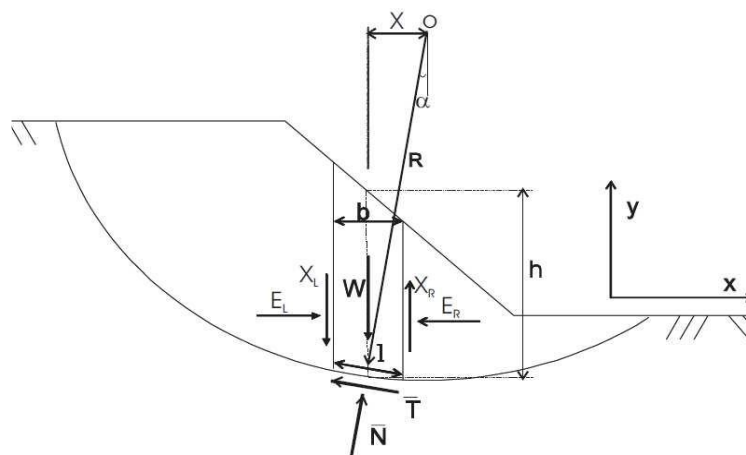


Figure II.3. Efforts agissant sur chaque tranche [8]

Avec :

W = poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h

N, T = composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche

X, E = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches

b = épaisseur de la tranche ($b = l \cdot \cos\alpha$)

α = angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale

R = rayon du cercle de rupture de centre O

l = longueur du plan de glissement de la tranche

X = bras de levier du poids des terres

II.4.1.3. Méthode FELLENIUS

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en n tranches. Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement.

Cette méthode néglige les forces qui existent entre les tranches, elle consiste à admettre que, la résultante de E_i et X_i est égale à E_{i+1} et X_{i+1} avec une ligne d'action qui coïncide. Cette résultante est parallèle à la base de la tranche. [11]

La formule donnant le coefficient de sécurité est la suivante :

$$FS = \frac{\sum (c.l + W \cos\alpha \cdot \tan\phi)}{\sum W \sin\alpha} \quad (II.3)$$

II.4.1.4. Méthode de BISHOP (1955)

Cette méthode consiste à faire l'hypothèse que $X_1 - X_0 = 0$ quelle que soit la tranche considérée. La formule du coefficient de sécurité dans ce cas est donnée par :

$$FS = \frac{1}{\sum W \cdot \sin\alpha} \cdot \sum \left[\frac{(W - U \cdot b) \tan\phi' + c' \cdot b}{\cos\alpha + \sin\alpha \frac{\tan\phi'}{FS}} \right] \quad (II.4)$$

Dans ce cas, tous les termes sont connus et F_s est calculé par itérations successives. On prend comme première valeur de F_s , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius, le résultat converge rapidement. [11]

Il existe une autre version rigoureuse pour Bishop qui justifie toutes les équations d'équilibre mais, l'écart entre la version rigoureuse et la version simplifiée n'étant que de 1%. [11]

II.4.1.5. Rupture linéaire

L'analyse de la stabilité en rupture plane permet de définir des critères très simples fréquemment utilisés dans la mesure où beaucoup de glissements de versants naturels se produisent le long de la discontinuité géologique (failles, plans de stratification). On suppose dans les calculs que le massif est semi-infini ce qui se traduit au niveau des contraintes par une répartition uniforme [11]. La figure ci-dessous montre les forces agissant sur une tranche en rupture plane.

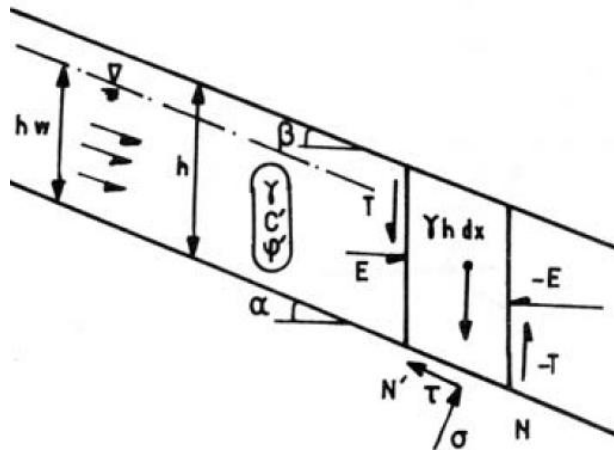


Figure II.4. Forces agissant sur une tranche en rupture plane [9]

Le coefficient de sécurité est alors donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{c' + [\gamma' . hw + \gamma(Z - hw)] \cos^2 \alpha . \tan \phi'}{[\gamma_{sat} . hw + \gamma(Z - hw)] \cos \beta . \sin \beta} \quad (II.5)$$

II.5. Principaux modes de rupture des barrages en terre

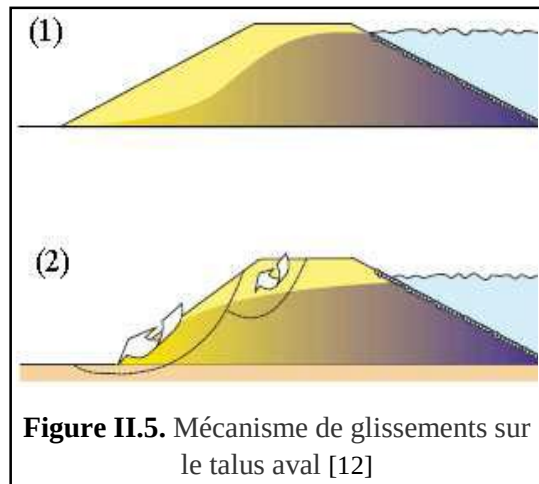
Bien que les mécanismes d'endommagement mettent en jeu de nombreux phénomènes physiques différenciables, on peut les résumer généralement par les principaux modes de rupture constatés sur les digues en remblai : la surverse, l'érosion du pied de digue du côté du fleuve (affouillement), l'érosion interne, et le glissement de talus d'un côté ou de l'autre de l'ouvrage.

II.5.1. Rupture de digue par glissement du talus aval en période de crue

Les digues sont soumises à des sollicitations hydrauliques en période de crue, induisant des infiltrations d'eau dans le corps de digue et en fondation (Figure II.5, Situation 1). [12]

L'augmentation des contraintes de cisaillement dans le talus aval liée à une augmentation du niveau piézométrique dans le corps de digue ou à une perte de résistance au cisaillement va provoquer l'apparition de glissements au niveau du talus aval. [12]

Des érosions et glissements successifs côté aval peuvent conduire à une ouverture de brèche dans le corps de digue (Figure II.5, Situation 2). [12]



Le dispositif de drainage, s'il existe, a pour fonction d'intercepter et de drainer les percolations provenant de la recharge amont. Une capacité de drainage insuffisante se traduirait par une augmentation des infiltrations vers la recharge aval. [12]

II.5.2. Rupture de digue par glissement du talus amont suite à une décrue (vidange)

Le phénomène de décrue rapide, suite à une sollicitation hydraulique, peut conduire à un niveau piézométrique élevé au sein du corps de digue et à une instabilité du talus amont (Figure II.6, Situation 1 et 2). [12]

Des glissements du talus amont peuvent être alors possibles et provoquer la rupture du corps de digue. (Figure II.6, Situation 3). [12]

Il est donc important de disposer des drains même du côté amont afin de faciliter l'évacuation de l'eau et ainsi réduire les pressions interstitielles et le phénomène de renard.

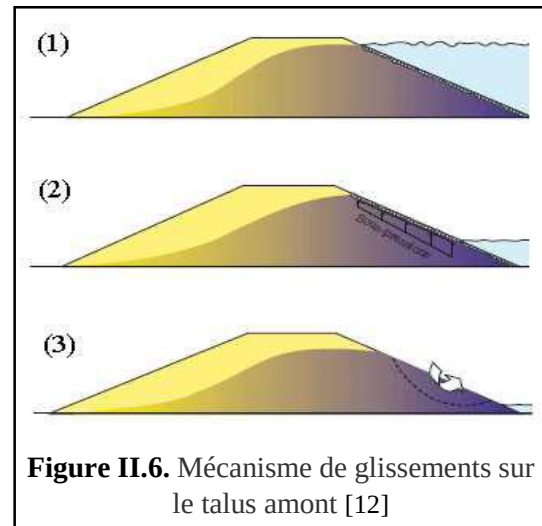


Figure II.6. Mécanisme de glissements sur le talus amont [12]

II.5.3. Rupture de digue par érosion interne

En période normale d'exploitation et en crue, les digues sont soumises à des sollicitations hydrauliques induisant des infiltrations d'eau dans le corps de digue et en fondation (Figure II.7, Situation 1). [12]

La présence de drain/filtre permet de drainer les percolations et filtrer les éventuels transports de fines. Leurs performances déterminent le niveau de sous-pression dans le corps de digue et la fondation et la position de la ligne de saturation correspondante. [12]

En absence de drain/filtre ou de défaillance du composant, les fines peuvent être entraînées de façon incontrôlée en cas de suffusion dans le corps de digue dans des zones plus perméables, provoquant alors un mécanisme d'érosion interne (Figure II.7, Situation 2)

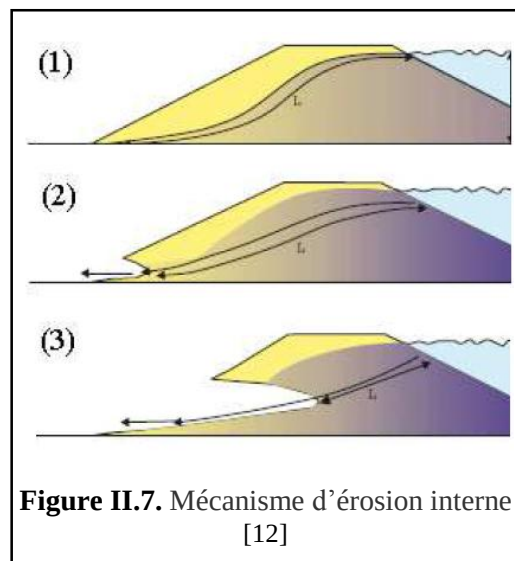


Figure II.7. Mécanisme d'érosion interne [12]

Le renard est un phénomène d'arrachement régressif des particules de l'aval du sol vers un milieu extérieur et en progressant vers l'amont, jusqu'à la formation d'un conduit continu (piping) (Cf figure II.7 situation 3). La variation de granulométrie du sol engendre donc une variation de la perméabilité. Ce phénomène de renard est difficilement détectable et évolue très rapidement, ce qui laisse peu de temps pour agir. Généralement l'apparition du phénomène de renard dans les sols cohésifs est favorisée par des défauts de perméabilité. [13]

Les principaux facteurs susceptibles d'entraîner une érosion sont : [12]

- L'ensemble des éléments participant à la réduction de la longueur du chemin hydraulique (excavation, galerie de fouisseur, dégradation d'une coupure d'étanchéité,...) ;
- Une mauvaise étanchéité à la jonction entre remblai et ouvrages transversaux, constituant souvent le siège d'une érosion interne ;
- L'hétérogénéité dans les couches de matériaux constitutifs du remblai ;
- Le non-respect des règles de filtre à l'interface remblai / couche drainante.

Ces différents facteurs peuvent se combiner entre eux, rendant de fait la distinction de la part de chacun des facteurs délicate. L'inspection visuelle de la digue, en pré-crue, en crue et en post-crue, constitue le principal moyen de détection d'une amorce (filtre) d'érosion interne.

Si le système d'auscultation ne remplit pas son rôle de surveillance (ou si l'exploitant ne prend pas les mesures nécessaires), l'érosion interne du corps de digue peut conduire à l'érosion et à la déstabilisation du corps de remblai. [12]

II.5.4. Rupture de digue par surverse (érosion externes)

A la montée de la crue, le niveau d'eau atteint la crête de l'ouvrage, l'eau déborde sur la digue et inonde le val (situation 1, Figure II.8). [12]

L'eau s'écoule du côté val et inonde alors la zone protégée. La surverse entraîne généralement l'érosion externe du talus aval. Le parement aval commence à s'éroder, les matériaux sont arrachés par la force du courant en pied de digue. Le parement saturé n'étant plus stable, des glissements de talus apparaissent (situation 2, Figure II.8, situation 2). [12]

Le processus de dégradation s'accélère, une brèche s'ouvre. La force du courant à l'aval crée une fosse d'érosion. La rupture peut alors se produire avec un élargissement de la brèche (, Figure II.8, situation 3). [12]

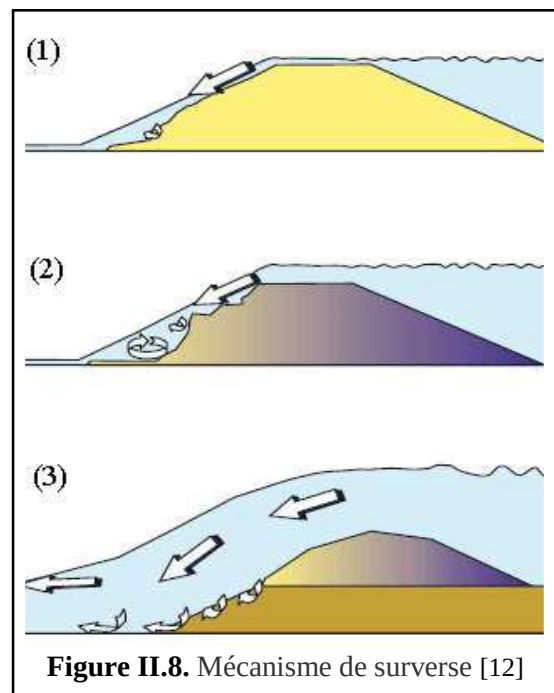


Figure II.8. Mécanisme de surverse [12]

II.5.5. Rupture par érosion externe du talus amont en période de crue

En période de crue, le talus amont des digues subit les effets des contraintes d'arrachement créées par les courants hydrauliques (Figure II.9, situation 1), susceptibles d'entraîner l'érosion sur la partie la plus sollicitée du parement amont (généralement à la base du talus). [12]

Il en résulte un raidissement de la pente locale qui, associé à l'affaiblissement des caractéristiques mécaniques, entraîne des glissements favorisant à leur tour les perturbations hydrauliques et la diminution du chemin hydraulique (Figure II.9, situation 2). [12]

Par ruptures successives du talus amont, l'ouverture d'une brèche peut se produire. Les crues successives aggravent le phénomène. Les matériaux saturés glissent par pans entraînant la digue (Figure II.9, situation 3). [12]

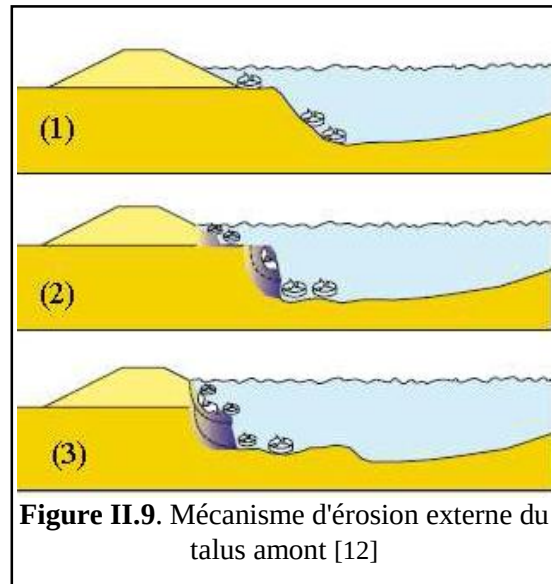


Figure II.9. Mécanisme d'érosion externe du talus amont [12]

II.5.6. Chargement sismique

Les séismes imposent des charges additionnelles aux barrages en terre. Le chargement sismique est de courte durée et cyclique. Il provoque un mouvement dans les directions horizontales et verticales. Les charges sismiques peuvent affecter les barrages en terre en causant: l'effondrement du remblai en particulier près de la crête du barrage, l'instabilité des pentes, la réduction de la revanche due au tassement, l'érosion interne qui peut se développer en fissures, liquéfaction ou perte de résistance au cisaillement due à l'augmentation des pressions interstitielles induites par le tremblement de terre dans le remblai et ses bases.[14]

II.6. Facteurs déterminant la stabilité du remblai

II.6.1. Caractéristiques des matériaux constitutifs

C'est, bien évidemment, le premier paramètre qui vient à l'esprit dans l'explication de la stabilité d'un remblai. Il s'agit des caractéristiques des matériaux constitutifs : [26]

- D'une part, du remblai proprement dit (sol remanié avec des travaux de terrassement et de compactage destiné justement à améliorer les propriétés mécaniques du matériau initial) ;
- D'autre part, de sa fondation : le matériau correspondant est alors un sol en place, généralement décapé en surface.

Parmi les caractéristiques intrinsèques de ces matériaux, les propriétés mécaniques jouent, logiquement, un rôle primordial et direct dans la stabilité de l'ouvrage : [26].

La cohésion et l'angle du frottement des matériaux de remblai et de fondation déterminent la résistance au cisaillement et, donc, au glissement des talus sur leur fondation. Il n'y a, à l'évidence, pas d'étude de stabilité possible sans détermination préalable des caractéristiques des matériaux constitutifs de l'ouvrage.

II.6.2. Profil du remblai

La largeur en crête du remblai est déterminée par des considérations d'accessibilité ou de communication d'une rive à l'autre. La configuration du noyau éventuel est généralement fixée par des questions d'étanchéité et de gradient hydraulique. Les pentes des talus amont et aval apparaissent comme les paramètres déterminants de la stabilité du remblai sur sa fondation.[26]

II.6.3. Hydraulique interne

Au plan microscopique et très schématiquement, la résistance d'un sol au sens large réside, dans la reprise des efforts extérieurs par le frottement grain à grain des particules solides qui le constituent, et par la cohésion entre particules dans le cas de matériaux fins. Tandis que ces paramètres augmentent la résistance des sols, la pression interstitielle réduit leurs capacités de résister aux contraintes de cisaillement qui tendent à les faire glisser.

La configuration de la ligne de saturation dans le remblai, ainsi que les écoulements qui s'y réalisent influencent grandement le comportement de l'ouvrage à la stabilité. [15]

II.6.4. Cas de charge

La détermination des cas de charge constitue une approche classique et incontournable dans les études de dimensionnement en génie civil. Il s'agit d'inventorier et de décrire les différents scénarios de sollicitation auxquels l'ouvrage projeté sera soumis successivement au cours de sa vie. Le calcul de stabilité consiste alors à vérifier que les coefficients de sécurité sont satisfaisants pour chaque scénario -cas de charge-envisagé. [26]

II.7.CONCLUSION

La stabilité d'un barrage en terre dépend donc de plusieurs facteurs tels que :

- La géométrie (pentes du barrage),
- Les caractéristique mécaniques des matériaux c et ϕ
- Le type de chargement (vide, plein, vidange)

C'est donc pour cela que l'étude géotechnique est importante dans ce type d'ouvrage car le choix des matériaux doit être rigoureux pour répondre convenablement à ses fonctions principales c'est à dire la stabilité et l'étanchéité qu'il aura à subir.

De plus, l'influence de l'eau n'est pas négligeable, car les barrages en particulier les barrages en remblais sont les ouvrages de rétention les plus perméable, l'influence de l'eau est donc prépondérantes.

Le chapitre suivant mettra en évidence cette influence des infiltrations sur les barrages en terres

CHAPITRE III

ETUDE THEORIQUE DES INFILTRATIONS

III.1. Introduction

Principalement le barrage doit accomplir la fonction de rétention d'eau cela implique une bonne étanchéité, mais les infiltrations sont inévitables, cette eau infiltrée peut provoquer un affaissement, une suffusion, un phénomène de renard...etc. c'est pour cela que l'étude et la maîtrise des infiltrations s'avère nécessaire.

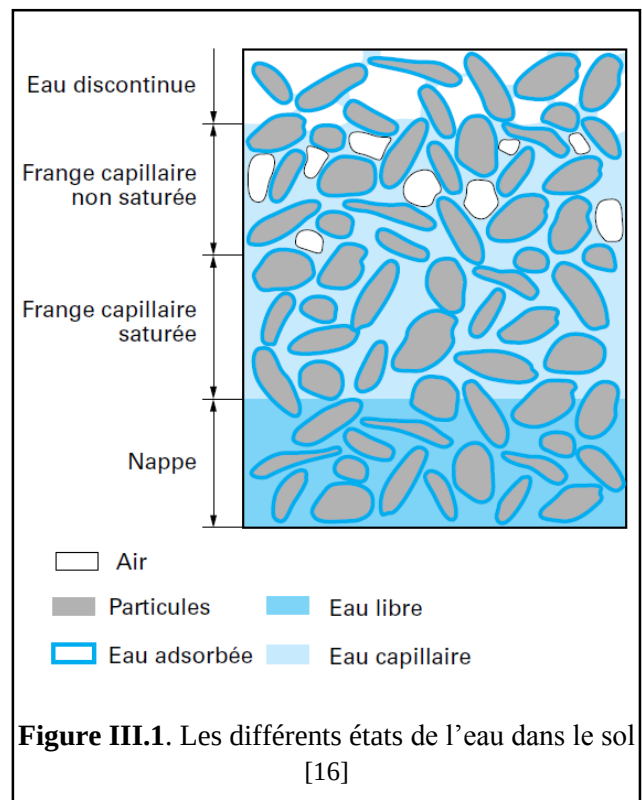
Le sol est un milieu poreux non homogène aux caractéristique physique et mécanique variable, par les averses les nappes et les infiltration l'eau dans le sol provoque un changement des caractéristiques mécaniques physiques ou chimique du sol.

L'eau joue donc un rôle majeur dans le comportement du sol, dans le cas des barrages, les digues sont soumises aux infiltrations de l'eau du côté aval ainsi qu'aux variations de régime hydrique, il est donc important de prendre en considération en plus des actions l'influence de l'eau dans ce genre d'ouvrages.

III.2. Definition

L'eau peut se trouver dans plusieurs états à l'intérieur d'un sol, suivant l'intensité des forces liant ses molécules aux particules solides (figure 1). On distingue : [16]

- l'**eau de constitution**, qui entre dans la composition chimique des minéraux dont les particules de sol sont formées ;
- l'**eau liée ou absorbé**, à la surface des grains très fins, qui est orientée par les forces d'attraction moléculaire et les forces électrostatiques ; elle a une viscosité élevée et ne transmet pas les pressions ;
- l'**eau libre**, qui circule librement dans les pores du sol sous l'effet des forces de pesanteur ;
- l'**eau capillaire**, qui, dans les sols non saturés, en présence d'air ou d'autres gaz, est retenue dans les canaux les plus fins du sol par les forces capillaires.



III.3. Mouvement de l'eau dans le sol

Afin de pouvoir étudier les écoulements de l'eau dans le sol, les hypothèses suivantes s'imposent : [17]

- Le sol est saturé.
- L'eau et les grains sont incompressibles.
- La phase liquide est continue.

III.3.1. La charge hydraulique (Théorème de Bernoulli)

Pour décrire les mouvements des fluides en mécanique des fluides, on utilise la notion de charge hydraulique, qui est une énergie potentielle par unité de volume de fluide. Pour l'écoulement de l'eau, la charge hydraulique h a pour expression : [16]

$$h = \frac{u}{\rho_w g} + z + \frac{v^2}{2g} = \frac{u}{\gamma_w} + z + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

u : pression de l'eau,

γ_w : masse volumique de l'eau,

g : accélération de la pesanteur,

v : vitesse d'écoulement de l'eau,

ρ_w : poids volumique de l'eau

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

La charge hydraulique dans la formule II.1 contient trois termes : [16]

$\frac{u}{\gamma_w} + z$: Energie potentielle

$\frac{v^2}{2g}$: Énergie cinétique (très faible dans le cas du sol)

La vitesse de l'eau dans les sols est en général très faible : dans les couches d'argile, l'eau parcourt une dizaine de mètres en dix ou vingt ans (quelques millimètres par jour). Dans des cas exceptionnels, elle atteint 1 m/s. Le terme dû à l'énergie cinétique ($v^2/2g$) reste donc faible devant les deux autres. Il est pour cette raison négligé en mécanique des sols. [16]

L'expression de la charge hydraulique se réduit donc à :

$$h = \frac{u}{\rho_w g} + z = \frac{u}{\gamma_w} + z \quad (\text{III.2})$$

La charge hydraulique a la dimension d'une longueur et est généralement exprimée en mètres. La pression interstitielle u se déduit de la charge hydraulique par la relation : [16]

$$u = \gamma_w(h - z) \quad (\text{III.3})$$

III.3.1.1. Les pertes de charge

Entre deux points A et B, Δh représente la variation de la charge hydraulique subie par l'eau lors de son mouvement de A vers B. C'est une perte d'énergie (perte de charge). [18]

$$\Delta h = h_A - h_B \quad (\text{III.4})$$

II.3.2. Le gradient hydraulique

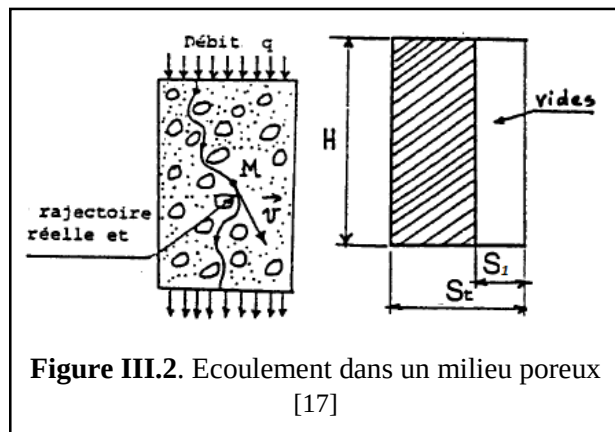
Le gradient hydraulique est un vecteur défini comme l'opposé du gradient de la charge hydraulique h , C'est la perte de charge par unité de longueur en un point donné. [16]

$$\vec{i} = -\vec{\text{grad}} h \quad (\text{III.5})$$

$$i = - \frac{\Delta h}{dl} \quad (\text{III.6})$$

III.3.3. la vitesse d'écoulement

Soit q le volume d'eau qui s'écoule par unité de temps à travers une surface S du milieu poreux ($q = m^3/h(\text{temps})$). Ce milieu poreux a une surface S_1 de vide à travers laquelle l'écoulement est possible et une surface S_2 impénétrable, S est la surface totale. [18]



Par définition la vitesse de décharge de l'eau dans le sol notée v , est égale au rapport :

$$v = \frac{q}{s} \quad (\text{III.7})$$

En pratique la vitesse de décharge v appelée aussi vitesse de percolation qui est utilisée dans les calculs de débits, c'est une vitesse fictive apparente.

En considérant que l'eau ne circule que dans les vides (surface S_2) figure III.2, on peut définir la vitesse moyenne réelle, notée v' , par le rapport suivant : [17]

$$v' = \frac{q}{s_2} \quad (\text{III.8})$$

III.3.4. Lignes et tubes de courant

On appelle ligne de courant une courbe tangente en chaque point au vecteur vitesse d'écoulement. Il s'agit donc de la trajectoire (moyenne) dans le sol de l'eau qui passe par un point. Si cette courbe est rectiligne, l'écoulement est dit linéaire. Par chaque point d'un massif de sol homogène ne passe qu'une seule ligne de courant. [16]

Les lignes de courant qui partent des points d'une courbe fermée de l'espace délimitent un volume appelé « tube de courant », qui constitue une sorte de tuyau virtuel : l'eau qui entre dans un tube de courant ne peut sortir latéralement de ce volume en coupant les lignes de courant. [16]. (Voir Figure III.3)

III.3.5. Lignes et surface équipotentielle (Iso-piezes)

Les surfaces sur lesquelles la charge hydraulique est constante sont appelées « surfaces équipotentielles ». Les surfaces sur lesquelles la pression de l'eau est constante sont appelées « surfaces isopièzes ». [16]

Compte tenu de sa définition, le vecteur de gradient hydraulique en un point P est normal à la surface équipotentielle qui passe par ce point. (Voir figure III.3).

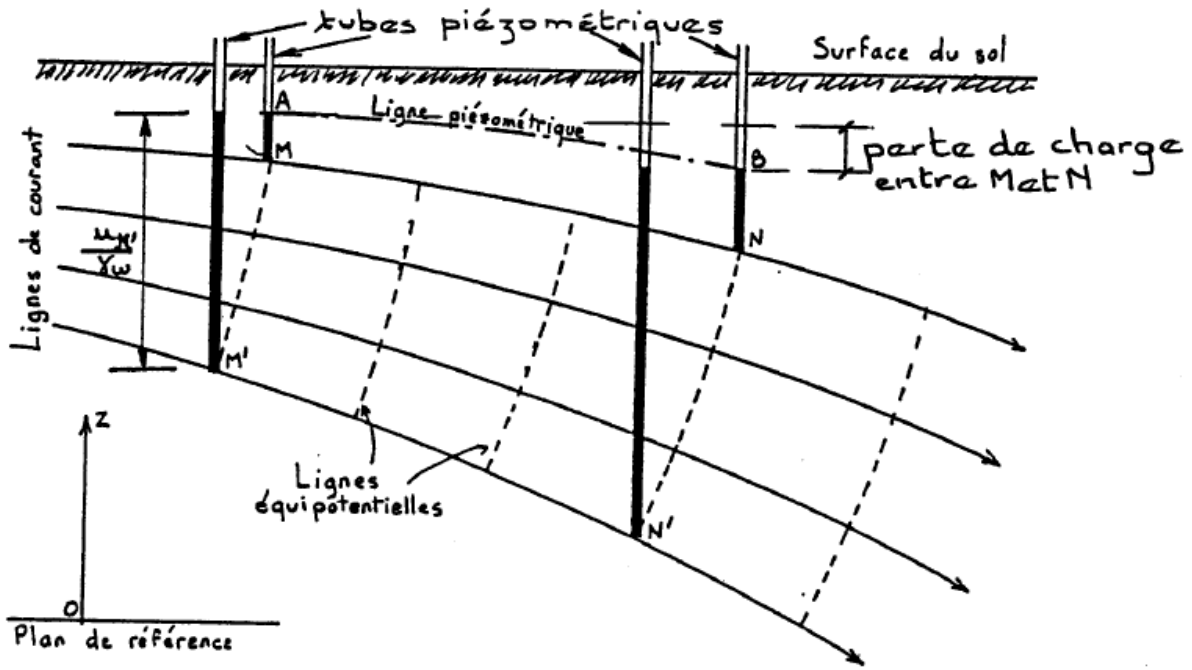


Figure III.3. Réseau d'écoulement dans un sol [17]

III.3.6. Loi de Darcy

La vitesse d'écoulement de l'eau dans un massif de sol dépend de la géométrie des pores du sol offerts à la circulation de l'eau et aussi des différences de charge hydraulique entre les points du massif. [16]

La relation entre la vitesse d'écoulement et la charge hydraulique dans un écoulement unidimensionnel a été déterminée expérimentalement en 1856 par Darcy, qui étudiait le débit de l'eau dans un tube rempli de sable. Cette relation s'écrit sous la forme : [16]

$$v = k i \quad (\text{III.9})$$

Avec

v : Vitesse d'écoulement,

i : Gradient hydraulique, (voir tableau III.1)

k : Coefficient de proportionnalité, appelé coefficient de perméabilité

La circulation de l'eau s'effectue en régime laminaire, Le coefficient k est une caractéristique du sol sa dimension est celle de la vitesse puisque i est sans dimension. [16]

Tableau III.1. Valeurs du coefficient de perméabilité [16]

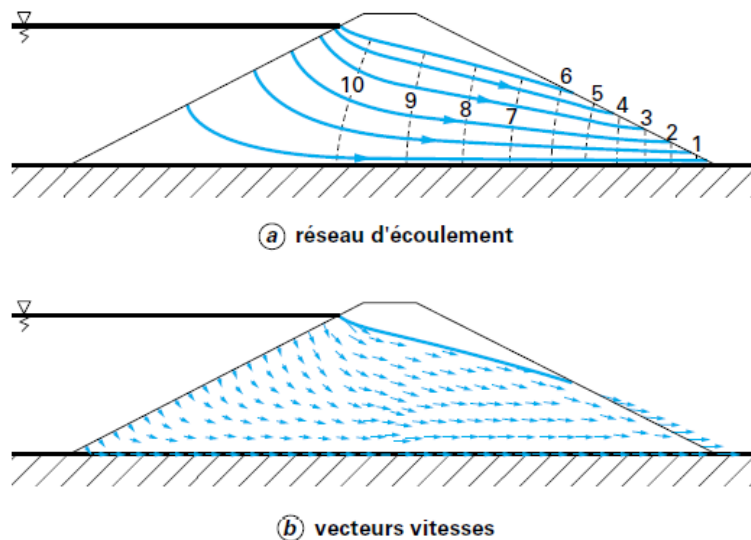
Type de sol	Gravier	Sable	Limons	Argiles	
k (m/s)	10^0	10^{-3}	10^{-6}	10^{-9}	10^{-11}

III.4. Réseau d'écoulement dans les barrages en terre

Les infiltrations de l'eau dans le barrage créent un réseau d'écoulement qui se compose de ligne de courant à leurs sommets la ligne de phréatique (ligne de suintement) et de lignes équipotentiels, ce réseau est fortement influencé par les matériaux et le système de drainage du barrage comme le montre les figures ci-dessous.

III.4.1. barrage homogène sans drains

Dans le cas de la figure III.4 le réseau d'écoulement dans le barrage est très important, répartie sur presque toute la surface cela engendre des pressions interstitielles important.

**Figure III.4.** Écoulement dans un barrage en terre homogène sans drain [16]

III.4.2. Barrage homogène avec drain aval

Contrairement à la figure III.4, le réseau d'écoulement schématisé à la figure III.5 est beaucoup moins important, et cela grâce au drain (tapis et drain aval) qui évacue l'eau infiltrée et diminue parallèlement les pressions interstitielles dans le barrage.

Dans ce type de barrage il est conseillé de ne pas laisser l'eau sortir du parement aval car cela favorise le développement du phénomène de renard.

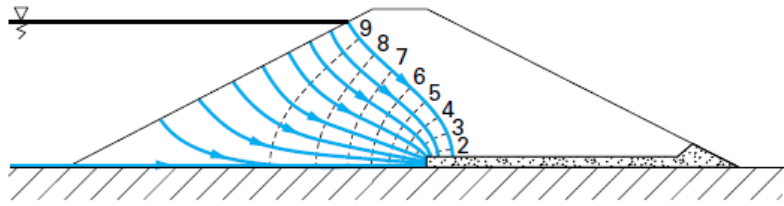


Figure III.5. Ecoulement dans un barrage en terre homogène avec drain aval [16]

III.4.3. Barrage a noyau étanche et drain aval

Le réseau d'écoulement dans un barrage en terre zoné avec un noyau d'argile est comme l'illustré a figure III.6, le noyau d'argile pour la fonction de perméabilité et les recharges amont aval pour la stabilité, ici on remarque que le niveau d'eau s'est abaissé brusquement après le noyau d'argile et va directement dans le système de drainage.

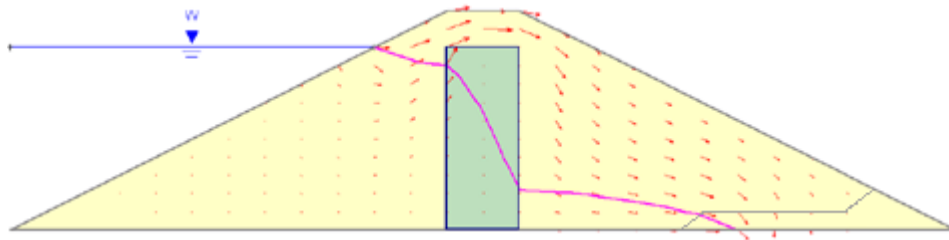


Figure III.6. Ecoulement dans un barrage en terre a noyau argileux avec drain [27]

III.5. Conception des drains et des filtres

Le dispositif filtre/drain est un élément particulièrement important d'un barrage en remblai. Une mauvaise conception ou réalisation du système filtre/drain peut conduire à une érosion interne ou un drainage insuffisant. La sécurité des barrages en remblai dépend donc d'une conception et d'une construction adéquate des systèmes de filtres et de filtres/drains.

III.5.1. Les drains

Le drain est matériau granulaire pulvérulent (gravier) dont la fonction est la diminution des pressions d'eau et pour améliorer la stabilité et l'évacuation des fuites sans risque d'érosion interne.

III.5.2. Les filtres

Le filtre est un matériau granulaire pulvérulent (sable) intermédiaire entre la recharge et le noyau dont la fonction est la filtration des particules du noyau et de la fondation qui pourraient être emportées par l'écoulement (érosion interne). Le filtre est un matériau le plus souvent granulaire, dont la granulométrie est étudiée avec précision pour bloquer les particules plus fines. Dans les petits barrages, il peut être envisagé de poser un géotextile.

III.5.3. Critère de conception des drains et des filtres

Le filtre et le drain forment à eux deux un élément principal qui assure la stabilité du barrage, l'un s'assure d'un bon drainage des filtrations et l'autre de la rétention des particules fines qui constituent le noyau d'argile. [1]

La conception des drains et des filtre se base sur la formulation de Terzaghi de 1925, une formulation quasi-équivalente a été proposé en 1963 par Sherard en remplaçant le coefficient numérique 4 par 5. Voir le tableau ci-dessous.

Tableau III.2. Critère de conception des filtres et des drains (USACE, 1986)

Critères	Caractéristiques	Objectifs visés
Filtre Rétention des particules fines	$\frac{D_{15 \text{ filtre}}}{D_{85 \text{ sol migrateur}}} \leq 5$ $\frac{D_{15 \text{ filtre}}}{D_{50 \text{ sol migrateur}}} \leq 25$	• Empêcher le passage des particules du sol migrateur • Eviter le colmatage du filtre par les particules fines
Drain Perméabilité (drainage)	$\frac{D_{15 \text{ filtre}}}{D_{15 \text{ sol migrateur}}} \geq 5$	• Assurer la plus grande perméabilité possible du filtre • Diminuer les pressions hydrauliques dans les filtres • Assurer la stabilité du filtre

À partir des critères filtrant et drainant, la Loi des filtres peut donc s'énoncer simplement par :

$$D_{15\text{filtre}} / D_{85\text{noyau}} \leq 5 \leq D_{15\text{filtre}} / D_{15\text{noyau}} \quad (\text{III.10})$$

Certains organismes spécifient des critères plus sévères sur le contraste de perméabilité. La société d'Énergie de la Baie James exigeait par exemple un critère additionnel : [19]

$$K_{\text{filtre}} / K_{\text{noyau}} \geq 100 \quad (\text{III.11})$$

III.6. Théorie de la consolidation des sols

La consolidation est, selon K. von Terzaghi, « tout processus par lequel la teneur en eau d'un sol saturé diminue, sans remplacement de l'eau par l'air. » Le plus souvent c'est par tassement, sous l'action à long terme des charges statiques, que s'effectue cette compaction avec expulsion de l'eau interstitielle. [20]

L'étude du phénomène de consolidation est essentielle dans la compréhension des phénomènes de tassement en construction. Elle est une composante de la mécanique des fondations. [20]

Il existe différentes méthodes pour prédire l'amplitude du tassement par consolidation. Dans la méthode classique, due à Terzaghi, on recourt à des essais dits « œdométriques » effectués en laboratoire sur un échantillon du sol à étudier : cet essai aboutit à la mesure d'un module de compressibilité qui permet de calculer le tassement de consolidation. [20]

III.6.1. Schéma de la consolidation (Ressort)

On doit à K. von Terzaghi¹ une analogie élémentaire du processus de la consolidation unidimensionnelle (verticale). Cette analogie consiste en un système idéalisé composé d'un ressort supportant un piston troué d'un orifice, et d'un récipient rempli d'eau. Dans ce système, l'ensemble (ressort + plaque percée d'un orifice) représente le « squelette solide » du sol, et l'eau qui remplit le récipient représente l'eau interstitielle du sol. La raideur du ressort est proportionnelle à la compressibilité du sol. [20]

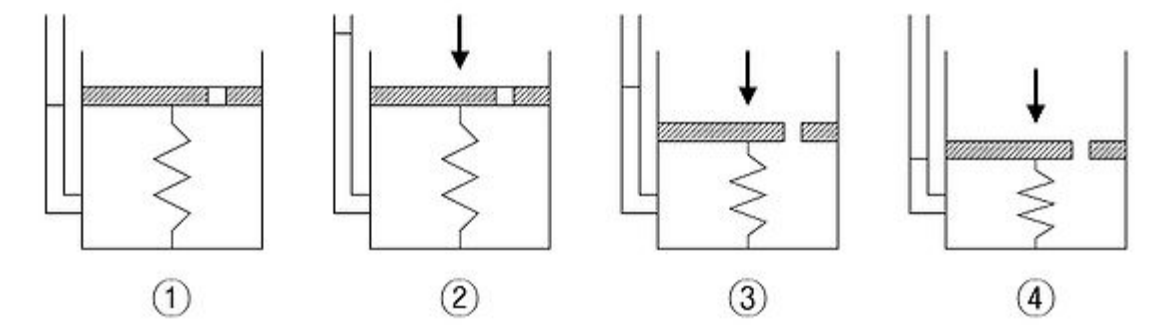


Figure III.7. Schématisation de la consolidation [20]

1. Le récipient est complètement rempli avec de l'eau, et le trou est fermé (sol entièrement saturé).
2. Une charge est appliquée sur la couverture, alors que le trou est encore fermé. À ce stade, l'eau, par son incompressibilité, reprend seule la charge appliquée (Principe de Pascal).
3. Dès que le trou est ouvert, l'eau commence à s'écouler par le trou et le ressort se comprime : cela modélise le drainage de l'eau interstitielle par soulagement de la pression excédentaire.
4. Après un certain temps, le drainage de l'eau s'interrompt car le ressort fait équilibre à la charge appliquée. (Pleine dissipation de pression excédentaire d'eau interstitielle. Fin de la consolidation).

III.6.2. Consolidation primaire

Cette méthode suppose que la consolidation se produit seulement dans une dimension. Des mesures en laboratoire permettent de tracer le diagramme des déformations ou l'indice des vides avec la disposition des pressions sur une échelle logarithmique². La pente du graphique donne l'indice de compression ou indice de ré-compression. L'équation pour le tassement de consolidation d'un sol normalement consolidé peut alors être déterminée par : [20]

$$\delta_c = \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \left(\frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_{z0}} \right) \quad (\text{III.12})$$

Avec :

δ_c : Tassement dû à la consolidation.

C_c : Indice de compression.

e_0 : Rapport nul initial.

H : Hauteur du sol.

σ'_{zf} : Effort vertical final.

σ'_{z0} : Effort vertical initial.

III.6.3. Consolidation secondaire

La compression secondaire est la compression du sol qui a lieu après la consolidation primaire. Même après la réduction de pression hydrostatique de la compression du sol a lieu au taux lent. Ceci est connu en tant que compression secondaire. La compression secondaire est provoquée par fluage, comportement visqueux du système de l'argile-eau, compression de matière organique, et d'autres processus. En sable, le règlement provoqué par compression secondaire est négligeable, mais en tourbe, il est très significatif. En raison de la compression secondaire une partie de l'eau fortement visqueuse entre les points de contact est expulsée. La compression secondaire est donnée par la formule suivante : [20]

$$S_s = \frac{H_0}{1 + e_0} C_a \log\left(\frac{t}{t_{90}}\right) \quad (\text{III.13})$$

Avec :

H_0 : Taille du milieu de consolidation.

e_0 : Rapport nul initial.

C_a : Index secondaire de compression.

t : Durée après la consolidation considérée.

t_{90} : Durée pour réaliser la consolidation de 90%..

III.7. Influence de la saturation sur la stabilité

Lorsque le sol est complètement saturé, c'est-à-dire lorsque l'espace entre les grains est rempli d'eau, des pressions interstitielles positives (surpressions interstitielles) s'exercent entre les grains de sol avec pour effet de diminuer les contraintes effectives et, par conséquent, la résistance au cisaillement du sol. En outre, dans le cas des talus, la présence d'eau interstitielle peut donner naissance à des forces d'écoulement responsables de pressions d'eau horizontales non équilibrées. [21]

Dans les sols partiellement saturés, dont l'espace entre les grains est rempli à la fois d'eau et d'air, les surpressions interstitielles laissent place à des tensions au niveau granulaire, appelées suctions matricielles. Ces tensions proviennent des forces d'adsorption au contact eau/solide et des forces capillaires à l'interface eau/air. Au contraire des surpressions interstitielles, les suctions exercent une influence favorable sur la résistance en cisaillement du sol et, par conséquent, sur la stabilité des talus ou parois. [21]

La résistance au cisaillement d'un sol saturé/sec est généralement caractérisée par le critère de Mohr-Coulomb, selon lequel il existe à la rupture une relation linéaire entre la résistance au cisaillement (sur le plan de rupture) et la contrainte normale (au plan de rupture), comme exprimé dans l'équation suivante : [21]

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u_w) \operatorname{tg} \varphi' = c' + \sigma'_n \operatorname{tg} \varphi' \quad (\text{III.14})$$

Où :

τ_f : la résistance au cisaillement [kPa].

c' : la cohésion intrinsèque effective [kPa].

σ_n : la contrainte normale totale [kPa].

u_w : la contrainte interstitielle [kPa].

φ' : l'angle de frottement effectif [°].

σ'_n : la contrainte normale effective [kPa].

on remarque alors que la relation entre les contraintes effectives et les pressions interstitielles est inversement proportionnelle, c'est-à-dire quand U_w augmente, σ'_n diminue.

$$\sigma'_n = \sigma_n - u_w \quad (\text{III.15})$$

III.8. Conclusion

L'eau joue donc un rôle important dans le comportement des sols, l'accumulation de pression interstitielle réduit les contraintes effectives reprise par le sol, de plus que l'eau ajoute un poids supplémentaire au sol constituant le barrage.

Des tassements du barrage ont donc lieu à la fin de construction pour cause du réarrangement des grains et après la mise en eau par cause de consolidation.

L'infiltration de l'eau est inévitable dans les barrages en terres, la seule solution est donc la maîtrise de cette dernière par le billet des drains et des filtres qui assure la transition granulométrique et la migration des particules fines.

Les filtres peuvent à la fois faire office de drains et de filtres contrairement aux drains qui assurent seulement la fonction du drainage.

CHAPITRE IV

PRESENTATION ET MODELISATION DU BARRAGE DE TAKSEBT

IV.1. Introduction

L'étude d'un barrage ne se limite pas à celle de la digue et de sa fondation seulement, mais aussi à :

- L'étude hydrogéologique ;
- Etude de la vallée ;
- Etude du bassin versant (topographique) ;
- Etude de la zone d'extraction des matériaux ;
- Etude d'impact environnementale
- Etude de la mission de relogement des habitations ;
- Etude des indemnisations des privés ;

Tous ces aléas laissent que l'étude d'un barrage dure pendant des années. Dans notre cas, nous allons nous intéresser à l'étude de la digue de TAKSEBT.

De nos jours, le calcul et le dimensionnement des ouvrages se fait le plus souvent à l'aide de logiciels en éléments finis. Ce type de logiciel a l'avantage de la précision des résultats à temps réduit. Dans notre cas le logiciel utilisé est PLAXIS v8.2.

L'objectif de cette modélisation est l'analyse de l'influence des infiltrations sur la stabilité du barrage lors des différentes phases de remplissage.

IV.2. Barrage TAKSEBT

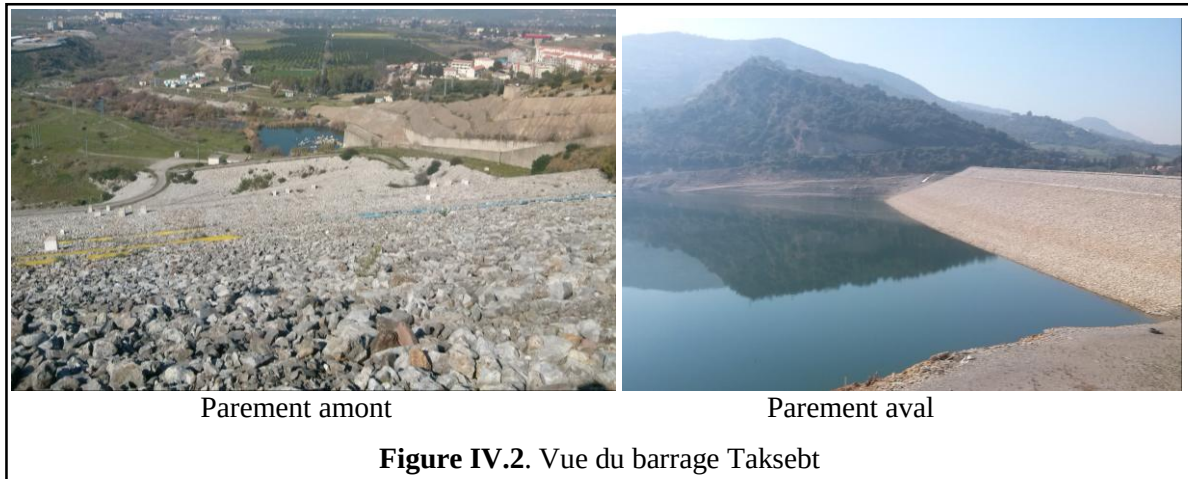
La région de Taksebt est située à 10km à l'est de la ville de la wilaya de Tizi-Ouzou sur l'oued Aissi, affluent principal de l'oued Sébaou (Fig IV.1).

Les travaux de construction du barrage ont débuté en 1993 et se sont achevés vers Janvier 2002, date de première mise en eau. Il s'agit d'un barrage en terre, avec une digue zonée (Cf fig.IV.3). Le Bureau d'Etudes TRACTEBEL Engineering était chargé du suivi de réalisation.



Figure IV.1. Situation géographique

L'implantation du barrage a résulté de l'analyse des diverses conditions, notamment topographiques, géologiques et géotechniques. L'ouvrage est destiné à l'alimentation en eau potable (AEP) et industrielle de la région de Tizi-Ouzou, et assure également un transfert de l'eau vers la région d'Alger.



Le barrage de TAKSEBT est un barrage en remblai en alluvion silto-graveleuses avec étanchéité par noyau constitué d'argilites dégradées. Ces matériaux ont été compactés par couches successives jusqu'à une hauteur finale de 74.5 mètre (voir figure IV.3). L'entreprise chargée des travaux de réalisation est l'entreprise italienne AFT « Astaldi Federici Todini ».



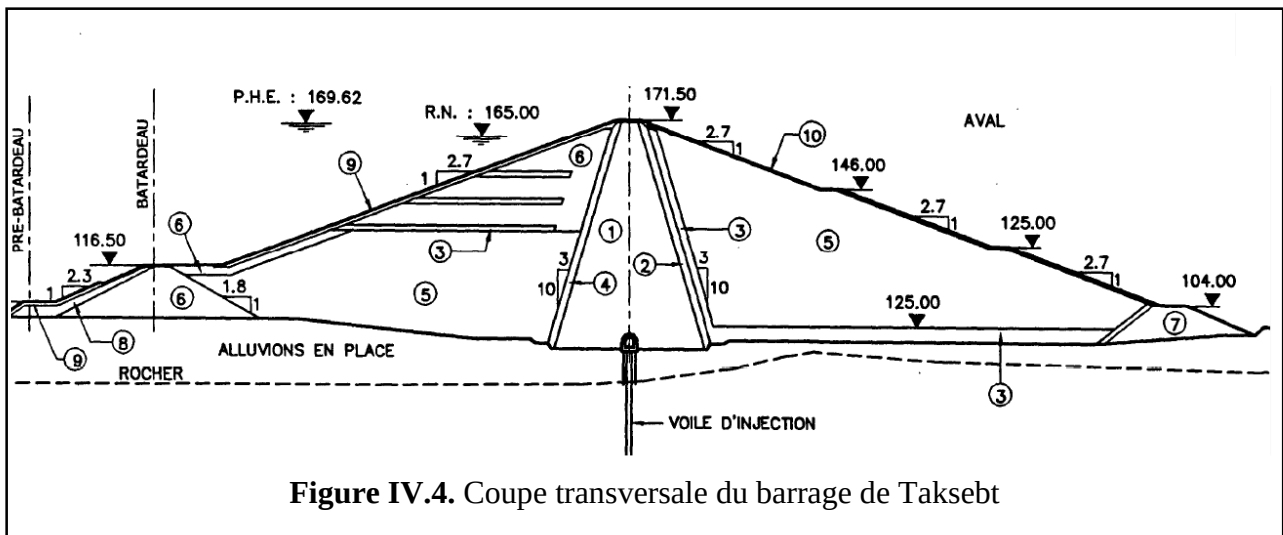
IV.2.1. Caractéristiques géométriques du barrage Taksebt

Les caractéristiques géométriques du barrage de Taksebt sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Caractéristique géométrique du barrage

Paramètre	Grandeur
Hauteur de la digue	76 m
Niveau de la crête	171.5 m
Longueur de la crête	515 m
Largeur de la crête	8.5 m
Largeur de la base	469 m
Cote de retenue normale NNR	165 m – 69.5m / hauteur de la digue
Cote de retenue maximale NPHE	169.6m – 74m / hauteur de la digue
Cote de retenue minimale	110
Superficie du bassin versant	448 km ²
Capacité du barrage	181.019 millions de m ³

La figure IV.4 illustre la coupe transversale du barrage Taksebt avec la géométrie de la digue et les différents matériaux la constituant.



IV.2.2.Caractéristiques des matériaux du barrage

- Zone 1 : Noyau central de la digue (noyau étanche)
- Zone 2 : Filtre aval d'épaisseur 3 m en contact direct avec la partie aval du noyau
- Zone 3 : Drain aval d'épaisseur 3 m
- Zone 4 : Filtre de transition amont entre alluvion et argile
- Zone 5 : Recharge principale amont en alluvion tout venant
- Zone 6 : Recharge en alluvion sélectionnées même matériaux dans le batardeau
- Zone 7 : Enrochement de stabilisation du pied aval de la digue
- Zone 8 : Pré-batardeau en colluvions argileuses
- Zone 9 : Rip-Rap de protection du parement amont en alluvion compacté
- Zone 10 : Rip-Rap de protection du parement aval en alluvion compacté

Les tableaux suivant donnent les caractéristiques hydrauliques physiques et mécaniques des matériaux du barrage Taksebt.

Tableau IV.2. Caractéristique hydraulique des matériaux

Matériaux	Coefficient de perméabilité k (m/s)
Noyau d'argile	10^{-8}
Drain	10^{-3}
Transition amont et filtre aval	10^{-5}
Recharge amont	10^{-5}
Recharge aval	10^{-5}
Protection amont-aval	10^{-3}
Batardeau	10^{-6}
Fondation alluvionnaire	10^{-5}
Rocher	10^{-8}

Tableau IV.3. Caractéristique physiques et mécaniques

Matériaux	γ_h (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	c' (KN/m ²)	ϕ' (°)	E (Mpa)	ν
Noyau d'argile	18.6	19.7	10	15	15	0.3
Drain	19.6	21.8	0	28	30	0.23
Transition amont et filtre aval	19.3	21.2	0	32	120	0.25
Recharge amont	21	22.1	0	30	90	0.3
Recharge aval	20.4	21.5	0	28	90	0.23
Protection amont-aval	20.6	22.5	0	40	190	0.23
Batardeau	21	22	5	20	30	0.3
Fondation alluvionnaire	20.4	21.5	0	28	30	0.23
Rocher	21.3	21.8	20	28	300	0.3

IV.3. Présentation du logiciel PLAXIS 8.2

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basé sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

IV.3.1. Loi de comportement Mohr-Coulomb

La théorie de Mohr-Coulomb est un modèle mathématique décrivant la réponse des matériaux fragiles tels que le béton, ou des agglomérats lâches aux contraintes de cisaillement et aux contraintes normales. La plus part des matériaux d'ingénierie classique suivent cette règle dans au moins une partie de leurs enveloppe qui se rompt par cisaillement [25]. Cette enveloppe sépare le domaine stable (sans rupture) du domaine instable (rupture). [24]

En général, la théorie s'applique aux matériaux dont la résistance à la compression est de loin supérieure à la résistance en traction. [25]

En géotechnique, la théorie est utilisée pour définir la résistance au cisaillement des sols et des roches à différents états de contrainte. [25]

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb représente l'enveloppe linéaire (figure IV.5) qui est obtenue par le rapport entre la contrainte de cisaillement d'un matériau et la contrainte normale :

$$\tau = \sigma \tan(\phi) + c$$

τ : Contrainte de cisaillement.

σ : Contrainte normale.

ϕ : Pente de l'enveloppe de rupture (angle de frottement du sol).

c : Ordonnée de l'enveloppe de rupture par rapport à l'axe des τ et ϕ (cohésion du sol).

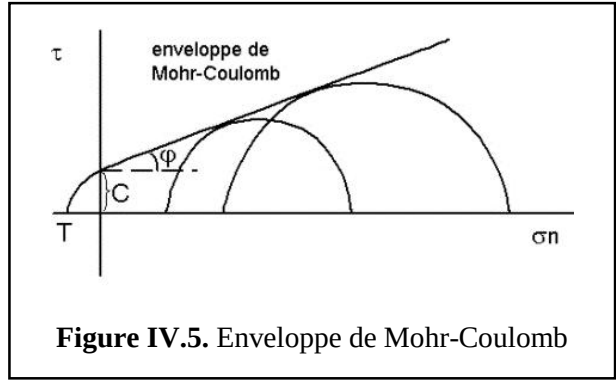


Figure IV.5. Enveloppe de Mohr-Coulomb

Pour un système de contraintes donné et pour un matériau donné, le critère de Coulomb permet de prédire la contrainte minimale à laquelle aura lieu la rupture ainsi que l'orientation du plan de fracture qui se développera. [24]

IV.3.2. Théorie de la stabilité utilisée par Plaxis v8

Pour les remblais, la majeure partie du chargement est causée par le poids du sol et une augmentation du poids du sol ne serait pas nécessairement une cause à l'effondrement. En effet, une pente du sol uniquement par friction ne manquera pas dans un test dans lequel le poids propre du sol est augmenté (comme dans un test de centrifugeuse). Une définition plus appropriée du facteur de sécurité est donc : [23]

$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau_{\min}}$$

Où τ représente la résistance au cisaillement. Le rapport entre la force réelle à la force minimale requise pour l'équilibre calculé est le facteur de sécurité qui est classiquement utilisé en mécanique des sols. En introduisant la condition de Coulomb standard, le coefficient de sécurité est obtenu : [23]

$$F_s = \frac{c - \sigma_n \tan \phi}{c_r - \sigma_n \tan \phi_r}$$

Où

- c et ϕ sont les paramètres de la résistance d'entrée et σ_n est la composante de contrainte normale réelle. [23]
- c_r et ϕ_r sont paramètres réduits de résistance qui sont juste assez grands pour maintenir l'équilibre. [23]

Le principe décrit ci-dessus est à la base de la méthode de sécurité qui peut être utilisé dans PLAXIS pour calculer un facteur de sécurité global. [23]

IV.3.3. Théorie de l'écoulement utilisé par Plaxis v8

Le logiciel Plaxis utilise la loi de Darcy pour évaluer le débit et la vitesse des infiltrations, la loi est donnée dans le manuel de scientifique du logiciel en considérant dans ce cas un axe horizontal X et un axe vertical Y. [23]

$$v_x = -k_x \frac{d\phi}{dx} \qquad v_y = -k_y \frac{d\phi}{dy}$$

k_x : Coefficient de perméabilité horizontale

k_y : Coefficient de perméabilité verticale

v : La vitesse d'écoulement

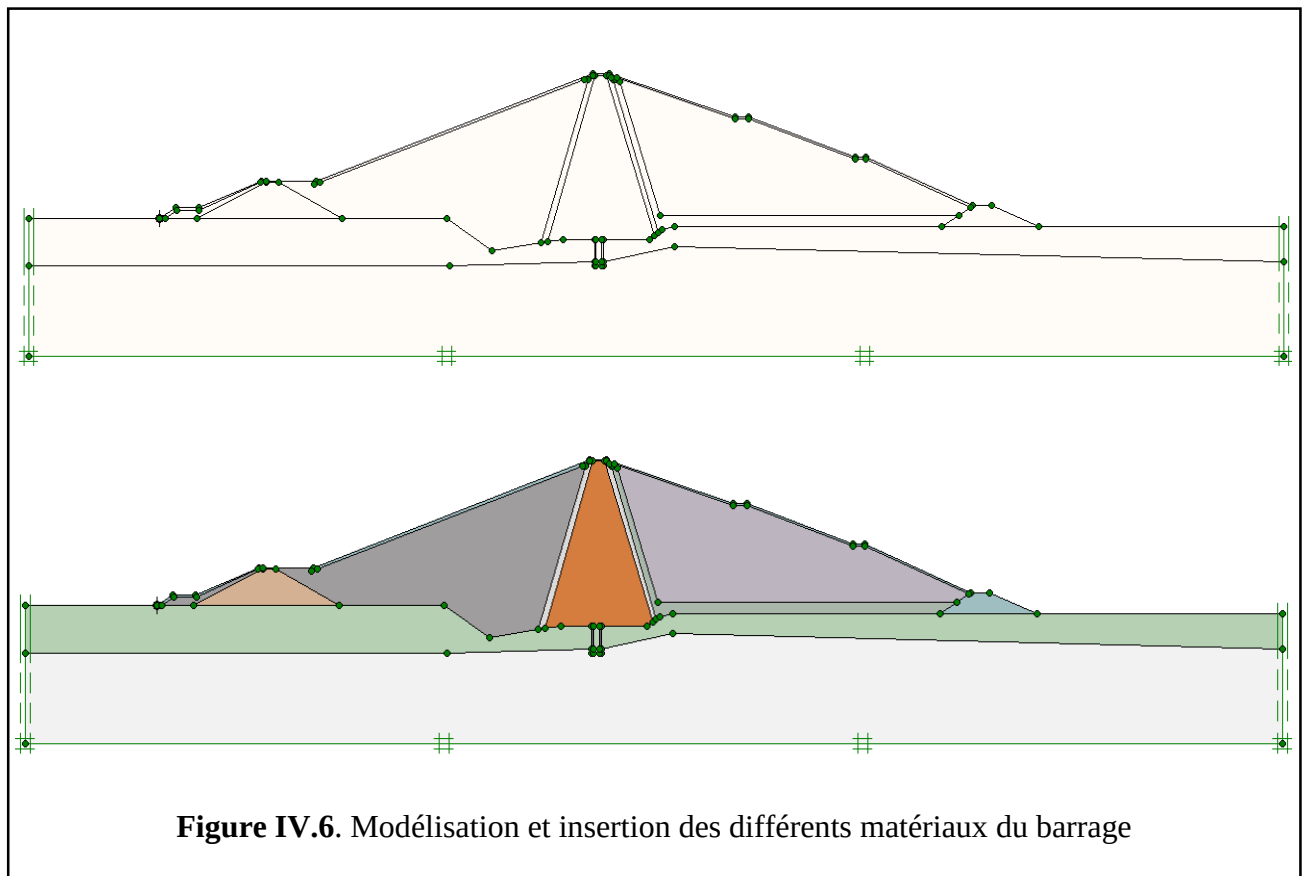
$d\phi / d_{(x,y)}$: Le gradient hydraulique

IV.4. Modélisation du barrage Taksebt

Pour la modélisation d'un ouvrage sur le logiciel, il faut tout d'abord introduire les données de chaque matériau ainsi que le type et loi de comportement (voir tableau IV.4), par la suite il suffit de disposer les nœuds et de déterminer les sections des différents matériaux (voir figure 5 et 6) et d'appliquer les conditions aux limites.

Tableau IV.4. Types et modèles de comportement des matériaux

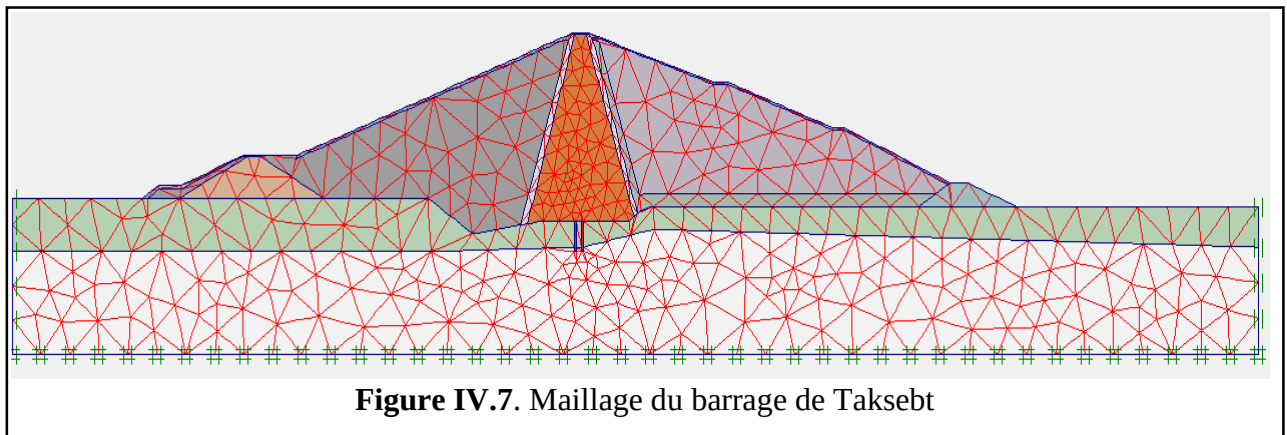
Matériaux	Loi de comportement (modèle)	Types
Noyau d'argile	Mohr-Couloub	Non-Drainé
Drain	Mohr-Couloub	Drainé
Transition amont et filtre aval	Mohr-Couloub	Drainé
Recharge amont	Mohr-Couloub	Drainé
Recharge aval	Mohr-Couloub	Drainé
Protection amont-aval	Mohr-Couloub	Drainé
Batardeau	Mohr-Couloub	Drainé
Fondation alluvionnaire	Mohr-Couloub	Non-Drainé
Rocher	Mohr-Couloub	Non-poreux



IV.5. Génération du maillage

Après avoir insérer les matériaux, leurs caractéristiques et les conditions aux limite, on procède a la génération d'un maillage qui dans notre cas est un maillage très fin dans le but d'avoir des résultats bien plus précis

Le maillage utilisé dans cette analyse est illustré dans la figure ci-dessous



IV.6. Procédure de calcul et de l'analyse

L'objectif de cette modélisation est l'étude de l'influence de l'eau sur la stabilité du barrage de Taksebt, cependant afin d'analyser cette influence, nous allons effectuer une mise en eau du barrage par un pas de charge de 1/3 de la plus grande hauteur de la retenue ainsi jusqu'à la PHE (le niveau des plus hautes eaux) soit 24.5 m.

Nous aurons donc au final 4 états pour lesquels on détermine les tassements et la stabilité des parements amont et aval, chaque état dispose de deux phases de calcul qui sont l'évaluation du tassement et la stabilité (voir figure IV.6), on aboutit alors aux résultats suivants :

Tableau IV.5. Signification des signes utilisés

U_x	U_y	h	q	v	U_w
Déformation horizontale	Déformation verticale	Charge hydraulique	Débit d'écoulement	Vitesse d'écoulement	Pressions interstitielles

La figure ci-dessous illustre les différents états de chargements et leurs phases de calcul respectives.

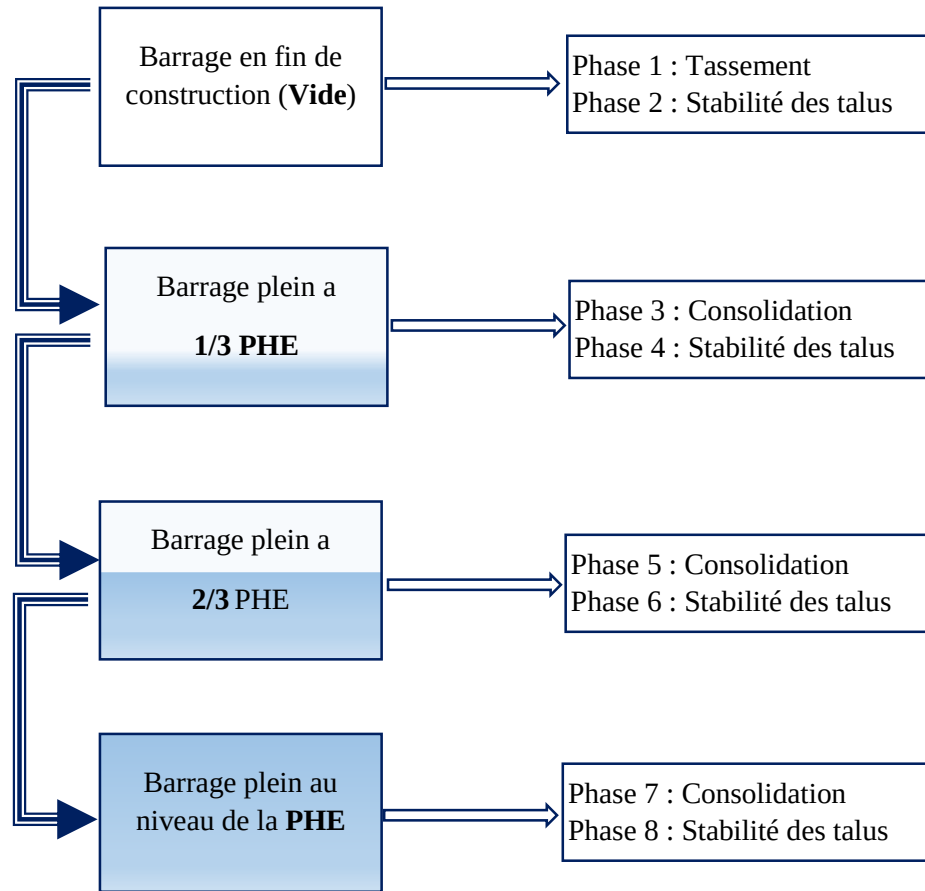


Figure IV.8. Organigrammes des différents états de charge

IV.7. Conclusion

Le logiciel Plaxis est une application très performante qui se base sur les lois classiques de la mécanique des sols et des roches, mais avec l'intégration d'algorithmes complexes qui font des itérations successives de chaque calcul afin d'aboutir à un résultat très proche de la réalité.

La modélisation du barrage Taksebt a été reprise avec tous ces détails, à l'exception des drains horizontaux du côté amont, qui dans notre cas d'étude ne sont pas pris en considération car leur seule influence est sous vidange du barrage qui dans notre cas ne peut se faire avec cette version de Plaxis.

CHAPITRE V

RESULTATS ET DISCUSSIONS

Après la modélisation et la validation du maillage sur le logiciel Plaxis V.8.2, on procède au lancement de calcul avec le réglage des différentes phases (état de charges) de calcul.

Afin d'évaluer la stabilité de la digue, les résultats des analyses de stabilité des parements de la digue en termes de coefficients de sécurité statiques doivent être comparés aux valeurs minimales admissibles réglementaires pour chaque cas de stabilité. Les principales situations analysées ainsi que leurs valeurs recommandées sont résumées dans le tableau (V.1).

Tableau V.1. Facteurs de sécurité minimum admissibles pour les barrages en remblai (USACE,2003)

Cas de charge	Facteur de sécurité minimal	Versants à vérifier
Fin de construction	1.3	Amont et Aval
Retenue pleine en régime permanent	1.5	Aval
Vidange rapide depuis la RN	1.2	Aval

Dans notre cas, le calcul sous vidange rapide ne peut pas s'effectuer à défaut de la version du logiciel.

Afin de mieux représenter les différents résultats obtenus, ce chapitre se divise en deux parties essentielles qui sont :

- Réception des résultats : les différents efforts et déformation sont illustrées par les différentes figures obtenues par l'analyse en éléments finis.
- Analyse des résultats ; établir une relation entre les différents résultats et la hauteur de retenue.

V.1. PRESENTATION DES RESULTATS

V.1.1. Barrage vide

Dans ce cas, le barrage est soumis à des déformations propres aux matériaux et son poids, les pressions d'eau sont quasiment nulle, bien que les matériaux ont été compactés à l'optimum proctor car le temps de la mise en place d'une autre couche prend est très important, ce qui laisse le temps au séchage des matériaux.

V.1.1.1. Evaluation de l'état de contraintes dans le barrage

L'état de contrainte dans le barrage est un facteur important, car ce dernier est variable en fonction des états de charges du barrage. Par une relation entre inversement proportionnelle entre contrainte effective et contrainte totale.

Les figures suivantes illustrent cet état de contrainte, avec une valeur de $\sigma' = -1.9 \times 10^3$ Kn/m^2 comme contrainte effective maximale et $\sigma = -1.8 \times 10^3$ Kn/m^2 , comme contrainte totale.

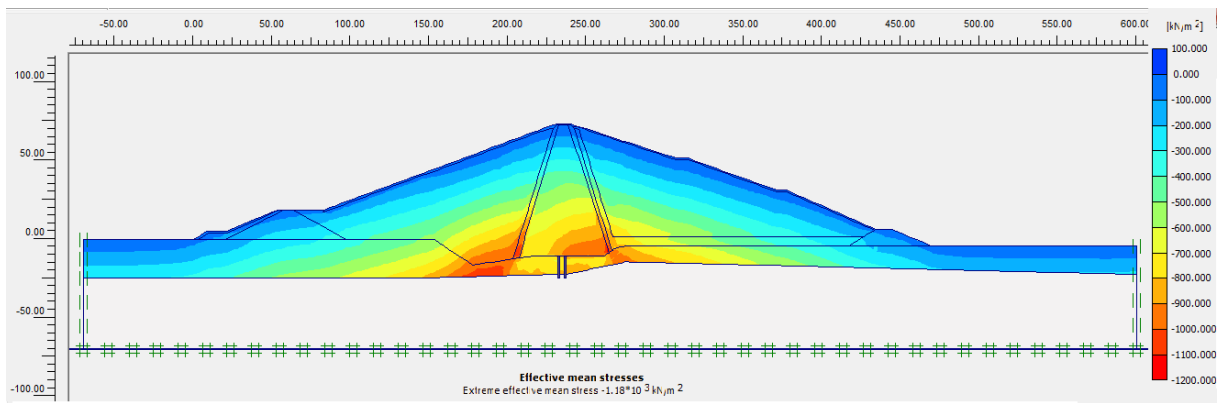


Figure V.1. Répartition des Contraintes effectives dans le cas du barrage vide

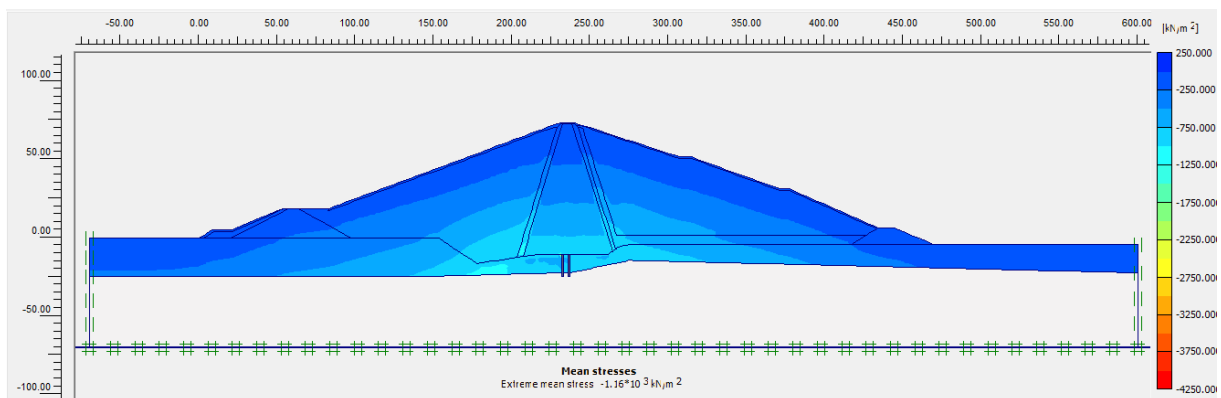


Figure V.2. Répartition des Contraintes totales dans le cas du barrage vide

On constate alors que la contrainte maximale se situe au niveau le plus bas du noyau argileux, de plus que ces deux valeurs de contrainte totale et effective sont relativement très proches ce qui justifie qu'aucune influence de l'eau n'est présente à ce stade. Le signe (-) des valeurs correspond à la compression contrairement au signe + qui correspond à la traction.

V.1.1.2. Evaluation du tassement

Le tassement du barrage en fin de construction s'est révélé très important, comme le montre la figure ci-dessous, il est estimé à une valeur de $U_y = 992.65 \times 10^{-3}$ m soit 99.2 cm.

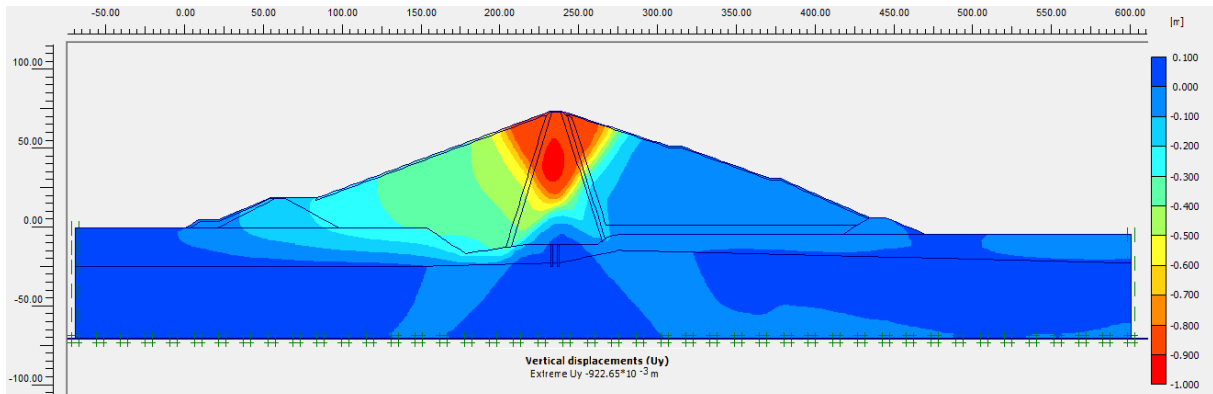


Figure V.3. Tassement du barrage en fin de construction

Ce tassement se localise au niveau de la crête du barrage, au-dessous du noyau d'argile qui est excessivement compacté et très lourd.

Cette déformation verticale engendre un effet de poisson qui pousse latéralement les deux parements jusqu'à la valeur maximale de $U_x = 462.23$ mm du côté amont et $U_x = 360$ mm du côté aval.

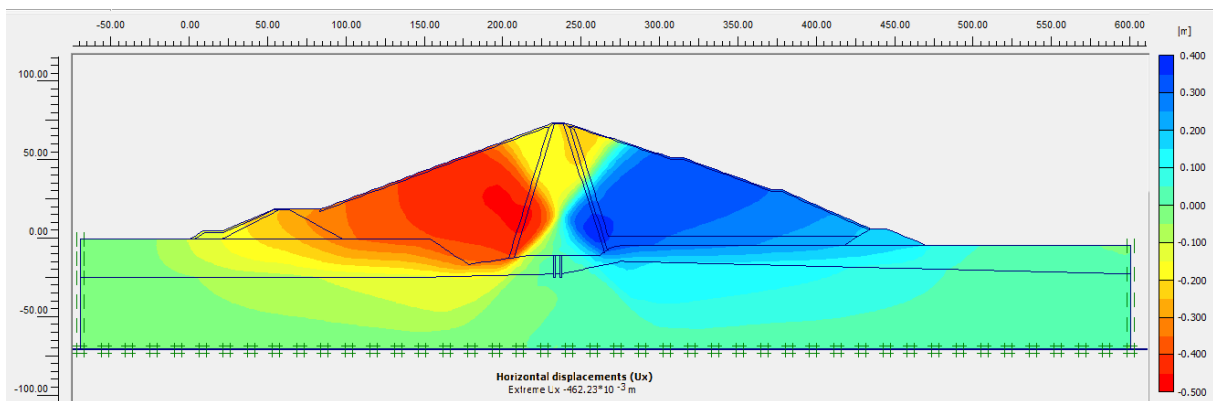


Figure V.4. Effet de poisson sur les parements

V.1.1.3. Evaluation de la stabilité des parements

La stabilité du barrage en fin de construction doit être justifiée, la réglementation prévoit généralement un coefficient de sécurité de 1.3. Mais cela n'empêche pas que des déformations ne peuvent se produire comme le montre la figure ci-dessous.

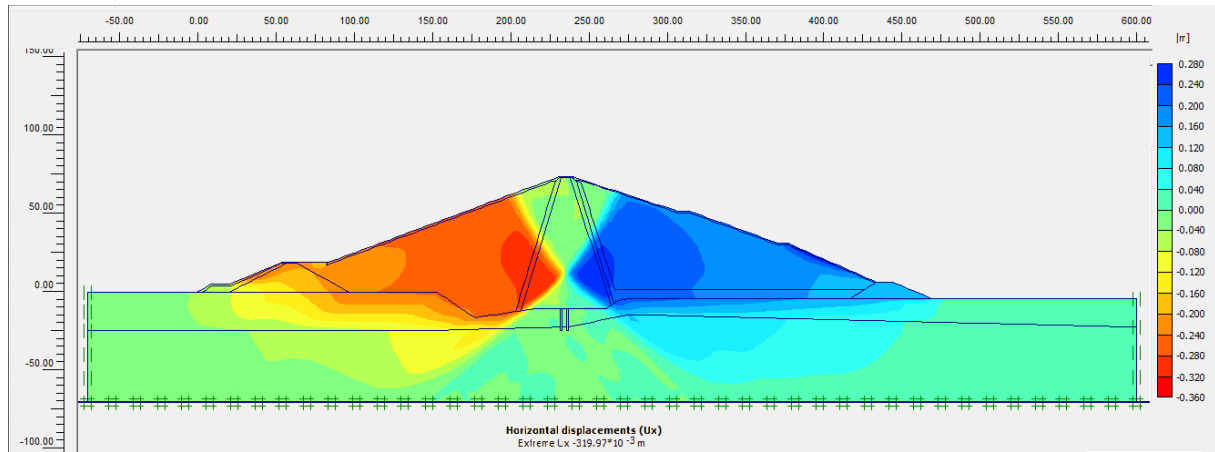


Figure V.5. Stabilité des parements du barrage

On remarque alors que la déformation est plus importante du côté amont avec une déformation horizontale de maximale de $U_x = 319.97$ mm soit 32.cm, et une déformation d'environ **26 cm** du côté du parement aval.

La stabilité générale du barrage est justifiée avec un coefficient de sécurité de $F_s = 1.568$, comme le montre la figure suivante :

Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strenght reduction factor	Msf:	-0.001	Σ -Msf:	1.568
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure V.6. Valeur du coefficient de sécurité F_s

Cela implique que le barrage est stable en fin de construction.

Remarque : La déformation verticale (Tassement) obtenue en fin de construction est immédiatement corrigée avant la mise en eau. Donc on peut considérer que le barrage est sans tassement (déformation verticale U_y) lors de la mise en service.

V.1.2. Barrage plein à 1/3_{PHE} soit (H=24.5m)

Dans ce premier état (état1) de changement nous allons évaluer les valeurs des différentes déformations et la variation des contraintes sous un changement hydraulique du barrage d'une hauteur de retenue de 1/3 du niveau des plus hautes eaux,

V.1.2.1. Constatation du degré de saturation

Après la première mise en eau, on remarque une infiltration de l'eau dans le barrage qui crée alors une saturation partielle comme la montre la figure ci-dessous.

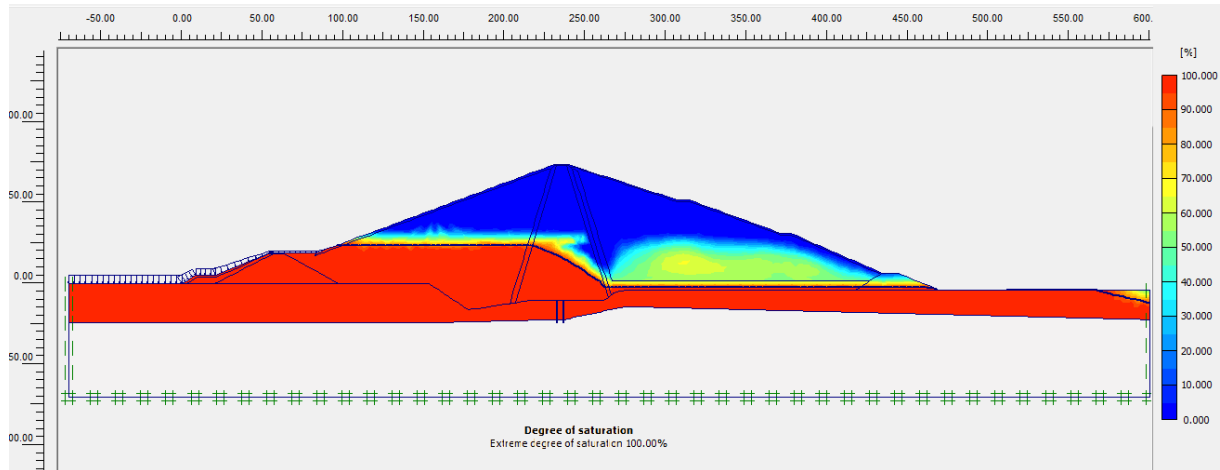


Figure V.7. Degré de saturation du barrage à l'état 1

La zone rouge principalement sous la ligne phréatique signifie une saturation totale de 100 % du matériau, contrairement à la zone bleu, qui est restée sec, cela laisse une zone de nuance vert à jaune au-dessus du drain qui représente la non saturation du matériau.

V.1.2.2. Variation des contraintes

Les figures ci-dessous illustrent l'état de contrainte dans le barrage, la valeur de contrainte effective maximale à ce niveau d'eau est de $\sigma' = -1.21 \times 10^3 \text{ Kn/m}^2$ (voir la zone rouge dans la figure V.8) qui est la couche de fondation alluvionnaire.

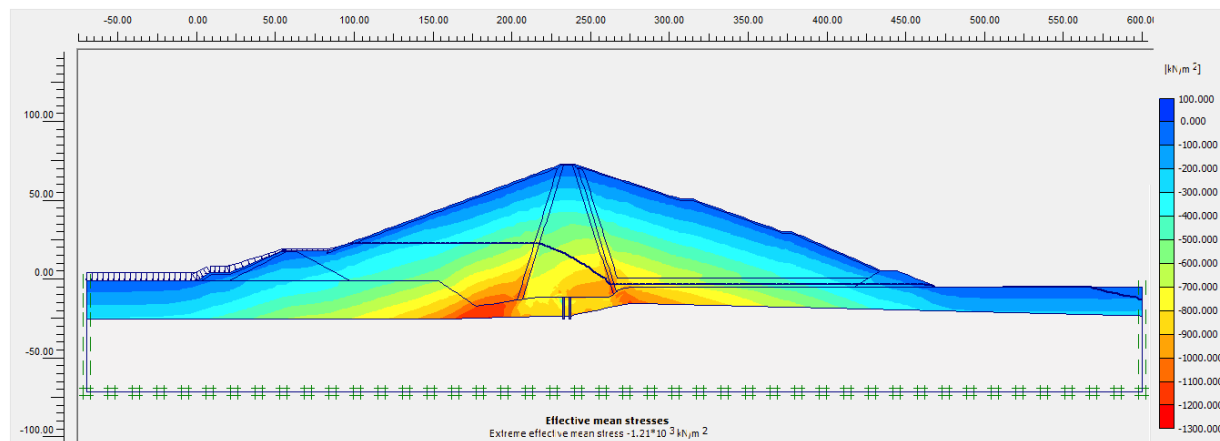


Figure V.8. Répartition des contraintes effectives dans le barrage à l'état 1

La contrainte totale max est estimée à $\sigma = -1.45 \times 10^3 \text{ Kn/m}^2$, elle se localise au niveau le plus bas du barrage dans la couche de fondation alluvionnaire.

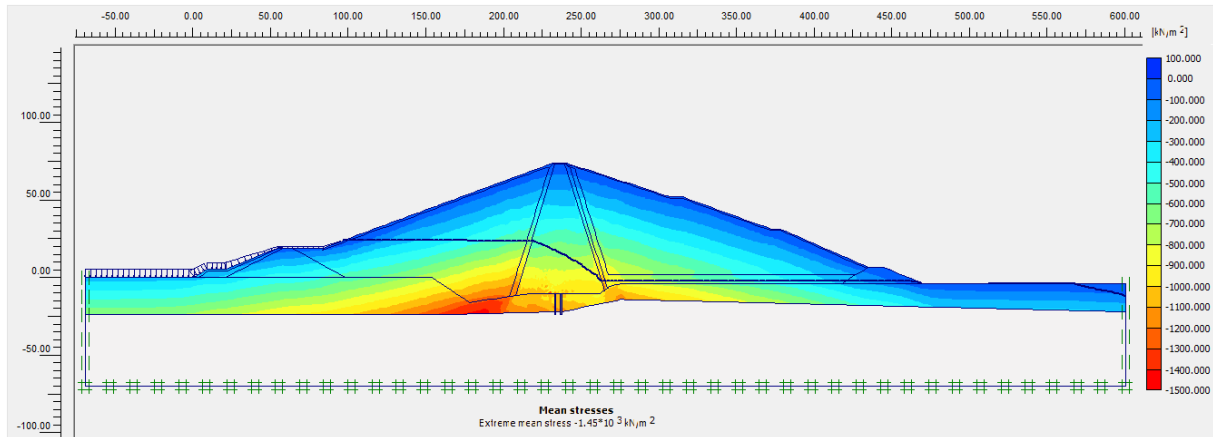


Figure V.9. Répartition contraintes totales dans le barrage à l'état 1

La pression interstitielle n'est donc pas négligeable à ce stade, elle atteint une valeur maximale de $U_w = -708.92 \text{ Kn/m}^2$ qui se localise exactement au niveau de la paroi moulée (cercle rouge), la figure ci-dessous montre la variation des pressions interstitielle dans le barrage.

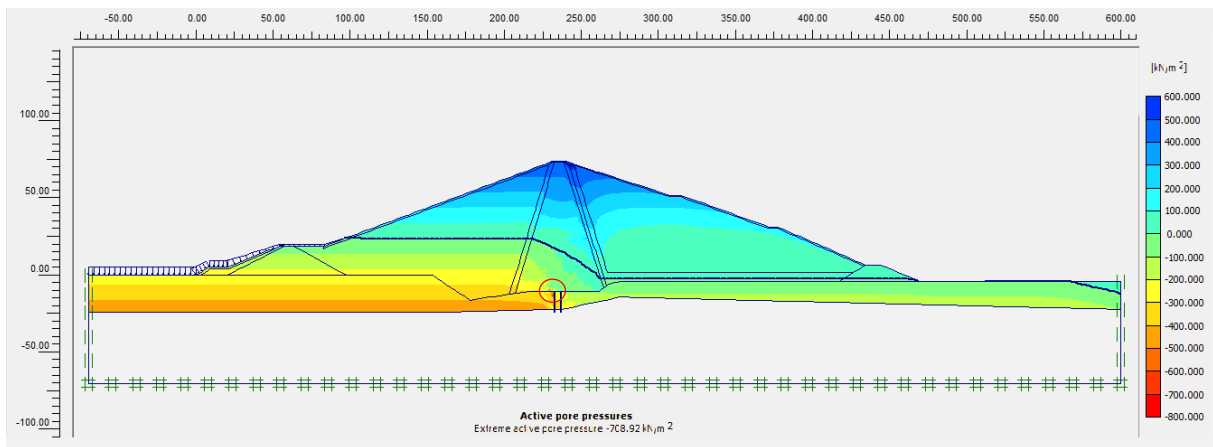


Figure V.10. Répartition des pressions interstitielles dans le barrage à l'état 1

La pression interstitielle au niveau de la couche de fondation alluvionnaire représenté en par la couleur jaune dans la figure V.10, est d'une valeur moyenne de $U_w = -300 \text{ Kn/m}^2$.

Conventionnellement le signe (–) correspond à la compression, la contrainte prend alors une valeur absolue.

On remarque alors que dans ce cas, les contraintes totales sont supérieures aux contraintes effectives et cela à cause des pressions inertielles.

V.1.2.3. Variation de la charge hydraulique

La charge hydraulique définie précédemment dans le chapitre III, est une variable en fonction de la hauteur de retenue du barrage. La figure V.11 illustre la répartition de la charge hydraulique dans le barrage.

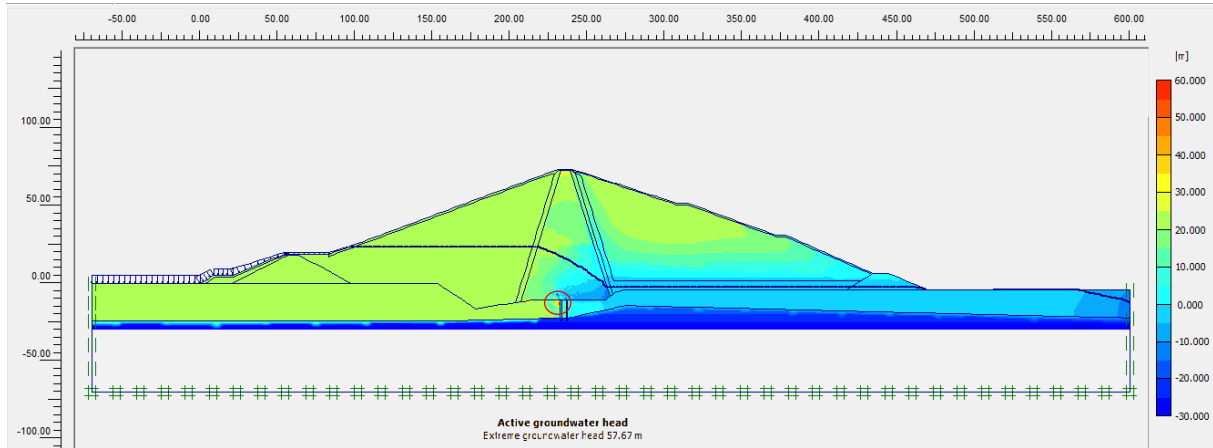


Figure V.11. Répartition de la charge hydraulique dans le barrage à l'état 1

La valeur de la charge hydraulique atteint une valeur maximale de $h = 60 \text{ m}$, elle se localise au même endroit où s'est localisée la valeur de la pression intertielle maximale au sommet de la paroi moulée (voir cercle rouge) dans la figure V.11.

V.1.2.4. Evaluation du tassement (Consolidation)

L'effet de la saturation et de l'écoulement de l'eau à travers la digue laisse place à une consolidation du sol illustré dans la figure V.12.

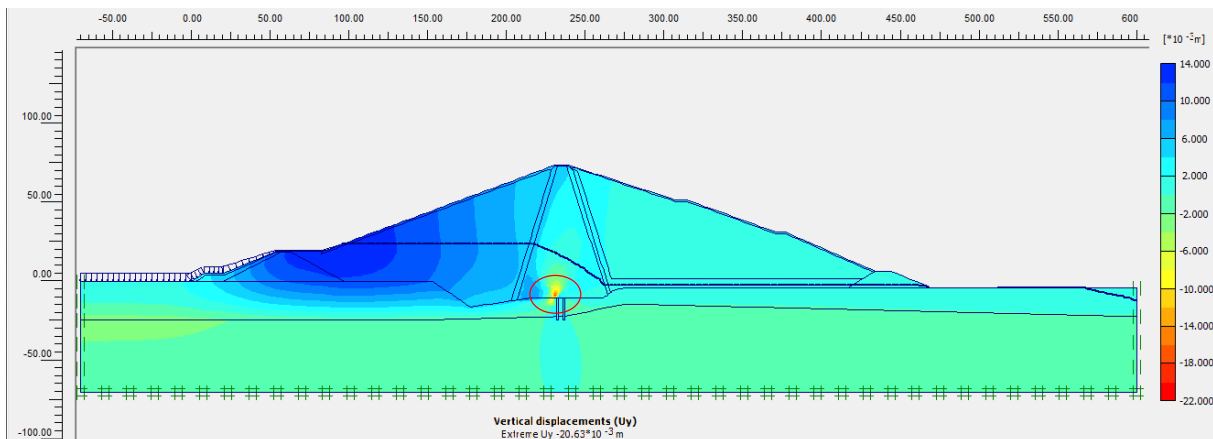


Figure V.12. Localisation du tassement du barrage à l'état 1

Ce tassement c'est localisé au niveau le plus bas du noyau argileux voir la zone de couleur rouge (cercle) dans la figure.V.12 qui est évalué a une valeur de $U_y = 20.63 \times 10^{-3} \text{ m}$ soit **2.06 cm**. Contrairement à la zone bleu qui représente une légère augmentation de volume soit un gonflement du matériau compacté par cause des infiltrations estimé à **1.4 cm**.

V.1.2.5. Vitesse d'écoulement et débit de fuite

L'écoulement de l'eau à travers la digue ce fait du côté amont vers l'aval, cet écoulement se produit sur la surface en dessous de la ligne de saturation (ligne de suintement), une vitesse maximale d'écoulement atteinte est de $v = 721.27 \times 10^{-6} \text{ m/jour}$, localisé après le passage de l'eau par le noyau argileux précisément dans le tapis drainant jusqu'à drain aval (voir figure V13).

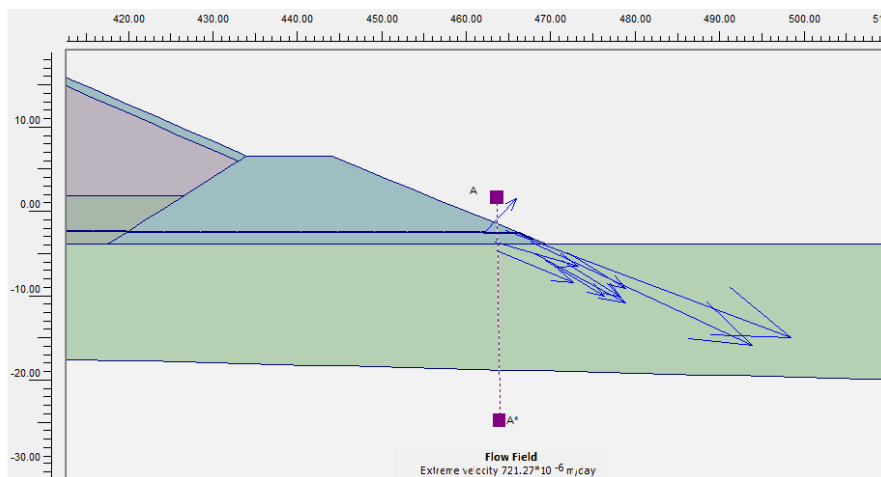


Figure V.13. Vitesse maximale de l'écoulement

Le débit de fuite total est obtenu de la coupe A-A de la figure V.13 a la distance de 464 mètre, avec une valeur de $q = 1.76 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{j}/\text{m}$.

V.1.2.6. Evaluation de la stabilité

La stabilité du barrage doit être assurée dans tous les états de charges du barrage, la figure V.13 ici-bas montre la répartition des déformations subies par le barrage lors de la première mise en eau (état 1).

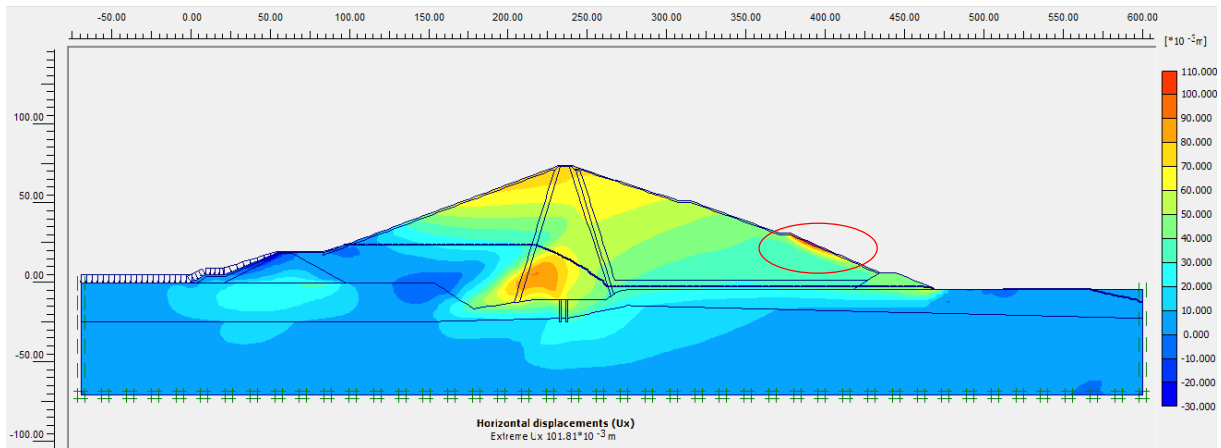


Figure V.14. Déformation horizontale des parements à l'état 1

On remarque alors une déformation du parement aval d'une valeur maximale de $U_x = 101.81 \times 10^{-3} \text{ m}$ soit **10.1 cm** représentée par la zone rouge (cercle), une poussée vers l'aval du parement amont présenté par la couleur bleu d'une valeur maximale d'environ **20cm** au niveau du batardeau qui est causée par la poussée de l'eau.

La figure suivante illustre les différentes déformations verticales dues aux déplacements horizontaux des parements.

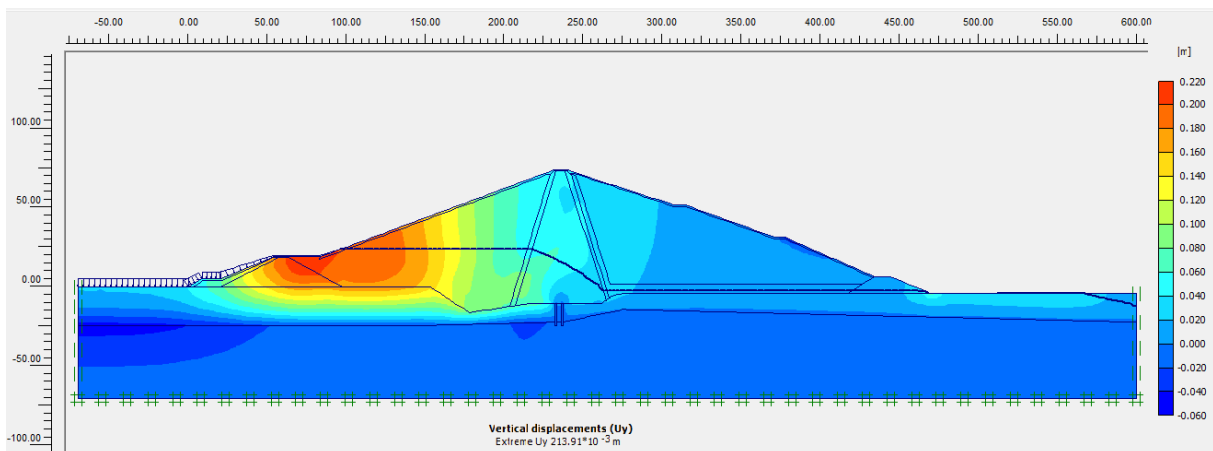


Figure V.15. Déformation verticale des parements à l'état 1

On constate alors une déformation verticale ou un **soulèvement** du parement sur une partie du batardeau d'environ **21.3 cm** causée par la poussée de l'eau (voir zone rouge figure.V.15), contrairement au glissement du côté aval qui cause un léger **affaissement** d'une valeur maximale de **6 cm** (voir zone bleu figure.V.15).

La déformation du batardeau n'est pas préjudiciable car il est construit dans le seul but d'arrêter l'eau provisoirement et pouvoir construire le barrage en aval à sec.

La stabilité globale du barrage est justifiée avec une valeur du coefficient de sécurité de **Fs=1.628**, Cela implique que le barrage est **stable**.

Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strenght reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	1.628
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure V.16. Valeur du coefficient de sécurité à l'état 1

V.1.3. Barrage plein a $2/3_{PHE}$ soit (H=49m)

Dans ce cas, soit Etat 2 de chargement, le barrage est plein avec une hauteur de retenue de 49m du niveau soit $2/3$ de la hauteur des plus hautes eaux. On effectue alors les mêmes étapes de calcul qu'à la situation de l'état 1.

V.1.3.1. Constatation du degré de saturation

Après le paramétrage de la hauteur de retenue et lancement de calcul, on obtient la variation de saturation suivante :

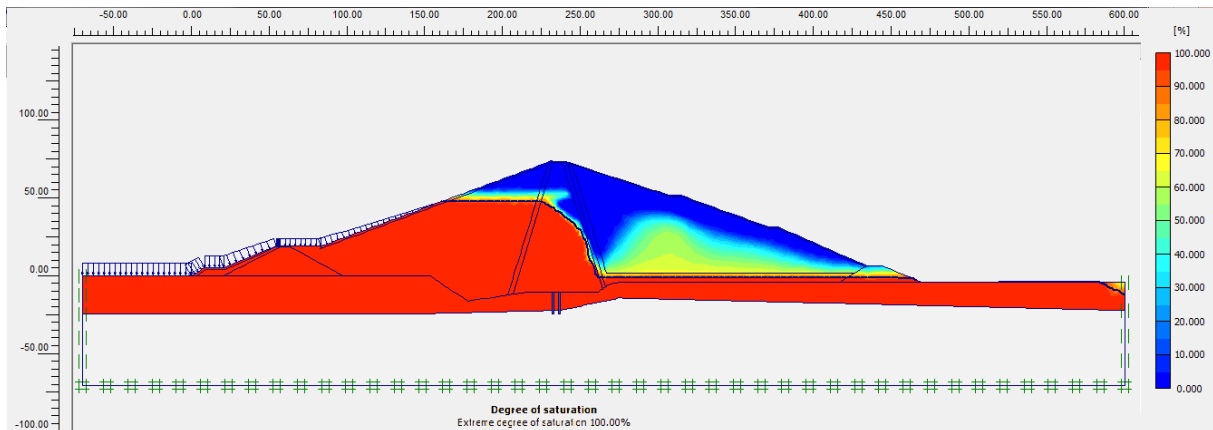


Figure V.17. Répartition de la saturation dans le barrage à l'état 2

La saturation reste totale (zone rouge) en dessous de la ligne de suintement, jusqu'à ce que la traversée de l'eau dépasse le noyau d'argile ou elle ne dépasse pas la hauteur des drains.

La zone représentée par la nuance de couleur verte à jaune principalement au-dessus du tapis drainant est une zone qui n'est pas totalement saturée, ou S_r varie de 70% à 40%, c'est la zone **non saturée**.

V.1.3.2. Variation des contraintes

La variation de l'état de contrainte dans le barrage pour ce second état de chargement est représentée par les figures ici-bas, on estime alors la valeur maximale de la contrainte effective à $\sigma' = -1.14 \times 10^3 \text{ kn/m}^2$, qui est localisé principalement à l'aval sous le noyau argileux (voir figure V.18)

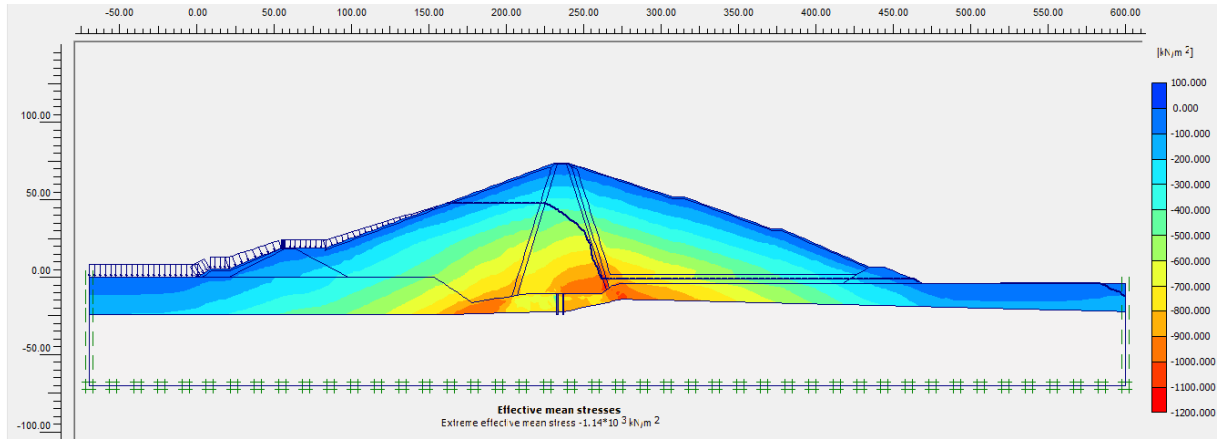


Figure V.18. Répartition des contraintes effectives dans le barrage à l'état 2

La contrainte totale est alors estimée dans ce cas de charge à une valeur de $\sigma = -1.89 \times 10^3 \text{ kn/m}^2$, qui se localise à l'amont en dessous du noyau d'argile.

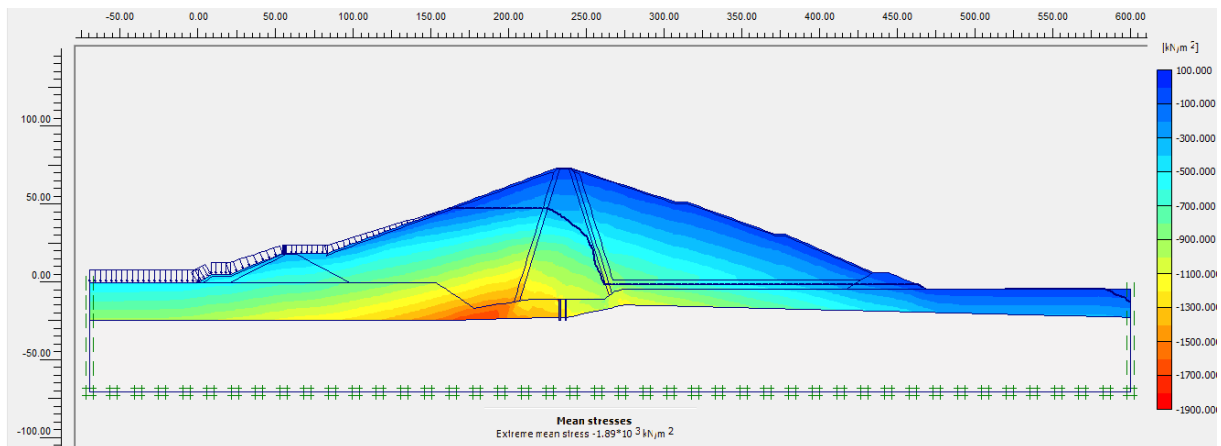


Figure V.19. Répartition des contraintes totales dans le barrage à l'état 2

Les pressions interstitielles sont localisées alors au même endroit où les contraintes totales sont au maximum c'est-à-dire à l'amont en dessous du noyau d'argile (voir la zone rouge figure V.20) avec une valeur maximale de $U_w = -829.51 \text{ Kn/m}^2$.

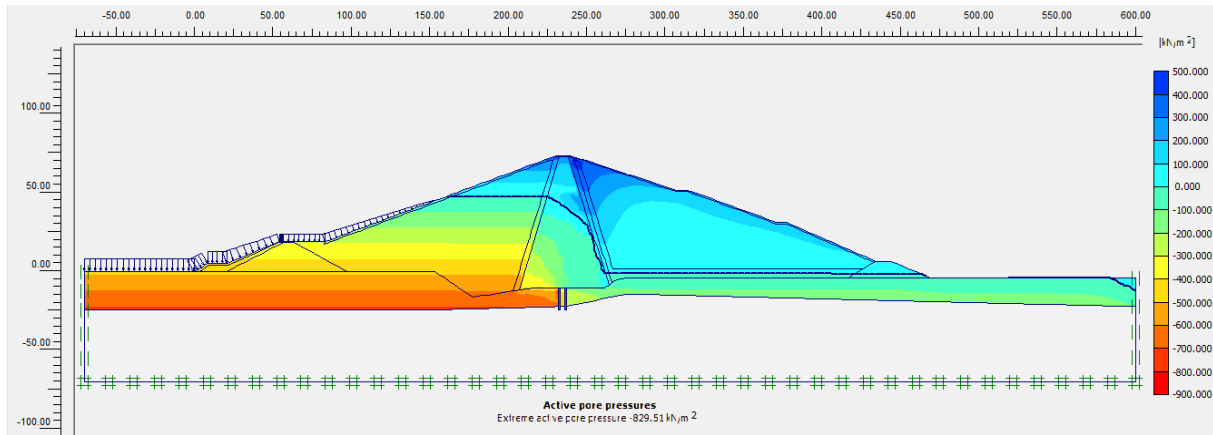


Figure V.20. Répartition des pressions interstitielles barrage à l'état 2

V.1.3.3. Variation de la charge hydraulique

La valeur maximale de la charge hydraulique est de **$h = 69.73$** qui est localisé au niveau de la paroi moulée en dessous du noyau (cercle), la figure V.21 illustre la répartition de la charge hydraulique à travers la digue.

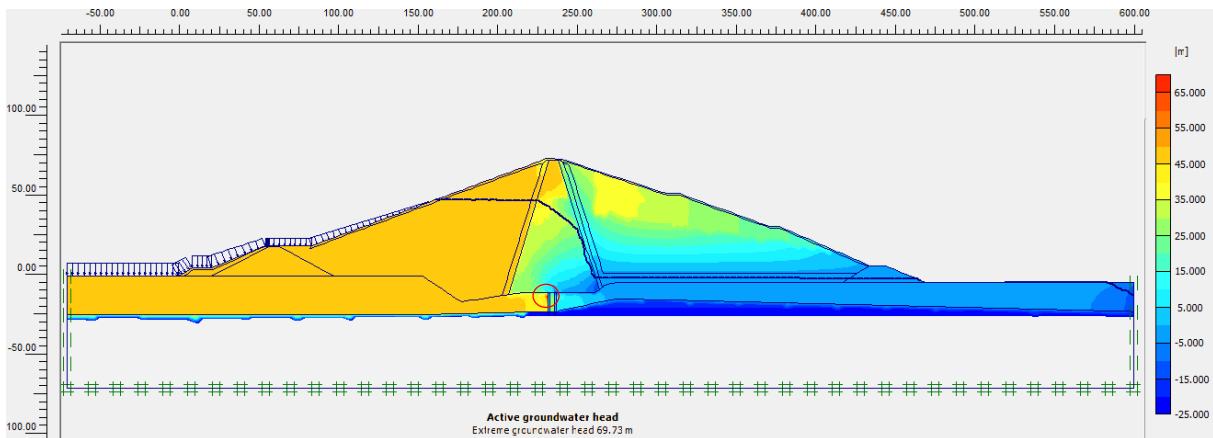


Figure V.21. Répartition de la charge hydraulique à travers barrage à l'état 2

On remarque que la zone jaune tend vers vert après la traversé du noyau du barrage, cela implique numériquement que la charge hydraulique diminue d'environ $h = 45\text{m}$ (jaune) à $h = 20\text{m}$ (vert), jusqu'au bleu ou elle s'annule $h = 0$.

V.1.3.4. Evaluation du tassement (Consolidation)

Sous un effet de contrainte, l'eau a tendance à s'évacuer en laissant par fois des vides qui engendre un tassement sous l'effet de la consolidation, à ce niveau de retenue on estime le tassement à une valeur maximale de **$U_y = -3.52 \times 10^{-3}$ m** soit 0.3 cm localisée dans la figure V.22 par la zone bleu (cercle rouge).

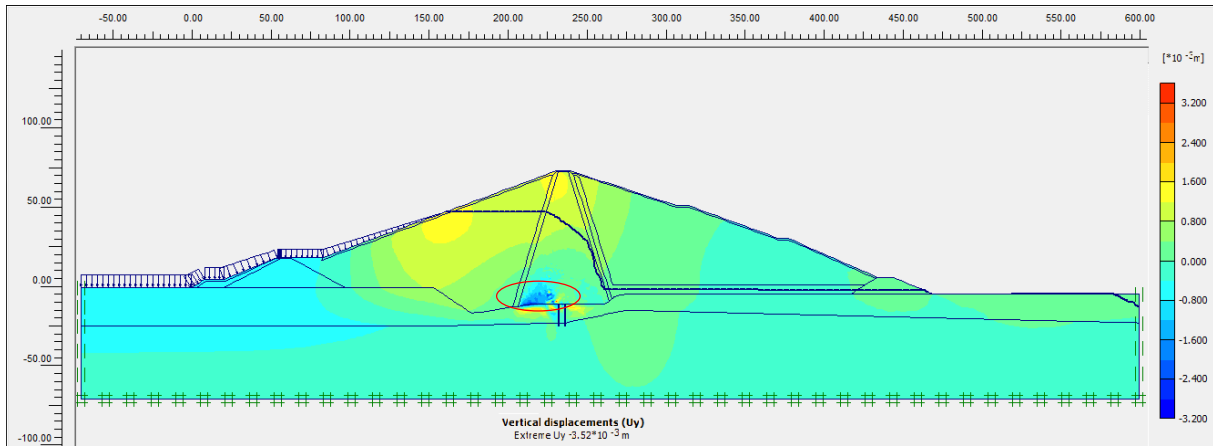


Figure V.22. Localisation du tassement du barrage à l'état 2

V.1.3.5. Vitesse d'écoulement et débit de fuite

L'écoulement de l'eau à travers la digue se fait toujours du côté amont vers l'aval, cet écoulement se produit sur la surface en dessous de la ligne de saturation, la vitesse maximale d'écoulement atteinte est de $v = 2.46 \times 10^{-6}$ m/jour, localisée après le passage de l'eau par le noyau argileux précisément dans le tapis drainant jusqu'au drain aval voir figure V.23.

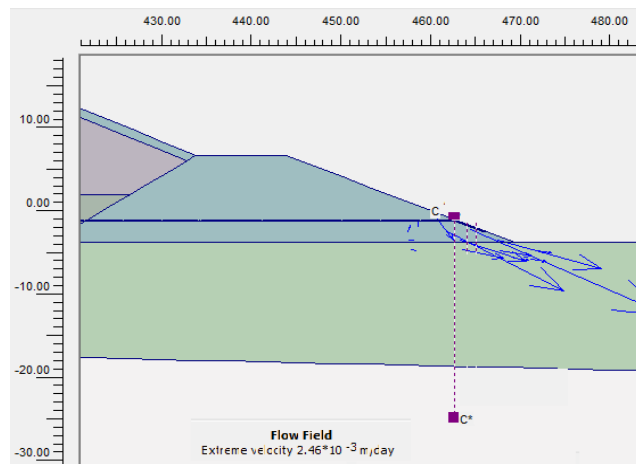


Figure V.23. Vitesse d'écoulement dans le barrage à l'état 2

Le débit de fuite total est obtenu de la coupe C-C de la figure V.23 a la distance de 463 mètre, avec une valeur de $q = 4.84 \times 10^{-3}$ m³/j/m.

On remarque qu'à ce niveau d'eau la ligne d'écoulement reste à l'intérieur du drain, cela implique que le drain est suffisamment grand pour évacuer les eaux infiltrées.

V.1.3.6. Evaluation de la stabilité

La stabilité du barrage doit être assurée sous tous les états de charge après la mise en service, car une rupture brusque d'un des parements peut mener à la ruine de l'ouvrage,

La figure suivante montre la déformation horizontale des parements amont et aval.

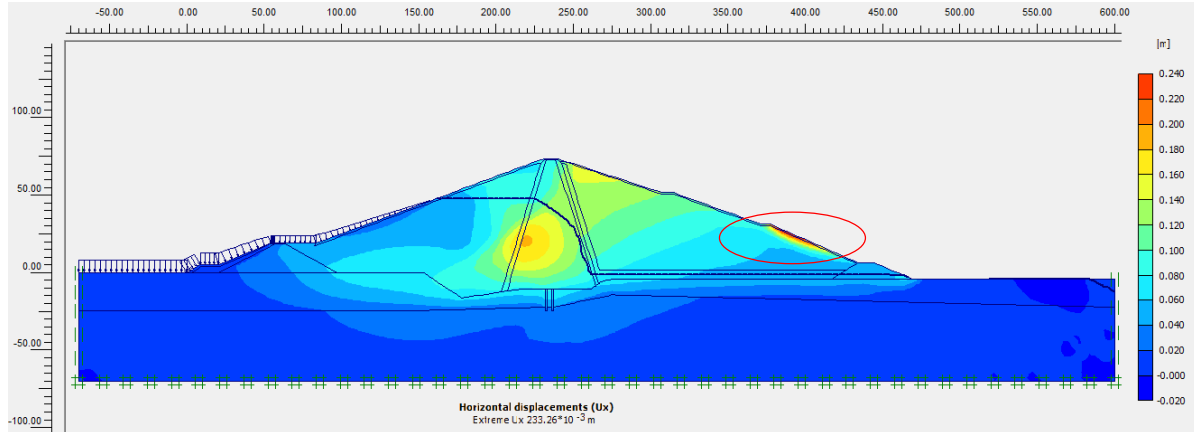


Figure V.24. Déformation horizontale des parements à l'état 2

On remarque alors que la déformation du parement aval s'est accentuée au même endroit qu'au chargement de l'état1, qui atteint une valeur maximale de $U_x = 233.26 \times 10^{-3} \text{ m}$ soit **23.3 cm** voir zone rouge (cercle) dans la figure.V24.

L'action de l'eau sur le parement amont engendre un déplacement horizontal vers l'aval estimé à une valeur maximale de **12 cm** localisé au niveau de la retenue , Ces déformations horizontales engendrent des déformations verticales représentées dans la figure V.25.

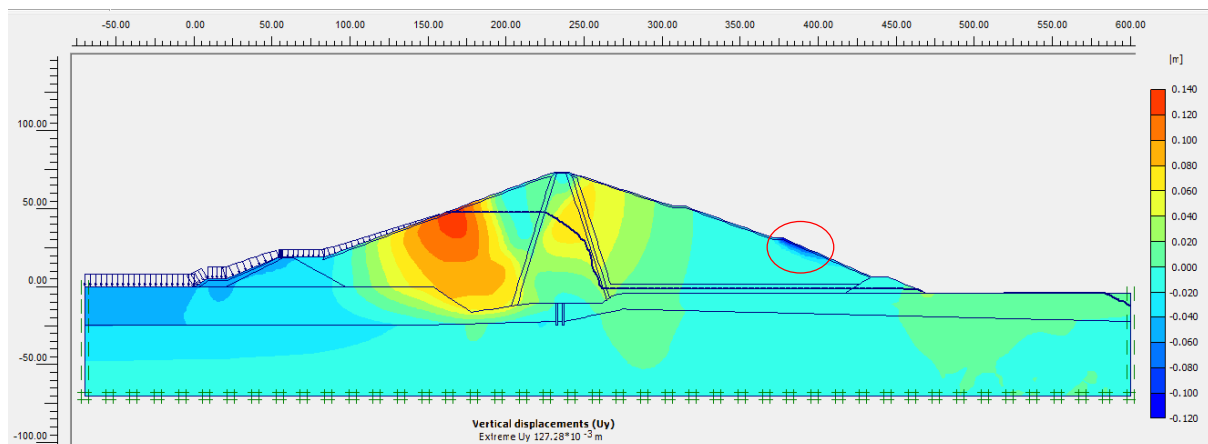


Figure V.25. Déformation verticale des parements à l'état 2

On constate alors une déformation verticale ou un **soulèvement** du parement sur le parement amont d'une valeur maximale de **12.5 cm** (voir la zone rouge figure V.25), cela est causé par la poussée de l'eau et les infiltrations, contrairement au côté aval où un **affaissement** d'une valeur maximale de **10 cm** voir zone bleu figure.V.25 (cercle).

Néanmoins, La stabilité globale du barrage est justifiée avec une valeur du coefficient de sécurité de **Fs = 1,688**, cela implique que le barrage est **stable**.

Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strenght reduction factor	Msf:	0.001	Σ -Msf:	1.688
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure V.26. Valeur du coefficient de sécurité à l'état 2

V.1.4. Barrage plein au niveau PHE soit (H=74m)

A ce niveau des plus haute eaux le barrage est sollicité au niveau le plus défavorable, la réglementation est plus sévère à ce niveau en stipulant un coefficient de sécurité minimal de 1.5 car toute rupture à ce niveau causera d'innombrables dégâts matériels, environnemental voir même perte de vies humaines.

V.1.4.1. Constatation du degré de saturation

A ce niveau de hauteur de retenue, le degré de saturation du barrage est à son maximum illustré par la figure V.27.

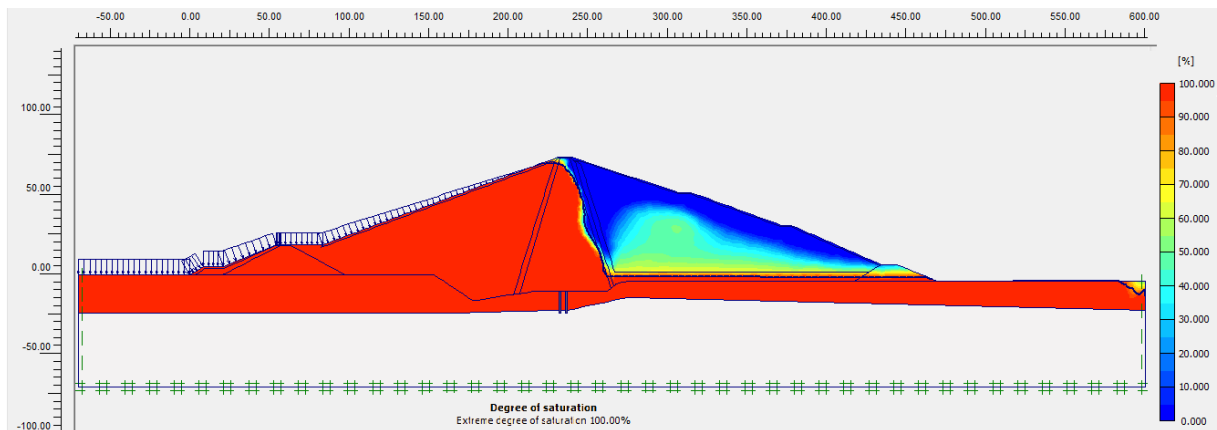


Figure V.27. Degré de saturation du barrage à l'état PHE

On remarque que le parement amont et le noyau argileux du barrage est totalement saturé (couleur rouge $S_r=100\%$), à l'exception du parement aval qui reste sec à son sommet (couleur bleu), la nuance de couleur verte à jaune est la zone non saturée qui commence à partir des drains où le taux de saturation varie de 30 à 70%.

V.1.4.2. Variation des contraintes

Les forces exercées par l'eau sur le barrage dans cet état de charge sont à leurs niveaux le plus extrêmes, la figure suivante montre la variation des contraintes effectives dans le barrage

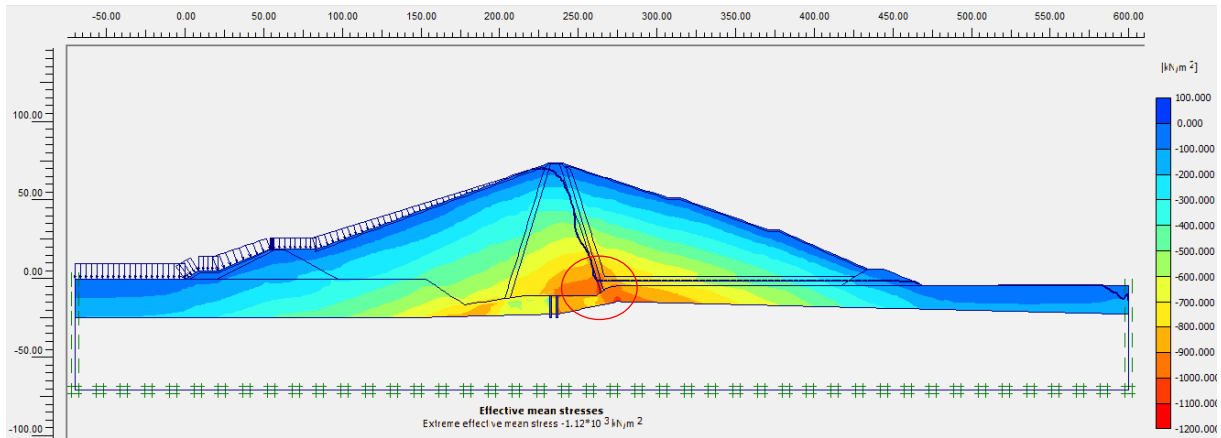


Figure V.28. Répartition des contraintes effectives dans le barrage à l'état PHE

La contrainte effective maximale à ce niveau est d'une valeur maximale de $\sigma' = -1.12 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$, qui est localisé en dessous du noyau d'argile du côté aval, contrairement à la contrainte totale maximale qui se localise sous le noyau mais du côté amont avec une valeur de $\sigma = -2.16 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ (voir figure V.29),

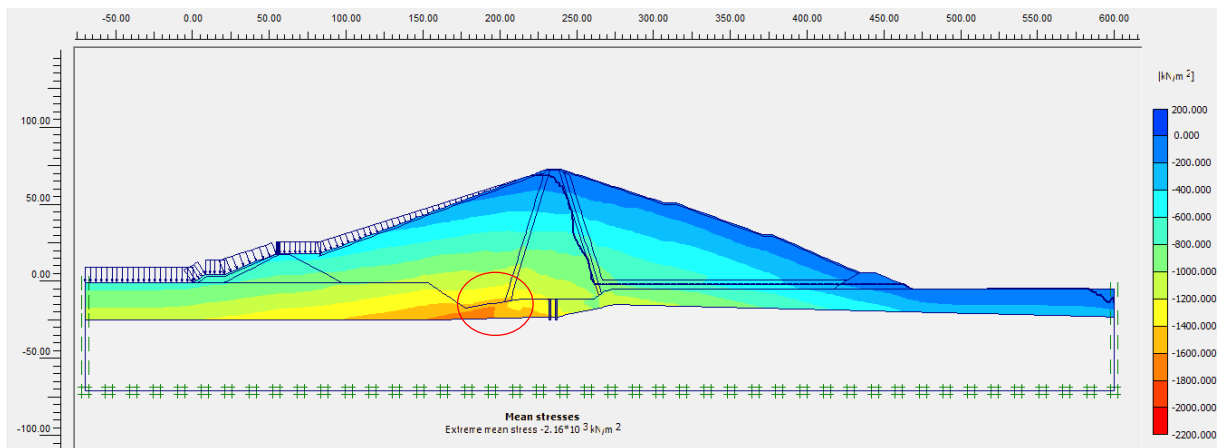


Figure V.29. Répartition des contraintes totales dans le barrage à l'état PHE

Pareillement au contrainte totale, la pression interstitielle maximale se localise au même endroit avec une valeur de $U_w = 1.21 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ (voir figure.V.30)

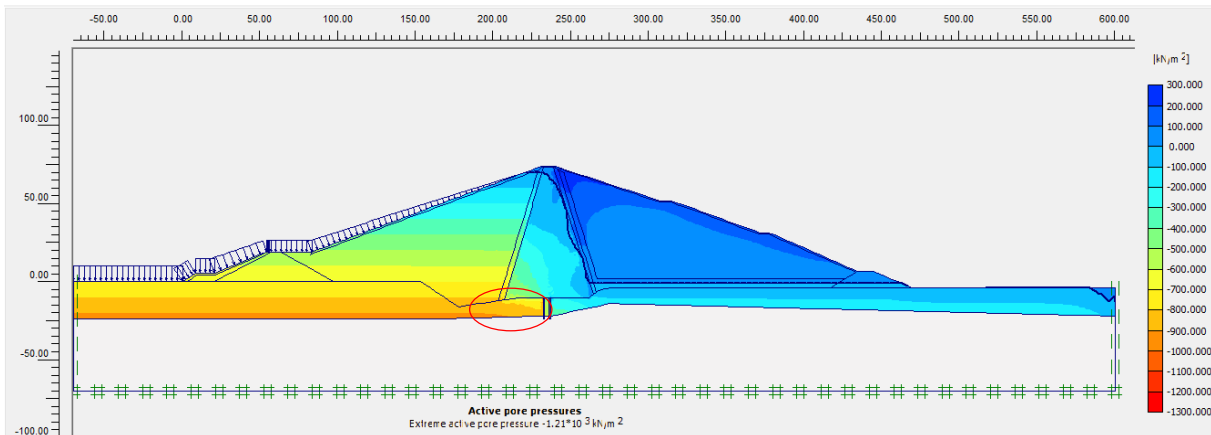


Figure V.30. Répartition des pressions interstitielles dans le barrage à l'état PHE

Généralement, On remarque alors que les pressions interstitielles (valeurs maximales) se localisent beaucoup plus sous le noyau argileux avant les drains pareillement aux contraintes totales, contrairement aux contraintes effectives qui se localisent avec des valeurs maximales du côté aval là où s'effectue un drainage des eaux infiltrées.

V.1.4.3. Variation de la charge hydraulique

La charge hydraulique atteint une valeur maximale de **$h=110.74$ m**, qui se localise au sommet de la paroi moulée (voir cercle dans la figure V.31), la charge hydraulique diminue au fur et à mesure que l'eau traverse le noyau du barrage jusqu'à atteindre une valeur nulle au drain du côté aval (zone bleu).

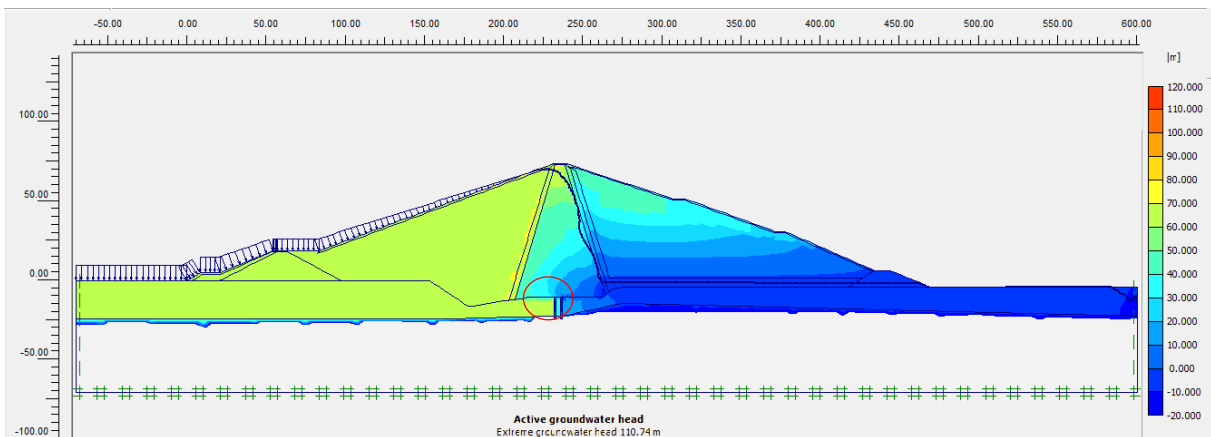


Figure V.31. Répartition de la charge hydraulique dans le barrage à l'état PHE

V.1.4.4. Evaluation du tassement (Consolidation)

Etant complètement saturé, le noyau du barrage devient encore plus lourds, de plus que le parement amont est complètement inondé, pourtant le tassement reste très petit avec une valeur de **$U_y=-2.28 \times 10^{-3}$ m** soit **0.22 cm** (couleur rouge) qui se remarque à la crête du barrage.

On remarque aussi un soulèvement de 0.3 cm au niveau du noyau d'argile (zone bleu), qui est causé par les fortes pressions interstitielles à ce niveau.

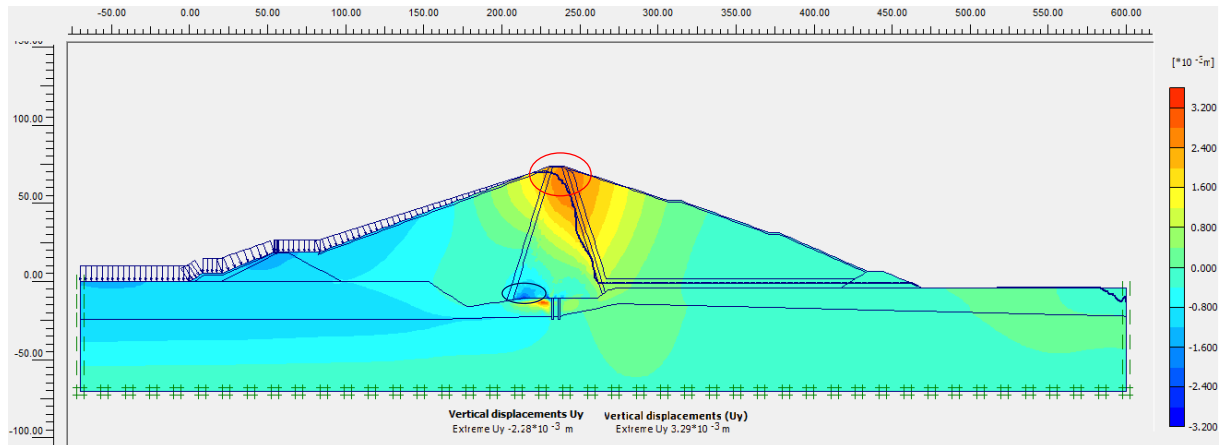


Figure V.32. Localisation du tassement dans le barrage à l'état PHE

V.1.4.5. Vitesse d'écoulement et débit de fuite

Malgré l'évacuateur de crue ouvert à ce niveau, les infiltrations sont toujours présentes, on estime alors la vitesse d'écoulement après le noyau étanche a une vitesse maximale de $v=2.47 \times 10^{-3} \text{ m/j}$.

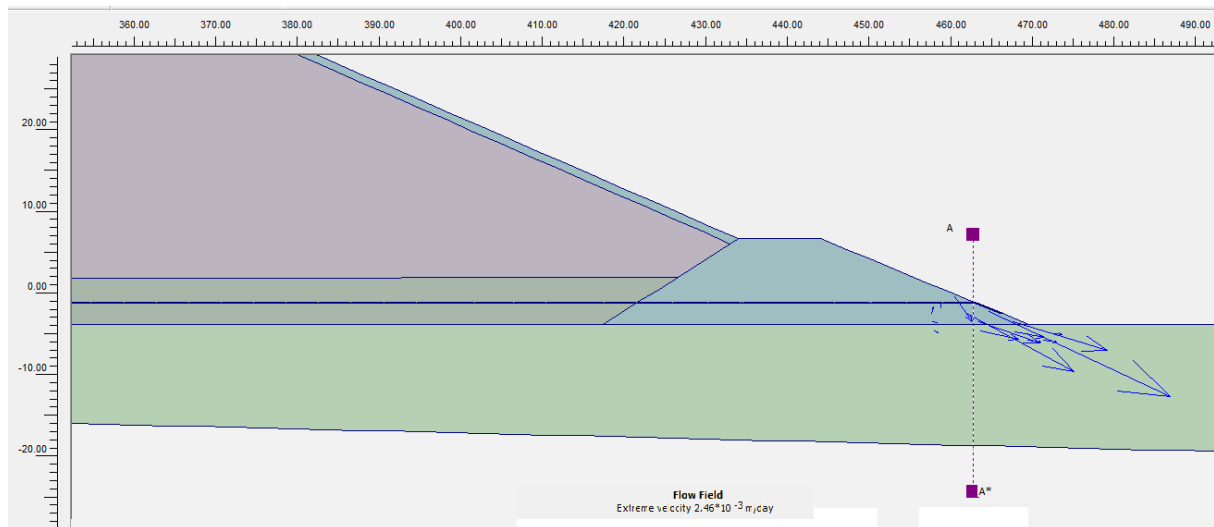


Figure V.32. Vitesse maximale de l'écoulement dans le barrage à l'état PHE

Le débit de fuite total est obtenu de la coupe A-A de la figure V.32 a la distance de 463 mètre, avec une valeur de $q=4.88 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{j/m}$.

Remarque : même à ce niveau des plus hautes eaux la ligne d'écoulement reste à l'intérieur du drain au-delà du noyau, cela implique que le drain est suffisamment grand pour évacuer les eaux infiltrées en toute sécurité.

V.1.4.6. Evaluation de la stabilité

La stabilité du barrage doit être assurée sous tous les états de charge particulièrement à ce stade des plus hautes eaux, cet état de charge est le plus intense que puisse supporter l'ouvrage, c'est donc une épreuve à laquelle il doit rester.

La figure suivante montre la déformation horizontale des parements amont et aval.

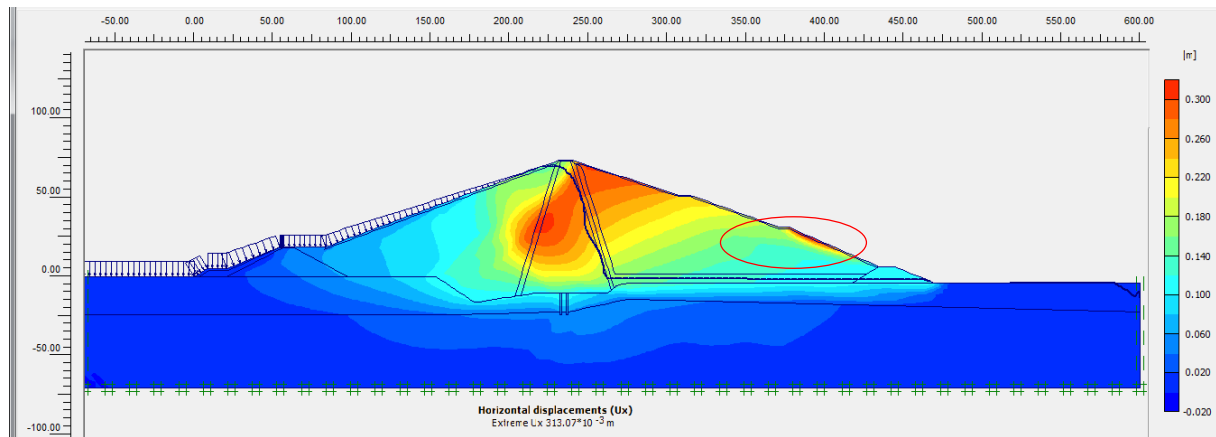


Figure V.33. Déformation horizontale des parements a l'état PHE

On remarque alors que la déformation du parement aval s'est maintenue au même niveau qu'aux autres états de charge précédents (voir cercle dans la figure V.33) avec une valeur maximale de $U_x = 313.07 \times 10^{-3} \text{ m}$ soit **31.3 cm**, de plus que des déformations sont apparues à un niveau plus haut du parement aval et dans le noyau central avec une valeur moyenne de 28 cm.

L'action de l'eau sur le parement amont engendre un déplacement horizontal vers l'aval estimé à une valeur maximale de **14 cm**, localisé au niveau de la retenue cela a un effet stabilisateur sur le parement amont.

D'autre part les parements subissent des déformations verticales, on estime alors un **affaissement** d'une valeur maximale de **13.1 cm** au sommet du parement amont (voir figure V.34) et un second affaissement moins important du côté aval avec une valeur max de **11 cm** (voir cercle dans la figure V.34)

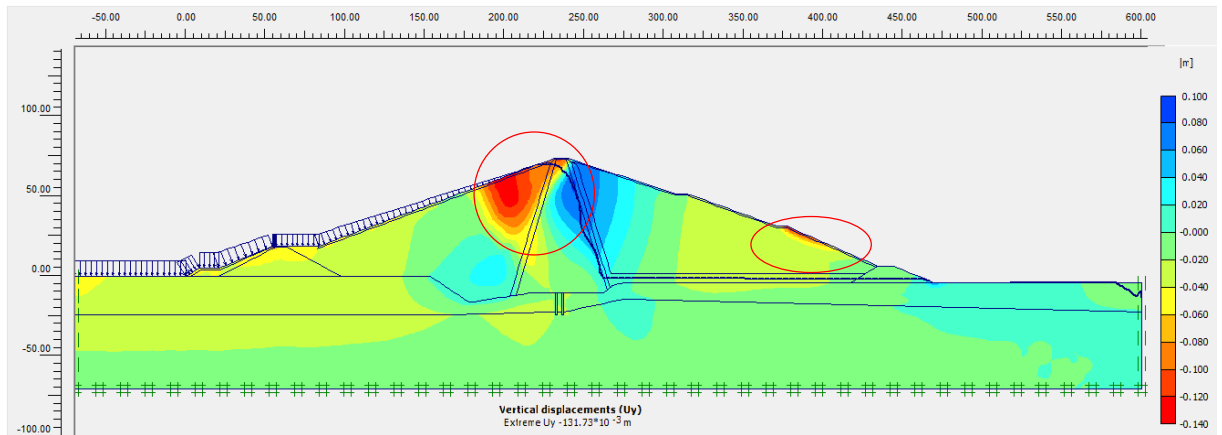


Figure V.34. Déformation verticale des parements à l'état PHE

Néanmoins, La stabilité globale du barrage est justifiée avec une valeur du coefficient de sécurité de **Fs = 1,586**, cela implique que le barrage est **stable** même au niveau des plus hautes eaux.

Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strenght reduction factor	Msf:	0.002	Σ -Msf:	1.586
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

Figure V.35. Valeur du coefficient de sécurité à l'état de PHE

V.1.5. Synthèse des résultats

Les résultats obtenus sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2. Synthèse des résultats

	Ux m x10 ⁻³	Uy m x10 ⁻³	σ' kN/m ² x10 ³	σ kN/m ² x10 ³	Uw kN/m ²	h m	v m/j x10 ⁻³	q m ³ /j/m x10 ⁻³	Fs
	Amont -319.97 Aval +260.02	-992.65	1.9	1.8	/	/	/	/	1.586
Barrage à 1/3 PHE 24.5 M	Amont +202.03 Aval +101.81	-20.63	1.21	1.45	780.92	60	0.722	1.76	1.628
	Amont +233.26 Aval +25.59	-3.52	1.14	1.89	829.51	69.73	2.46	4.84	1.688
Barrage à la PHE 74 M	Amont +138.57 Aval +313.07	-2.28	1.12	2.16	1210	110.74	2.47	4.88	1.586

V.2. Analyse et interprétation des résultats

Cette analyse se base sur les résultats obtenus au début de ce chapitre (Réception des résultats), en fonction de la hauteur de retenue HR on analyse certains paramètres dans le but de mieux comprendre l'influence de l'eau sur le comportement du barrage et d'aboutir à une enfin conclusion.

V.2.1. Variation de l'état de contrainte en fonction de la HR

Dans le but de mieux comprendre la variation de l'état de contrainte en fonction de la retenue dans le barrage, la figure V.36 et V.37 représentent respectivement la variation des contraintes effectives et la variation des contraintes totale dans le barrage

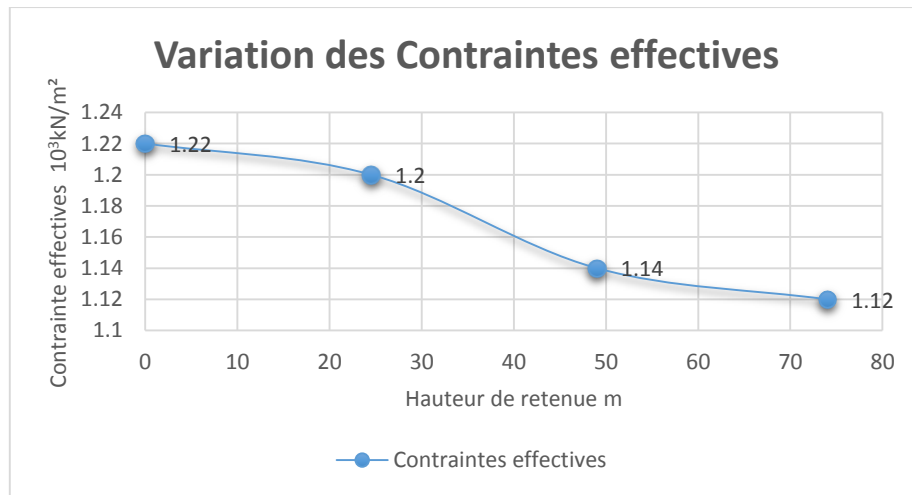


Figure V.36. Variation des contraintes effectives max en fonction de la hauteur de retenue

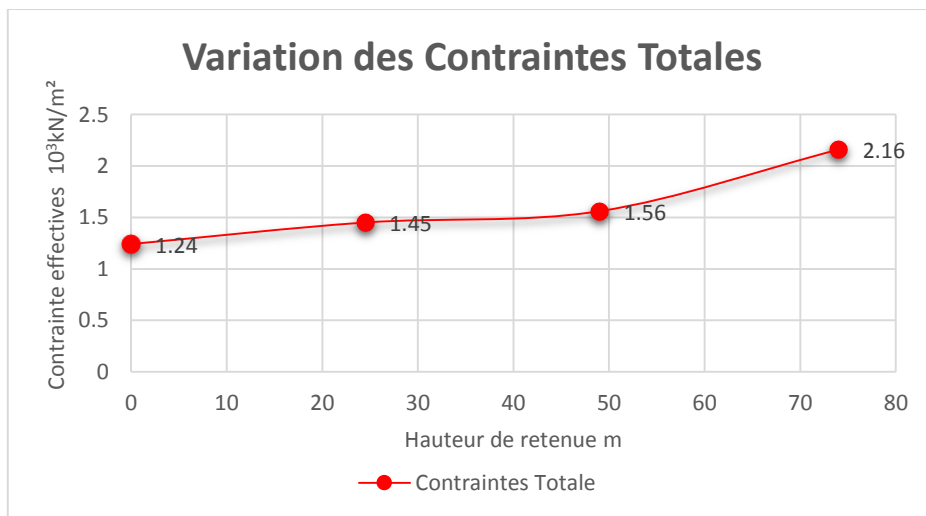


Figure V.37. Variation des contraintes totales max en fonction de la hauteur de retenue

On constate qu'à l'état 0 soit en fin de construction la contrainte effective maximale ait de $\sigma' = 1.22 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ et la contrainte totale de $\sigma = 1.24 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$, les deux valeurs sont relativement proche ce qui implique que les pressions interstitielles U_w sont très faible à ce niveau.

Au fur et à mesure que la hauteur de retenue augmente on remarque une diminution des contraintes effectives et une hausse des contrainte totale, jusqu'à atteindre une valeur de $\sigma' = 1.12 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ comme contrainte effective et $\sigma = 2.16 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ comme contrainte totale au niveau des plus hautes eaux.

On constate alors que la relation inversement proportionnelle donnée par la théorie de la Mécanique des sols est validé dans ce cas du barrage de Taksebt,

V.2.2. Variation de la pression interstitielle en fonction de la HR

Il est évident qu'une relation entre pression inertielles U_w et hauteur de retenue existe, la figure ci-dessous la met en évidence

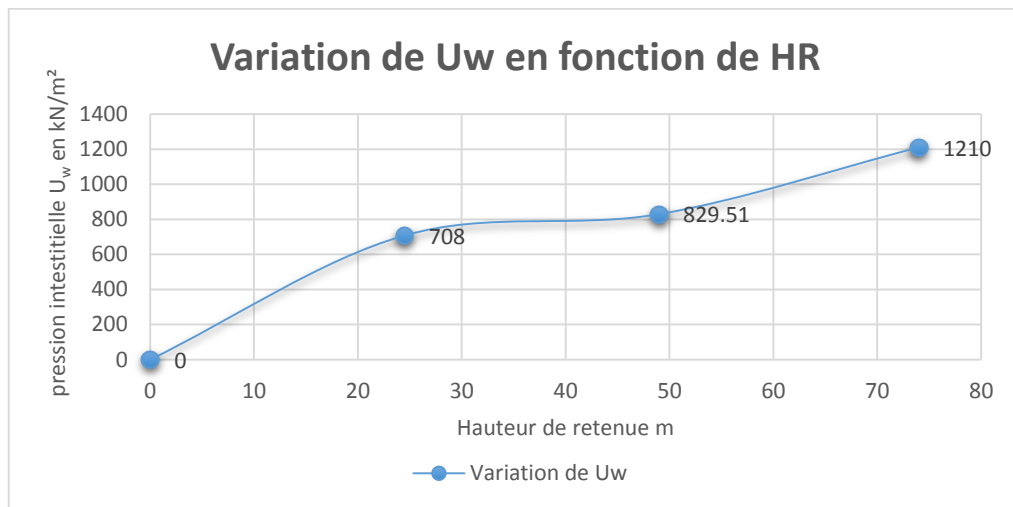


Figure V.38. Variation de la pression interstitielle en fonction de la hauteur de retenue

La pression interstitielle dans le barrage varie positivement en fonction de la montée des eaux dans la retenue du barrage, cela explique une autre fois l'augmentation de contrainte totale et la diminution des contraintes effectives. Quoiqu'elle met aussi en évidence le fait que le taux d'infiltrations vari positivement en fonction de la hausse du niveau d'eau dans la retenue.

V.2.3. Variation de la charge hydraulique en fonction de la HR

Après le constat d'une variation positive des pressions interstitielles (U_w) en fonction de la hauteur de retenue, la figure V.39 illustre la variation de la charge hydraulique (h) en fonction de la hauteur de retenue dans le barrage.

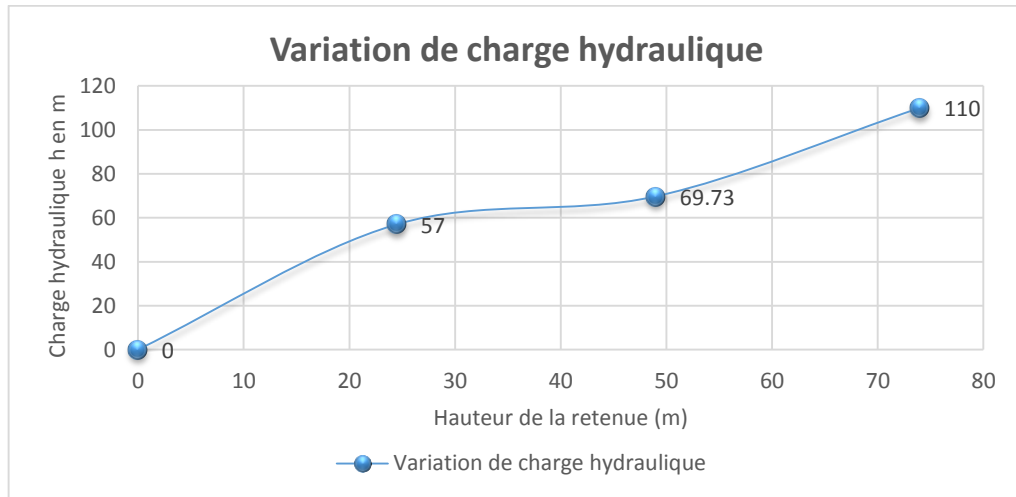


Figure V.39. Variation de la charge hydraulique en fonction de la hauteur de retenue

Vue que la charge hydraulique est pareillement croissante en fonction de la HR tout comme les pressions interstitielles, on déduit alors que la relation entre ces dernières (U_w et h) est proportionnelle, comme le montre la figure suivante :

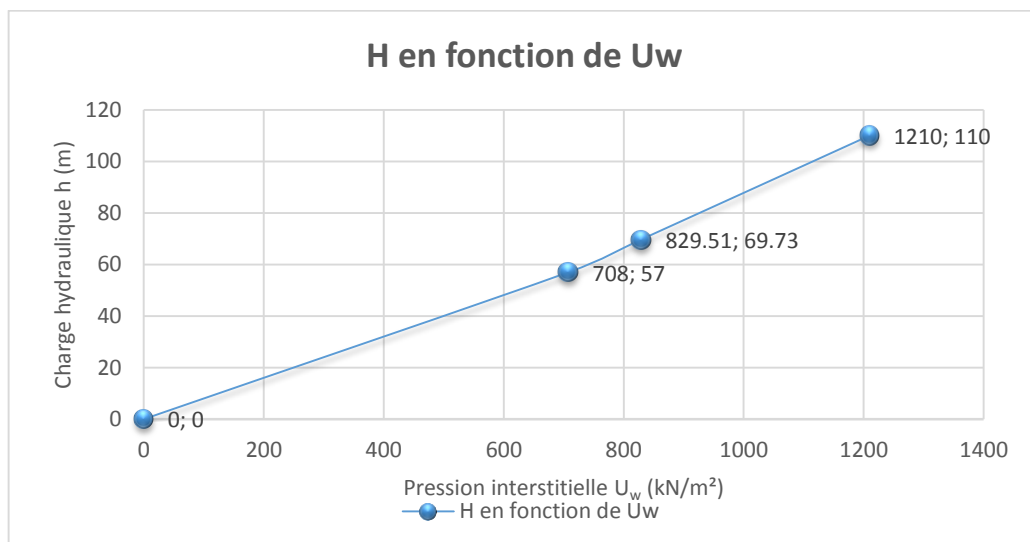


Figure V.40. Variation de la charge hydraulique en fonction de la pression interstitielle

V.2.4. Variation du Tassement en fonction de la HR

La variation des contraintes en fonction de la hauteur de retenue ne laisse pas donc le barrage sans déformation, on peut alors établir la relation entre le tassement et remplissage, la figure ici-bas la met bien en évidence.

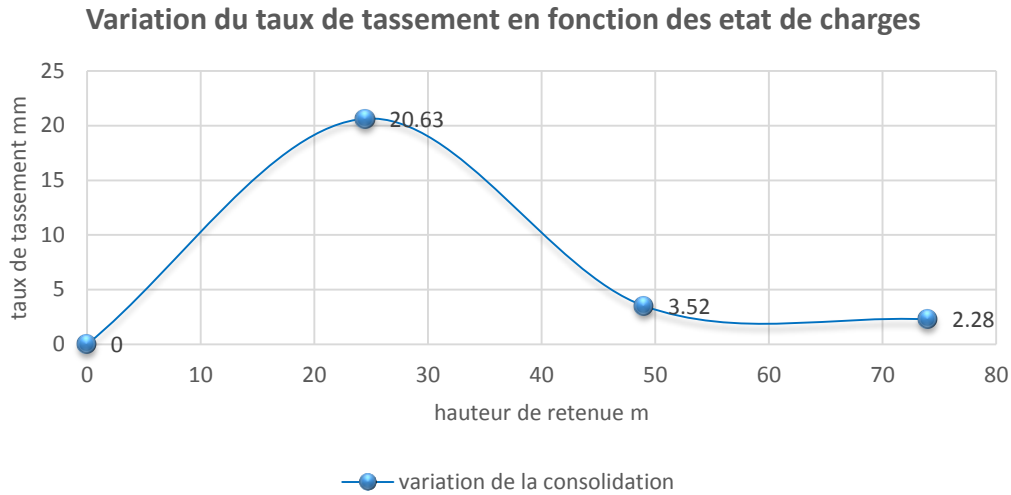


Figure V.41. Variation du taux de tassement en fonction de la pression interstitielle

On constate alors que le barrage subit une première consolidation estimé a 20.6 mm puis une diminution du taux de consolidation jusqu'à la valeur de 2.28 mm au niveau des plus hautes eaux.

Malgré la variation positive de la hauteur de retenue hauteur de retenue, les déformations verticales restent négligeable et dans des zones très localisées (voir figures 12, 22 et 32). On peut alors conclure que le barrage de Taksebt est construit sur une bonne couche de fondation qui n'est pas susceptible à l'eau et que les talus sont bien compactés, de plus que la pression de l'eau sous le barrage (noyau central) aide le barrage à ne pas tasser mais cela reste théorique.

Remarque : le premier tassement du barrage est dut principalement au réarrangement des grains et à son poids propre, mais il a été corrigé avant la mise en eau, d'où il n'est pas pris en compte dans cette analyse.

V.2.5. Analyse de la vitesse d'écoulement et du débit de fuites

Dans le but d'analyser la vitesse d'écoulement et le débit de fuite on a de recenser les variations de vitesse d'écoulement et du débit des infiltrations, des coupes verticales ont été effectuées sur le barrage (Voir la figure 42), ces coupes seront les mêmes (coordonnées) pour tous les états de charges.

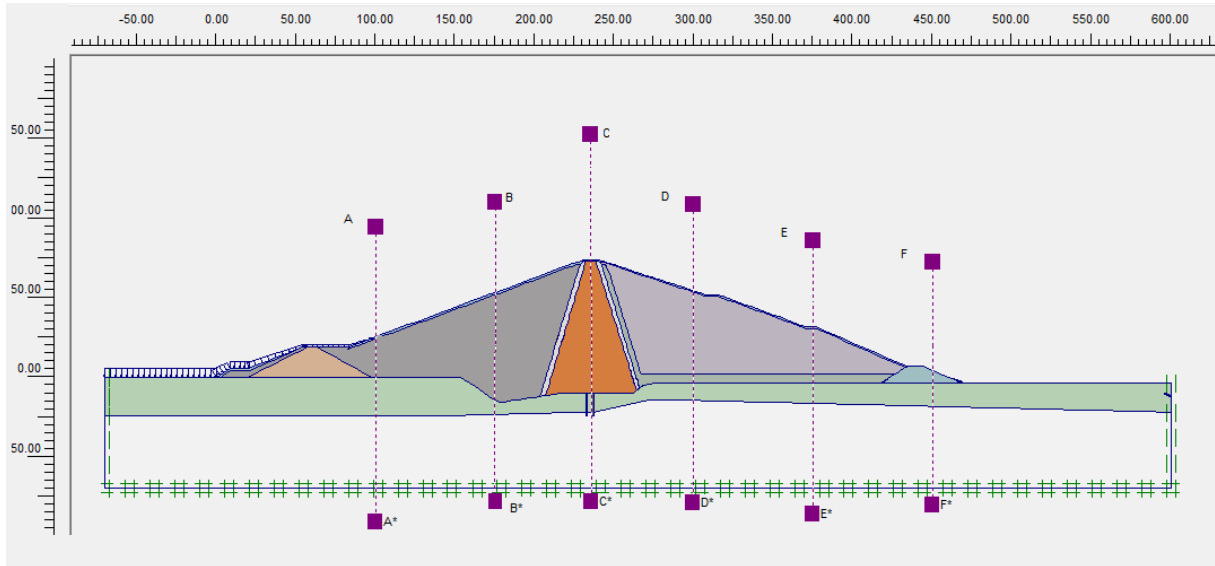


Figure V.42. Différentes coupes effectuées sur le barrage

Au début l'analyse s'effectuera séparément pour les 3 états de charge, puis une corrélation des résultats se fera à la fin de ce titre.

Tableau V.3. Coordonnées et parement des coupes

Coupe	Coordonnée suivant l'axe X	Zone de la coupe
A-A'	100	Parement amont
B-B'	175	Parement amont
C-C'	235	Noyau central
D-D'	300	Parement aval
E-E'	375	Parement aval
F-F'	450	Drain (enrochement)

V.2.5.1. Analyse de la vitesse d'écoulement et du débit de fuite à l'état 1

Les résultats de l'écoulement et du débit de fuite obtenus par les différentes coupes à l'état 1 sont présentés dans la figure V.43

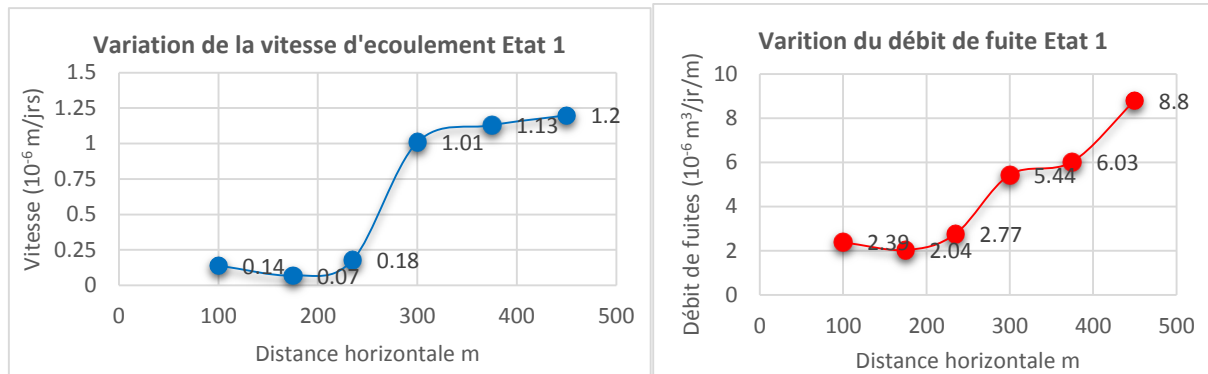


Figure V.43. Variation de la vitesse et du débit de fuite dans le barrage à l'état 1

On remarque alors une petite variation positive de la vitesse d'écoulement dans le barrage ainsi qu'un faible débit de fuite dans le parement amont puis en traversant le noyau centrale l'eau infiltrée prend de la vitesse qui est 10 fois plus grande dans le parement aval.

La chute de vitesse dans parement amont 1^{er} et 2^{ème} point du graphe (de $v=0.1407 \times 10^{-6} \text{ m/j}$ à $v=0.07 \times 10^{-6} \text{ m/j}$) correspond au changement du matériau, car le parement amont est protégé d'une couche d'enrochement (Rip-Rap) très poreuse et non compacté qui est alors très perméable d'où une vitesse et débit élevé.

V.2.5.2. Analyse de la vitesse d'écoulement et du débit de fuite à l'état 2

Similairement aux coupes de l'analyse précédente, on augmente la hauteur de la retenue du barrage à 2/3 de la hauteur des plus hautes eaux (Etat 2), les résultats obtenus par les coupes sont présentés dans la figure V.44.

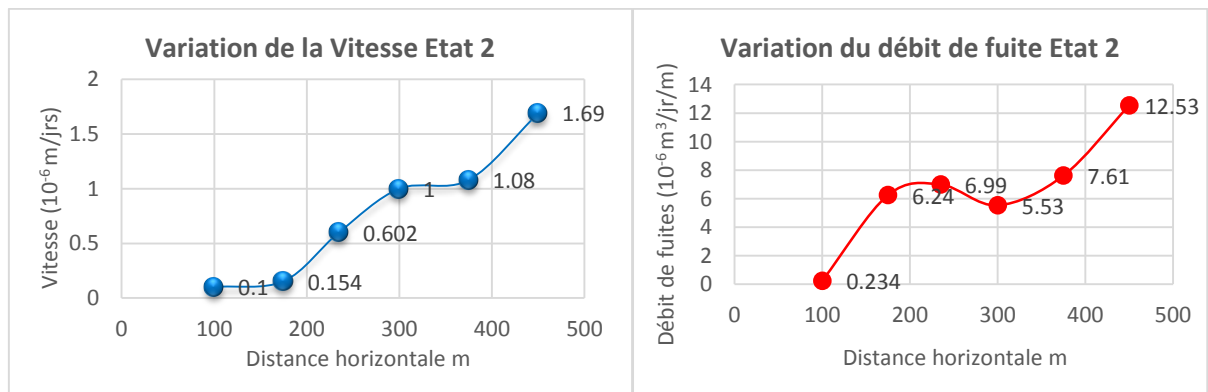


Figure V.44. Variation de la vitesse et du débit de fuite dans le barrage à l'état 2

On remarque que la vitesse est très faible mais elle varie positivement dans le parement amont soit d'une valeur de $v=0.10 \times 10^{-6} \text{ m/j}$ à $v=0.15 \times 10^{-6} \text{ m/j}$, après la traversé du noyau central l'eau prend de la vitesse au niveau du drain dans le parement aval pour atteindre une valeur de $v= 1.69 \times 10^{-6} \text{ m/j}$.

Également pour de débit de fuite qui varie d'une valeur de $q=0.234 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{j/m}$ à $q=6.24 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{j/m}$ dans le parement amont, au niveau du noyau le débit diminue légèrement puis il présente une hausse importante à sa sortie au niveau du filtre qui croit progressivement jusqu'au drain aval où il est estimé à $q=12.53 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{j/m}$.

Remarque : La couche du Rip-Rap qui est un enrochement poreux non compacté est la cause de la hausse brutale du débit de fuite à la coupe B-B (point 2).

V.2.5.3. Analyse de la vitesse d'écoulement et du débit de fuite à l'état 3 PHE

Pareillement à l'état 1 et 2, la même analyse selon les mêmes coupes a été effectuée, les résultats retenus sont présentées dans la figure V.45 qui illustre la variation de la vitesse et du débit de fuite suivant différentes surfaces du barrage.

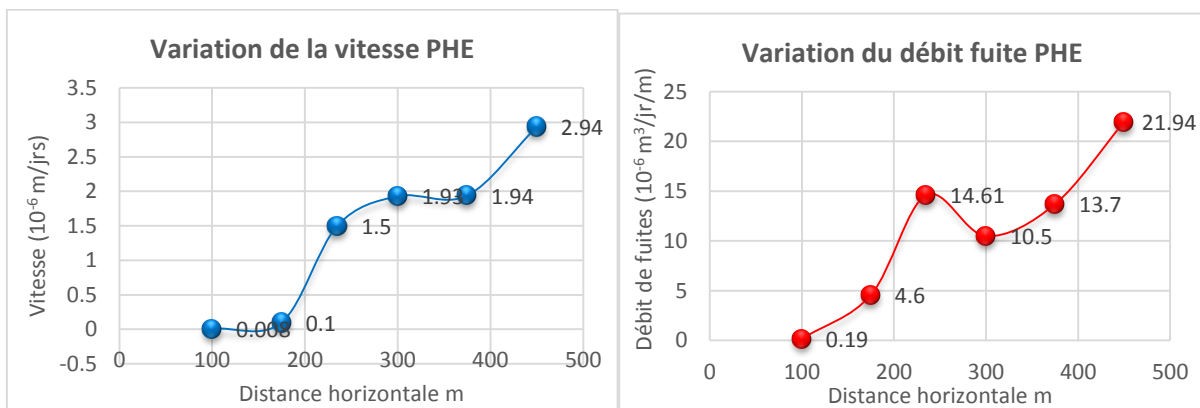


Figure V.45. Variation de la vitesse et du débit de fuite dans le barrage à l'état 3 (PHE)

La vitesse varie positivement mais reste toujours très faible dans le parement amont avec une valeur de ($0.008 \times 10^{-6} \text{ m/j}$ à $0.1 \times 10^{-6} \text{ m/j}$), jusqu'au noyau central où elle se stabilise, puis on remarque une augmentation de la vitesse au niveau du drain où elle atteint une valeur de $2.94 \times 10^{-6} \text{ m/j}$.

On remarque que le débit de fuite est aussi croissant à l'amont qu'à l'aval mais avec des valeurs plus importantes, en effet le taux de fuite estimé à l'amont varie de $0.19 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{j/m}$ à $4.6 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{j/m}$ (point 1 et 2), puis il prend des valeurs plus importantes à sa sortie du noyau central pour atteindre un débit de $q=21.94 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{j/m}$ au niveau du drain aval (Enrochement).

La vitesse au point 1 (coupe A-A') est très faible, cela s'explique du fait qu'au sommet l'eau est très proche du noyau (zone argileuse) ce qui ne laisse pas suffisamment d'espace aux infiltrations de prendre de la vitesse, de plus on remarque les pressions interstitielles se localisent plus dans le niveau bas du barrage (fondation).

V.2.5.4. Analyse de la variation la vitesse d'écoulement en fonction du remplissage (HR)

Après avoir analysé séparément les différents cas de charges, nous allons à présent établir une relation entre la vitesse d'écoulement dans le barrage en fonction de la hauteur de retenue, la figure V.46 met en évidence cette relation.

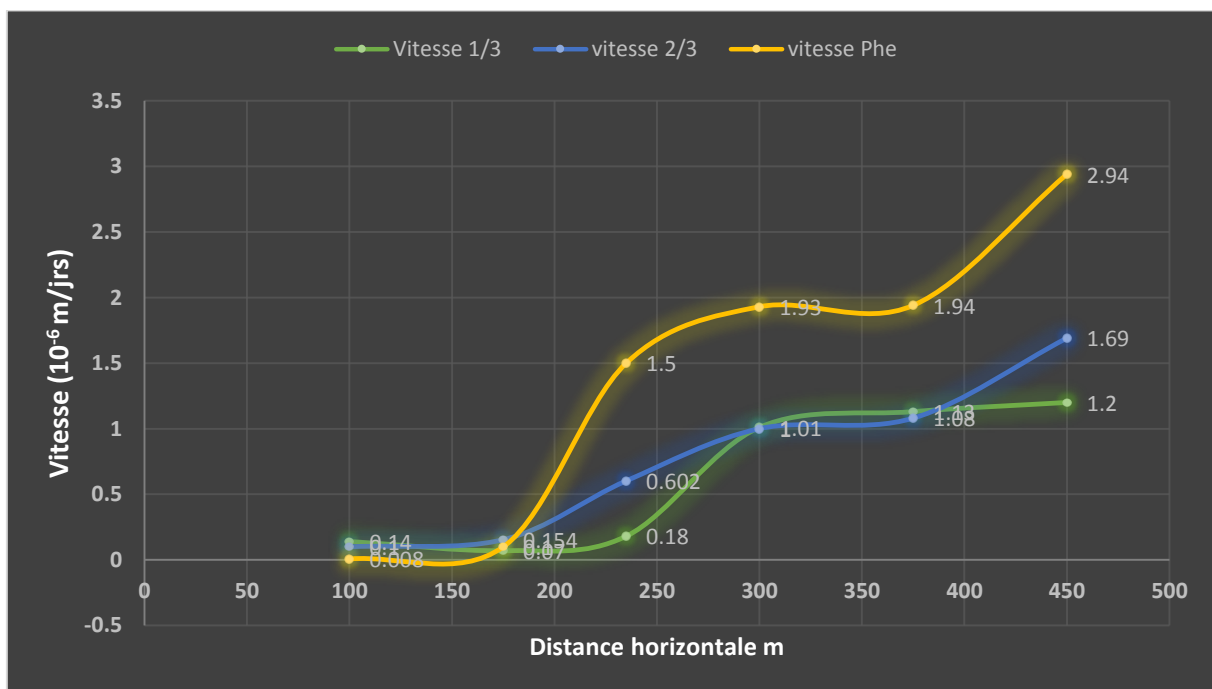


Figure V.46. Variation de la vitesse d'écoulement en fonction du remplissage

On conclut alors que la vitesse d'écoulement varie similairement dans les 3 états de charge, elle reste faible dans le côté amont et commence à prendre de la vitesse à partir du noyau central, une précipitation de l'eau infiltrée à la sortir de ce dernier pour aller vers le drain est alors remarquée, la vitesse atteint une valeur maximale au niveau du drain aval (enrochement du côté aval).

L'assemblage des trois graphes de la vitesse d'écoulement des trois états de charge dans le barrage met en évidence la relation vitesse d'écoulement et hauteur de retenue. Comme l'indique les différentes couleurs dans le graphique, la vitesse maximale est atteinte lors de l'état 3 (graphe jaune PHE) avec une valeur de $v=2.94 \times 10^{-6} \text{ m/jr}$, puis vient la valeur du graphe bleu qui correspond à l'état 2 ($2/3_{\text{PHE}}$) avec une vitesse max de $v=1.69 \times 10^{-6} \text{ m/jr}$, Enfin la vitesse du graphe vert qui correspond à l'état 1 ($1/3_{\text{PHE}}$) avec une valeur de $v=1.2 \times 10^{-6} \text{ m/jr}$.

V.2.5.5. Analyse de la variation du débit de fuite en fonction du remplissage (HR)

L'assemblage des trois graphes du débit de fuite dans le barrage en fonction des états de charge est donné par les figures (V.43.44 et 45), il met en évidence la relation entre le débit de fuite et l'état de chargement c'est-à-dire la hauteur de la retenue (Cf figure V.47).

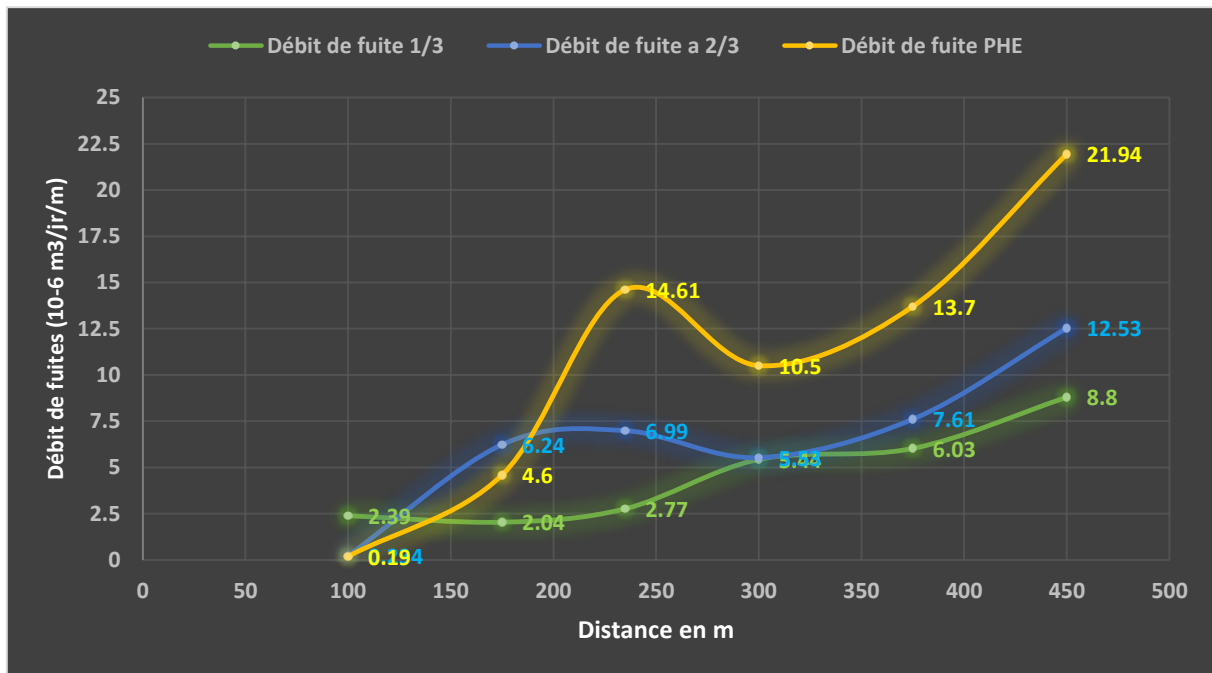


Figure V.47. Variation du débit de fuites en fonction du remplissage

On remarque dans la figure V.47 que le débit de fuite maximale est atteint lors que l'eau est au niveau de PHE (graphe jaune) avec un débit de fuite de $q=21.94 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{j/m}$, puis en 2ème position vient la valeur débit de fuite l'état 2 (graphe bleu $2/3_{\text{PHE}}$) estimé a $q=12.53 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{j/m}$, Enfin la valeur obtenue du graphe vert qui correspond a l'état 1 soit $2/3_{\text{PHE}}$ avec un débit de $q= 8.8 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{j/m}$.

On conclut alors que la variation du débit fuite dans le barrage est similaire pour les 3 états de charge, en hausse constamment le débit de fuite reste relativement faible dans le coté amont, puis le commence à prendre des valeurs plus importantes dans les drains (coté aval) après une forte accumulation dans le noyau central. Cela implique que le débit de fuite est plus faible en amont qu'en aval et que le noyau argileux occupe bien sa fonction.

L'assemblage des trois graphes du débit de fuite dans le cas des 3 états de charge conduit à une relation proportionnelle entre le débit de fuite et la hauteur de retenue, c'est-à-dire que plus la hauteur de retenue est grande plus le débit de fuite est important.

V.2.6. Analyse de la déformation du parement amont et aval

Dans le but d'analyser la déformation du parement amont et aval, on a procédé à des coupes verticales (semblable à l'analyse des infiltrations), mais avec des coordonnées différentes (voir la figure V.48 et Tableau V.3) les valeurs maximales des déformations horizontales sont recensés afin de mieux visualiser les variations.

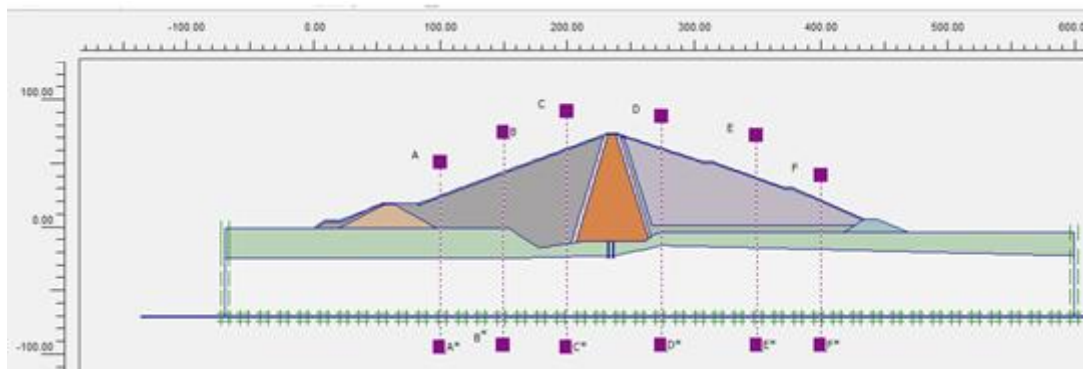


Figure V.48. Différentes coupes effectuées sur les parements du barrage

L'analyse des déformations horizontales s'effectuera dans ce cas séparément pour les deux parements amont et aval. Il est noté que dans ce calcul les déformations du barrage à l'état vide sont incluses.

Tableau V.4. Coordonnées des différentes coupes sur les parements

Coupe	Coordonnée suivant l'axe X	Parement de la coupe
A-A'	100	Parement amont
B-B'	150	Parement amont
C-C'	200	Parement amont
D-D'	275	Parement aval
E-E'	350	Parement aval
F-F'	400	Parement aval

V.2.6.1. Analyse des déformations du parement amont en fonction de la HR

Le parement amont est coté qui en contact direct avec l'eau du barrage, il est donc fortement sollicité par les pressions hydrostatiques, la figure V.49 présente la variation des déformations horizontales du parement amont en fonction de la hauteur de retenue.

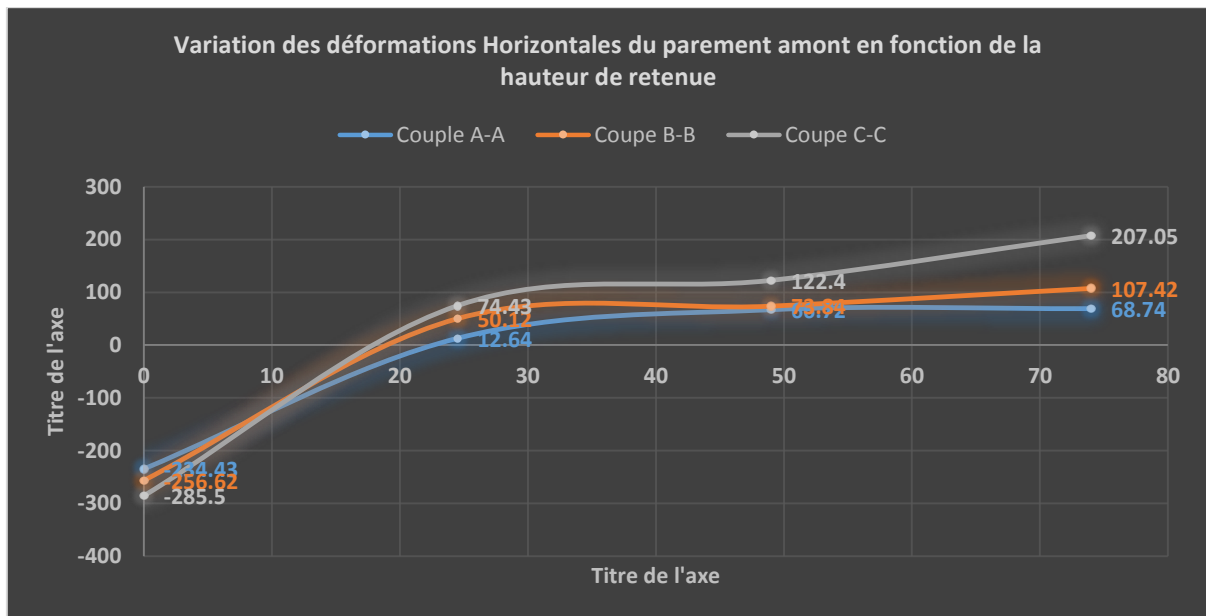


Figure V.49. Variation des déformations horizontales du parement amont en fonction de la hauteur de retenue

On constate alors que la variation des déformations horizontale du parement amont est identique dans les 3 coupes. C'est-à-dire elle suivent le même chemin d'une valeur négative à une valeur positive (d'un glissement à une stabilisation).

Le parement amont subit une déformation du côté aval vers l'amont en situation de fin de construction, qui estimée a une valeur maximale de $U_x=280.5 \times 10^{-3} \text{m}$ cette déformation est obtenue par la courbe grise. Au fur et à mesure que le barrage se remplit cette déformation devient positive grâce aux forces de poussées qui s'exercent sur cette facette du barrage, cette constatation s'applique pour toutes les coupes faites sur ce parement, tout le parement amont subit cette poussée qui l'aide alors à se stabiliser.

Remarque :

- Les déformations obtenues dans l'état en fin de constructions sont compris dans l'analyse.
- Une déformation de valeur positive (+) signifie un déplacement du côté amont vers l'aval, contrairement à la déformation de valeur négative (-) qui signifie un déplacement du côté aval vers l'amont.

V.2.6.2. Analyse des déformations du parement aval en fonction de la HR

Le parement aval est la partie du barrage qui n'est pas en contact direct avec l'eau de la retenue, cependant cette partie ne reste pas sans déformation lors des différents états de charges (remplissage). La figure ci-dessous rassemble les différentes déformations obtenues par les 3 coupes effectuées sur ce parement.

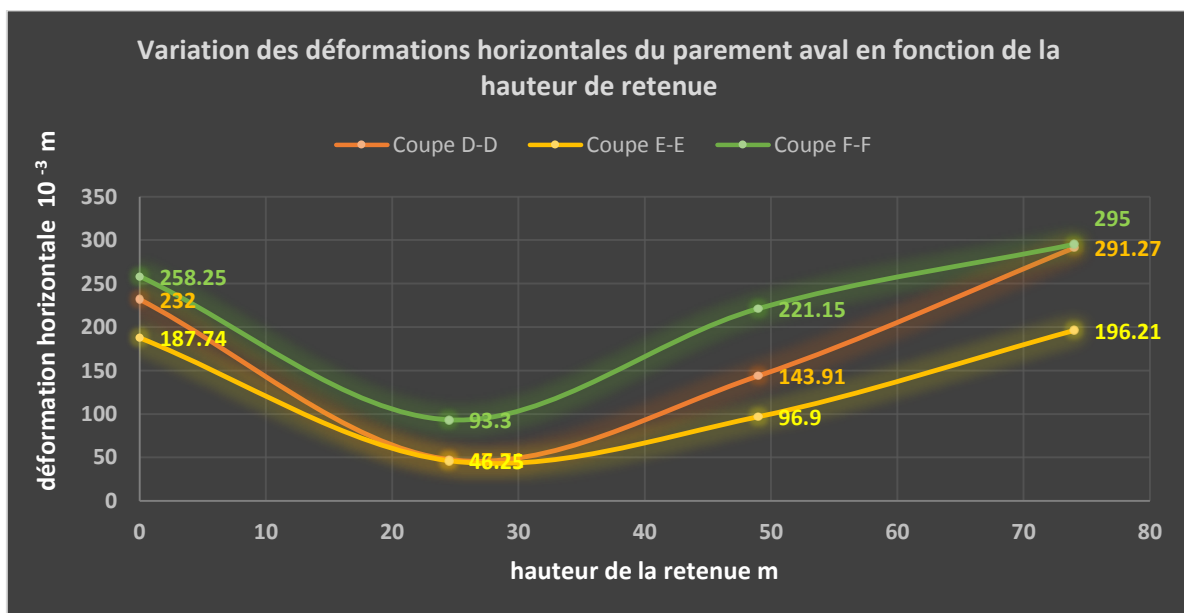


Figure V.50. Variation des déformations horizontales du parement aval en fonction de la hauteur de retenue

Dans ce cas, on remarque que la variation des déformations se fait de la même façon c'est-à-dire une diminution puis une hausse des valeurs de déformations. La déformation la plus importante du parement c'est localisé au niveau de la coupe F-F soit la courbe en vert avec une valeur de $U_x=25$ cm à l'état du barrage vide puis diminue à l'état 1 et 2 aux valeurs de (9.3cm et 22 cm), pour augmenter encore et atteindre une valeur finale au niveau des plus haute eaux de $U_x=29.5$ cm.

La diminution des déformations dans le parement aval lors de l'état 1 et 2 est due à la succion qui est une pression négative qui s'exerce dans au-dessus des drains (voir figure V.7 et V.17) cette pression aide le talus à ce stabilisé, mais niveau de la PHE la zone non saturée est moins importante et les pressions interstitielles sont trop importante pour que le parement aval reste sans aucune déformation.

V.2.7. Analyse de la variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de la HR

Les valeurs présentées dans la figure ci-dessous du coefficient de sécurité sont les valeurs minimales de F_s ,

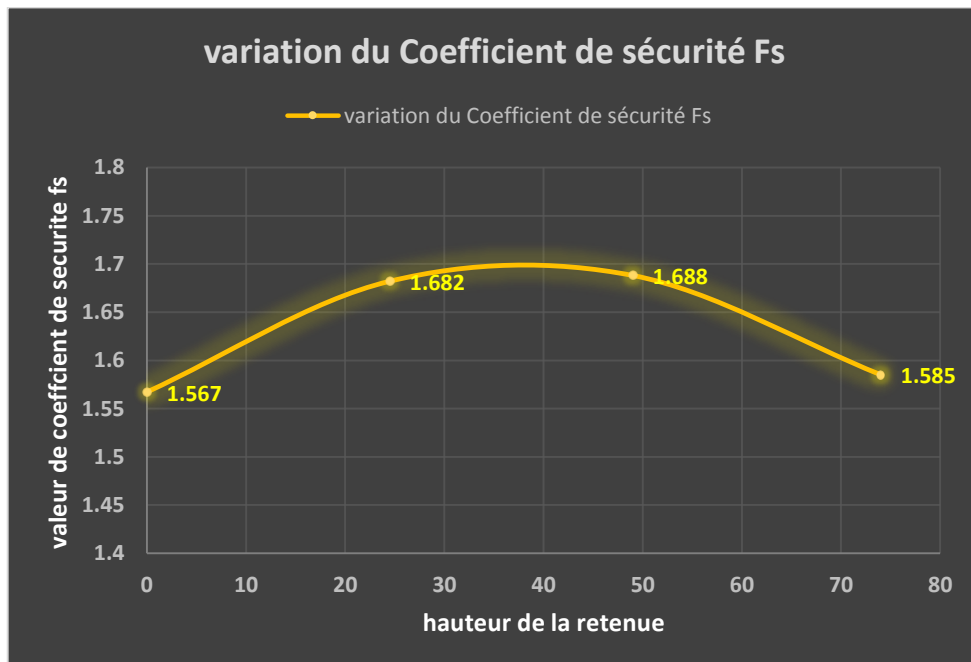


Figure V.51. Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de la hauteur de retenue

La variation du coefficient de sécurité est comme le montre la figure est croissante elle s'élève d'une valeur de **Fs=1.567** à l'état du barrage vide jusqu'à atteindre la valeur de **Fs=1.688** qui correspond à l'état 2 (hauteur de retenue de 49m), puis la courbe est décroissante au niveau de la PHE ou elle diminue jusqu'à la valeur de **Fs=1.585**.

La valeur de Fs en fin de construction correspond au parement amont sur lequel se produit les plus importantes déformations horizontales, la valeur de **Fs=1.585** correspond au facteur de sécurité au niveau de la PHE, elle s'applique pour parement aval qui subit les plus grande déformations horizontales contrairement au parement amont qui se stabilise en fonction de la montée des eaux.

On comprend donc pourquoi la réglementation préconise le calcul du coefficient de sécurité pour le parement amont et aval en fin de construction et pour le parement aval uniquement à l'état plein.

Malgré cela le coefficient de sécurité reste toujours au-dessus des valeurs fixée par la réglementation (voir tableau V.1), **le barrage Taksebt est donc parfaitement stable.**

V.3. Conclusion

D'après les interprétations effectuées on peut conclure les faits suivants :

- Les contraintes effectives diminuent lors de la montée de l'eau dans la retenue
- Les contraintes totales augmentent lors de la montée de l'eau dans la retenue
- Les pressions interstitielles augmentent lors de la montée de l'eau dans la retenue
- L'infiltration de l'eau est proportionnelle a la hauteur de retenues
- Le débit de fuite dépend de la vitesse d'écoulement
- La perte de charge de l'eau infiltrée se fait au niveau du noyau d'argile
- La montée de l'eau dans la retenue a un effet stabilisateur sur le parement amont
- La montée de l'eau dans la retenue a un effet déstabilisateur sur le parement aval
- La déformation du parement aval est plus importante lors de la PHE
- Le débit de fuite est plus important à l'état de PHE
- Le barrage TAKSEBT est stable à tous les niveaux de charges

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Bien que l'eau soit une ressource naturelle importante et vitale et parfois rare, elle reste l'ennemi principal de toutes les constructions ; les ingénieurs et les géotechniciens cherchent souvent à l'évacuer ou carrément à l'éliminer car il est admis qu'elle est la cause de la plupart des sinistres et des dégradations des ouvrages, car en plus de sa force directe, elle s'infiltré et dégrade physiquement ou chimiquement peu à peu les matériaux constituant l'ouvrage.

L'influence de l'eau dans le cas du barrage de TAKSEBT a été mise en évidence par les différents paramètres évalués en fonction de la montée des eaux de la retenue. On conclut principalement alors les faits suivants :

- La perte de charge de l'eau s'effectue principalement dans le noyau central constitué d'argile compactée.
- Une étroite relation entre le débit de fuite et la vitesse d'écoulement ; en effet, une variation proportionnelle des fuites est constatée en fonction de la vitesse d'écoulement.
- Le système de drainage du barrage est efficace même dans la situation la plus défavorable qui est le niveau des plus hautes eaux. En effet, la ligne phréatique ou ligne d'écoulement reste toujours à l'intérieur des drains, donc il n'est pas submergé par l'eau infiltrée et elle est évacuée totalement de la digue.

Malgré l'efficacité d'un bon système de drainage qui assure une bonne évacuation de l'eau en toute sécurité (migration de particules fines), le barrage doit rester étanche et limiter au maximum les infiltrations et le débit de fuite et cela pour l'unique raison d'éviter que le barrage se vide rapidement dans les périodes de sécheresse.

Le barrage de Taksebt présente des valeurs rassurantes en termes de coefficient de sécurité qui restent supérieures à la norme sous tous ces états de charge, de plus il est suffisamment étanche.

L'eau est une richesse inestimable. La région de Kabylie, gâtée par le relief et le climat, se voit dotée d'un nouveau barrage qui se construit un peu plus à l'ouest de Taksebt, contrairement à certains endroits en Algérie où dans le monde où l'eau est quasiment rare, on se doit donc en tant que citoyens et citoyennes de bien la préserver et dont faire un bon usage.

REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] GABI S. (2015).-Conception et Aménagement des Ouvrages hydrotechniques. UMMTO faculté du génie de la construction.
- [2] Ministère de l'agriculture française. (1977).- Technique des barrages en aménagement rural, édition,.
- [3] CARRÈRE A. Directeur Technique, Bureau d'Ingénieurs Conseils COYNE et BELLIER. Technique de l'ingénieur intitulé : **Les barrages C 5-555**.
- [4] DEGOUTTE G. (2008) CFBR, de Comité français des grands barrages, <Recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi > publié en.
- [5] Michel de Vivo, Commission International des Grands Barrages,
- [6] Equipe du Laboratoire de construction Hydrauliques. (2013). Support de Cours module Barrages. Ecole polytechnique Fédérale de LAUSANNE.
- [7] BENNAZOUG. (2015). Support de cours de mécanique des sols 3, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- [8] G. PILOT Ingénieur T.P.E. Assistant au Groupe des Fondations Section des Sols et Pierres au Laboratoire dans la publication ‘ ‘Central dans calcul de la stabilité des pentes ‘ ‘.
- [9] Reiffsteck Ph.LCPC div. MSRGI sec. CSOG Mécanique des Sols Avancée Stabilité des pentes.
- [10] MASEKANYA J. (2007), Stabilité des pentes et saturation partielle Etude expérimentale et modélisation numérique, thèse doctorat de l'université de liège faculté des sciences appliquées..
- [11] W. Bruno, G.J. Louis, L.William.(2005) Stabilité des pentes, T.P. Université Libre de Bruxelles (ULB), Faculté des Sciences Appliquées, École Polytechnique, IRCNST-4.

- [12] SAFEG Ingénieurs conseils, (2014) Revues, S7 – Diagnostic de l'aléa de rupture des digues 12DHF027. Direction régional de l'environnement de l'aménagement et du logement. Nanterre, France.
- [13] Bendahmane F. (2005). Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne. Thèse de doctoral. Université de Nantes-France.
- [14] USBR. (1987). Design of small dams, Third edition. USA: united States department of the interior. Bureau of Reclamation.
- [15] Maurice J.D., Paul R., Matériaux P. -(1999). Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Editions Quae, 1 janv.
- [16] Jean-Pierre MAGNAN Professeur de mécanique des sols et des roches à l'École nationale des ponts et chaussées, Dans l'article Technique de l'ingénieur intitulé : L'eau dans le sol. **C212**.
- [17] Jacques Lérau (2006), Université de Toulouse (INSA), Cours de géotechnique 1. Chapitre hydraulique souterraine.
- [18] Gerveau E, (1998) livre intitulé Géotechnique et Mecaniques des sols, Edition gaetan morin Maitre de conférence à l'université de Cergy pantoise.
- [19] Karray M. (2013) Cours barrages, référence GCI310 et GCI315, université Sherbrooke Canada.
- [20] Donald Coduto, (2001). *Foundation Design*, Prentice-Hall, Extrait du site web www.wikipedia.com
- [21] V. Whenham, chef de projet, laboratoire 'Géotechnique et monitoring', CSTC, Article intitulé cohésion apparente des sols non saturé.
- [22] Edition R.B.J brinkgreve, manuel tutorial Plaxis v8, Delft University of Technology & plaxis b.y. The Netherlands.
- [23] Edition R.B.J brinkgreve, manuel scientifique de Plaxis v8 , Delft University of Technology & plaxis b.y. The Netherlands.
- [24] Martin G.- support de Cours Module intitulé, Le comportement mécanique des roches .université de Laval.

- [25] Coulomb, C. A. (1776). *Essai sur une application des règles des maximis et minimis a quelques problèmes de statique relatifs, à la architecture*. Extrait de Wikipédia.
- [26] D.T.I. n°21 (1982). (Document Technique internes) du bureau d'étude COYNE ET BELLIER filiale de TRACTEBEL Engineering, Stabilité des barrages.
- [27] Rocscience inc. (2011). Verification Manual. Groundwater Module in *Slide* 2D finite element program for groundwater analysis.
- [28] LE DELLION P. (2007). Les barrages : conception et maintenance, Nouvelle edition. Presse universitaire de Lyon. ISBN-2-7297-0807-3.
- [29] BURON A. et MEILHAC A. (1995). Document barrages, Techniciens supérieur travaux publics, Egletons. France.
- [30] Larousse, La grande encyclopédie Edition (1971-1976),
- [31] <https://www.nbpower.com/>

Résumé

Les barrages sont des ouvrages de grandes importances, ils sont soumis à une des plus grandes forces de la nature qui est l'eau qui exerce des forces directes et indirectes sur le barrage.

Les infiltrations ne doivent pas être négligées dans le cas des barrages en terre, car ils sont composés de matériaux brutes et poreux, à défaut d'être négliger ces infiltrations peuvent mener à la ruine de l'ouvrages.

L'objectif de ce mémoire est de mettre en évidence l'influence des infiltrations sur la stabilité des barrages en terre, nous avons pris comme cas d'étude le barrage de Taksebt, situer à la wilaya de Tizi-Ouzou. Ce travail se divise en cinq chapitres, dont :

Chapitre 1 qui aborde quelques généralités sur les barrages. Le chapitre 2 et 3, démontrent l'approche théorique utiliser pour l'analyse de la stabilité et des infiltrations. Le chapitre 4 présente la modélisation du barrage, et le logiciel Plaxis qui utilise une approche à éléments finis. En fin le chapitre 5, recense les principaux résultats obtenus par le calcul, ainsi qu'une interprétation des résultats.

Mots-clés : Barrage, Digues, Barrage en terre, Infiltration, Stabilité, Plaxis, Eléments finis

Abstract

The dams are works of great importance, they are subjected to the greatest forces of nature that is the water that exerts direct and indirect forces on the dam.

The Infiltration should not be neglected in the case of earth dams because they are composed of raw and porous materials, if neglect these infiltrations can lead to the ruin of the works.

The objective of this memory is to highlight the influence of infiltrations on the stability of earth dams; we have taken as a case study the Taksebt dam, situated in Tizi-Ouzou. This work is divided into five chapters, including:

Chapter 1 that addresses some generalities on dams. Chapter 2 and 3 indicate the theoretical approach used to analyze the stability and seepage. Chapter 4 presents the modeling of the dam, and the Plaxis software that uses a finite element approach. Chapter 5 identifies the main results obtained by the calculation and interpretation of results.

Key-words: Dam, Earth dam, Infiltration, Stability, Seepage, Plaxis, finite elements