



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : AMENAGEMENT ET OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME :

Analyse par élément finis de la stabilité d'un barrage en terre (effet du niveau d'eau)

Présenté par :

KOUAOUCI Nour El Houda

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Président
TOUMI Samir	M.C.B	Examineur
BENSALAH Mohamed Draïdi	M.C.B	Examineur
Ammar Bouzid Djilali	Professeur	Promoteur

Remerciement

*Premièrement et tout d'abord je remercie **Allah tout puissant**, de m'avoir donné la volonté, la force et la patience de mener à bien ce travail.*

*Je remercie en second **mes parents** pour leurs sacrifiés et pour d'être toujours là pour moi.*

*Je remercie aussi l'encadreur **Mr AMMAR Bouzid** pour leur critiques constructives et son orientation qui me beaucoup aident à apprécier ce travail.*

*Je remercie en particulièrement **Mr ZEOUAL Ayoub** pour tout leur aide pas seulement pour achever ce travail et pour leur soutien moral et son encouragement.*

*Je remercie **Mrs les membres de jury** pour l'avoir jugé mon travail.*

Dédicace

A l'aide de die tout puissant

On peut achever ce modeste travail que je dédie à :

*La plus personne qui mérite de m'avoir à ce moment-là, à **Ma mère** qui n'est pas à cote de moi ces jours-là, mais elle sera toujours dans mon cœur.*

***A mon père** qui j'aime beaucoup.*

*A mes chers **frères** et **sœurs** pour leurs amour, qui n'ont pas de cesse de prier pour moi et de m'encourager dans les moments les plus difficiles.*

*A mon neveu **Ishak** et mes chères nièces **jojo** et **Touka**,*

*A mes amis, **Yasso**, **Meriem**, **Aya** et **Samah**.*

ملخص

تُثير المشاكل التي تُلاحظ في بناء سدود خزانات التربة وتعبئتها بالماء العديد من الأسئلة حول استقرارها. تلعب العوامل كهندسة السد وخصائص المواد الميكانيكية المستخدمة في البناء وضغط المواد وتوليد الضغوط بين المسام دورًا أساسيًا في هذه الديناميكية. ومع ذلك، غالبًا ما يتم إهمال هذه الجوانب في الطرق التقليدية لتقييم سلامة سدود التربة. في هذا الصدد، اقترحنا استخدام برنامج PLAXIS ذو العناصر المحددة لتمكين تحليل أكثر عمقًا ودقة لتأثير الماء على استقرار سدود التربة.

وهكذا تم تطبيق طريقة PLAXIS عمليًا على سد ذراع الديس ، مما يكشف أن السد يظل مستقرًا لجميع مستويات المياه المتوقعة، بما في ذلك أثناء التفريغ السريع، على الرغم من عامل الأمان المنخفض نسبيًا.

الكلمات المفتاحية : السد الترابي ، النمذجة العددية ، ضغط المسام ، التشوه ، الضغط ، plaxis

Résumé

La pathologie observée dans la construction et la mise en eau des digues et barrages en terre soulève plusieurs questions cruciales concernant leur stabilité. Des facteurs tels que la géométrie du barrage, les propriétés mécaniques des matériaux de construction, le compactage des matériaux et la génération des surpressions interstitielles jouent un rôle essentiel dans cette dynamique. Cependant, ces aspects sont souvent négligés dans les approches traditionnelles d'évaluation de la sécurité des barrages en terre. Dans cette optique, comment l'utilisation du logiciel PLAXIS en éléments finis peut-elle permettre une analyse plus approfondie et précise de l'effet de l'eau sur la stabilité des barrages en terre ?

Une application pratique de cette méthodologie sera réalisée sur le barrage de DRAA DISS, révélant que le barrage demeure stable pour tous les niveaux d'eau envisagés, y compris lors de la vidange rapide, malgré un facteur de sécurité relativement bas.

Mots clés : Barrage en terre, modélisation numérique, PLAXIS, tassement, déformation, pression interstitielle.

Abstract

Pathologies in the construction and filling of earth dams and dikes raise several crucial questions about their stability. Factors such as the geometry of the dam, the mechanical properties of the construction materials, the compaction of the materials, and the generation of pore pressures play an essential role in this dynamic. However, these aspects are often overlooked in traditional approaches to evaluating the safety of earth dams. In this context, how can the use of PLAXIS finite element software enable a more in-depth and accurate analysis of the effect of water on the stability of earth dams?

A practical application of this methodology will be carried out on the DRAA DISS dam, revealing that the dam remains stable for all expected water levels, including during rapid drawdown , despite a relatively low safety factor.

Keywords: dam, numerical modeling, PLAXIS, compression, distortion, and water pore pressure.

Table des matières :

<i>Remerciement</i>	1
<i>Dédicace</i>	2
<i>Résumé</i>	3
<i>ملخص</i>	4
<i>Abstract</i>	5
<i>Table des matière</i>	6
<i>Liste des figures</i>	13
<i>Liste des tableaux</i>	16
<i>Introduction générale</i>	17

Chapitre I : généralités sur les barrages en terre.

I.1 introduction	19
I.2 les barrages en terre	20
2.1. Généralités et classifications des barrages en terre	20
2.1.1. Procédé général de dimensionnement d'un barrage en terre	20
2.2. Type de barrage en terre	22
2.2.1 barrage en terre homogène	23
2.2.2 barrages en terre zone	23
2.2.2.1. Barrage à noyau étanches	23
2.2.2.2. Diaphragme interne	24
2.2.3. Les barrages en terre à masque	25
2.2.3.1 Masque en béton de ciment	26
2.2.3.2 Masque en béton bitumineux	27
2.2.3.3 Masque en membrane souple	27
2.3. Etanchéité des fondations des barrages en terre	28
2.3.1. Clé d'étanchéité	28
2.3.2. Paroi moulée	29

2.3.3. Traitement des fondations par injection	29
2.3.4. Tapis d'étanchéité amont	30
2.3.5. Analyse des facteurs impactant la conception et la réalisation des barrages en remblai.....	31
2.3.5.1. La disponibilité des matériaux	31
2.3.5.2. Type de fondation	32
2.3.5.3. Action des vagues	32
2.3.5.4. Climat	32
2.3.5.5. Séismicité	32
2.4. Forme et structure des ouvrages.....	33
2.4.1. Définition du profil général des barrages en terre	33
a. Hauteur du barrage.....	34
b. Revanche	35
c. Largeur de la crête	36
d. Pente et revêtement des talus du barrage	36
2.4.2. Infiltrations dans un barrage en terre	38
2.4.2.1. Ligne de saturation	38
2.4.2.2 les pressions interstitielles	40
2.4.2.3. Débit de fuite	40
2.5. Dispositifs de protection contre les effets de l'eau	40
2.5.1. Les filtres	41
2.5.1.1. Définition des filtres	41
2.5.1.2. Loi des filtres	41
2.5.1.3. Conditions de La conception des filtres.....	42
2.5.1.4. Disposition des filtres	43
2.5.1.5. Filtre en géotextile	43

2.5.2. Système de drainage	43
2.5.2.1. Définition des drains	43
2.5.2.2. Rôle des drains	44
2.5.2.3. Les types de drains.....	44
Tapis drainant	44
Emplacement du drain tapis interne dans un barrage en terre homogène	44
Dimensionnement des tapis drainants.....	45
Drain cheminée	46
Les puits filtrants.....	47
I.4 Conclusion	48

Chapitre II : recherche bibliographie sur la pathologie des barrages en remblais

II.1 introduction	49
II.2 Rupture de barrage en remblai	49
II.3 Les causes de rupture	49
3.1. Problèmes techniques.....	50
3.2. Causes naturelles.....	50
3.3. Causes humaines.....	50
II.4 pathologies de rupture de barrage en terre	51
4.1. Le glissement des talus.....	51
a. risque de glissement du versant aval d'un barrage lors d'une crue	51
b. Risque de glissement du versant aval d'un barrage après une crue	52
c. Les conséquences d'un glissement de terrain	53
4.2. L'érosion interne	54
a. Mécanisme d'érosion interne	54
4.3. Erosion externe	58
a. Affouillement	58
b. Rupture liée au courant et aux chocs d'embâcles	59
c. Rupture par surverse	59

4.4. Liquéfaction	60
4.5. Tassement	61
a. Tassement de la fondation.....	61
b. Le tassement du remblai	61
II.5 Surveillance et auscultation des barrages.....	62
5.1 Définition et objectifs.....	62
5.2 Moyens d'auscultation	63
a. Principes généraux.....	63
5.3 Différents procédés et appareils :	63
a. Les clinomètres.....	63
b. Le contrôle des fuites	63
c. Le contrôle des pressions hydrostatiques	63
d. La topographie.....	63
e. La photogrammétrie.....	64
f. Mesure de tassement.....	64
II.6. Méthodes d'analyse de stabilité de barrage en terre (analytique)	64
6.1 Notion de facteur de sécurité	65
6.2 Choix des facteurs de sécurité	66
6.3 Méthodes de calcul a la rupture	67
a. Méthode de l'équilibre limite (MEL)	67
a.1 Méthodes des tranches	68
a.2 Méthode de FELLENIUS / PETERSON (1955)	70
a.3 Méthode de Bishop (1955)	72
a.4 Méthode de Spencer (1955)	74
II.7 Les méthodes numériques	76
II.8 conclusion	77
 Chapitre III : analyse par les éléments finis l'écoulement à travers les barrages en terre	
III.1 Introduction	78
III.2 L'écoulements dans un barrage en terre à travers un milieu poreux	78
a. Equation de mouvement	79

b. Equation de continuité	80
c. Equation thermodynamique de l'état du sol.....	80
III.3 Théorie sur la méthode des éléments finis	82
III.4 Historique de la méthode	83
III.5 Définition	84
III.6 Principe de la méthode	84
III.7 les Etapes de résolution d'un problème par éléments finis	84
III.8 L'analyse de l'écoulement à travers un barrage en terre	87
a. Modélisation géométrique	87
b. Discrétisation du domaine	88
c. Formulation des équations	89
d. L 'Assemblage de système d'équation	89
e. Définition des conditions aux limites	89
f. Résolution numérique	89
g. Visualisation des résultats	90
III.9 Conclusion	91
 Chapitre IV : présentation de logiciel de modélisation 	
IV.1 introduction.....	92
IV.2 Présentation de PLAXIS.....	92
a. Le programme d'entrée des données (input)	94
b. Programme de calcul	95
b.1 Type de calcul pour les contraintes initiaux	95
b.2 Types de calculs.....	96
c. Le programme de résultats (output)	98
IV.3 Les points fort de PLAXIS	98
IV.4 Modélisation du comportement d'un sol par PLAXIS	100
4.1 Modèle élastique linéaire.....	101
4.2 Modèle de Mohr-Coulomb.....	102
4.3 Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model)	104
4.4 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model).....	105
4.5 Modèle pour les sols mous (Soft Soil model)	108

4.6 Modélisation du comportement des sols mous soumis au fluage (Soft Soil creep model)	110
4.7 Modèle défini par l'utilisateur	111
4.8 HS Small	111
4.9 Cam-Clay modifiée.....	112
IV.5 Les types de comportement des matériaux (Material type)	113
5.1 Comportement drainé (Drained behavior)	113
5.2 Comportement non drainé (Undrained comportement)	113
5.3 Le comportement non poreux (Non-porous behavior).....	115
IV.6 conclusion	116

Chapitre V : présentation de cas d'étude

V.1 introduction	117
V.2 Situation du site	117
V.3 Genèse et historique du projet	118
V.4 La topographie de site du barrage	120
V.5 Cadre géographique	121
V.6 Cadre structural	122
V.7 Géologie de site du barrage	123
V.8 La géomorphologie du site du barrage	126
V.9 Réseau hydrographique	126
V.10 Cadre géotechnique	127
V.11 Climat.....	131
V.12 Hydrologie	132
V.13 Sols et végétation de la feuille d'El Eulma	134
V.14Caractéristiques générales du barrage DRAA DISS	134
V.15 sismicite	142

V.15 conclusion.....145

Chapitre VI : Modélisation de barrage de Draa Diss par la méthode des éléments finis

VI.1 introduction.....146

VI.2 Modélisation du barrage de DRAA DISS sous PLAXIS146

- a. les hypotheses principales146
- b. Modèle utilisé pour la modélisation de la digue147
- c. Le maillage et conditions aux limites mécaniques.....148
- d. Conditions initiales.....149
- e. Procédure et résultat de modélisation150
- f. Valeurs de coefficient de sécurité pour les différentes situations166
- g. Influence de drain et filtre sur le facteur de sécurité167

VI.13 conclusion169

Conclusion generale171

Reference bibliographie173

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 Barrage en terre homogène	23
Figure I.2 Barrage en terre à noyau	24
Figure I.3 Différents types du noyau	25
Figure I.4 Diaphragme interne	25
Figure I.5 Barrage à masque	26
Figure I.6 masque en béton de ciment	27
Figure I.7 masque en béton bitumineux	27
Figure I.8 masque en membrane souple	28
Figure I.9 clé d'étanchéité	29
Figure I.10 la paroi moulée	30
Figure I.11 la voile d'injection	30
Figure I.12 Le tapis étanche	34
Figure I.13 Schéma de répartition des tranches dans la retenue	37
Figure I.14 Trace de la ligne de saturation dans le cas d'un barrage homogène	37
Figure I.15 Trace de la ligne de saturation d'un barrage à noyau	39
Figure I.16 Granulométrie d'un filtre (Fuseau du matériau constituant les filtres	40
Figure I.17 Fonctionnement d'un géotextile	42
Figure I.18 drain tapis interne	43
Figure I.19 drains tapis filtrant	45
Figure I.20 Drain verticale	46

Chapitre II

Figure II.1 glissement circulaire d'un talus	51
Figure II.2 le phénomène de glissement de terrain en aval d'un barrage en période de crue52	
Figure II.3 Processus de glissement du talus aval d'un barrage en phase de décrue	53
Figure II.4 Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion dans un barrage	55
Figure II.5 Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage	57
Figure II.6 le mécanisme de L'affouillement.....	58
Figure II.7 comparaisons entre la digue qui résiste à la surverse et qui pas résister	60
Figure II.8 ruptures par liquéfaction lors du tremblement de terre	61
Figure II.9 schéma d'analyse de stabilité à la rupture	67
Figure II.10 la masse du talus découpe en tranches	69
Figure II.11 Schéma statique de la tranche	71
Figure II.12 la masse du talus découpée en tranches.....	71
Figure II.13 schéma statique du block	73
Figure II.14 schéma de méthodes de spencer	74

Chapitre III

Figure III.1 Écoulement dans une digue homogène	81
Figure III.2 Parabole de Kozeny	82
Figure III.3 Composant d'un maillage	86
Figure III.4 Types du maillage	87
Figure III.5 Discrétisation du domaine en éléments triangulaires	88

Chapitre IV

Figure IV.1 de l'icône de PLAXIS 2d.....	92
Figure IV.2 exemples des problèmes de déformation plan et axisymétrique	93
Figure IV.2 toolbars de plaxis.	94

Figure IV.3 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol	100
Figure IV.4 fenêtre des paramètres du modelé élastique linéaire	102
Figure IV.5 fenêtre des paramètres avancé du modelé élastique linéaire	102
Figure IV.6 Représentation du comportement élastique- parfaitement plastique sans écrouissage	103
Figure IV.7 fenêtre des paramètres du model de mohr-coulomb.....	104
Figure IV.8 fenêtre des paramètres avancées de mohr-coulomb	104
Figure IV.9 fenestres des paramètres de modèle des roches fissurées	105
Figure IV.10 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage	106
Figure IV.11 fenêtre des paramètres de HSM.....	107
Figure IV.12 fenêtre des paramètres avancées de HSM.....	108
Figure IV.13 fenêtre des paramètres de modèle SSM	109
Figure IV.14 fenêtre des paramètres avancées de modèle SSM	109
Figure IV.15 fenêtre des paramètres de SSCM.....	110
Figure IV.16 fenêtre des paramètres avancées de SSCM.....	111
Figure IV.17 fenêtre des paramètres de HS Small	112
Figure IV.18 fenêtre des paramètres de cam Clay modifie	113

Chapitre V

Figure V.1 Carte générale d'Algérie avec localisation du projet.....	117
Figure V.2 la carte de l'organisation administrative de la WILAYA de Sétif	118
Figure V.3 présentation de système de transfert Est du projet de Sétif-Hodna	119
Figure V.4 Schéma du transfert de Sétif Est.....	120
Figure V.5 l'emplacement du barrage d'après la carte topographique de bougie	121
Figure V.6 situation géographique de la région d'étude	122
Figure V.7 Schéma structural simplifié	123
Figure V.8 carte géologique.....	124
Figure V.9 Carte géologique du barrage de Draa Diss.....	125
Figure V.10 Relief de la région du projet	126
Figure V.11 Carte réseau hydrographique de sous bassin versant de sebkhet bazer.	127
Figure V.12 et V.13 Conglomérats en partie supérieure des rives.....	129
Figure V.14 Aspect du substratum calcaire en rive droite.....	130
Figure V.15 Géométrie simplifiée d'un site de barrage	135
Figure V.16 Coupe de type de la digue principale	141
Figure V.17 carte de zonage sismique du territoire national	144

Chapitre VI

Figures VI.1 les paramètres Générales de plaxis	147
Figures VI.2 icones de bouton basculent	149
Figures VI.4 la géométrie de barrage de DRAA DISS sous plaxis.....	150
Figures VI.5 maillages de notre cas d'étude.....	150
Figures VI.6 les conditions initiales hydraulique (les pressions interstitielles).	151
Figures VI.7 les conditions initiales de configuration de la géométrie.	152
Figures VI.8 le maillage déformé	152
Figures VI.9 les déplacements totaux qui on doit les négliger	153
Figures VI.10 le maillage déformé.....	153
Figures VI.11 (a) répartition des déplacements totaux, (b) vecteurs des déplacements totaux aux talus, (c) vecteurs des déplacements totaux a la crête (fin de construction)	
Figures VI.12 (a) répartition de déplacement verticale U_y dans la phase de barrage vide, (b) un soulèvement dans le talus aval.	154
Figures VI.13 répartitions des déplacement horizontal U_x	156
Figures VI.14 facteur de sécurité globale de barrage vide.	156

Figures VI.15 (a) surface de glissement, (b) la concentration des vecteurs de déplacements (fin de construction)	157
Figures VI.16 la ligne de saturation tracer à partir de la méthode de Kozeny.....	158
Figures VI.17 déplacement maximale au niveau de volume mort.....	159
Figures VI.18 facteur de sécurité globale du barrage h=10 m.....	159
Figures VI.19 répartitions des déplacements maximale quand le barrage est rempli au niveau 1099.2 NGA.....	160
Figures VI.20 facteur de sécurité globale du barrage h=26 m.....	160
Figures VI.21 répartitions des déplacements totale quand le barrage est rempli au niveau 1112.2 NGA.....	160
Figures VI.22 facteur de sécurité globale du barrage h=39 m.....	161
Figure VI.23 répartitions des déplacements maximale quand le barrage est rempli au niveau 1127.2.....	161
Figures VI.24 facteur de sécurité globale du barrage h=52 m.....	162
Figures VI.25 la ligne de saturation tracer à partir de la méthode de Kozeny.....	162
Figures VI.26 répartitions des déplacements totale maximale de barrage rempli.....	162
Figures VI.27 facteur de sécurité globale du barrage remplie.....	163
Figures VI.28 les surpressions interstitielles.....	163
Figures VI.29 Vecteurs des déplacements dans la vidange rapide.....	164
Figures VI.30 surface de glissement durant un vidange rapide.....	165
Figures VI.31 facteur de sécurité durant un vidange rapide.....	166
Figures VI.32 le modèle géométrique sans drain et filtre.....	166

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 Détermination de la revanche optimale pour une hauteur de barrage donnée	35
Tableau.I.2 Quelques valeurs à confirmer par une étude de stabilité	37
Tableau I.3 Spécifications des pentes des talus des barrages en terre (selon ex URSS) ...	37

Chapitre II

Tableau II.1 valeur de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage	66
--	----

Chapitre V

Tableau V.1 Répartition des températures mensuelles.....	131
Tableau V.2 apports naturels.	133
Tableau V.3 pluies annuels et les crues des périodes de retours.....	133
Tableau V.4 les valeurs de h	138
Tableau V.5 classement des barrages en fonction de H et le type de sol de fondation.....	139
Tableau V.6 Les valeurs calculer de largeur de la crête.....	139
Tableau V.7 caractéristiques du barrage de Draa diss.....	141

Chapitre VI

Tableau VI.1 les caractéristiques des matériaux de construction de barrage	148
TableauVI.2 Facteurs de sécurité minimum admissibles les barrages en remblai	167
Tableau VI.3 les valeurs de F_s de différentes H	167
Tableau VI.4 facteurs de sécurité du barrage sans drain et filtre.....	168

*Introduction
générale*

Introduction générale :

Les ouvrages d'accumulation des eaux sont des structures complexes qui, en cas de rupture, peuvent entraîner des conséquences catastrophiques. En effet, une rupture peut causer des pertes humaines, des dommages matériels importants et des coûts économiques considérables. Ces risques justifient les exigences élevées en matière de conception, de construction et d'exploitation de ces ouvrages.

Pour garantir un haut niveau de sécurité, il est essentiel de pouvoir détecter toute anomalie dans le comportement des ouvrages, de leurs fondations et de leur environnement. C'est pourquoi la législation relative aux ouvrages d'accumulation impose des mesures spécifiques de surveillance et de contrôle.

Les mesures prises lors de la conception et de la construction d'un ouvrage d'accumulation doivent viser à prévenir toute défaillance susceptible d'entraîner un écoulement incontrôlé de masses d'eau.

Dans le contexte des digues, des travaux de recherche ont développé des approches physiques pour évaluer leur état. Ces approches, qui comprennent l'étude morpho dynamique, l'analyse topographique, les études hydrologiques et hydrauliques, les inspections visuelles, les reconnaissances géotechniques et géophysiques, et la modélisation géomécanique, sont efficaces pour l'évaluation préliminaire ou approfondie des digues.

Cependant, ces approches ne prennent pas en compte l'ensemble des mécanismes de rupture auxquels une digue est potentiellement soumise. Elles ne considèrent pas non plus les aléas et l'environnement extérieur, tels que les crues, la végétation, les animaux et les actions de l'homme. De plus, aucune méthode n'a été développée pour proposer des critères de décision ou des indicateurs de performance pouvant être associés à un système d'information géographique.

L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence de modèles de comportement du sol sur les déformations des barrages en terre. Pour ce faire, une étude de sensibilité des déformations aux paramètres du modèle sera réalisée sur le barrage de Draa diss à Sétif, avec le logiciel Plaxis.

Ce mémoire est scindé en quatre chapitres. Après une introduction générale, nous avons passé en revue dans le premier chapitre les différentes définitions concernant les barrages en terre.

Le deuxième chapitre présente les risques de rupture auxquels est soumis l'ouvrage différentes méthodes classiques d'analyse de la stabilité des barrages en terre.

Le troisième chapitre, sera consacré à la présentation de la méthode des éléments finis.

Dans le **quatrième** chapitre, on entame une présentation complète de logiciel de plaxis.

Le **cinquième** chapitre on fait une présentation de notre cas d'étude.

Le **sixième** chapitre, modélisation sous PLAXIS de barrage en terre de Draa diss qui fait une partie de projet de transfert des hautes plaines de Sétif et Enfin les résultats obtenus seront discutés.

Nous clôturons ce mémoire par une conclusion générale donnant une synthèse des résultats obtenus.

Chapter I

Chapitre I : Généralités sur les barrages en terre et les problèmes d'écoulement

I.1 Introduction :

L'accroissement des besoins en eau potable AEP pour les agglomérations suite au développement démographique et économique ainsi les besoins en eau pour les cultures BEC fait appel à combler le déficit avec la réalisation des barrages utilisés comme réservoirs de stockage afin de satisfaire avec régularité constante ces besoins en eau en quantités et en qualités. Présentement, comme par le passé les barrages en terre sont les plus nombreux dans la liste des ouvrages de retenue réalisés dans le monde Les barrages, qui sont construits en terre et en matériaux rocheux, sont généralement appelés barrages de remblai ou barrages de type remblai : Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites. Le terme « terre » couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers. Dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que des latérites, des chistes et grés tendres etc. Les volumes à mettre en œuvre pour la construction d'un barrage en terre sont en général importants : 5 à 15 fois plus que pour un barrage en béton du type poids susceptible d'être réalisé sur le même site. Pour des petits ouvrages, il est fréquent d'avoir à compacter de 20000 à 100000 m³ en terre. Les grands barrages nécessitent des millions et même des dizaines de millions de m³. Le transport et la mise en œuvre des matériaux sont donc des éléments essentiels du prix de revient. Le transport sur de longues distances devient vite très onéreux. Sauf pour des matériaux particuliers, comme la terre destinée à la construction du noyau ou les enrochements de qualité, des distances de 2000 à 3000 m doivent être considérées comme le maximum envisageable De fait il est rare, sauf pour les petits ouvrages, de disposer sur place des matériaux permettant de bâtir une digue homogène. Le massif sera donc souvent constitué de plusieurs zones formées de terres de caractéristiques différentes. L'histoire de la construction de barrages de remblai est beaucoup plus ancienne que celui des barrages en béton. Il est évident que certains barrages en terre ont été construits il y a environ 3000 ans dans les berceaux d'anciennes cultures comme les pays de l'Est Selon le manuel standard fourni par la Commission internationale sur les grands barrages (ICOLD), dans laquelle environ 63 pays membres sont maintenant associés, les barrages avec la hauteur de plus de que 15m sont appelés "barrages élevés". Environ 14000 barrages élevés ont été enregistrés jusqu'à présent, et plus de 70 pour cent d'entre eux sont des

barrages de remblai. Un rapport récent sur la construction de barrages élevés a également noté que sur environ 1000 barrages construits au cours des deux dernières années, à peine 20 pour cent sont des barrages en béton et les 80 pour cent restants sont des barrages de remblai. Il est donc facilement reconnu que la construction de barrages de remblai est une récente mondiale tendance à la place des barrages en béton., Pendant longtemps la construction de ces ouvrages se fit de façon tout à fait empirique avec des nombreuses échecs et destructions, cependant la théorie et la pratique de construction de ces types de barrages, furent très faibles jusqu'au en 1930 que les améliorations deviennent très rapides à partir de l'élaboration des principes de la mécanique des sols et suivent le même développement que celui de cette nouvelle science. Actuellement, les progrès de l'outil informatique permettent la modélisation numérique des méthodes de calcul, de dimensionnement et analyse et prennent mieux en compte le comportement observé des problèmes graves qui menacent la stabilité des barrages que ce soit mécanique ou hydraulique.

I.2 Les barrages en terre :

Les barrages en terre en Algérie :

Dans notre pays la proportion des barrages en terre est plus élevée ; cette proportion deviendra encore plus importante à l'avenir notamment lors d'achèvement du programme 2030. Les barrages et digues en terre sont des barrières de retenue d'eau suffisamment étanches construit avec des matériaux locaux du site lui-même servant d'assiette pour l'ouvrage avec des compositions bien définies selon les recommandations des études effectuées et le nombreux essai approfondies de laboratoire sans lesquelles on ne peut garantir correctement la sécurité. Actuellement en construit des centaines des barrages présentant par fois des hauteurs plus de 150m de hauteur avec toutes les garanties de sécurité nécessaires suite à la modélisation de tous types de phénomènes qui se présentent comme problèmes graves sur la stabilité de l'ouvrage avec une très grande maîtrise qui s'associe aux progrès et l'amélioration des matériels utilisés lors de la réalisation notamment les engins de terrassement et de compactage

I.2.1 Généralités et classifications des barrages en terre :

I.2.1.1 Procédé général de dimensionnement d'un barrage en terre :

1. Etude préliminaire ou de faisabilité :

L'étude de faisabilité doit tenir compte de :

- ✓ L'emplacement du barrage doit être choisi pour minimiser les risques d'inondation et de rupture.
- ✓ L'objectif du barrage (stockage d'eau, production d'énergie hydroélectrique, irrigation, prévention des inondations, etc.) doit déterminer son emplacement et sa conception.
- ✓ Le transport de l'eau stockée dans le barrage jusqu'aux zones où elle est nécessaire peut être difficile, en particulier si le barrage est situé dans une zone éloignée ou si le terrain est accidenté.
- ✓ La construction d'un barrage doit s'inscrire dans le cadre d'un schéma directeur de développement hydraulique pour garantir une utilisation optimale des ressources en eau.
- ✓ La disponibilité des matériaux de recharge est un facteur important à prendre en compte lors de la conception d'un barrage pour en assurer la construction et l'entretien durables

2. Etude détaillé du projet :

Dès que l'emplacement du barrage proposé, on passe à la deuxième phase qui consiste à l'élaboration de l'avant-projet détaillé succéder par le projet d'exécution dont les caractéristiques du site ont une influence importante sur la conception de l'ouvrage.

Ensuite on analysera les facteurs qui influencent la conception et la réalisation de barrages en terre, qui sont :

- ✓ Hydrologie et climatologie.
- ✓ Géologie et hydrogéologie
- ✓ Séismicité et caractéristiques de la fondation.
- ✓ Ouvrage annexe (dérivation provisoire de l'oued pendant la réalisation).
- ✓ Stabilité hydraulique et mécanique
- ✓ Les facteurs d'hydrologie, climatologie, Géologie et hydrogéologie sont traités dans d'autres procédures méthodologiques qui ont été conçu spécialement à ce propos.

3. Respect des conditions géotechniques :

Avant tout, Un barrage en terre doit être sûr et stable durant toutes les phases de la construction jusqu'au fonctionnement du réservoir

Lors de l'élaboration du projet, les conditions suivantes doivent être respectées et nécessitent la plus grande attention de la part du projeteur :

- ✓ Assurer la stabilité du remblai, de la fondation et des rives pour toutes les phases de vie de l'ouvrage (pendant la construction, tous les cas de fonctionnement, de vidange : lent, rapide, partiel ou total)
- ✓ Contrôler les infiltrations à travers la digue et la fondation \Rightarrow pressions interstitielles, phénomène de renard, érosion des matériaux à travers des fissures
- ✓ Éviter la submersion de la digue
- ✓ Dimensionnement des ouvrages d'évacuation - plus de sécurité
- ✓ Revanche suffisante
- ✓ Vérifier la stabilité des versants de la cuvette (grand glissement \vee vagues énormes, prévoir une flèche suffisante : compensation des tassements de la digue et de la fondation, protéger le talus amont contre les effets de batillage, et le talus aval et la crête contre l'érosion due aux pluies et aux vents

2.2 Type de barrage en terre :

Le type de barrage en terre envisage étant choisi selon les conditions locales du site et l'importance de l'ouvrage (selon la construction du corps du barrage)

Les barrages en terre classifiés et divisés en trois principaux types :

- ✓ Le barrage homogène ;
- ✓ Le barrage à noyau étanche(zoné)
- ✓ -le barrage à masque amont (écran étanche)

2.2.1 Barrage en terre homogène :

Ce type de barrage est le plus anciens, le plus simple et plus le grand en quantité des matériaux de recharge utilisés.

Hormis le matériau de protection des talus il est composé d'une seule qualité de matériau qui doit être suffisamment imperméable pour faire barrière à l'eau.

En effet pour ce profil homogène, les infiltrations apparaissent sur les talus avals, si le réservoir reste plein pendant une longue période, la cote d'apparition de ces infiltrations est relative à la

pente du talus aval ainsi la perméabilité du matériau utilisé. Si aucune précaution particulière n'est prise (ex : drainage), approximativement les infiltrations apparaissent au-dessous de $1/3$ de la hauteur normale du réservoir sur le talus aval.

Pour cela le profil totalement homogène a été abandonné pour des profils homogènes mais dans lesquels on dispose en plus des quantités faibles des matériaux filtrant très perméables à l'aval afin de contrôler les infiltrations à travers le barrage.

La disposition de ces matériaux perméables soit au pied du talus soit comme un tapis filtrant.

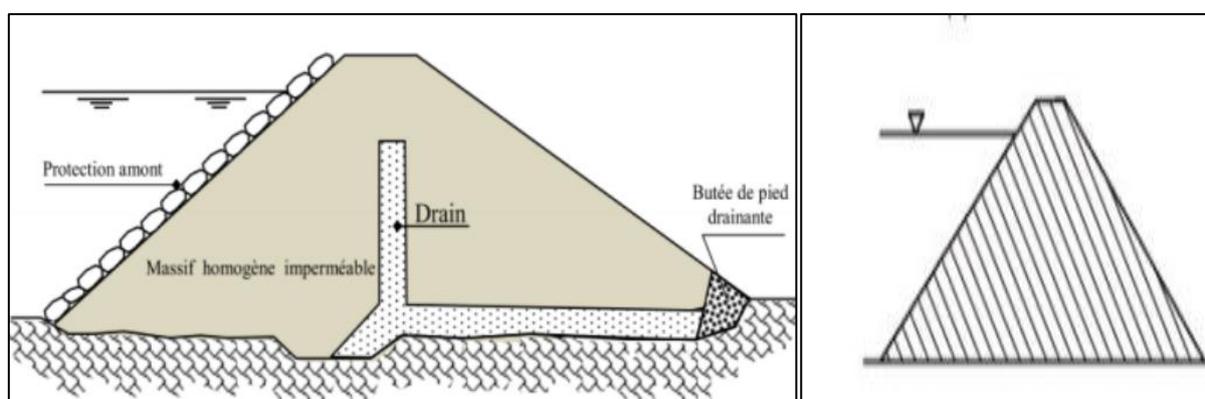


Figure I.1. Barrage en terre homogène

Où les matériaux disponibles, présentent des perméabilités peut différentes suffisamment imperméables. Lors de conception des barrages en terre homogènes, il faut savoir que les talus en générales ont des pentes faibles afin de garantir la stabilité à savoir :

- Pour les talus amont à cause des glissements qui se produisent lors d'une vidange rapide surtout s'il succède une longue période de remplissage au niveau normal.
- Pour les talus aval en raison également des risques de glissement lorsque le niveau normal du réservoir est maintenu élevé que la saturation dans le corps de la digue à une cote importante.

Hormis cette spécifié des talus des barrages homogènes, le reste des conditions de sécurité doivent être prise comme toute d'autres types des barrages.

Souvent la disponibilité d'un seul matériau sur site est difficile à querir de cela en fait appel aux d'autres types des barrages qui sont décrit sous dessous.

2.2.2 Les barrages en terre zoné :

2.2.2.1. Barrage à noyau étanches :

Ce sont des barrages dont le profil se compose d'un noyau central imperméable encadré par des zones de matériaux considérablement moins d'imperméabilités.

Ces zones perméables soutenant le noyau et le protège ; elles jouent le rôle de stabilité du barrage et la zone imperméable constitué en général d'argile compacté assure l'étanchéité. La zone amont garantit la stabilité en cas de vidange rapide, quant à la zone aval elle agit comme un drain pour un contrôle plus de l'infiltration et le rabattement de la ligne de saturation suite aux types matériaux grossier de recharge.

D'ailleurs, pour un contrôle plus sur de l'infiltration, la zone aval doit présenter une perméabilité croissante du centre de barrage vers l'extérieur. Ce type de matériaux constituant l'aval permet d'avoir des talus plus raides donc moins de matériaux de recharge du corps du barrage. Toutefois cette noyau étanche peut avoir une disposition verticale ou inclinée, Son épaisseur est fixée en fonction de la hauteur du barrage et doit être vérifiée pour que le gradient hydraulique soit admissible et donc éviter l'érosion interne du noyau par les eaux d'infiltration. Des fois il est remplacé par des diaphragmes de béton de ciment ou bitumineux.

2.2.2.2. Diaphragme interne :

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

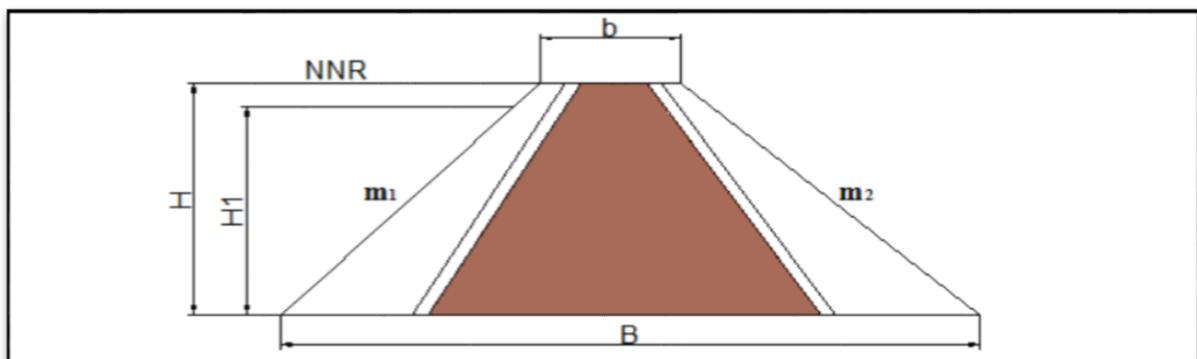


Figure I.2. Barrage en terre à noyau

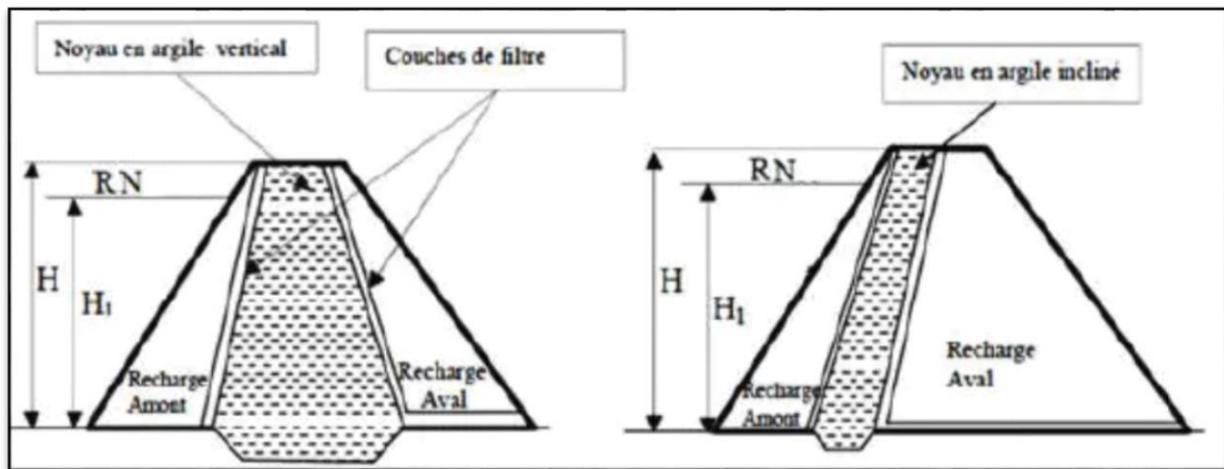


Figure I.3. Différents types du noyau

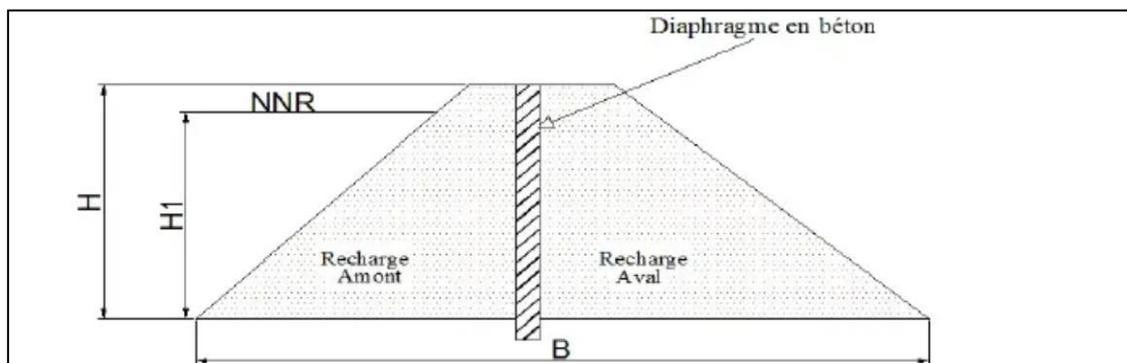


Figure I.4. Diaphragme interne

2.2.3. Les barrages en terre à masque :

Les barrages en terre à masque comprennent un corps de digue constitué de matériaux de recharge perméable (sables, graviers ; enrochement) plus un écran mince imperméable dite masque formant barrière aux infiltrations.

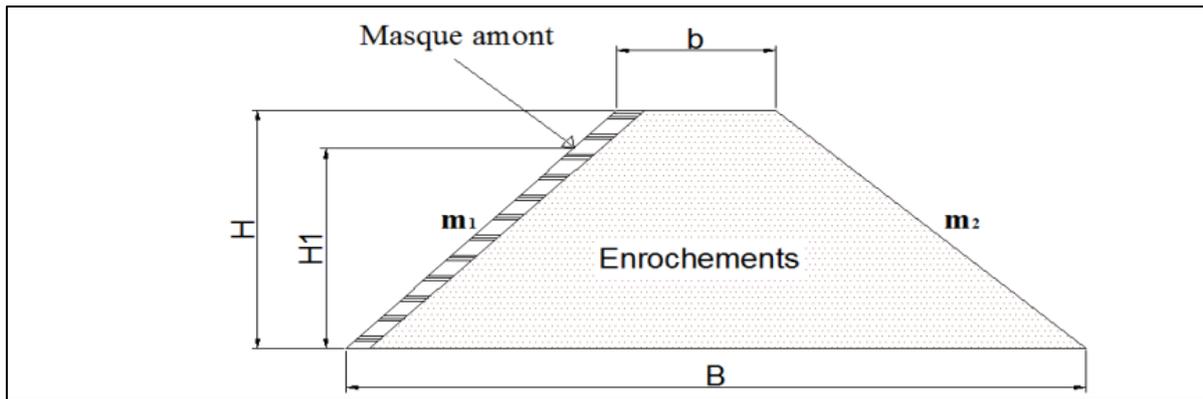


Figure I.5.Barrage à masque

Cette écran étanche, il peut être constitué du béton en ciment ; béton bitumineux ou autre matériaux étanches. La présence de ce masque sur le parement amont présente un double avantage de pouvoir faire assurer l'étanchéité de l'ouvrage et permettre à de faire des vidanges rapides sans risques de glissement

2.2.3.1 Masque en béton de ciment :

C'est le type de masque le plus ancien et qui est pratiquement abandonné à cause de sa rigidité qui s'accommode très mal des déformations du massif support. En général il se compose de dalles préfabriquées ou coulées sur site avec des joints de dilatation qui atténuent l'effet des déformations du béton.

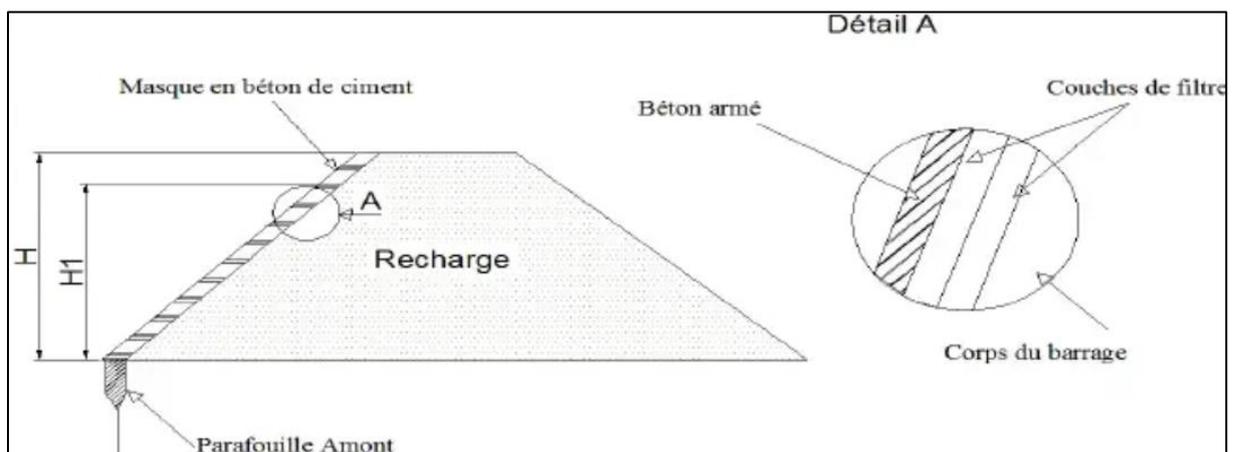


Figure I.6.masque en béton de ciment

2.2.3.2 Masque en béton bitumineux :

Le masque en béton bitumineux est réalisé à l'aide de bitume et il est bien efficace dans la mesure où il présente une grande étanchéité par rapport à ceux réalisés en béton de ciment. Sa

souplesse lui permet de suivre aisément les mouvements du remblai sans subir de dégradations importantes. Ce type de masque présente aussi l'avantage d'être économique et facilement réparable. Mais il présente l'inconvénient de ne pas bien résister aux aléas climatiques qui accélèrent son vieillissement.

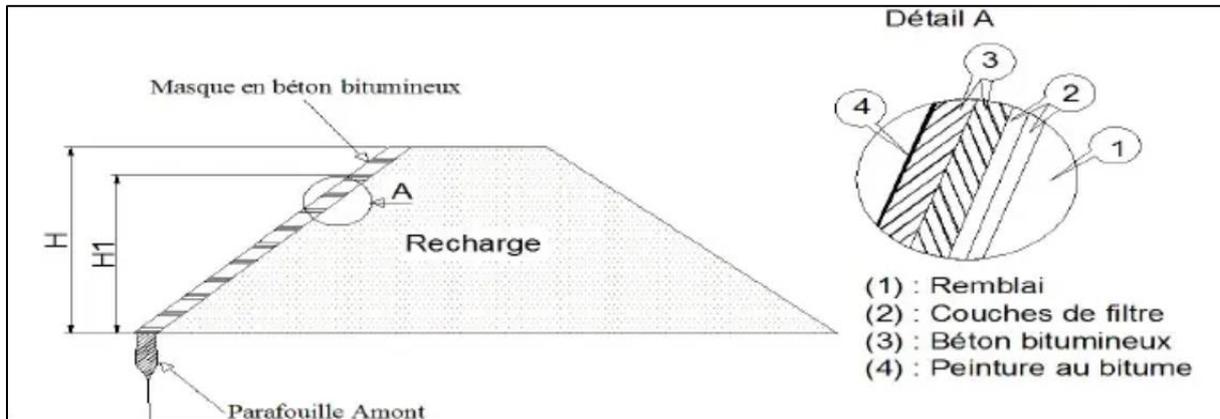


Figure I.7.masque en béton bitumineux

2.2.3.3 Masque en membrane souple :

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

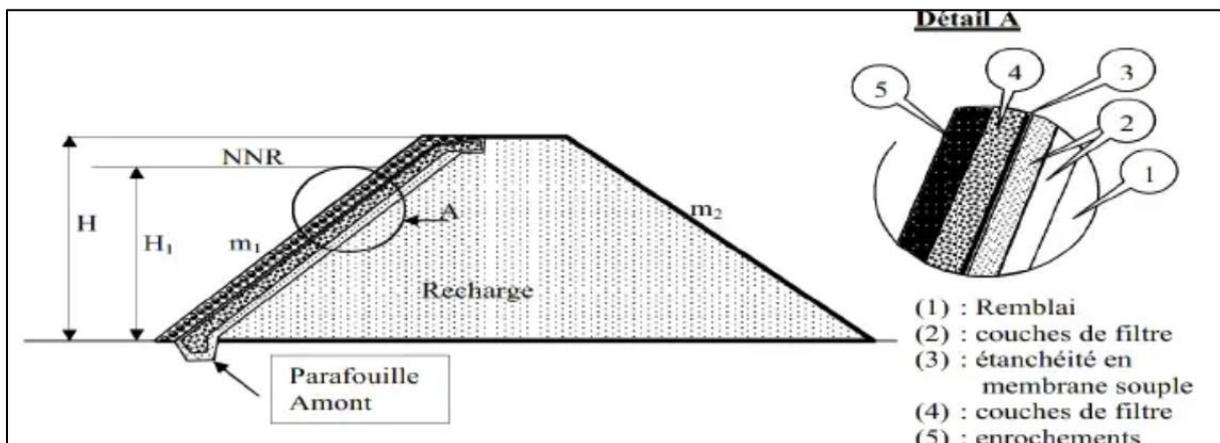


Figure I.8.masque en membrane souple

2.3. Etanchéité des fondations des barrages en terre : Lorsque les fondations du barrage sont naturellement imperméables, l'intervention se limite à garantir la liaison entre le barrage et sa

fondation. Cela se fait par l'ancrage du dispositif d'étanchéité, ce qui empêche les infiltrations d'eau le long de la ligne de contact entre les deux structures.

Si les fondations sont perméables, un traitement est indispensable pour les rendre étanches. La nature des matériaux constituant les fondations et leur profondeur déterminent la méthode de traitement à utiliser.

Le choix de la technique d'étanchéité des fondations d'un barrage dépend de plusieurs facteurs, dont les caractéristiques géologiques et hydrologiques du site.

2.3.1. Clé d'étanchéité

La technique de la clé d'étanchéité vise à empêcher les infiltrations d'eau dans le sol sous le barrage. Elle consiste à créer une barrière imperméable en creusant une tranchée ou une fosse profonde dans la fondation du barrage. Cette tranchée est ensuite remplie d'un matériau imperméable, comme du béton, de l'argile ou des matériaux synthétiques, s'étendant à travers la couche perméable et s'enfonçant solidement dans le substratum imperméable.

La clé d'étanchéité crée une barrière infranchissable pour l'eau. Elle agit comme un bouclier, stoppant net toute infiltration et migration d'eau à travers la fondation du barrage.

La clé d'étanchéité est particulièrement utile lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande. Cela permet une exécution plus facile et économique de la tranchée et de son remblayage.

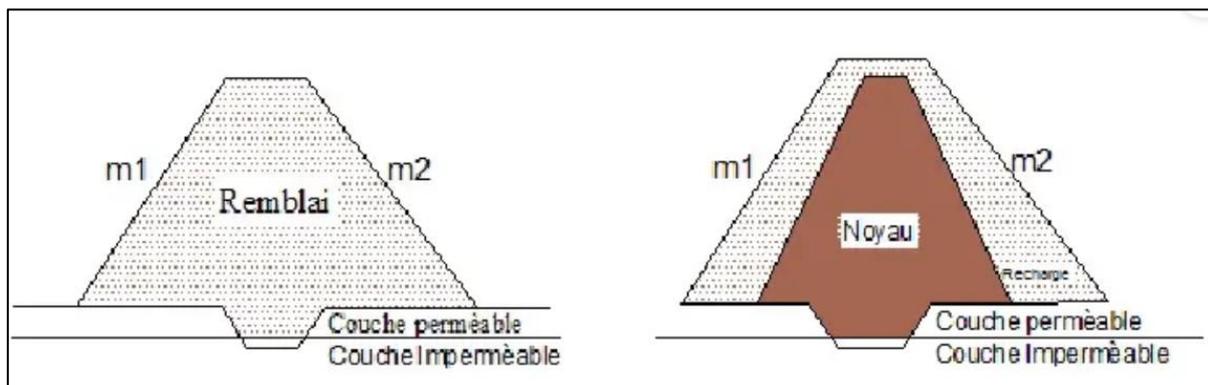


Figure I.9. clé d'étanchéité.

2.3.2. Paroi moulée :

La paroi moulée est un écran vertical réalisé dans le sol à partir de la surface des fondations. Sa construction implique le creusement d'une tranchée sans blindage, suivie du remplissage avec un matériau auto-durcissant tel que du coulis de bentonite-ciment ou du béton plastique.

Cette technique permet de créer une paroi verticale solide et imperméable qui renforce la stabilité des fondations. Elle peut être utilisée dans divers types de terrains, y compris les terrains meubles et les roches grâce à l'hydro fraise.

Elle forme ainsi une barrière étanche qui empêche les infiltrations d'eau. Cette méthode est souvent utilisée dans les fondations des barrages pour contrôler le flux d'eau souterraine.

Si des mouvements importants se produisent dans le sol après la construction de la paroi moulée, cela peut causer des dommages à la structure. Un exemple courant est le poinçonnement inverse du remblai, qui se produit lorsque la fondation meuble se tasse de manière significative. Ce tassement peut provoquer le soulèvement du remblai derrière la paroi, créant des tensions et des déformations dans la structure.

Lorsque la paroi moulée est située au pied amont du remblai, elle peut subir un cisaillement important dans sa partie supérieure

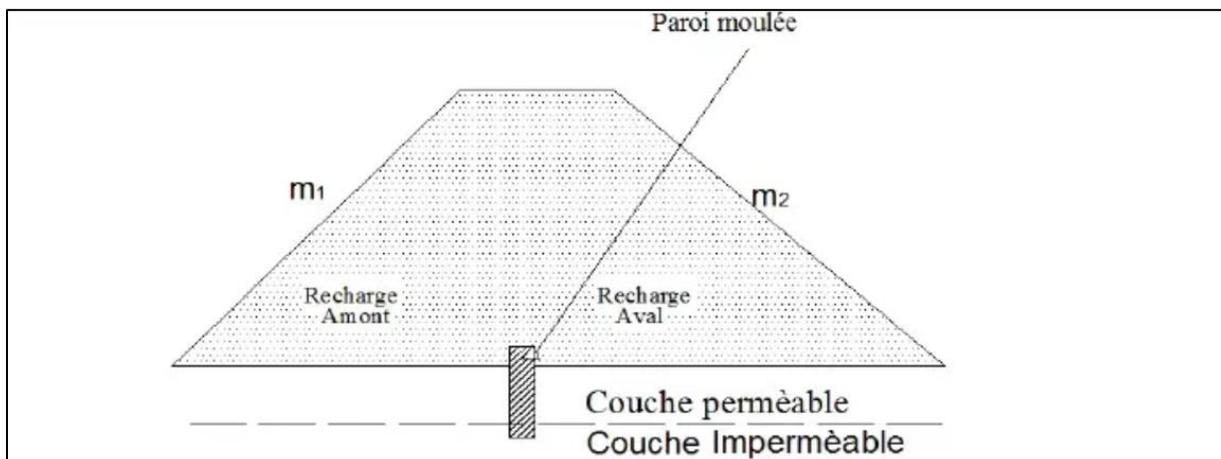


Figure I.10 paroi moulée.

2.3.3. Le traitement des fondations par les injections :

Est une technique de construction employée pour améliorer les propriétés du sol et renforcer la stabilité des structures. Cette technique consiste à injecter un matériau compactable, appelé coulis d'injection, dans le sol à travers des forages préalables. Le coulis d'injection remplit les vides et les fissures du sol, augmentant sa résistance mécanique et sa capacité à supporter des

charges. De plus, il réduit la perméabilité du sol, le rendant moins sensible aux infiltrations d'eau et aux variations de niveau d'eau.

Le traitement par injection s'avère efficace aussi bien pour les fondations meubles que pour les massifs rocheux fissurés, grâce à l'utilisation de produits d'injection spécifiquement adaptés à chaque type de matériau. L'injection pour traiter les fondations et les massifs rocheux exige une stratégie d'injection en profondeur car la technique n'est pas optimale en surface. Pour ce faire, plusieurs lignes de forages sont généralement mises en place. Recoupe par une clé d'étanchéité ; les premiers mètres injectés sont recoupés par une clé en béton ou matériau imperméable, Injection à partir d'une certaine hauteur de remblai ; L'injection débute à quelques mètres au-dessus de la surface du sol, cette approche évite les difficultés techniques liées à l'injection en surface et assure une meilleure répartition du coulis.

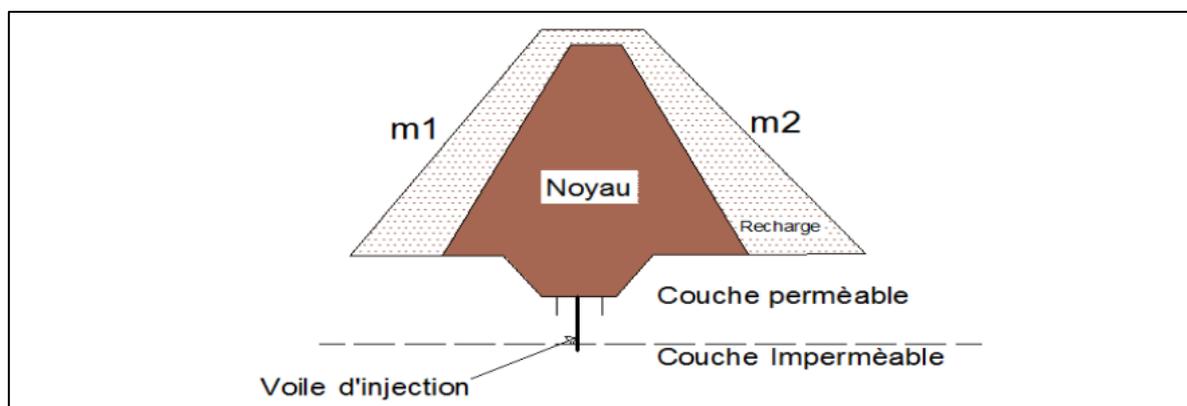


Figure I.11 une voile d'injection.

2.3.4. Tapis d'étanchéité amont :

Lorsque l'étanchéité d'une retenue d'eau ne peut être réalisée par une coupure au niveau du barrage, une solution alternative consiste à étancher la cuvette, soit totalement, soit partiellement. L'étanchéisation de la cuvette est réalisée à l'aide d'un tapis composé de matériaux argileux compactés. Ces matériaux possèdent naturellement des propriétés d'étanchéité dues à leur faible perméabilité.

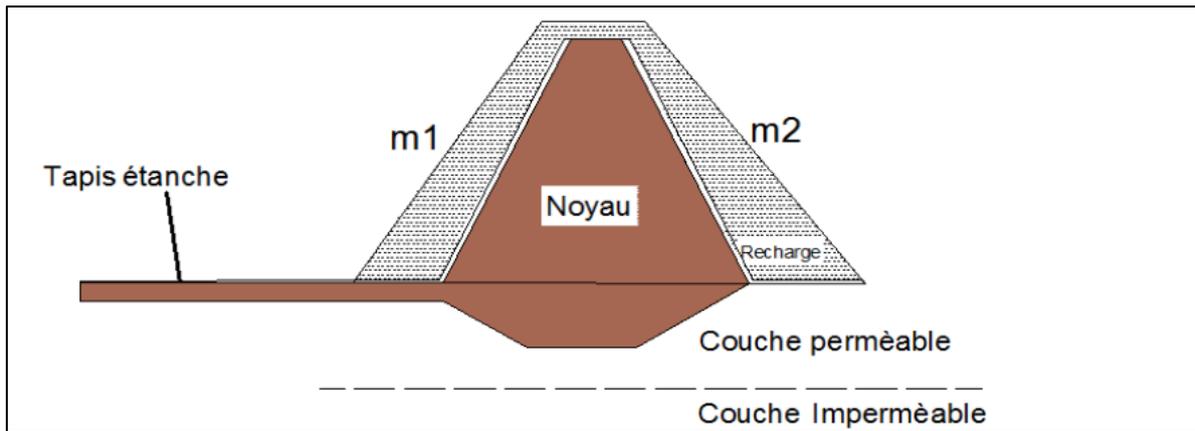


Figure I.12. Le tapis étanche.

2.3.5. Facteurs clés de la conception et de la construction des barrages en remblai :

La conception et la construction de barrages en remblai impliquent une prise en compte minutieuse de divers facteurs techniques, environnementaux et socio-économiques.

2.3.5.1. La disponibilité des matériaux :

La construction de barrages en remblai requiert des quantités considérables de matériaux, tels que le sol, le gravier et le sable. La disponibilité et la proximité de ces matériaux sur le site de construction jouent un rôle crucial dans l'optimisation des coûts et de la logistique du projet, la quantité et la qualité des matériaux disponibles localement influencent considérablement le choix du type de barrage et du mode de construction. Par exemple, si le site dispose d'abondantes quantités de sol argileux de bonne qualité, un barrage en terre compactée peut être envisagé. En revanche, si les matériaux disponibles sont plus hétérogènes ou de qualité inférieure, un barrage à noyau d'étanchéité en matériaux synthétiques peut s'avérer plus approprié.

Le choix du type de barrage le plus adapté à une situation donnée dépend de plusieurs facteurs, il est essentiel d'en déterminer les caractéristiques fondamentales. Ces caractéristiques fournissent des informations précieuses sur les propriétés physiques et mécaniques de la terre tel que :

- ✓ La granulométrie
- ✓ Limites d'Atterberg...

Les matériaux de construction à utiliser doivent avoir les qualités suivantes :

- ✓ Avoir une forte résistance au cisaillement
- ✓ Avoir une imperméabilité suffisante
- ✓ Être insolubles dans l'eau ne contient pas ni gypse ni les sels
- ✓ Avoir une faible teneur en matière organique
- ✓ Ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ou dessiccation qui risquent de créer de cheminement d'eau privilégiés
- ✓ Être économique, exploitable et facile de mise en place
- ✓ Le massif sera homogène si les matériaux ont une granulométrie assez étendue.
- ✓ Si l'on dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo -zoné s'impose comme la plus économique (CFGB, 2002).
- ✓ Le barrage pseudo-zoné se distingue des barrages homogènes classiques par sa répartition stratégique des matériaux. En fonction de leur granulométrie et de leur teneur en eau, les matériaux sont disposés pour créer des zones aux propriétés spécifiques, sans nécessiter de filtres de séparation (CFGB, 2002).
- ✓ Dans le cas où les ressources en matériaux fins sont restreintes mais que les matériaux grossiers sont abondants, le barrage en terre zoné avec noyau ou massif amont se présente comme une alternative de construction pertinente. Cette conception tire parti des propriétés distinctes des matériaux pour créer un ouvrage stable, étanche et économique. (CFGB, 2002).

Cette solution il convient toutefois de souligner certains inconvénients liés à sa mise en œuvre par zone

2.3.5.2 fondations :

La nature du terrain de fondation joue un rôle crucial dans la conception d'un barrage en terre, influençant le choix des techniques de construction et des mesures de protection nécessaires pour garantir la stabilité et l'étanchéité de l'ouvrage, une fondation rocheuse perméable demande une Injection de ciment dans les fissures et les zones perméables pour colmater les vides et limiter les infiltrations. Pour un sol mou perméable nécessite une utilisation de tapis d'étanchéité par exemple en argile. Réalisation de talus de pente douce pour élargir le flux de filtration et réduire les débits d'eau s'infiltrant dans le sol.

2.3.5.3 l'action des vagues :

La construction d'une digue nécessite une attention particulière à la protection de son talus contre l'action des vagues, qui peuvent causer une érosion, Deux approches principales peuvent être adoptées pour minimiser l'impact des vagues :

Le recouvrement du talus, constitué de matériaux résistants tels que des roches ou des enrochements, Son dimensionnement doit être soigneusement étudié pour garantir sa capacité à résister aux forces hydrodynamiques exercées par les vagues. Aussi le choix judicieux du site de construction il est possible de réduire naturellement l'impact des vagues sur le talus.

2.3.5.4. Climat :

Les conditions climatiques, notamment les précipitations, jouent un rôle déterminant dans le délai d'exécution des ouvrages en terre. La teneur en eau des matériaux est un facteur crucial pour un compactage optimal, rendant souvent nécessaire l'interruption des travaux dans les régions à forte pluviométrie. Les digues à noyau incliné et les digues à faible volume d'argile constituent des solutions prometteuses pour minimiser les impacts négatifs du climat sur les chantiers.

2.3.5.5. Séismicité :

Les barrages en remblai, grâce à leur capacité à absorber les déformations, se distinguent par une résilience supérieure aux sollicitations dynamiques, telles que les tremblements de terre. Cette caractéristique les rend particulièrement adaptés à la construction dans des zones à risque sismique. Néanmoins, des adaptations de conception sont nécessaires pour optimiser leur comportement sismique : Talus moins abrupts, Crêtes plus larges...

2.4. Structure et forme des ouvrage :

Les barrages en terre se distinguent par leur forme trapézoïdale caractéristique, Cette configuration robuste et stable dissimule un système complexe composé de trois éléments :

- ✓ **Corps du barrage**
- ✓ **Dispositifs de protection contre les infiltrations**
- ✓ **Drainage**

2.4.1. Définition du profil général des barrages en terre :

A) hauteur du barrage :

La hauteur d'une digue, définie par la différence d'altitude entre le lit de la rivière et son sommet, est un élément clé pour la gestion de l'eau. Afin de répondre aux besoins spécifiques de chaque projet, il est proposé d'adopter une échelle de variation flexible pour la hauteur de la digue. Cette échelle s'étendrait d'une hauteur minimale à une hauteur maximale, cette dernière étant fixée à la valeur record actuelle de 320 mètres pour les barrages existants. L'intervalle de

variation, appelé "pas de variation", serait défini en fonction des exigences spécifiques du projet. On peut utiliser la relation suivante pour déterminer la hauteur maximale du barrage :

$$H_{\text{crête}} = \text{PHE} + R_v + T + a$$

D'où :

- ✓ PHE : Plus Hautes Eaux pour la probabilité de conception) : Représente le niveau d'eau le plus élevé attendu à l'emplacement du barrage
- ✓ R : revanche ; Correspond à la hauteur maximale d'élévation des vagues au-dessus du plan d'eau (cas des vents ou séisme).
- ✓ T : tassement affectant les sols de fondations et du corps de remblai.
- ✓ a : Représente la marge de sécurité supplémentaire ajoutée à la hauteur totale du barrage.

La Hauteur du Niveau Normal de la Retenue (H1), souvent abrégée en H1, représente la hauteur d'eau maximale stockée dans le réservoir d'un barrage, mesurée à partir du lit de la rivière jusqu'au niveau d'eau normal. Le calcul de H1 repose sur une analyse approfondie de deux volumes clés volume d'envasement et le volume utile après un régularisation (AEP, irrigation lutte contre les inondations ...).

Détermination de la hauteur de déversement

$$H_d = \text{PHE (m)} - \text{NNR(m)}$$

NNR : niveau normal de la retenue

H_d : hauteur de déversement c'est une hauteur d'eau au-dessus de la crête de diversion limite du niveau normal de retenue lors du passage de la crue maximale choisie pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues. En générale sa détermination est fonction de la forme et des dimensions du déversoir mais elle dépend également du débit max. de la crue donc l'étude approfondie d'hydrologie du bassin versant qui s'associe à la topographie de l'assiette. Cette élévation qu'on additionne au niveau normal de retenue afin d'avoir le niveau des plus hautes eaux. Cette hauteur n'a aucune influence sur la longueur du drain tapis interne.

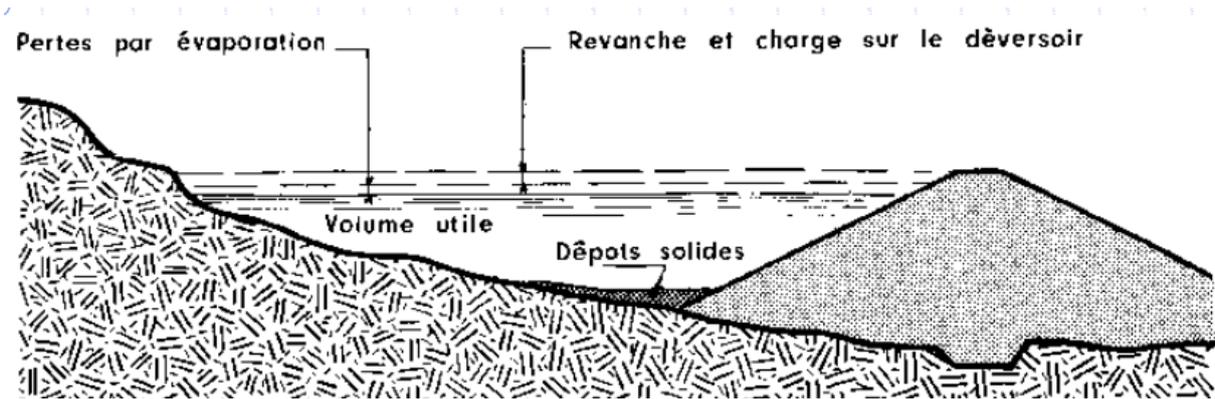


Figure I.13 Schéma de répartition des tranches dans la retenue

B) revanche :

La revanche, représente la hauteur verticale comprise entre le niveau des plus hautes eaux (PHE) et la crête du barrage.

La détermination de la revanche repose sur des formules mathématiques qui prennent en compte plusieurs facteurs, tels que : Hauteur des vagues, Vitesse des vagues, Caractéristiques du talus amont.

De nombreuses formules ont été développées pour le calcul de la revanche, chacune avec ses propres avantages et limites. Le choix de la formule la plus adaptée dépend des caractéristiques spécifiques du site et du type de barrage. En pratique il existe des abaques et des formules empiriques qui permettent d'estimer la hauteur des vagues. Parmi ces formules on peut citer les plus utilisées.

✓ Formule de Stevenson : $H_v = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25}$ pour un fetch < **18 Km** (1)

✓ Formule de Molitor : $H_v = 0.75 + 0.032 (UF)^{0.5} - 0.27 F^{0.25}$ pour un fetch < **30 Km** (2)

Nous déterminons la revanche d'après la formule empirique de Davis suivante :

$$R = 0,75H + \frac{v^2}{2g} \quad (3)$$

R : revanche

H : hauteur des vagues

v: vitesse des vagues

g : accélération de la pesanteur

U : vitesse de vent

F : En somme, c'est la distance du point de contact du plan d'eau au NNR jusqu'au point le plus éloigné du plan d'eau au NNR (B. Benlaoukli) en km

Il s'agit de déterminer H, hauteur des vagues et vitesse des vagues

La vitesse des vagues étant calculée par la formule de Gaillard (m/s) : $1.5+2H_v$ (4)

Une analyse de plusieurs barrages fonctionnels à travers le monde a guidé aux valeurs mentionnées

Ci-dessous (tableau B.1).

Tableau B.1 : valeurs de la revanche en fonction de la hauteur totale du barrage

Hauteur du barrage (H)	Revanche (R)
Inferieur ou égale à 100 m	2.50
Supérieur à 100 m	5.50

Il faut tenir compte du tassement des fondations et du tassement du remblai qui se produisent essentiellement pendant une période de quelques mois à quelques années après la fin des travaux et donc réaliser une contre-flèche en crête (au-dessus des PHE ; on a donc R + contre-flèche qui diminue avec le temps). Pour le remblai seul, le tassement après construction peut être estimé à 1 % de sa hauteur (et même moins pour les hauteurs inférieures à 15 mètres). Une contre-flèche optique qui permet d'améliorer l'aspect visuel peut être ajoutée. Dans le cas d'un barrage zoné, le noyau doit avoir la même contre-flèche.

C) largeur de la crête

La largeur en crête doit être suffisante pour contribuer à la stabilité du barrage aussi bien du point de vue hydraulique que mécanique, éviter circulation d'eau importante à travers la partie haute du barrage, permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et son entretien. Cette épaisseur est souvent adaptée au type de route qui passe au-dessus du barrage. Elle est toujours supérieure à 3.00 m, sauf pour les petites retenues où elle est réduite pour des raisons économiques. Les formules empiriques les plus utilisées pour le calcul de la largeur en crête (b) sont :

✓ Formule de T.T. Knappen $b = 1,65\sqrt{H}$ (5)

✓ Formule d'E. Preece. $b = 1,1\sqrt{H} + 1$ (6)

✓ Pratique :
$$b = \frac{5}{3} H_b^{0.5} \tag{7}$$

✓ Simplifiée
$$b = 3.6 H_b^{1/3} - 3 \tag{8}$$

H_b : hauteur totale du barrage

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10 m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3 m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10 m, la largeur de la crête sera égale à 1/3 de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandable que la largeur soit de 4 à 6m. ANBT.

D) pente et revêtement des talus du barrage

Les pentes des talus du barrage sont choisies suivant la nature des matériaux qui le constituent et de sorte à garantir la stabilité statique du massif.

Tableau.D.1 Quelques valeurs à confirmer par une étude de stabilité

Hauteur du Barrage (en m.)	Type du Barrage	Pentes des talus	
		Amont	Aval
Inférieure à 5 m	- Homogène	1/2,5	1/2
	- A zones	1/2	1/2
5 à 10 m	- Homogène, granularité étendue	1/2	1/2
	- Homogène, à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2,5
	- A zones	1/2	1/2,5
10 à 20 m.	Homogène, granularité étendue	1/2,5	1/2,5
	- Homogène, à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2,5
	- A zones	1/2	1/3

Tableau D.2 : Pentes des talus des barrages en terre (norme ex URSS)

Hauteur du Barrage	Pentes des talus	
	Amont	Aval
$H \leq 5$	1/2 à 2/5	2/3 à 4/7
$5 < H \leq 10$	2/5 à 2/5.5	4/7 à 4/9
$10 < H \leq 15$	2/5.5 à 1/3	4/9 à 2/5

$15 < H \leq 50$	$1/3$ à $1/4$	$2/5$ à $1/4$
$H > 50$	$1/4$ à $1/5$	$1/4$ à $2/9$

Les pentes des talus du barrage en terre sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de sa fondation :

Stabilité du massif : on se donne des pentes qui apparaissent optimales et on vérifie par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante

Stabilité de la fondation : lorsque les fondations sont de mauvaise qualité

(Argileuses par ex), il faut diminuer les pentes des talus en élargissant l'embase de l'ouvrage

Revêtements des talus

La protection des talus dans les barrages en terre a le rôle d'éviter l'érosion par l'action des vagues et l'érosion due aux pluies d'une autre part, les éléments qui influencent sur le choix du type de revêtement sont :

- ✓ Importance de l'ouvrage.
- ✓ Type de barrage
- ✓ Hauteur et l'énergie déployé par la montée brusque des vagues.
- ✓ Conditions climatiques de la zone d'emplacement.

Le type sélectionné de revêtement doit être défini selon l'évaluation technico-économique, en tenant compte des matériaux locaux existants et leurs compositions de l'utilisation maximale des engins, de l'agressivité de l'eau et de la durabilité du revêtement selon les conditions d'exploitation.

L'épaisseur de l'enrochement doit être approuvée en tenant compte des possibilités de l'érosion de la surface du talus hors de l'enrochement sous l'influence des mouvements des vagues, le déplacement des grands blocs rocheux, un certain compactage du matériel du revêtement, ainsi que l'expérience dans l'exploitation de revêtement semblables. ANBT

2.4.2. Infiltrations dans un barrage en terre :

Après l'étude de dimensionnement qui permet de définir le profil général du barrage, on procède à l'étude des infiltrations dans le massif et sa fondation. Ces infiltrations dues à la charge hydraulique créée par le réservoir, ont une influence primordiale sur la stabilité de l'ouvrage. Dès lors, la détermination des infiltrations, éléments indispensables pour la conception des dispositifs de drainage et la prévention des dommages.

L'étude d'infiltration permet de déterminer les éléments suivants :

2.4.2.1. Ligne de saturation :

La ligne de saturation du massif du barrage, qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique et représente le niveau de la surface libre dans le corps du barrage, elle sépare la zone humide de la zone sèche. Il est possible de la déterminer par analogie électrique ou l'utilisation de méthodes simplifiées telle que la méthode de Kozeny qui utilise des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement.

Sur le plan pratique, les méthodes les plus utilisées sont les méthodes numériques qui se sont largement développées.

Equation de la ligne de saturation :

On parle d'une ligne de saturation dans une coupe transversale car dans la réalité c'est une surface suivant laquelle la pression est égale à la pression atmosphérique. La méthode pour tracer de cette ligne a été proposée par Kozeny qui a montré que pour un barrage en terre homogène, la ligne de saturation est assimilable à une parabole dans sa partie médiane. Le gros avantage de la méthode de Kozeny, c'est qu'elle permet de trouver les trois paramètres que nous avons cités, sans être réellement obligé de connaître la répartition de toutes les lignes de courant. Il est juste important (de respecter quelques règles de distribution des lignes)

- ✓ Le parement amont est une équipotentielle.
- ✓ La ligne de saturation est une ligne de courant.
- ✓ La fondation est une ligne de courant (cas fondation imperméable)
- ✓ La pression hydraulique étant nulle sur la courbe de saturation, le potentiel en un point de cette ligne est due uniquement à la cote de ce point.
- ✓ Les équipotentielles sont perpendiculaires aux lignes de courant

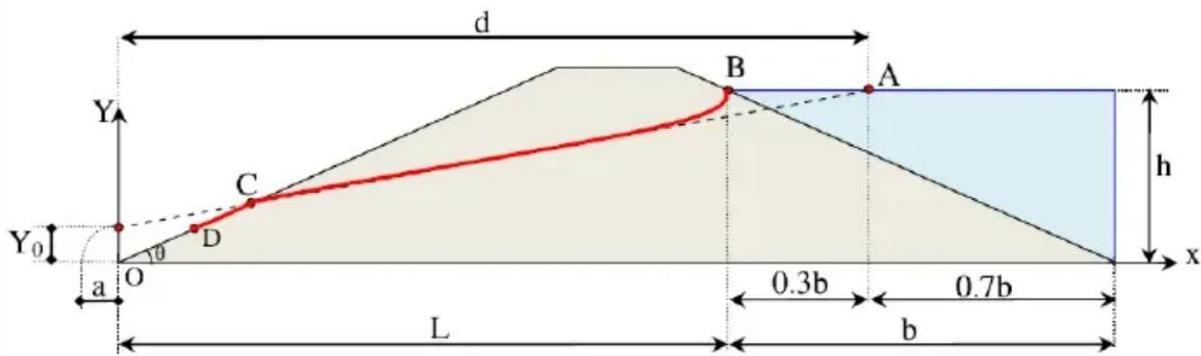


Figure I.14. Trace de la ligne de saturation dans le cas d'un barrage homogène

Cas de digue avec un noyau, sur fondations imperméables :

Ce calcul va surtout nous permettre de connaître le point de résurgence de l'eau dans le noyau. Une fois la hauteur de résurgence connue, nous pourrions dimensionner nos filtres et nos drains pour rabaisser la ligne de saturation vers le fond de la digue.

La méthode de Kozeny n'est pas claire pour trouver la suite de la ligne de saturation. Il semble qu'une fois sorti du noyau, l'eau ruisselle un temps sur le noyau, puis elle forme une surface à la côte « $Y_0/2$ » jusqu'à la sortie du barrage. Cette ligne est une représentation approximative de la réalité.

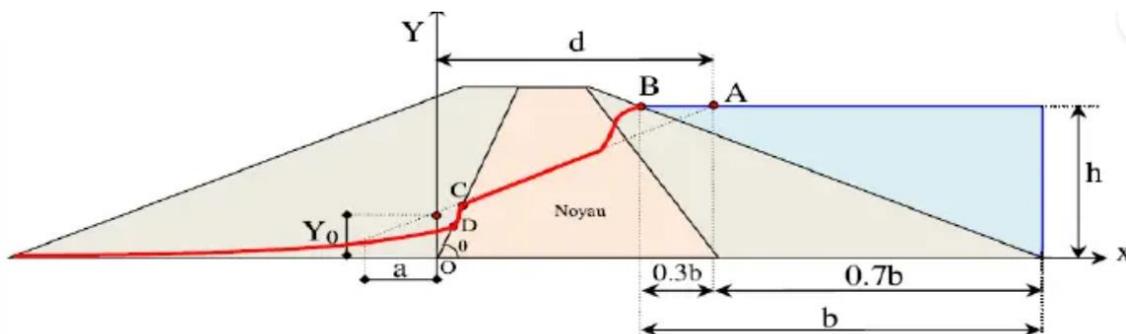


Figure I.15. Trace de la ligne de saturation d'un barrage à noyau

2.4.2.2 les pressions interstitielles : La pression de l'eau interstitielle dans le massif qui peut être déterminée à partir d'un réseau de lignes équipotentiels, c'est à dire de lignes reliant les points d'égal potentiel hydraulique au sein du barrage et des fondations. [(les lignes équipotentiels sont des lignes fictives d'égale pression).

2.4.2.3. Débit de fuite : Ce débit de percolation est un indice de fonctionnement de l'ouvrage, Le débit de fuite dû aux infiltrations qui peut s'obtenir à partir des lignes de courant ; étant

entendu que celles-ci représentent théoriquement la trajectoire de l'eau à travers le barrage. Il doit être calculé et contrôlé en continu.

2.5. Dispositifs de protection contre les effets de l'eau :

Sous la charge hydraulique créée par le réservoir, l'eau va tendre à s'infiltrer vers le potentiel inférieur à l'aval engendrant plusieurs problèmes comme l'entraînement des particules de sol, la diminution de la stabilité due aux pressions d'écoulement et les pertes d'eau. Le contrôle des infiltrations constitue donc un des principaux éléments de conception des barrages en remblais. Plusieurs approches sont à envisager et d'une manière combinée telles que :

- ✓ La protection au moyen de filtre pour se prémunir contre l'érosion interne dans le mur du barrage et dans la fondation ;
- ✓ La réduction des infiltrations (débit et pression) par des éléments de conception tel l'allongement du chemin d'écoulement ;
- ✓ Dissipation des pressions d'eau de façon contrôlée au moyen de drains ou de puits de drainage

2.5.1. Les filtres :

2.5.1.1. Définition des filtres :

Le filtre est un organe destiné à bloquer l'exode des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif, constitués des couches successives des matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins des terres drainées. Dans un filtre, chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau. Entraînement de ses éléments, ni se colmater. Il est conseillé pour cela d'utiliser des sables dont le coefficient d'uniformité est supérieur à 2. Sachant qu'est la d'ordonnée % sur la courbe granulométrique.

2.5.1.2. Loi des filtres

Pour être efficace les filtres doivent assurer plusieurs critères, les plus communément utilisés sont ceux établis par BERTRAM (Université de Harvard 1967), basés sur les conditions de TERZHAGHI, perfectionnés ensuite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Ce critère assure que la partie grossière du matériau fin ne sera pas entraînée dans les interstices du filtre.

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq 5 \quad (**)$$

D_{15} et D_{85} : sont les diamètres correspondant respectivement à 15 % et 85% de pourcentage de tamisât cumuler.

Critère drainant :

Le filtre doit en plus être suffisamment perméable pour évacuer le débit d'infiltration. Le critère utilisé pour que le contraste de perméabilité entre filtre et matériau fin soit suffisant est basé sur le rapport des diamètres D_{15} :

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} \geq 5 \quad ()$$

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

$$5 d_{15}(\text{sol}) \leq D_{15}(\text{filtre}) \leq 5 d_{85}(\text{sol}).$$

En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant, on devra vérifier La condition d'uniformité des filtres : $2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$, et la courbe granulométrique du matériau constituant chaque couche du filtre doit être à peu près parallèle à celle du matériau de la couche précédente.

Ces règles permettent de déterminer un fuseau du filtre connaissant la granulométrie du sol à protéger contre la migration des grains. Généralement plusieurs couches de granulométrie croissante vers le drain sont nécessaires pour respecter les critères du filtre.

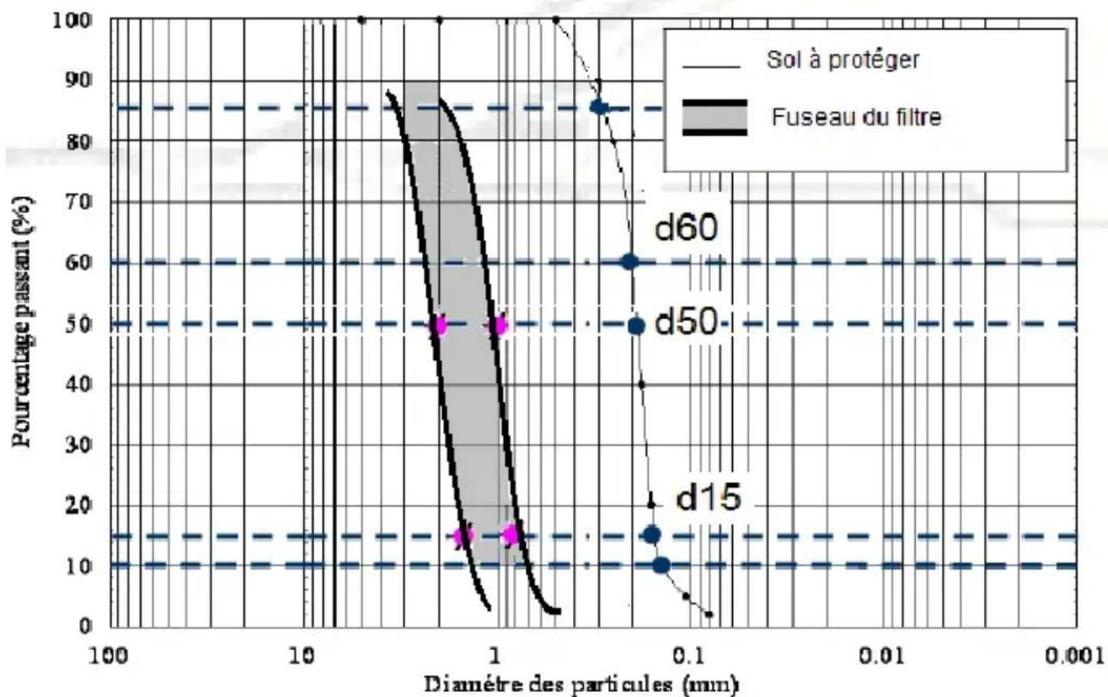


Figure I.16. Granulométrie d'un filtre (Fuseau du matériau constituant les filtres)

Épaisseur du filtre

L'épaisseur du filtre ne doit pas être inférieure à 25 cm pour tenir compte des tassements qui se produisent dans tout le remblai. Cette épaisseur doit être toujours supérieure ou égale à $50D_{15}$ (Rodriguez and La Rosa 2004).

2.5.1.3. Conditions de La conception des filtres :

- ✓ Leurs perméabilités plus élevées que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Dans la pratique Il est autorisé que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevé que celle du matériau à protéger.
- ✓ Être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.
- ✓ Ne doit pas être colmaté ni dégradé

2.5.1.4. Disposition des filtres :

Dans la pratique courante, il est généralement recommandé d'installer un dispositif filtrant entre le noyau et le drain aval, et parfois également entre les entrées des drains et les zones adjacentes sujettes aux charges. Des mesures de filtration doivent également être envisagées là où le remblai rencontre la fondation, surtout lorsque la granulométrie de cette dernière ne respecte pas les normes requises pour le filtrage. De plus, il est souvent conseillé de positionner des filtres le long de la face amont du noyau afin de prévenir la migration des particules fines en amont, notamment lors de fluctuations du niveau de l'eau.

2.5.1.5. Filtre en géotextile :

Plus récemment, les filtres granulaires sont de plus en plus remplacés par des géotextiles très économiques et faciles à mettre en œuvre

Leur rôle est de maintenir les particules pour qu'elles ne soient pas mises en mouvement par l'écoulement venant de l'intérieur du massif tout en laissant la libre circulation de l'eau sur le long terme.

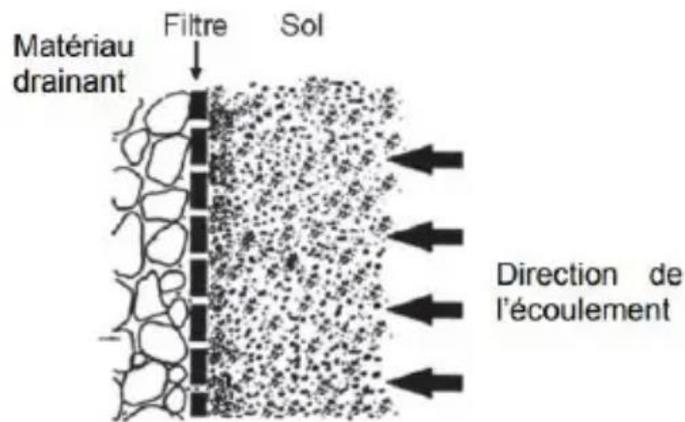


Figure I.17. Fonctionnement d'un géotextile

2.5.2. system de drainage :

2.5.2.1. Définition des drains

Le drain, un composant essentiel des barrages en terre, est conçu pour garantir une perméabilité élevée. Généralement composé de graviers et de roches résistantes à l'eau et aux fortes pressions, il est indispensable pour assurer la stabilité de ces ouvrages. Parfois, les drains traditionnels sont remplacés par des alternatives telles que des tuyaux poreux ou perforés, fabriqués à partir de matériaux souples ou rigides. De plus en plus, l'utilisation de géotextiles est privilégiée pour le drainage des petits barrages. Les drains peuvent être constitués soit de graviers perméables, soit de tuyaux en béton poreux ou en plastique perforé, souvent enveloppés d'une couche de gravier pour optimiser leur efficacité.

2.5.2.2. Rôle des drains :

Les drains intégrés aux barrages en terre jouent un rôle crucial remplissant diverses fonctions essentielles :

- ✓ Ils interceptent les infiltrations d'eau et les dirigent vers l'aval du barrage sans risque de colmatage.
- ✓ En abaissant la ligne de saturation, ils préviennent les remontées d'eau sur le talus aval.
- ✓ En maintenant une grande partie du remblai non saturé, ils préservent les propriétés géotechniques du matériau utilisé.
- ✓ Ils contribuent à décompresser la fondation, réduisant ainsi les pressions interstitielles.

- ✓ La présence de drains favorise également la consolidation du remblai en activant les processus de consolidation.

2.5.2.3. Les types de drains :

Le choix du drain dépend de plusieurs facteurs tels que :

- ✓ La hauteur du barrage.
- ✓ La perméabilité de la fondation.
- ✓ La disponibilité du matériau.
- ✓ Le coût du matériau.

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité.

- **Tapis drainants** : sont des bandes spéciales conçues pour être placées dans la partie aval du barrage, en contact direct avec sa fondation. Ils permettent un drainage efficace du massif et de sa fondation, en plus de contribuer à abaisser la ligne de saturation à l'intérieur du barrage. Bien que leur installation soit relativement simple, il est important de noter qu'en cas de dommages, leur réparation peut s'avérer difficile, voire impossible.

La position optimale du drain tapis interne dans un barrage en terre homogène est généralement déterminée par la distance mesurée depuis le pied aval du barrage jusqu'à l'axe de l'emprise du barrage. Cette zone de positionnement est choisie pour assurer une stabilité hydraulique optimale du barrage. Cependant, la décision finale quant à son emplacement dépendra également des résultats des calculs de stabilité des talus, qui seront pris en compte indépendamment des critères précédemment mentionnés.

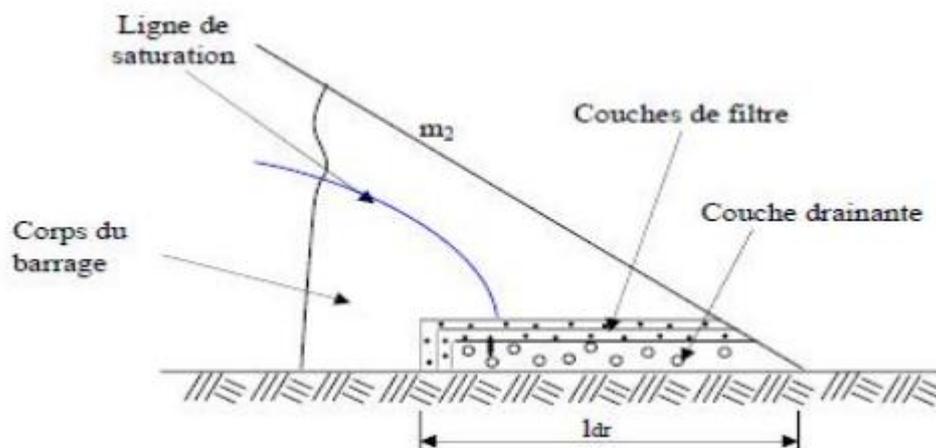


Figure I.18. drain tapis interne

- ✓ Lorsque la fondation n'est pas complètement imperméable, ce drain interceptera également les infiltrations à travers la fondation. Il doit être alors protégé contre l'entraînement des éléments fins de la fondation par un filtre inversé

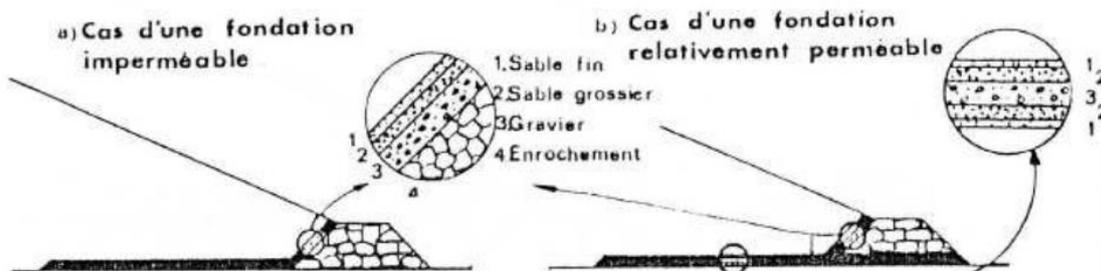


Figure I.19.drains tapis filtrant

Dimensionnement des tapis drainants

- ✓ L'épaisseur du drain tapis interne est choisie pour pouvoir évacuer le débit d'infiltration à travers le massif et sa fondation sans débordement.
- ✓ La longueur du drain tapis interne est habituellement comprise entre le un quart et le un tiers de l'emprise du barrage.
- ✓ Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80$ m ; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couche ANBT

• Drain cheminée :

Ce drain peut être incliné ou vertical et doit aussi répondre au critère de filtre. Il est conçu pour contrôler non seulement les infiltrations normales mais aussi des fuites plus importantes à travers des fissures de tassement.

Le drain peut être incliné vers l'amont ou vers l'aval, son épaisseur minimale est de 0.5m, il a pour rôle de :

- ✓ Contrôler les infiltrations.
- ✓ Augmenter la stabilité de la pente avale ou même amont
- ✓ Réduire les pressions interstitielles générées durant la construction et suite à une vidange rapide.

- ✓ Eviter une décharge sur le talus aval surtout pour un matériau anisotrope ou s'il y a tendance à la stratification où des couches plus imperméables sont incorporées ou des plans plus perméables résultant de la mise en place.
- ✓ Si le matériau du remblai n'est pas très imperméable, le drain incliné vers l'aval devient plus avantageux. Il augmente la longueur de la ligne d'écoulement en partie inférieure d'eau ce qui induit un débit d'infiltration plus faible.
- ✓ Si le matériau du remblai est de faible perméabilité, le drain incliné vers l'amont devient plus avantageux. La partie amont agit comme un noyau et elle est plus stable en condition de vidange rapide

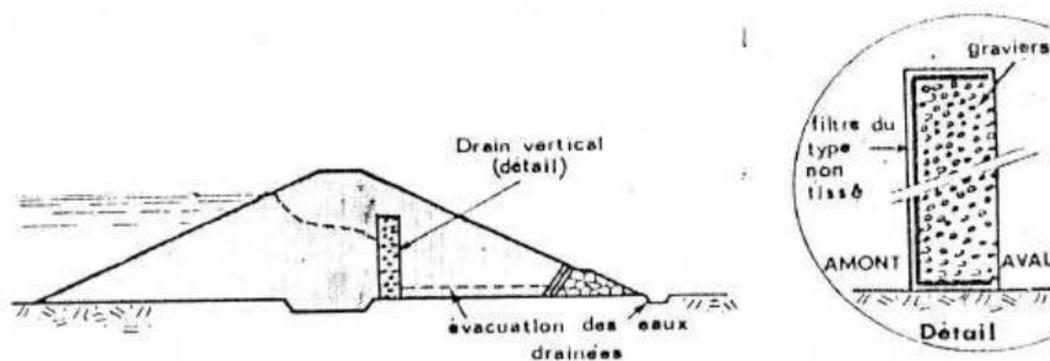


Figure I.20. Drain verticale

- **Les puits filtrants** : sont des puits de décharge forés au pied aval du remblai et au-dessous du drain tapis, ils sont nécessaires pour le drainage de la fondation et l'élimination des sous pressions. Les puits qui débouchent dans le drain tapis sont remblayés en matériaux filtrant analogue à ceux d'un drain vertical

I.3 Conclusion :

Les barrages en terre offrent la flexibilité d'être construits sur une variété de fondations et avec différents types de sols, les rendant ainsi adaptés à des conditions diverses. Cependant, leur principal inconvénient réside dans les risques d'infiltration à travers leurs massifs, notamment au niveau de l'organe d'étanchéité. Le choix de ce dernier revêt une importance capitale dans le processus de conception et de construction d'un barrage en remblai. Pour contrôler les infiltrations, l'utilisation d'un dispositif drainant est indispensable.

L'étude d'un talus comprend divers aspects, tels que la reconnaissance du site, la sélection des caractéristiques mécaniques des sols, ainsi qu'une analyse de stabilité visant à déterminer la courbe de rupture. Cependant, notre attention se focalisera particulièrement sur l'analyse de l'écoulement à travers un barrage en terre, en utilisant une méthode avancée : la méthode des éléments finis. Cette approche mathématique sophistiquée nous permettra de modéliser et de mieux comprendre les phénomènes hydrauliques au sein du barrage, un aspect qui sera développé dans le chapitre suivant.

Chapitre II

Chapitre II : recherche bibliographie sur la pathologie des barrages en remblais.**II.1 Introduction :**

Les digues en remblai peuvent être affectées par un ensemble de désordres ; perte d'étanchéité, glissement, érosion, qui influence sur leur performance. La performance est définie comme étant l'aptitude d'un composant à remplir les fonctions pour lesquelles il a été conçu.

Les performances d'un système de génie civil, c'est-à-dire sa capacité à remplir ses fonctions prévues, peuvent évoluer au cours de son exploitation. Ces évolutions peuvent être volontaires, accidentelles ou dues à des dégradations naturelles ou artificielles. Il est important de prendre en compte ces évolutions lors de la conception, de la construction et de l'exploitation de ces systèmes.

Les digues subissent parfois des ruptures s'expliquant par de multiples facteurs (phénomènes géologiques, physiques ...).

Cela a des conséquences parfois catastrophiques non-seulement au niveau environnemental mais aussi sur les populations habitants près du barrage. Il est donc important de prévenir au maximum le risque de rupture et pour cela il est important de comprendre ce qui entraîne ces ruptures.

Dans ce chapitre, nous allons faire un rappel d'un certain nombre de mécanismes de rupture des ouvrages en remblai, les causes et les phénomènes intervenus modifiant ou aggravant la rupture des barrages, quelques ruptures graves des barrages en remblai seront citées.

II.2 Rupture de barrage en remblai :

Une rupture de barrage est définie comme étant une destruction ou un mouvement d'une partie de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations le rendant inapte à retenir l'eau. La probabilité de rupture d'un barrage est très faible.

Les mesures adaptées lors de la conception et de la construction de l'ouvrage permettent de réduire encore ce risque.

II.3 Les causes de rupture :

On décrit une rupture de barrage en terre comme la destruction ou le mouvement d'une partie de l'ouvrage, de ses appuis ou de ses fondations le rendant inapte à retenir l'eau

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

1. Des problèmes techniques :

Actuellement avec l'évolution des techniques de construction rendent les barrages modernes beaucoup plus sécurisés. Mais la prise en considération de ces problèmes techniques qui peuvent entraîner la rupture d'un barrage est obligatoire que ce soit :

- ✓ Des défauts de conception de l'ouvrage telle que le sous dimensionnement des évacuateurs des crues
- ✓ Insuffisance de drainage
- ✓ Mauvais choix des matériaux
- ✓ Défaut fonctionnement des vannes
- ✓ La nature des fondations ou encore l'âge de l'ouvrage.

2. Des causes naturelles :

Peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet.

Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue déca millénaire.

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

Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.).

3. Des causes humaines :

Divers facteurs peuvent contribuer à des incidents potentiels :

- ✓ Des études préliminaires qui n'ont pas été suffisamment approfondies.
- ✓ Un contrôle insuffisant pendant la phase d'exécution des travaux.
- ✓ Des erreurs commises lors de l'exploitation du barrage.
- ✓ Un manque de surveillance et d'entretien, voire des actes de malveillance.

- ✓ Des situations extrêmes telles que le sabotage, les attentats ou la guerre, pouvant également jouer un rôle.

II.4 pathologies de rupture de barrage en terre :

La pathologie des barrages définit comme les problèmes graves engendrant des ruptures des barrages en les déstabilisants, que ce soit l'instabilité hydraulique ou mécanique

1. Le glissement des talus :

La rupture par glissement d'un talus se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif. Ce cas de rupture est peu fréquent dans les barrages. Cela est dû au fait que les pentes du barrage se sont formées à un état d'équilibre naturel.

Le cas typique est l'apparition d'une ligne de glissement quasi circulaire dans le corps du remblai aux pentes des talus trop raides (Figure II-1)

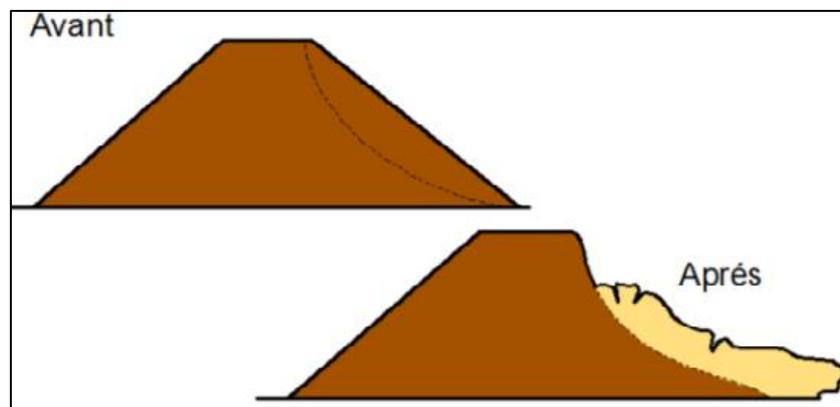


Figure II.1 glissement circulaire d'un talus.

Les glissements du talus sont généralement dus soit à des modifications dans les moments résistants, soit dans les moments moteurs. La rupture aura lieu lorsque les moments moteurs sont supérieurs aux moments résistants.

Il y a deux types de glissements qui peuvent se produire :

- ✓ Le glissement du talus côté aval, qui survient généralement pendant les périodes de crue.
- ✓ Le glissement du talus côté fleuve, qui a lieu pendant les périodes de décrue.

Concernant le glissement côté aval lors des crues, ce phénomène se manifeste lorsque trois conditions sont réunies :

La digue présente un profil étroit avec des pentes de talus abruptes (pentes supérieures à 0,65).

La présence d'une nappe phréatique élevée dans la digue, souvent due à un manque de drainage ou à la présence de couches hétérogènes.

Le remblai a une faible compacité, ce qui entraîne des caractéristiques mécaniques insuffisantes des matériaux constituant le corps de la digue. De plus, la présence d'une couche argileuse mal consolidée au niveau de la fondation peut également contribuer à ce type de glissement.

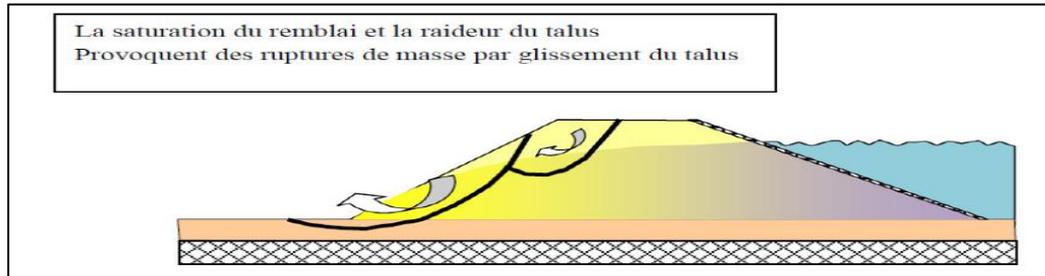


Figure II.2 le mécanisme de glissement coté val en situation de crue (Méraux et Al 2001)

a. Le glissement cote fleuve lors de la décrue :

Le glissement du talus côté fleuve se déclenche lors de la baisse rapide du niveau d'eau dans le cours d'eau. Ce phénomène, influencé par les sous-pressions générées pendant les périodes de crue, concerne principalement les talus de digues composés de matériaux argileux présentant des pentes abruptes ou des revêtements étanches.

Ce type de glissement est particulièrement observé dans les digues à proximité de déversoirs équipés de remblais fusibles, conçus pour se rompre lorsque le niveau d'eau atteint un certain seuil. L'activation du déversoir entraîne une érosion rapide du remblai fusible, ce qui augmente le débit dérivé dans le déversoir. Cette augmentation du débit peut induire une baisse rapide du niveau d'eau dans le fleuve, déclenchant ainsi des glissements de talus côté fleuve.

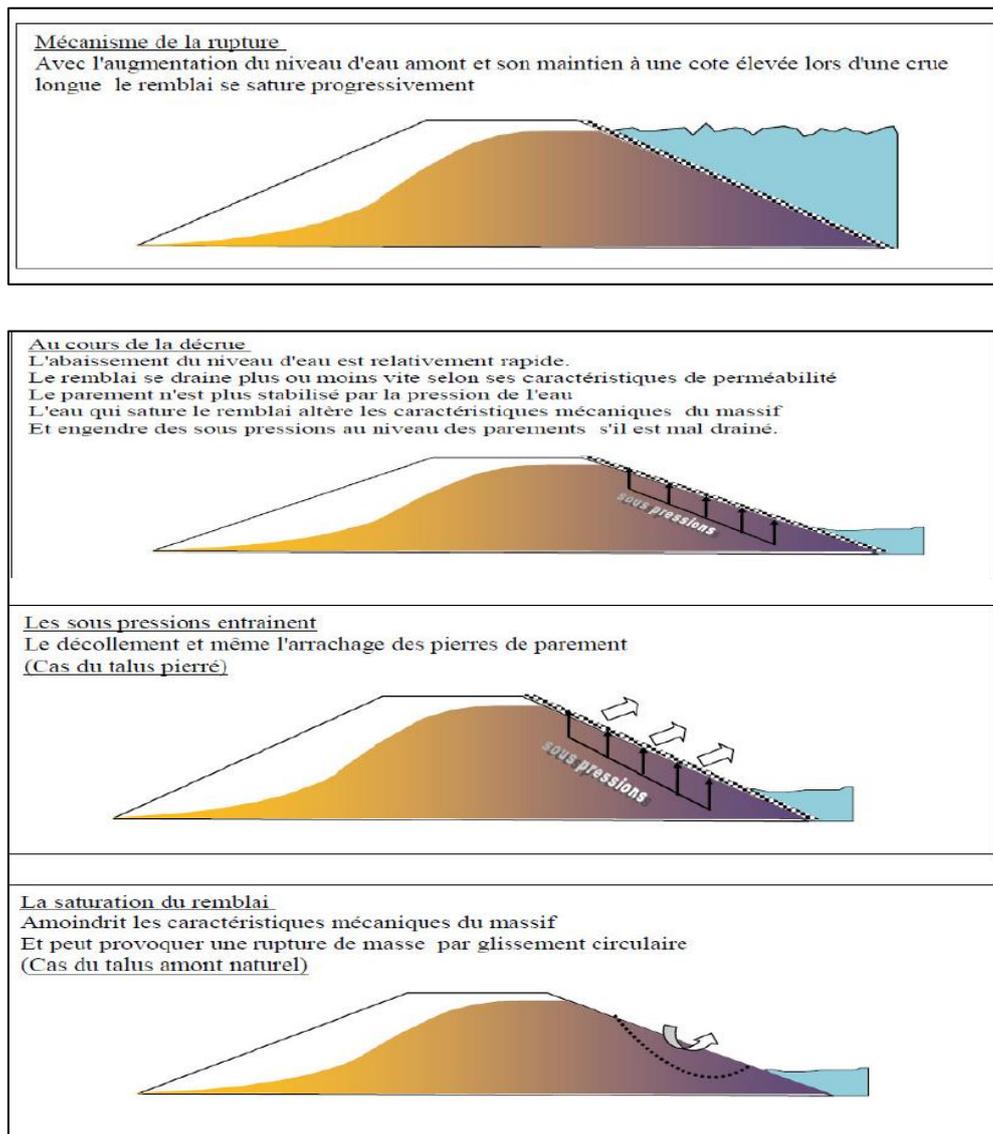


Figure II.3 le mécanisme de glissement coté fleuve lors de la décrue. (Mériaux et Al, 2001)

b. Les conséquences d'un glissement de terrain :

Les conséquences d'un glissement de terrain sur un barrage peuvent être graves et parfois catastrophiques

- ✓ Un glissement de terrain sur un barrage peut entraîner la vidange accidentelle de la retenue. Cela se produit lorsque le glissement forme un cercle qui coupe le canal de vidange ou la conduite forcée, ou lorsque le glissement se développe jusqu'à atteindre le niveau de la retenue.
- ✓ La rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau peut entraîner des conséquences graves.
- ✓ Déformation ou rupture de dispositifs internes de drainages ;

- ✓ Une réduction de la largeur du remblai, quelle que soit son ampleur, peut affecter le comportement hydraulique ultérieur de l'ouvrage.
- ✓ Un glissement mineur peut engendrer, à terme, d'autres glissements aux conséquences plus graves.

2. L'érosion interne :

L'érosion interne est la principale cause d'incidents sur les barrages en remblai.

Entre 1950 et 1986, les ruptures par érosion interne ont représenté un peu plus de la moitié des ruptures de barrages en remblai, en excluant les ruptures pendant la construction.

L'érosion interne est un processus de migration des grains de sol, initié par les forces érosives de l'eau. Elle se produit le long de fissures dans les matériaux cohésifs ou dans les vides d'un sol pulvérulent. L'érosion interne peut entraîner une instabilité interne de l'ouvrage, voire sa rupture.

L'érosion interne est un processus selon lequel les particules sont éloignées du noyau ou de la fondation en empruntant des voies de migration préférentielles.

Ce procédé est initialement favorisé par :

- ✓ La présence d'un chemin d'infiltration et d'une source d'eau,
- ✓ L'existence des matériaux érosifs à l'intérieur de ce chemin et transportables par le flux d'infiltration,
- ✓ L'absence de protection qui pourrait retenir ces particules.

a. Mécanisme d'érosion interne :

L'érosion interne est provoquée par l'existence de fuites non contrôlées par le système de drainage et qui entraînent vers l'aval des particules constitutives du remblai ou de la fondation à la suite de leur arrachement. Il existe plusieurs phénomènes d'arrachement qui agissent directement sur le déclenchement de l'érosion, tel que :

- ✓ **La boullance** : est un phénomène qui se produit lorsque la pression de l'eau dans un sol est suffisante pour compenser le poids des grains. Dans ce cas, les grains sont soulevés par l'eau et flottent, entourés d'une phase liquide continue.
- ✓ **La dissolution** : disparition d'une partie des constituants des particules, sous une action chimique ou thermique.
- ✓ **L'érosion régressive** : arrachement des particules, une à une, à la surface d'un matériau sous l'effet de la poussée de l'écoulement percolant à travers le matériau. Ceci déstabilise la structure du sol et augmente le gradient hydraulique localement, ce

qui provoque une augmentation de la vitesse d'écoulement, donc une amplification du phénomène d'érosion.

Les phénomènes d'arrachement des particules que nous venons de citer ne peuvent pas provoquer l'érosion interne du barrage s'ils n'étaient pas accompagnés de phénomènes de transport.

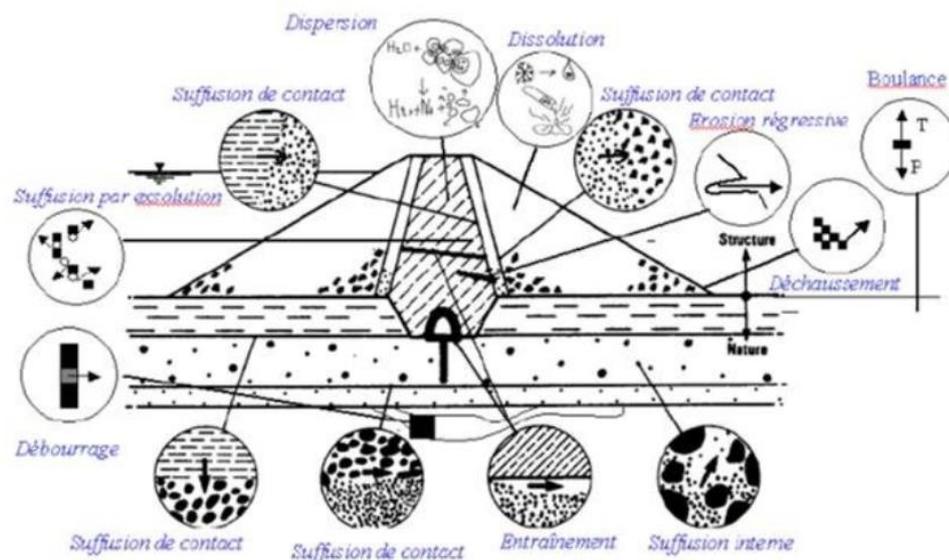


Figure II.4 Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion dans un barrage (Adapté de Schuler et Brauns 1996 cité par Blais, 2004).

Shuler U, Brauns J. (1997) « The safety of geotechnical filters » Hydropower and Dams, N°6.

- ✓ **La suffusion** : est un processus d'érosion sélective des particules fines d'un sol, laissant un squelette de particules grossières. Ce processus se produit lorsque l'écoulement de l'eau transporte les particules fines, laissant les particules grossières derrière. La suffusion peut se produire sans changement de volume de la masse de sol, mais elle entraîne une augmentation de la perméabilité et des vitesses de l'eau.
- ✓ **Le renard hydraulique** : La circulation d'eau d'infiltration au sein d'un barrage et de ses fondations peut mettre en danger la stabilité de l'ouvrage en amorçant un phénomène de renard, dont le processus est le suivant : le sol n'est plus stable dès que le gradient hydraulique dépasse la valeur critique de rapport du poids volumique immergé du terrain au poids volumique de l'eau. Les grains en surface sont alors entraînés à leur tour. Il se forme ainsi un petit tunnel où la circulation d'eau est aisée.

Le gradient hydraulique augmente et le phénomène a tendance à s'amplifier jusqu'à ce qu'on débouche dans la retenue amont. A ce moment, il se forme une fuite brutale importante causant un grave accident pouvant même provoquer la ruine complète de l'ouvrage.

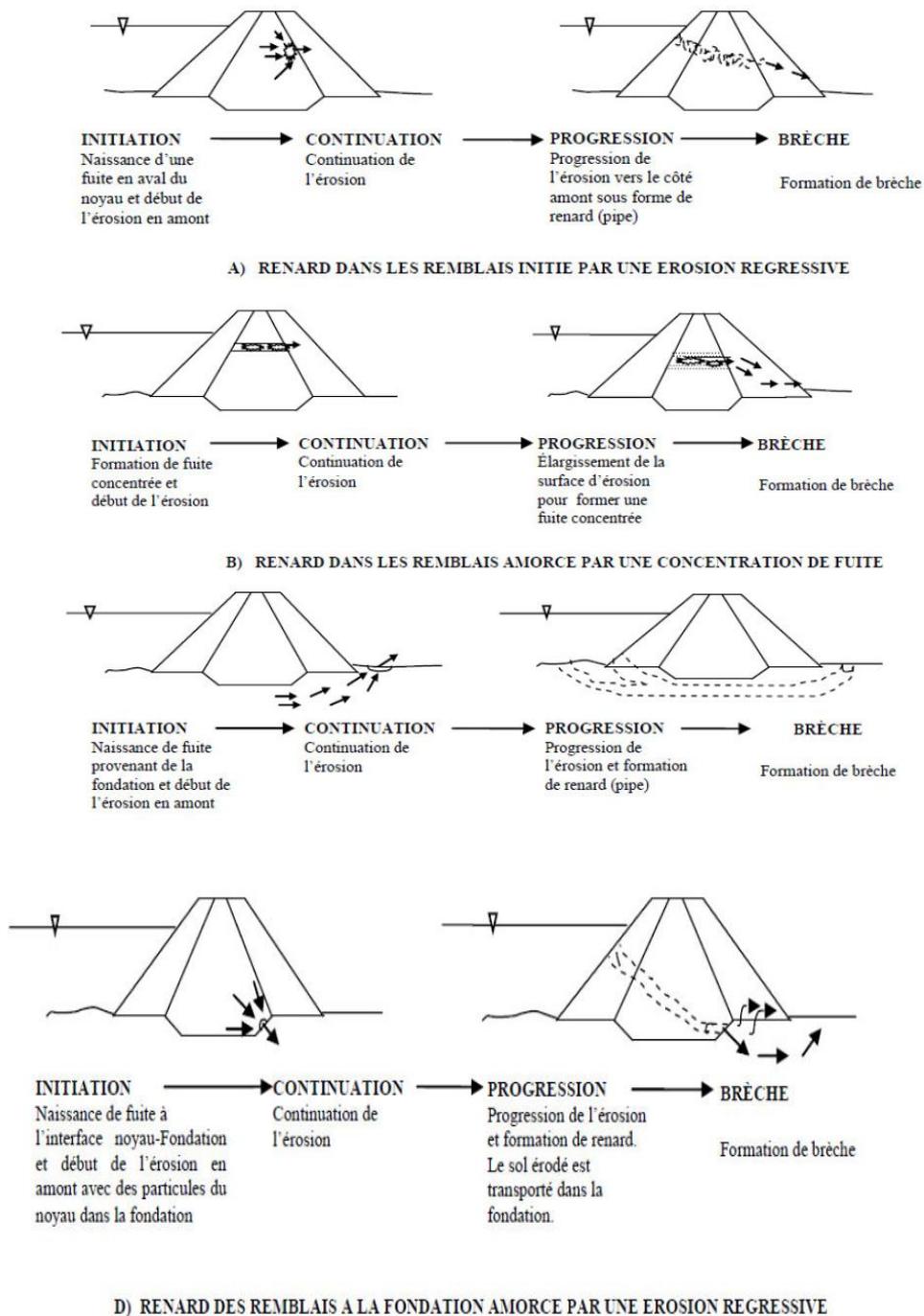


Figure II.5 Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage : (A et B) avec formation de renard dans le remblai par érosion rétrogradant en amont et par fuite concentrée, (C) avec formation de renard dans la fondation par érosion rétrogradant en amont, et (D) avec formation de Renard du remblai à la fondation (Fell et al, 2001)

3. Erosion externe :

L'érosion externe est causée par l'écoulement de l'eau sur la crête d'un barrage, même à faible débit. L'érosion commence au bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures, selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête et la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage.

L'érosion externe est un processus qui peut entraîner la rupture d'une digue. Elle est causée par l'arrachement des particules constituant la digue par le courant de la rivière. L'eau creuse un trou dans la digue, qui peut s'élargir et s'approfondir jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte.

L'érosion externe peut également être causée par d'autres phénomènes, tels que le ruissellement des eaux de pluie. Les talus des digues, ainsi que les berges qui jouxtent directement la digue, peuvent être érodés par les courants hydrauliques en crue.

On distingue trois mécanismes d'érosion externe :

- ✓ Le mécanisme d'affouillement ;
- ✓ Le mécanisme d'érosion externe lié au courant et aux chocs d'embâcles
- ✓ Le mécanisme de surverse (du cours d'eau vers le val protégé) ;

a. Affouillement :

L'affouillement est un processus d'érosion externe qui se produit au pied d'une berge ou d'une digue. Il est causé par la vitesse importante de l'eau, qui peut creuser un trou dans le sol.

L'affouillement peut être aggravé par la fragilité des berges ou de la digue, ainsi que par l'absence de protection ou d'ancrage de ces structures.

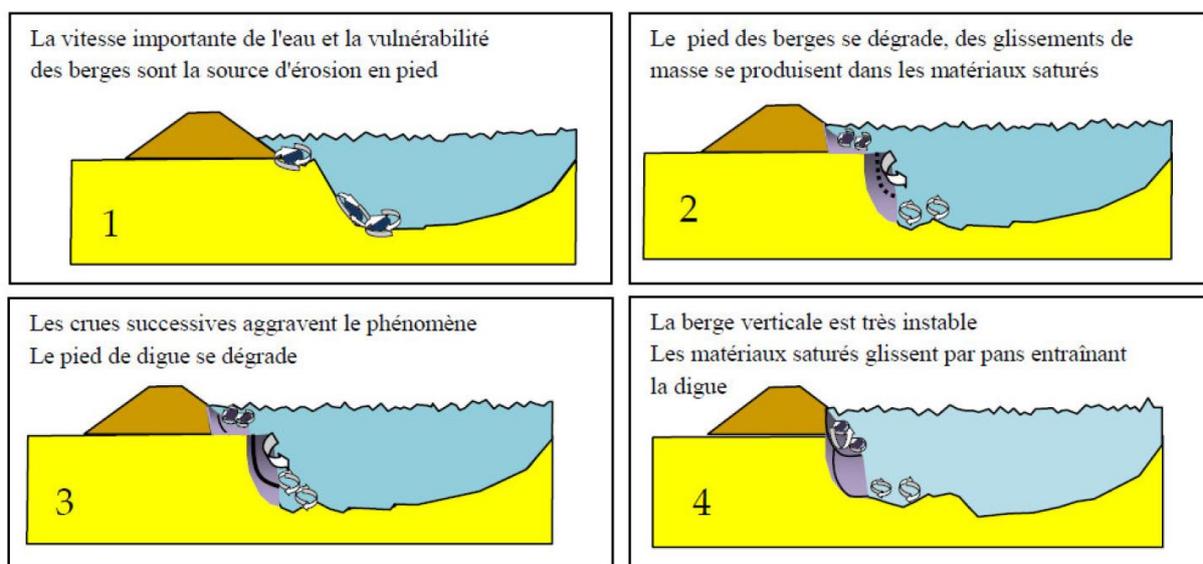


Figure II.6 le mécanisme de L'affouillement (Mériaux et al, 2001).

Selon Mériaux et al. (2001), trois principaux éléments influent sur la sensibilité au phénomène d'affouillement :

- ✓ La vitesse moyenne de l'eau le long du talus de la digue.
- ✓ Les perturbations hydrauliques locales, telles que la présence d'arbres, de piliers ou d'autres constructions, pouvant entraîner des irrégularités dans l'écoulement hydraulique.
- ✓ La nature et l'état de la protection du talus de la digue du côté du fleuve..

b. Rupture liée au courant et aux chocs d'embâcles :

La rupture due à l'action du courant et aux impacts d'embâcles est un phénomène relativement rare. Cependant, lors de crues importantes, les digues peuvent être exposées à l'érosion provoquée par ces forces, même si elles sont éloignées de la rivière, comme l'indique Degoutte (2003).

c. Rupture par surverse :

C'est un mécanisme de rupture par submersion, s'il n'y a pas d'infiltration d'eau dans le barrage ou sous l'effet de fortes pluies, le barrage se remplit jusqu'au déversement.

Il y a alors apparition d'un écoulement, sur le parement aval de la masse éboulée.

L'écoulement sur le parement aval emporte progressivement les matériaux du barrage, ce qui entraîne l'érosion progressive de la crête. Lorsque la brèche atteint une taille critique, le barrage se rompt et la retenue se vide rapidement.

La brèche se forme généralement au point le plus bas de la crête du barrage. Elle se développe ensuite vers l'aval, jusqu'à ce qu'elle atteigne une largeur d'équilibre. Cette largeur est généralement inférieure à la largeur totale du barrage.

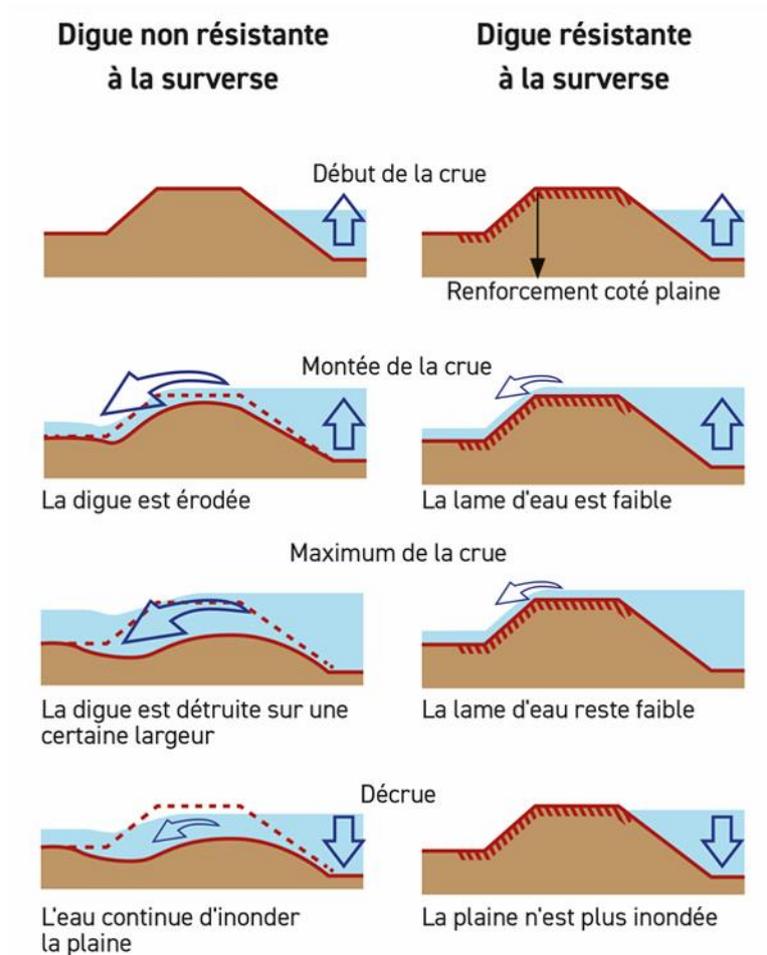


Figure II.7 comparaisons entre la digue qui résiste à la surverse et qui ne résiste pas.

4. Liquéfaction :

Les barrages constitués de matériaux granulaires sont plus vulnérables à la liquéfaction. Lors de ce phénomène, la conjonction de la saturation du sol en eau et d'une contrainte cisailante cas d'un séisme peut provoquer une perte de cohésion du sol, et se transforme au comportement liquide

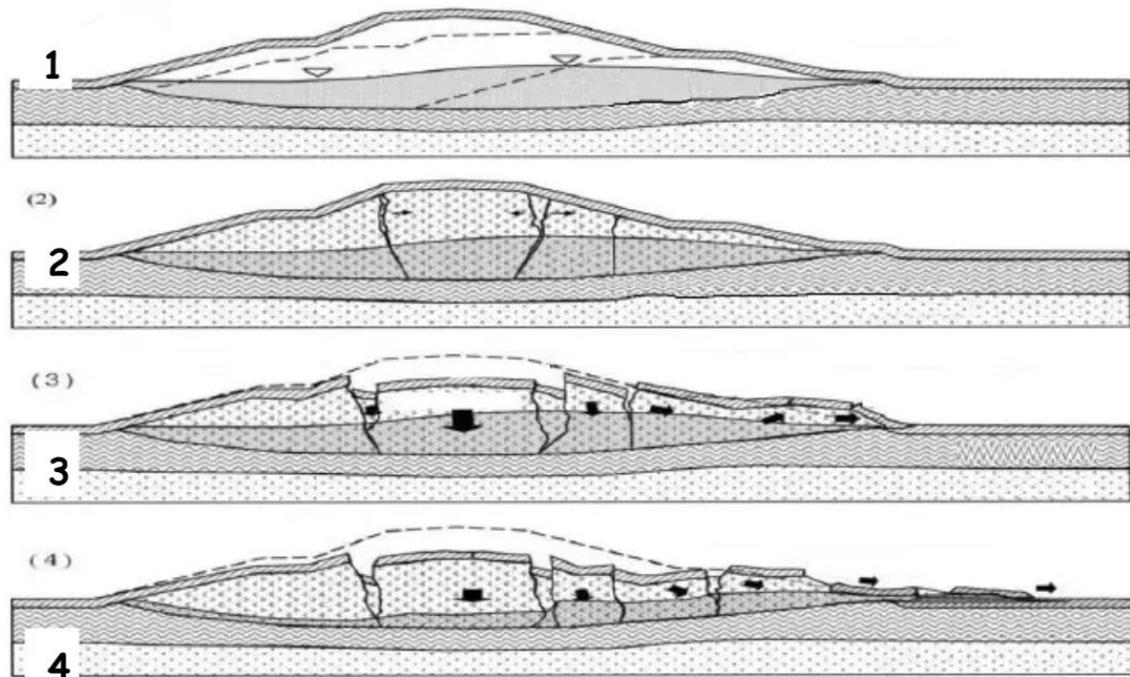


Figure II.8 ruptures par liquéfaction lors du tremblement de terre

5. Le tassement

a. Tassement de la fondation :

Un tassement significatif de la fondation, local ou généralisé, peut réduire la revanche en crête d'ouvrage en s'additionnant, par exemple, à un tassement du remblai ;

Endommager les canalisations et les dispositifs de drainage situés à la base du remblai peut entraîner des conséquences graves, telles que des ruptures ou des déplacements des canalisations, ainsi que l'apparition de contre-pentes.

Pour prévenir les tassements potentiels, il est recommandé de retirer les couches identifiées comme très compressibles lors de l'étude préliminaire, telles que la terre végétale, la tourbe et les alluvions non stabilisées, lors des travaux préparatoires..

Si l'enlèvement complet de ces couches n'est pas économiquement possible, des dispositions constructives particulières doivent être prévues dans le projet (larges risbermes amont et aval).

b. Le tassement du remblai :

est un phénomène inévitable, surtout lorsque le matériau utilisé est de l'argile. Même après avoir été compacté, le remblai demeure compressible. Les couches inférieures du remblai supportent le poids des couches supérieures, ce qui les rend particulièrement sujettes au tassement, surtout lorsque la hauteur de la structure est importante.

Cependant, pour les petits barrages, construits avec des moyens de compactage appropriés, le tassement après du corps de remblai demeure limité voire négligeable. On considère habituellement que le tassement après construction d'un remblai correctement compacté est de l'ordre de 1% de sa hauteur, ce tassement étant quasiment nul pour les remblais de moins de 10 à 15 m de hauteur.

II.5 Surveillance et auscultation des barrages :

1. Définition et objectifs :

L'auscultation d'un barrage est l'ensemble des mesures effectuées pour surveiller l'ouvrage, sa structure, ses fondations et son environnement. Les informations recueillies sont ensuite analysées et interprétées afin de garantir la sécurité du barrage.

L'objectif de l'auscultation est triple :

- ✓ Garantir la sécurité des populations en aval sans imposer préalablement des limitations à l'exploitation de l'ouvrage, malgré les incertitudes et les modifications inévitables des conditions de résistance.
- ✓ Évaluer avec une précision suffisante l'évolution de l'ouvrage afin de pouvoir prendre des décisions appropriées en temps opportun.
- ✓ Approfondir notre compréhension de la mécanique des roches et des sols, du comportement des matériaux de construction et des instruments de mesure utilisés, en vue de concevoir à l'avenir des ouvrages qui répondent mieux aux normes de sécurité et d'efficacité économique. Les conditions de sécurité d'un barrage ne peuvent être évaluées de façon complète à aucun moment, et encore moins garanties une fois pour toutes.

Elles dépendent d'éléments plus ou moins bien définis ou contrôlables d'évolutions, comme, par exemple, la résistance, la rigidité et le régime hydraulique des fondations.

En première approche, on apprécie l'évolution d'un phénomène d'après son allure : une évolution ralentie est plutôt rassurante ; une évolution uniforme est plus ou moins préoccupante ; une évolution accélérée est inquiétante et peut être le signe avant-coureur d'une catastrophe.

Il est nécessaire de s'appuyer sur la compréhension du mode de résistance de l'ouvrage et sur la connaissance des grandeurs significatives telles que déplacements et contraintes.

Le jugement de sécurité s'avère, en général, moins délicat lors de remplissages ultérieurs de l'absence de tout indice de défaillance et à vérifier la continuité. Au cours du remplissage, le barrage subit des évolutions qui se stabilisent lorsque le remplissage atteint un palier.

Moyens d'auscultation :**a. Principes généraux :**

Aujourd'hui, il existe une multitude de procédés et d'appareils pour l'auscultation des ouvrages. Cependant, il est essentiel que les dispositifs automatiques ou télécommandés soient complétés par l'examen visuel d'un observateur qualifié familiarisé avec l'ouvrage et ses environs. Cela permet de détecter tout signe de fissure ou de fuite, offrant ainsi une sécurité supplémentaire.

Cette importance accordée à l'intervention humaine est également motivée par la réticence à confier à une machine, aussi fiable soit-elle en apparence, le rôle crucial d'alerter les populations en cas de danger.

Les appareils utilisés doivent répondre à plusieurs critères essentiels :

- ✓ Fidélité : Les mesures effectuées à des intervalles de plusieurs années doivent être strictement comparables, car ce qui importe le plus souvent est la détection des variations plutôt que les valeurs absolues.
- ✓ Solidité : Les conditions d'utilisation sont souvent difficiles, donc les appareils doivent être robustes pour résister à ces environnements.
- ✓ Sensibilité : Les variations de très faible amplitude doivent être détectées, ce qui nécessite une sensibilité appropriée des appareils.
- ✓ Simplicité : Les lectures doivent pouvoir être effectuées régulièrement par le personnel d'exploitation, donc les appareils doivent être faciles à utiliser sans nécessiter de spécialistes.

3. Différents procédés et appareils :**a. Les clinomètres :**

Les clinomètres sont de simple niveau à huile précision (10⁻⁵, radian soit 0,01 mm /m), que l'on place sur des socles scellés. Utilisées surtout à la base des barrages épais, ils permettent de mesurer la rotation des fondations.

b. Le contrôle des fuites :

Le contrôle des fuites fait partie des mesures hydrauliques (comme les mesures de débits de drains et de piézométrie) qui intéressent tous les types des barrages, en particulier les digues en terre et en enrochements. Les moyens utiles sont variés, notamment les petits déversoirs, les capacités tarées et les débitmètres de fuite .

Le contrôle des pressions hydrostatiques est essentiel dans la surveillance des digues en terre. Les piézomètres jouent un rôle crucial dans cette tâche, permettant de surveiller la

variation des pressions interstitielles dans le noyau des digues en terre et en enrochements, ainsi que dans les remblais amont et aval.

c. Topographie:

Les mesures topographiques offrent une précision au millimètre près pour détecter les déplacements absolus, notamment les mouvements de translation à la base du barrage. Ces mesures nécessitent un réseau de piliers d'observation dont la stabilité est régulièrement vérifiée. Elles doivent être réalisées rapidement, car la forme du barrage peut évoluer pendant la mesure. Bien que plus complexes et coûteuses, les mesures topographiques sont très précises.

d. Photogrammétrie:

La photogrammétrie consiste à superposer deux photographies prises sous le même angle à des moments différents pour évaluer les déformations de la zone photographiée. Bien que légèrement moins précis que les mesures topographiques (de l'ordre de 5 mm), ce procédé est utilisé pour surveiller les ouvrages en remblai, notamment les digues en enrochements, qui peuvent présenter des déplacements importants. Cependant, son coût élevé limite son utilisation.

e. Mesure de tassement:

Les appareils de mesure de tassement, tels que les tubes cross-arms et les télé-niveaux hydrauliques, permettent de mesurer les déformations horizontales. Par exemple, les furets hydrauliques utilisés au barrage du Mont-Cenis permettent une mesure simultanée et précise des déformations.

II.6 Méthodes d'analyse de stabilité de barrage en terre (analytique) :

Les méthodes analytiques d'analyse de stabilité de barrage en terre sont des techniques qui utilisent des formules et des équations pour évaluer la stabilité d'un barrage en terre. Ces méthodes ont une longue histoire et sont toujours d'actualité.

Les méthodes analytiques d'analyse de stabilité de barrage en terre sont basées sur les principes de la mécanique des sols et des roches. Elles prennent en compte les forces agissant sur un barrage en terre, notamment la pression de l'eau, le poids du barrage et les forces sismiques.

Les méthodes analytiques d'analyse de stabilité de barrage en terre sont généralement moins coûteuses et moins complexes que les méthodes numériques. Elles sont donc souvent utilisées pour les barrages de petite taille ou pour les barrages dont la géométrie est simple.

1. Notion de facteur de sécurité :

En géotechnique, on ne peut pas parler de la stabilité des talus sans le facteur de sécurité F_s , il est utilisé dans les calculs à la rupture et permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture.

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité (local), on aura deux types de forces, des forces motrices (provoquent le glissement) et des forces résistantes (empêchent le glissement), le rapport entre ces deux forces tout simplement c'est le facteur de sécurité, par définition on a cette relation :

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (\text{II.})$$

F_s : Facteur de sécurité ;

τ_f : Résistance disponible (résistance moyenne au cisaillement);

τ_d : Résistance mobilisée (contrainte de cisaillement moyenne développée le long de la surface de rupture potentielle);

La résistance moyenne au cisaillement (τ_f) est égale à la cohésion non drainée pour les sols fins à court terme, dans le cas général, elle dépend de la contrainte effective normale σ'_n selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

La résistance moyenne au cisaillement (τ_f) est égale à la cohésion non drainée pour les sols fins à court terme, dans le cas général, elle dépend de la contrainte effective normale σ'_n selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \varphi' \quad (\text{II.1})$$

La résistance mobilisée (τ_d) est la contrainte de cisaillement qui à prévôt un angle,

$$\alpha_f = \frac{\pi}{2} + \frac{\varphi_d}{2} \quad (\text{II.2})$$

Pour un état de contrainte donnée telle que :

$$\tau_d = c_d + \sigma'_n \tan \varphi_d \quad (\text{II.3})$$

Avec :

c_d et φ_d Sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement le long de la surface de rupture.

Il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle, qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée, est défini par des rapports de forces, de contraintes, de moments ou même en termes de hauteurs de talus.

$$\checkmark F_s = \frac{\text{effort résistant}}{\text{effort moteur}} \quad (\text{II.4})$$

$$\checkmark F_s = \frac{\text{moment résistant}}{\text{moment moteur}} \quad \text{definition de Froëlich} \quad (\text{II.6})$$

$$\checkmark F_s = \frac{H_c}{H} = \frac{\text{hauteur critique}}{\text{hauteur réelle}} \quad (\text{II.7})$$

2. Choix des facteurs de sécurité :

Pour garantir un coefficient de sécurité (FS) supérieur à 1, il est impératif que les forces "résistantes" au niveau de la surface de rupture potentielle soient plus élevées que les forces motrices. C'est ainsi que l'équilibre est généralement considéré comme assuré. Cependant, en raison des incertitudes associées aux paramètres de calcul, en particulier mécaniques, cette valeur limite pourrait ne pas être suffisante dans certaines situations.

Le tableau ci-dessous présente les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent :

Tableau II.1 valeur de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage.

F_s	L'état de l'ouvrage
< 1	Danger
1.00-1.25	Sécurité contestable
1.25-1.40	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants. Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture sera catastrophique.
>1.40	Satisfaisante pour les barrages.

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche dépend fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque crée par la rupture.

L'expérience a montré que, les talus restent toujours stables si $F_s > 1.5$, le glissement est pratiquement inévitable si $F_s < 1$ [6] (le Riau rupture de barrage ,21mai 2013). Pour certains sites particuliers (carrières, mines à ciel ouverte, talus en cours de construction), le coefficient de sécurité peut être réduit a 1.2 ou 1.3.

Dans ce cas la surveillance et l'auscultation des terrains sont généralement renforcées.

3. Méthodes de calcul a la rupture :

Classiquement, l'analyse de stabilité d'un barrage se fait par des "calculs à la rupture", dans un espace à deux dimensions. Le talus (Fig. II.9) est supposé infiniment long et la surface de rupture potentielle(S) est cylindrique.

L'étude se fait pour une tranche de talus d'épaisseur unité. Dans la mécanique des sols avancée de stabilité des pentes 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. On cherche la surface (S) correspondant au coefficient de sécurité minimum, appelé coefficient de sécurité du barrage.

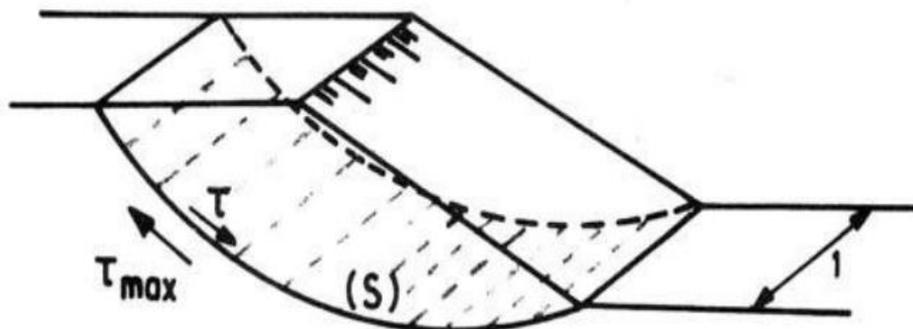


Figure II.9 schéma d'analyse de stabilité a la rupture

En réalité, il existe de nombreuses méthodes pour prédire la rupture des sols, chacune avec ses propres avantages et inconvénients, tant sur le plan théorique que pratique. Aucune de ces méthodes n'est parfaite, car aucune ne prend en compte la déformabilité du sol. La fiabilité d'une méthode donnée dépend principalement de l'expérience acquise avec celle-ci.

a. Méthode de l'équilibre limite (MEL) :

La méthode de l'équilibre limite implique l'étude de l'équilibre d'un corps rigide, qui comprend le talus et une surface de glissement de diverses formes telles qu'une ligne droite, un arc de cercle ou une spirale logarithmique. À partir de cet équilibre, les contraintes de cisaillement (τ) sont calculées et comparées à la résistance disponible (τ_f), déterminée à l'aide

du critère de rupture de Coulomb. Cette comparaison fournit une première indication de la stabilité à travers le coefficient de sécurité. $F_s = \frac{\tau_f}{\tau}$.

Parmi les méthodes d'équilibre limite, certaines prennent en considération l'équilibre global du corps rigide (Culman), d'autres : qui est illustrée par les méthodes de Biarez, Caquot et Taylor.

Cette méthode est limitée à des cas simples de talus sensiblement homogène et dans présence de la nappe.

Les méthodes considèrent la totalité de la « masse libre » en faisant des hypothèses quant à la distribution des contraintes normales le long de la surface, ces méthodes sont utilisées seulement avec des surfaces de rupture circulaires, ou de simples lignes droites.

Les principes fondamentaux de la méthode de l'équilibre limite, comme énoncés par Femmam (2014), sont les suivants :

- ✓ La rupture se produit dans un plan (analyse bidimensionnelle).
- ✓ Les forces externes qui provoquent le glissement sont le poids du sol et les surcharges.
- ✓ Le problème est statique.
- ✓ Les principes de la mécanique des milieux continus s'appliquent au sol.
- ✓ Le sol est considéré comme rigide, ce qui assure une courbe de rupture "bien définie".
- ✓ La relation de Terzaghi est respectée : $\sigma' = \sigma - u$.
- ✓ La loi de Coulomb est utilisée pour la rupture : $\tau = c' + (\sigma - u) \tan\phi$.
- ✓ Un coefficient de sécurité est défini comme le rapport entre la résistance maximale au cisaillement du sol et la contrainte mobilisable.
- ✓ Le coefficient de sécurité reste constant le long de la courbe de rupture.

a.1 Méthodes des tranches :

La méthode des tranches est dite méthode Suédoise, elle a été étudiée par Peterson et développée par Fellenius, Bishop et Nonveiller.

Le principe des méthodes des tranches, telles que décrites par Fellenius, Bishop et Spencer, repose sur la considération d'une surface cylindrique avec un axe horizontal, qui apparaît comme une courbe nommée ligne de glissement dans la coupe verticale de la digue. On postule que la rupture se produit instantanément et simultanément le long de cette surface de glissement. De plus, on suppose qu'il n'y a aucune interaction dans la dimension longitudinale

de l'ouvrage, une approximation justifiée par le fait que la longueur de la digue est bien plus grande que 2 à 3 fois la longueur de l'arc de rupture. En traçant la ligne de glissement sur une coupe transversale de la digue, on cherche à déterminer le coefficient de sécurité F relatif à cette ligne spécifique. En découpant le terrain en tranches verticales de faible épaisseur juxtaposées, on analyse l'équilibre de l'ensemble pour évaluer la stabilité de la structure..

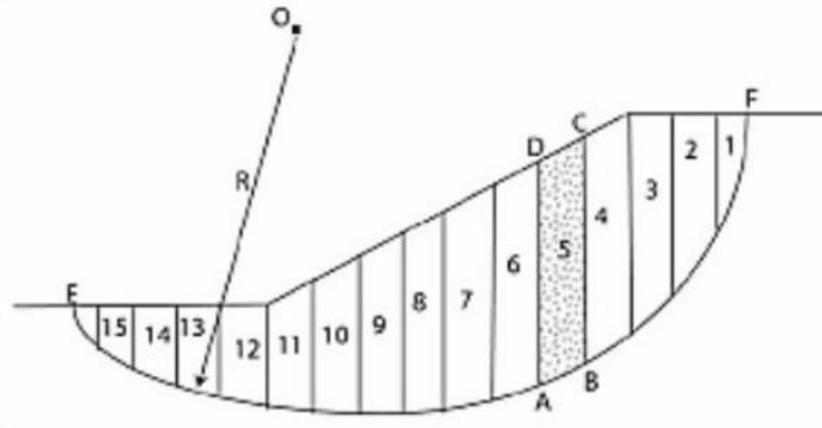


Figure II.10 la masse du talus découpe en tranches

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes. La surface de glissement peut être modélisée de deux manières différentes. Soit circulaire (Fellenius / Petterson, Bishop, Spencer, Janbu, Morgenstern-Price,), ou polygonale (Sarma, Spencer, Janbu, Morgenstern-Price,). Ci-après sont décrites les principales méthodes de l'équilibre limite selon la surface de glissement.

- Surface de glissement circulaire :

Toutes les méthodes d'équilibre limite supposent que le corps du sol au-dessus de la surface de glissement est subdivisé en blocs (les plans de division entre les blocs sont toujours verticaux). Les forces agissant sur des tranches individuelles sont affichées sur la figure

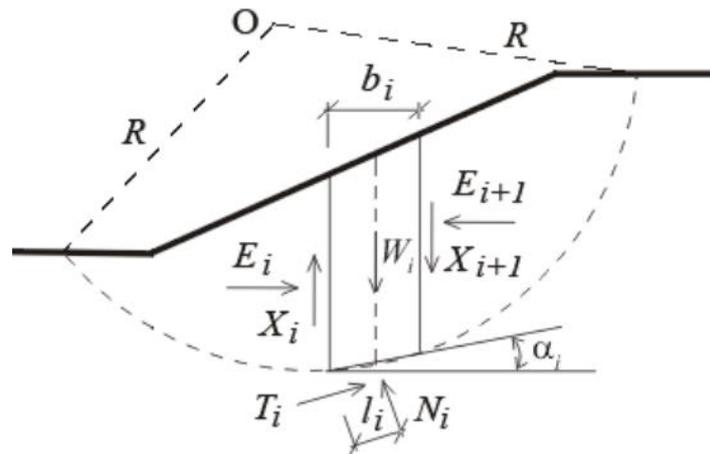


Figure II.11 schéma statique de la tranche

Dans cette formulation, X_i et E_i représentent respectivement les forces de cisaillement et les forces normales agissant entre les blocs individuels, tandis que T_i et N_i désignent les forces de cisaillement et les forces normales sur les segments individuels de la surface de glissement, et W_i représente les poids des blocs individuels. Les différentes méthodes des tranches se distinguent par leurs hypothèses concernant la satisfaction des équations d'équilibre des forces et de l'équation du moment d'équilibre par rapport au centre O.

a.2 Méthode de FELLENIUS / PETTERSON (1955) :

Dans la méthode la plus simple des tranches, seule l'équation d'équilibre du moment global par rapport au centre de la surface de glissement est considérée. Les forces de cisaillement et les forces normales entre les blocs (X_i et E_i) sont négligées. Le facteur de sécurité FS est directement déduit de l'expression suivante :

La stabilité est analysée sur la base de l'équilibre des moments, en supposant que les forces inter-tranches sont opposées ou égales.

Le principe consiste à découper le volume du sol étudié en tranches juxtaposées, puis à appliquer sur chaque tranche les forces agissant sur elle. L'équilibre de l'ensemble des tranches est ensuite étudié, afin de déterminer le coefficient de sécurité du talus

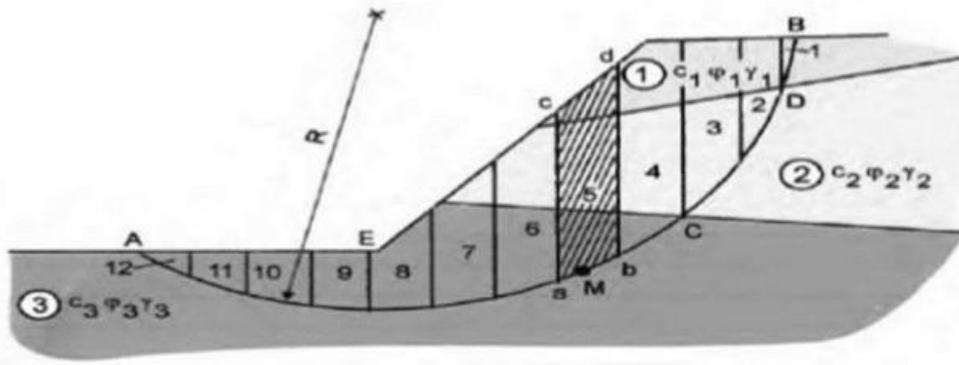


Figure II.12 la masse du talus découpée en tranches

Sur une coupe transversale du barrage, plusieurs cercles de glissement sont dessinés et l'objectif est de déterminer le cercle critique, c'est-à-dire celui qui affiche le coefficient de sécurité le plus bas.

Pour chaque tranche verticale (n), on détermine les forces illustrées à la figure

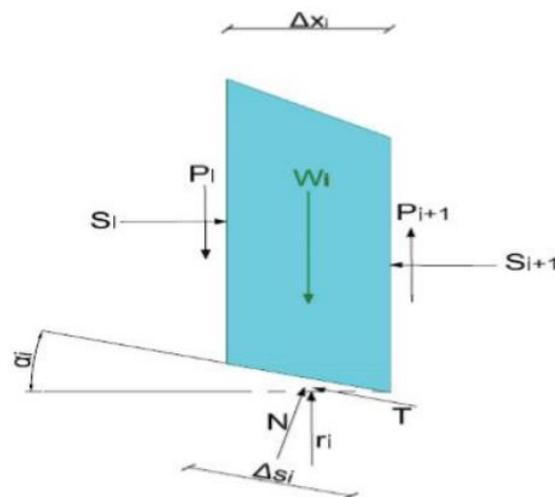


Figure III.12 forces agissantes sur une tranche n

$$F_s = \frac{1}{\sum_i w_i \sin \alpha_i} \sum_i [c_i l_i + (N_i - u_i l_i) \tan \phi_i]$$

Avec :

- ✓ W_i : le poids de la tranche.
- ✓ N_i : la composante normale.
- ✓ u_i : la composante interstitielle due à l'eau.
- ✓ c_i, ϕ_i : valeurs effectives des paramètres du sol

- ✓ α_i : inclinaison du segment de la surface de glissement

a.3 Méthode de Bishop (1955) :

La méthode simplifiée de Bishop (1955) suppose que les forces X_i entre les blocs sont négligeables. Elle repose sur la satisfaction de l'équation d'équilibre des moments et de l'équation d'équilibre des forces verticales. Les forces sur les côtés de la tranche sont considérées comme horizontales, ce qui signifie qu'il n'y a pas de cisaillement entre les tranches. Les forces sont agrégées dans le sens vertical pour assurer l'équilibre dans cette direction et pour obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Le facteur de sécurité FS se retrouve par une itération successive de l'expression suivante :

$$F_s = \frac{1}{\sum_i \omega_i \cdot \sinh i} \cdot \sum_i \frac{c_i \cdot b_i (\omega_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \varphi_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i \sin \alpha_i}{F_s}}$$

Avec :

- ✓ W_i : Poids de la tranche.
 - ✓ N_i : Composante normale.
 - ✓ u_i : Composante interstitielle due à l'eau.
 - ✓ c_i, φ_i : Valeurs effectives des paramètres du sol .
 - ✓ α_i : Inclinaison de l'arc de la tranche .
 - ✓ b_i : Largeur horizontale de la tranche.
- **Surface de glissement polygonale :**

La solution du problème de stabilité de pentes en choisissant la surface de glissement polygonale est basée sur la détermination de l'état limite des forces agissant sur le corps du sol au-dessus de la surface de glissement. Pour introduire ces forces, la surface de glissement ci-dessus est subdivisée en blocs. Typiquement, ces blocs sont supposés verticaux, mais ceci n'est pas une condition requise, par ex. la méthode de Sarma (1973) considère des plans généralement inclinés.

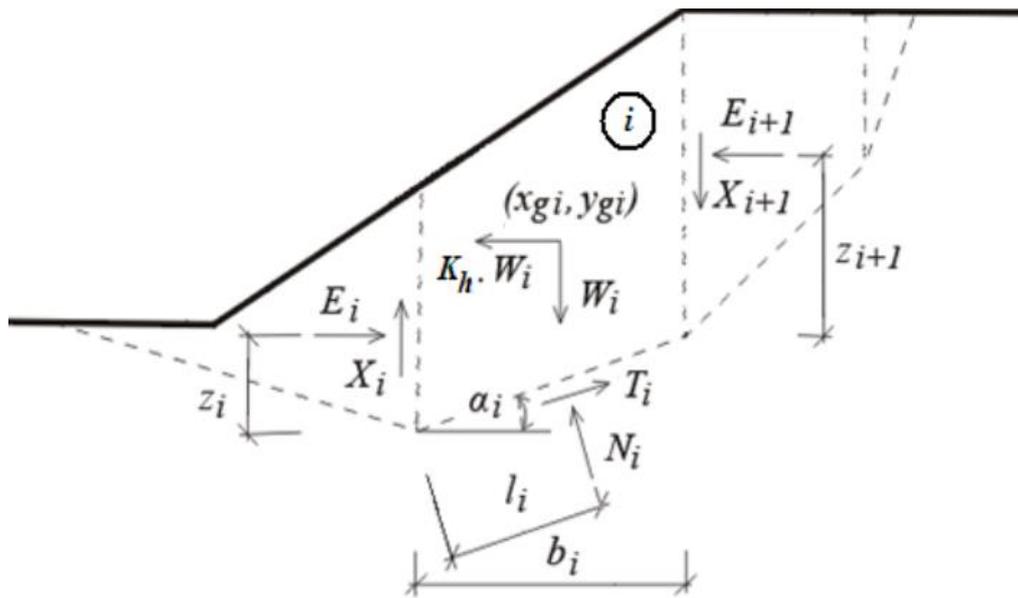


Figure II.13 schéma statique du block

La figure illustre les forces agissant sur des blocs individuels de sol. Si la zone au-dessus de la surface de glissement est divisée en blocs, alors pour résoudre les inconnues, nous avons : n forces normales N_i agissant sur des segments individuels et n forces de cisaillement correspondantes T_i ; $n-1$ forces normales entre les blocs E_i et $n-1$ forces de cisaillement X_i correspondantes; $n-1$ valeurs de Z_i représentant les points d'application des forces E_i , n valeurs de l_i représentant les points d'application des forces N_i , et une valeur du facteur de sécurité FS . Les forces X_i peuvent être remplacées par les valeurs d'inclinaison des forces E_i dans certaines méthodes.

Pour résoudre le problème d'équilibre, l'équation suivante est utilisée : n équations horizontales d'équilibre et n équations verticales d'équilibre écrites pour des blocs individuels, ainsi que n équations d'équilibre des moments pour les blocs individuels et n relations entre les forces N_i et T_i développées sur des blocs selon la loi de Mohr-Coulomb.

En tout, il y a $4n$ équations pour $6n-2$ inconnues. Cela implique que $2n-2$ inconnues doivent être choisies a priori. Les méthodes individuelles diffèrent dans la façon dont ces valeurs sont sélectionnées. Le plus souvent, les points d'application des forces individuelles agissant entre les blocs ou leurs inclinaisons sont choisis. Résolvant le problème de l'équilibre, il procède de manière itérative, où les valeurs choisies doivent permettre de satisfaire à la fois l'équilibre et l'admissibilité cinématique de la solution obtenue

a.4 Méthode de Spencer (1955) :

Dans cette méthode, des forces non nulles entre les blocs sont supposées. Les résultantes de cisaillement et les forces normales agissant entre les blocs ont des inclinaisons constantes. La méthode de Spencer est rigoureuse dans le sens où elle satisfait les trois équations d'équilibre : les équations de force d'équilibre dans les directions horizontales et verticales, ainsi que l'équation du moment d'équilibre. Le facteur de sécurité FS est déterminé par l'itération de l'inclinaison des forces agissant entre les blocs et le facteur de sécurité FS.

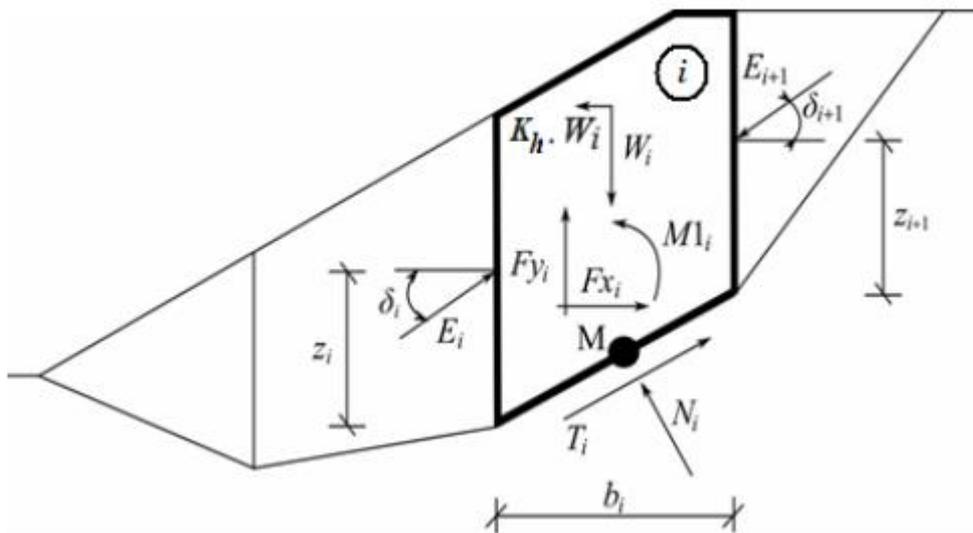


Figure II.14 schémas de méthodes de spencer.

W_i : poids du bloc, y compris l'influence du coefficient de séisme vertical K_v ;

$K_h \times W_i$: force d'inertie horizontale représentant l'effet du tremblement de terre, K_h est le facteur d'accélération horizontale lors du séisme ;

N_i : force normale sur la surface de glissement ;

T_i ; force de cisaillement sur la surface de glissement ;

E_i, E_{i+1} : forces exercées par les blocs voisins, ils sont inclinés par rapport au plan horizontal d'angle δ ;

F_{xi}, F_{yi} : autres forces horizontales et verticales agissant sur le bloc ;

M_{li} : Moment des forces F_{xi}, F_{yi} tournant autour du point M, qui est le centre du ième segment de la surface de glissement.

U_i : la pression interstitielle résultant sur le ième segment de la surface de glissement.

Les hypothèses suivantes sont introduites dans la méthode de Spencer pour calculer l'équilibre limite des forces et des moments sur des blocs individuels :

- ✓ Les plans de division entre les blocs sont toujours verticaux ;
- ✓ La ligne d'action du poids du bloc W_i passe par le centre du i ème segment de surface de glissement représenté par le point M ;
- ✓ La force normale N_i agit au centre du i ème segment de la surface de glissement, au point M ;
- ✓ L'inclinaison des forces E_i agissant entre les blocs est constante pour tous les blocs et égale à δ , seulement aux points d'extrémité de la surface de glissement est $\delta = 0$.

4. Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose principalement sur la forme de la surface de glissement. Pour les ruptures circulaires, différentes méthodes simplifiées sont utilisées avec des hypothèses différentes, ce qui conduit à des coefficients de sécurité variés. La méthode de Bishop est largement utilisée et donne des résultats satisfaisants.

Les méthodes simplifiées sont préférées car les méthodes exactes ne fournissent généralement pas d'amélioration significative du coefficient de sécurité tout en nécessitant des calculs supplémentaires. Dans les cas où la forme de la surface de glissement n'est ni circulaire ni plane, on parle de rupture non circulaire. Dans de tels cas, l'action des forces entre les tranches ne peut être négligée.

De plus, le nombre d'équations résultant de l'application des lois de la statique est souvent insuffisant pour résoudre le problème, ce qui nécessite une hypothèse supplémentaire. Différentes méthodes basées sur ce principe ont été proposées, mais elles impliquent des calculs laborieux et itératifs, nécessitant souvent l'utilisation de logiciels.

Parmi ces méthodes, celle de Spencer est largement utilisée, et elle implique...

5. Optimisation de la surface de glissement :

L'objectif du processus d'optimisation est de trouver une surface de glissement présentant le plus petit coefficient de stabilité de pente. Cette surface circulaire est définie par trois points : deux sur la surface du sol et un à l'intérieur du corps du sol.

Chaque point de la surface de glissement a un degré de liberté, tandis que le point interne en a deux. La surface de glissement est caractérisée par quatre paramètres indépendants. Pour trouver cet ensemble de paramètres conduisant aux résultats les plus critiques, une analyse de sensibilité est réalisée, générant une matrice des changements de paramètres. Cette matrice facilite une procédure d'optimisation rapide et fiable.

La surface de glissement associée au plus petit coefficient de stabilité de pente est considérée comme critique. L'optimisation d'une surface de glissement polygonale se déroule en modifiant les emplacements des points individuels de la surface. On vérifie ensuite quel changement de position d'un point donné entraîne la plus grande réduction du facteur de stabilité de pente.

Les points d'extrémité de la surface de glissement optimisée sont déplacés sur la surface du sol, tandis que les points internes sont déplacés verticalement et horizontalement.

Initialement, la taille du pas est choisie comme étant le dixième de la plus petite distance entre les points voisins le long de la surface de glissement. À chaque itération, la taille du pas est réduite de moitié.

La position des points de la surface de glissement est optimisée de gauche à droite, et le processus est terminé lorsqu'aucun point n'a été déplacé lors du dernier passage..

II.7 Les méthodes numériques :

Des éléments finis : ces méthodes permettent de modéliser le talus de manière plus complexe que les méthodes basées sur l'équilibre limite. Elles permettent de tenir compte de la distribution des contraintes et des déformations dans le talus.

II.8 Conclusion :

L'analyse de la stabilité des pentes des barrages en terre s'effectue couramment à la rupture à l'aide des approches analytiques (méthode d'équilibre limite). Le coefficient de sécurité fourni par ces méthodes permet d'évaluer l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'état limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture circulaire ou quelconque.

Chapitre III

Chapitre III : analyse par les éléments finis l'écoulement à travers les barrages en terre

III.1 Introduction :

L'analyse de l'écoulement dans un barrage en terre revêt une importance cruciale pour garantir sa sécurité sa performance et sa stabilité hydraulique. Comprendre le comportement hydraulique est donc essentiel pour leur conception, leur gestion et leur surveillance

La méthode des élément finis est une technique de modalisation mathématique qui permet de diviser un domaine complexe en élément finis plus simples. Chaque élément fini est caractérisé par une série des nœuds et les équations de base du comportement hydraulique sont résolues localement à l'intérieure de chaque élément. Ces équations incluent généralement l'équation de continuité et l'équation de la quantité de mouvement, qui sont fondamentales pour décrire l'écoulement de l'eau à travers le barrage.

L'utilisation de la méthode des éléments finis présente plusieurs avantages pour l'analyse de l'écoulement a traves un barrage en terre .tout d'abord, elle permet de prendre en compte la géométrie complexe du barrage et les hétérogénéités des matériaux utilises, en fournissant une représentation précise des structures internes .de plus ,elle permet de modéliser les interactions entre l'écoulement d'eau et les déformations du barrage , contribuant ainsi à une évaluation complexe de la stabilité de la structure .

III.2 L'écoulements dans un barrage en terre à travers un milieu poreux :

L'étude des mouvements d'eau dans les milieux poreux est un problème important, car ces mouvements peuvent modifier au cours du temps la distribution des pressions exercées dans les massifs de sol, tant du point de vue mécanique (modification du poids des massifs et soulèvement hydrostatique) que du point de vue hydraulique (évolution des forces d'écoulement. La détermination des pressions interstitielles dans les massifs et de leur évolution dans le temps est une donnée importante à prendre en compte..

L'écoulement de l'eau à travers les milieux poreux dépend de la nature du sol, du type d'écoulement, des propriétés du liquide et du gradient hydraulique. Différentes méthodes ont été développées pour résoudre les problèmes d'infiltration, ces méthodes peuvent être classées comme méthodes analytiques, expérimentales et numériques.

Pour décrire complètement le mouvement d'un fluide, il faut tenir compte de trois aspects :

- a) Les conditions de milieu qu'impose au mouvement du fluide ;
- b) Les propriétés du fluide ;
- c) La conservation de la masse.

La loi de Darcy décrit l'aspect dynamique du mouvement du fluide en fonction du milieu, ce qui correspond à la condition (a). Pour compléter la description, il faut également prendre en compte l'état du fluide (sa viscosité, sa température, etc.) et la conservation de la masse (l'équation de continuité), ce qui correspond aux conditions (b) et (c).

Le problème d'écoulement repose sur la combinaison de trois équations qui sont :

1/équation de mouvement.

2/équation de continuité.

3/équation de thermodynamique.

Ces équations permettent d'exprimer mathématiquement le phénomène de l'écoulement dans le sol.

a. Equation de mouvement :

C'est une relation fondamentale en hydrogéologie et en mécanique des sols. Cette équation est prise de la loi de Darcy pour l'équation de Navier Stokes Il convient de noter que cette équation est basée sur des simplifications et des hypothèses, notamment que l'écoulement est laminaire (c'est-à-dire non turbulent) où les forces d'inertie sont négligeables.

$$v = k \cdot F \quad (\text{II. 1})$$

v : Il s'agit de la vitesse de l'écoulement du fluide à travers le milieu poreux.

k : C'est le coefficient de perméabilité du milieu poreux.

F : Il représente le gradient de pression .

En prenant en considération le gradient du potentiel hydraulique, l'équation peut s'écrire :

$$v = k \cdot \nabla \cdot \phi \quad (\text{II.2})$$

Le gradient est définie par :

$$\nabla = i \frac{\partial}{\partial x} + j \frac{\partial}{\partial y} + k \frac{\partial}{\partial z} \quad (\text{II.3})$$

b. Equation de continuité :

L'équation de la conservation de la masse appliquée à l'écoulement de l'eau est :

$$\partial \frac{(\rho \cdot \theta)}{\partial t} = -\nabla \cdot (\rho \cdot v) \quad (\text{II.4})$$

ρ : la masse volumique de l'eau

θ : la fraction volumique de l'eau.

v : la vitesse d'écoulement.

Pour simplifier le problème, on considère que le sol est homogène, isotrope, et donc la densité de l'eau est constante, et l'équation peut s'écrire :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\nabla \cdot v \quad (\text{II.5})$$

c. Equation thermodynamique de l'état du sol :

La forme générale de l'équation thermodynamique de l'état du sol s'écrit de la manière suivante :

$$P = P(U, T) \quad (\text{II.6})$$

P : Il s'agit de la pression à l'intérieur du sol.

U : Il représente l'énergie interne du sol.

T : Il représente la température du sol

En supposant la densité du sol constante, il s'avère que la pression est indépendante du temps : C'est-à-dire que l'état du sol est en condition adiabatique (sans conduction de chaleur) et on peut

Écrire la formule précédente comme suit :

$$P = P(\theta) \quad (\text{II.7})$$

Pour cela, lorsque l'état du sol est adiabatique, et homogène, isotrope, on peut négliger l'équation thermodynamique pour la résolution du problème d'écoulement.

L'analyse des écoulements à travers les digues homogènes repose sur les principes de l'écoulement dans les milieux poreux, qui font appel à la loi de Darcy. Diverses études théoriques et méthodes de calcul analogique sont employées pour déterminer la ligne de saturation dans le matériau.

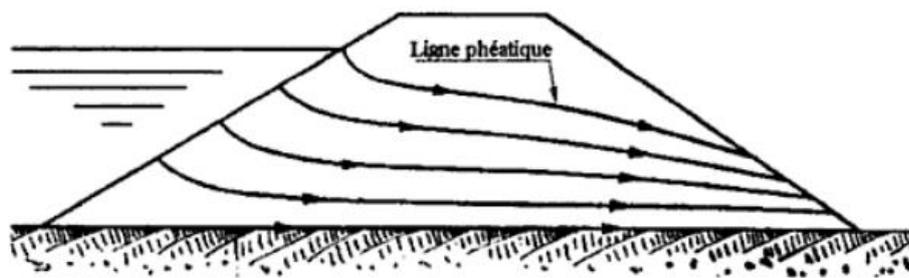


Figure III.1 Écoulement dans une digue homogène

Dans un massif homogène semi-infini, Dupuit a déterminé que la ligne d'écoulement prend une forme parabolique. Pour un écoulement permanent dans un barrage en terre homogène construit sur un sol imperméable, Kozeny a montré que les lignes phréatiques sont très proches de la parabole de Dupuit, dont le foyer est situé au pied aval de la digue. Casagrande a précisé que la parabole coupe la cote de retenue h (par rapport à la fondation) à une distance égale à 0,3 fois la projection horizontale de la longueur mouillée du parement amont. La ligne de saturation réelle part du parement (à la cote du plan d'eau), auquel elle est perpendiculaire, et rejoint rapidement la parabole.

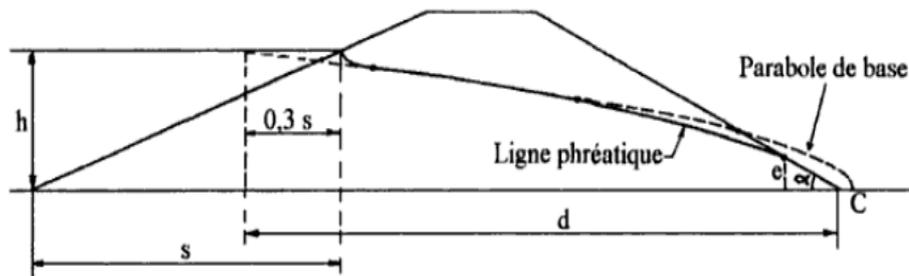


Figure III.2 Parabole de Kozeny

A l'aval, la ligne de saturation recoupe le talus de pente α au point de cote e égale à :

$$e = \frac{f(\alpha)xh^2}{L+1} \quad (\text{II.5})$$

l : est l'épaisseur en crête

L : est l'épaisseur en pied

$$\log(f(\alpha)) = 0,27 \tan\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) - 0,15 \quad (\text{II.6})$$

Le débit de percolation vaut alors :

$$q = kx \frac{h^2}{L+l} \quad (\text{II.7})$$

III.3 Théorie sur la méthode des éléments finis :

La mécanique des solides, celle des fluides etc. sont des sciences qui permettent à l'ingénieur de décrire des phénomènes physiques grâce aux équations aux dérivées partielles.

La méthode des éléments finis est de nos jours l'une des méthodes les plus utilisées pour la résolution de ces équations. En effet, elle est préférée à beaucoup d'autres méthodes pour la précision qu'elle offre à des problèmes très complexes.

Son utilisation requiert le recours aux trois domaines suivants :

- sciences de l'ingénieur pour construire les équations aux dérivées partielles.
- méthodes numériques pour construire et résoudre les équations algébriques.
- programmation et informatique pour exécuter efficacement les calculs sur ordinateur.

III.4 Historique de la méthode

La méthode des éléments finis est le résultat de deux domaines de recherche distincts : les mathématiques et les sciences de l'ingénieur.

Du côté des mathématiques, ses fondations remontent à l'utilisation des résidus pondérés de Gauss (1775), les méthodes de Galerkin (1915) et Biezenokoch (1923), ainsi que les approches variationnelles de Rayleigh (1870) et Ritz (1909).

Quant aux sciences de l'ingénieur, leur contribution a débuté dans les années 1940 avec les travaux de Hrenikoff (1941), Henry (1943) et Newmark (1949). Ces pionniers ont introduit l'idée de traiter les structures continues en les approximant par des portions de petites dimensions, jetant ainsi les bases de la méthode des éléments finis.

Plus tard, Argyris (1955), Turner (1956), Glough (1956) et Martin (1956) ont développé cette idée en représentant un milieu continu élastique en deux dimensions par un assemblage de panneaux triangulaires. Ils ont supposé que les déplacements varient linéairement sur chaque panneau, ce qui a conduit à la création des premiers éléments finis, alors appelés "panneaux".

Argyris et Kelsy (1960) ont introduit la notion d'énergie dans l'analyse des structures et ont utilisé des méthodes mathématiques telles que les résidus pondérés et les principes variationnels.

C'est Glough (1960) qui a employé pour la première fois le terme "élément fini", marquant ainsi le début d'un développement rapide de la méthode. Dans les années 1960, Zienkiwicz (1965), De Arante (1968), Oliviera (1968), Green (1969), Tones (1969), Lay (1969), Storne (1969) et Finlayson (1975) ont reformulé la méthode en se basant sur des considérations énergétiques et variationnelles, établissant ainsi le modèle mathématique de la méthode des éléments finis.

En 1969 la MEF est reconnue comme un outil général de résolution d'EDP, et utilisée pour résoudre des problèmes non linéaires et non stationnaires dans plusieurs domaines. En mécanique des fluides, la résolution des équations de Navier Stokes incompressibles par éléments finis en utilisant la formulation vitesse – pression a commencé dans les années 1970.

III.5 Définition :

La méthode des éléments finis consiste à chercher une solution approchée du problème en se basant sur la construction d'une approximation interne constituée de fonctions polynomiales par morceaux. C'est à dire discrétiser le domaine de calcul en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés entre eux par des points appelés nœuds. Cette répartition est appelée maillage.

III.6 Principe de la méthode :

La méthode des éléments finis consiste à utiliser une approximation simple de l'inconnue pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques, toutefois elle ne s'applique pas directement aux équations aux dérivées partielles mais à une formulation intégrale équivalente au problème à résoudre.

III.7 Etapes de résolution d'un problème par éléments finis :

La résolution d'un problème avec la méthode des éléments finis se déroule en plusieurs étapes :

- a. Formulation des équations différentielles aux dérivées partielles et leurs domaines d'application.

L'équation aux dérivées partielles peut être formulée comme suit :

$$A(u)=0 \text{ sur le domaine } \Omega \quad \text{où : } U \in \mathcal{V} \text{ (V espace des fonctions)}$$

$$B(u)=0 \text{ sur le contour } \Gamma$$

Avec : $A(u)$ est l'ensemble d'équations gouvernantes définies sur le domaine Ω et $B(u)$ est l'ensemble des conditions aux limites que les fonctions U doivent vérifier sur le contour Γ . Pour chercher la solution associée à cette équation elle doit être réécrite sous forme intégrale.

- b. Forme intégrale des équations aux dérivées partielles :

Création du maillage (nœuds et éléments)

✓ Présentation du maillage :

Un maillage est la discrétisation spatiale d'un milieu continu, ou aussi, une modélisation géométrique d'un domaine par des éléments proportionnés finis et bien définis. L'objet d'un maillage est de procéder à une simplification d'un système par un modèle représentant ce système et, éventuellement, son environnement (le milieu), dans l'optique de simulations de

calculs ou de représentations graphiques. On parle également dans le langage commun de pavage. Les techniques de génération de maillages sont employées de manière intensive dans de nombreux domaines de l'ingénierie reposant sur des modèles physiques basés sur des systèmes d'équations aux dérivées partielles. La simulation numérique de tels modèles est largement utilisée à des fins de conception, de dimensionnement et de validation.

La première étape d'une simulation est toujours la construction du maillage du domaine de calcul de façon à remplacer cette région par une union d'éléments finis (géométriquement simples ou bornés) selon la dimension spatiale du domaine. (Pascal & Paul-Louis, 1999)

Génération de maillage La génération du maillage (2D ou 3D) est une phase très importante dans une analyse, vu l'influence de ses paramètres sur la solution calculée

La technique de génération de maillage peut être résumée sous la forme suivante : La géométrie doit être préparée au préalable, avec la définition de tous les composés géométriques du domaine d'étude (un barrage dans notre cas) numériques, La géométrie qui représente les différents domaines fluides est décomposée en sous domaines « maillables ».

Maillages des sous domaines fluides. La réduction du temps nécessaire à la génération du maillage est un critère de l'utilisation du logiciel et du temps de calcul.

✓ **Composants du maillage :**

Les composants sont définis dans un processeur : Cellule = volume de contrôle divisant géométrie

Le domaine de calcul est défini par un maillage qui représente le fluide et les faces solides qui interviennent.

Face = frontière d'une cellule

Edge = frontière d'une face

Node = point de maillage

Zone = groupe de nœuds, face et/ou cellule

Les conditions limites sont assignées aux faces zones.

Les données des matériaux et les termes sources sont assignés aux cellules zones

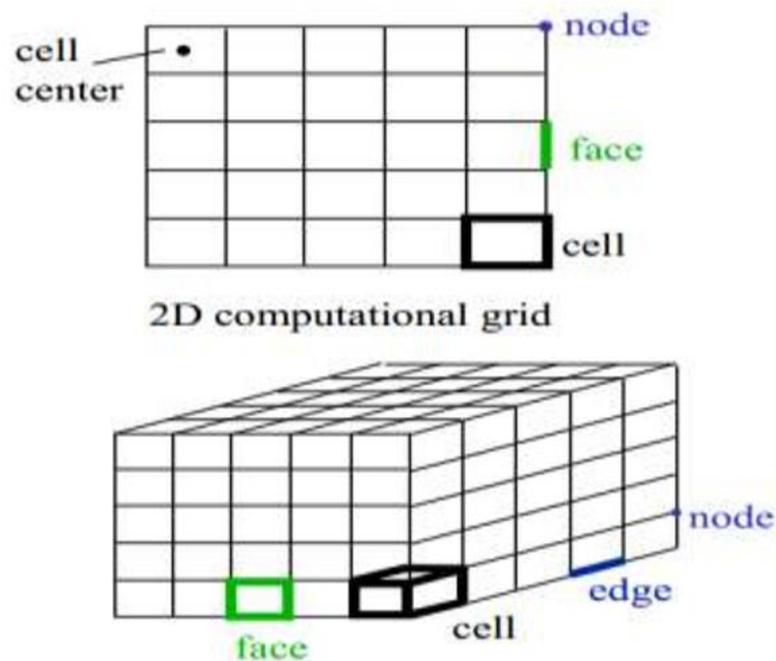


Figure III.3 Composant d'un maillage

✓ **Choix du type de maillage :**

- ✓ Maillage structuré (quadra/hexa) Il est beaucoup plus facile de le générer en utilisant une géométrie multi bloc. Cette technique consiste à diviser les domaines de calcul en plusieurs compartiments de formes géométriques simplifiées et de les mailler séparément.
- ✓ Maillage non structuré (tri/tétra.) Les éléments de ce type de maillage sont générés arbitrairement sans aucune contrainte quant à leur disposition.
- ✓ Maillage hybride Maillage généré par un mélange d'éléments de différents types, triangulaires ou quadrilatéraux en 2D, tétraédriques, prismatiques, ou pyramidaux en 3D
- ✓ **Formes d'éléments classiques :**
- ✓ Les éléments correspondent à des domaines à une, a deux ou a trois dimensions
- ✓ Les éléments à une dimension peuvent être à deux nœuds ou A quatre nœuds
- ✓ Les éléments à deux dimensions sont des triangles ou des quadrilatères
- ✓ Les éléments à trois dimensions sont des tétraèdres ou des prismes.

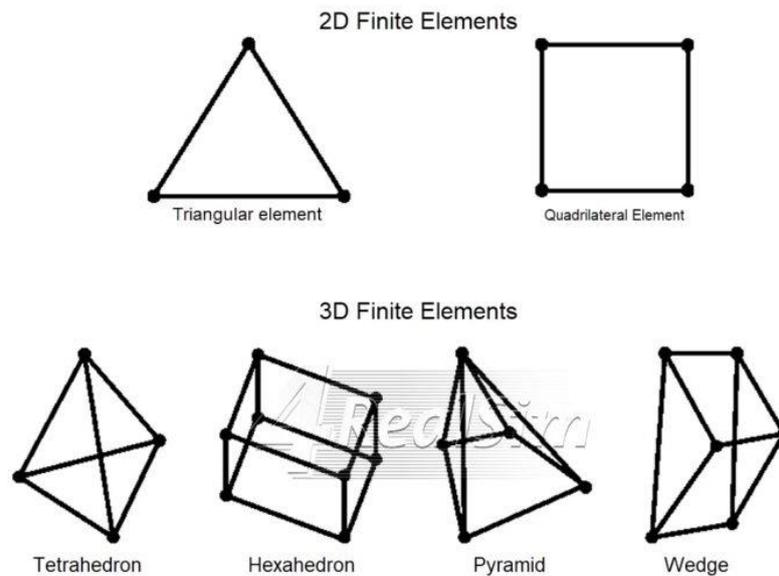


Figure III.4 Types du maillage

- ✓ Génération des tableaux élémentaires (matrices et vecteurs) reliant les nœuds et les forces appliquées aux nœuds ;
- ✓ Assemblage des vecteurs et matrices en un système globale de manière à respecter les conditions d'équilibre aux nœuds ;
- ✓ La prise en compte des conditions aux limites dans le système global ;
- ✓ Résolution du système ;
- ✓ Présentation des résultats sous forme numérique ou graphique

III.8 L'analyse de l'écoulement à travers un barrage en terre :

Les étapes clés de l'analyse par la méthode des éléments finis de l'écoulement dans un barrage en terre :

- a. **Modélisation géométrique** : la première étape consiste à représenter la géométrie du barrage en terre dans un modèle numérique. Cela implique de définir les dimensions, les formes et les propriétés géométriques de chaque composant du barrage, tel que le noyau, les matériaux de remblai et les systèmes de drainage, les talus et les fondations.

Les barrages en terre sont composés de différents matériaux, tels que les sols, les argiles et les roches. Les propriétés géotechniques de ces matériaux, telles que la perméabilité, la compressibilité, la cohésion et l'angle de frottement interne, doivent être prises en compte dans

la modélisation. Des essais de laboratoire et des données géotechniques appropriées sont nécessaires pour déterminer ces propriétés.

- b. Discrétisation du domaine :** La méthode des éléments finis est une méthode d'approximation par sous domaines, donc avant toute application il faut diviser le domaine à étudier en éléments (sous domaines)

Cela suppose alors que les nœuds soient identifiés et que donc chaque élément soit défini par les nœuds qui le composent.

IL est entendu, dans le choix des éléments, que deux éléments distincts ne peuvent avoir en commun que des points situés sur leur frontière commune et que l'ensemble de tous les éléments doit constituer un domaine aussi proche que possible du domaine donné. Chaque élément est défini géométriquement par un nombre de nœuds bien déterminé qui constituent en général ses sommets.

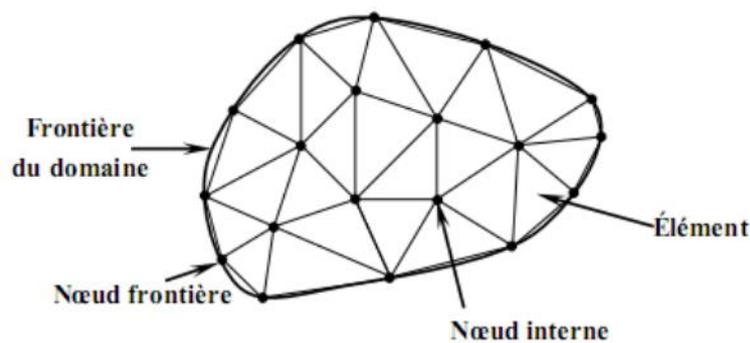


Figure III.5 Discrétisation du domaine en éléments triangulaires (Seghir, 2005-2014)

La discrétisation géométrique doit respecter les règles suivantes :

- ✓ Un nœud d'un élément ne doit pas être intérieur à un côté d'un autre du même type (Fig.II.6. a)
- ✓ Aucun élément bidimensionnel ne doit être plat, éviter les angles proches de 180° ou de 0° . (Fig.II.6. b)
- ✓ Deux éléments distincts ne peuvent avoir en commun que des points situés dans leurs frontières communes ; le recouvrement est exclu. (Fig.II.6.c)
- ✓ L'ensemble de tous éléments doit constituer un domaine aussi proche que possible du domaine donné ; les trous entre éléments sont exclus. (Fig.II.6. d)
- ✓ Un nœud appartenant à deux éléments doit être défini dans chacun d'eux

- ✓ Il ne doit pas exister de vide entre les éléments



Figure III.6

Le résultat du procédé de discrétisation doit contenir deux données essentielles qui sont les coordonnées des nœuds et les connectivités des éléments. On doit numéroter tous les nœuds et les éléments de façon à avoir des matrices globales à petite largeur de bande, pour cela, la numérotation se fait selon la plus petite largeur du domaine.

- c. **Formulation des équations** : à l'intérieur de chaque élément fini, les équations de base du comportement hydraulique sont équations inclut généralement d'équation décrit la conversation de la masse, et l'équation de La quantité de mouvement, qui décrit la conservation de la quantité de mouvement de l'eau. Ces équations sont exprimées sous forme discrète a l'aide des fonctions d'interpolation qui approximent les variables hydrauliques a l'intérieurs de chaque élément c'est-à-dire, après avoir défini l'élément, on peut remplacer la fonction exacte par une approximative (polynomiale, nodale). On utilise souvent des polynômes ou des fonctions faciles à mettre en œuvre sur ordinateur.
- d. **L 'Assemblage de système d'équation** : une fois que les équations sont formulées pour chaque élément fini, le système d'équation global est assemblé. Cela implique de regrouper des équations locales de chaque élément pour former un système d'équations linéaires qui décrit l'ensemble du domaine du barrage en terre.
- e. **Définition des conditions aux limites** : les conditions aux limites doivent être spécifiées pour résoudre le système d'équation. Cela comprend les conditions d'écoulement amont et aval, les conditions de fuite, les conditions de pression ou toute autre condition hydraulique pertinente pour le barrage en terre étudié. Les conditions aux limites définies doivent refléter les conditions réelles du site et les hypothèses de l'étude.
- f. **Résolution numérique** : une fois que le système d'équation est assemblé et les conditions aux limites sont définies, des techniques numériques sont utilisées pour

résoudre le système. Les méthodes des résidus pondèrent ou des techniques itératives comme la méthode du gradient conjugué. La résolution numérique permet d'obtenir les solutions des variables hydrauliques telles que la pression et la vitesse, à travers le barrage en terre.

- g. Visualisation des résultats :** les résultats obtenus à partir du modèle sont visualisés pour faciliter l'interpolation des résultats cela peut inclure des cartes de résultats de pression, des profils de vitesse ou toute autre représentation graphique permettant de mieux comprendre le comportement hydraulique à l'intérieur du barrage.

III.9 Conclusion :

Le problème d'écoulement en milieux poreux est un problème très complexe, mais à travers de longues études faites dans ce domaine a pu être exprimé par les lois physiques comme celle de Darcy qui est très utilisée en géotechnique, elle est applicable sur le terrain dans des conditions bien définies.

La méthode des éléments finis représente une avancée significative pour l'analyse pratique des pentes et la résolution de problèmes réels. Elle offre une grande flexibilité en réduisant la nécessité d'hypothèses simplificatrices, notamment en ce qui concerne le mécanisme de rupture. Dans cette approche, l'évaluation de la zone de rupture dépend directement du comportement de déformation des sols, qui est décrit par un modèle constitutif approprié.

Chapitre IV

Chapitre IV : présentation de logiciel de modélisation.**IV.1 Introduction :**

La sécurité des barrages est un enjeu majeur. Elle est présente de façon implicite ou explicite dans toutes les décisions prises lors de la conception, de la construction et de l'exploitation d'un barrage. Elle dépend de nombreux facteurs, tant techniques que humains.

Le souci permanent de la sécurité doit être au cœur de l'action des ingénieurs et des gestionnaires de barrages. Il s'agit d'éviter à la fois les ruptures catastrophiques et les défaillances qui peuvent compromettre l'exploitation de l'ouvrage. L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes d'éléments fini, de nos jours l'utilisation des méthodes numériques est devenue chose fréquente pour l'analyse de la stabilité des talus parmi ces codes Plaxis, Abaqus, ANSYS, COMSOL, Multiphysics, Phase2, slide.

Le code plaxis est un logiciel de MEF développé par plaxis BV. Il est utilisé dans un large éventail d'application Plaxis facilite la transition d'un projet réel complexe vers un modèle numérique, permettant ainsi une étude paramétrique rapide et aisée, La modélisation du comportement du sol est une approche qui prend en compte la composition et les propriétés du sol, ainsi que la taille et le type de l'ouvrage

Présentation de PLAXIS :

PLAXIS est un logiciel d'éléments finis en deux et trois dimensions conçu spécifiquement pour effectuer des analyses de déformation et de stabilité dans diverses applications géotechniques. Ce logiciel, développé par l'équipe du Professeur Vermeer nous permet la représentation des situations réelles.



Figure IV.1 de l'icône de PLAXIS 2D

Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (Plane strain), soit axisymétriques (Axisymmetric) :

- ✓ Les modèles de déformation plane sont adaptés aux structures présentant une section uniforme et des contraintes uniformément réparties sur une longueur suffisante dans la direction z . Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme négligeables, bien que les contraintes normales dans la direction z soient entièrement prises en compte.

- ✓ Les modèles axisymétriques sont utilisés pour les structures circulaires ayant une section radiale relativement uniforme, avec une charge répartie autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques dans toutes les directions radiales. Dans ce contexte, la coordonnée x représente le rayon, tandis que la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie. Il est important de noter qu'il n'est pas approprié d'utiliser des coordonnées x négatives dans ce cas. Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de modèles en déformations planes ou d'axisymétrique a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions x et y .

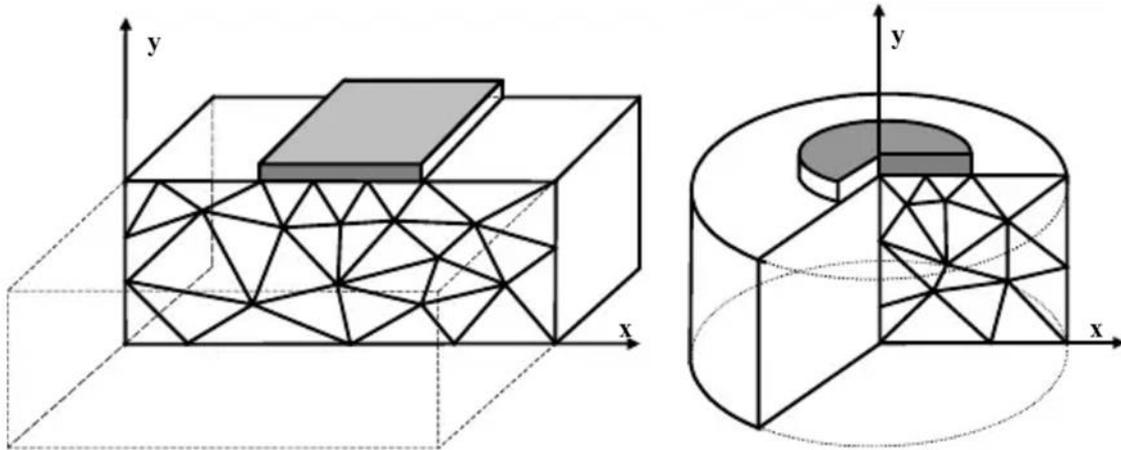


Figure IV.2 exemples des problèmes de déformation plan et axisymétrique

Le logiciel offre une interface graphique conviviale qui facilite la création rapide d'un modèle géométrique et d'un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de la structure à analyser. Les utilisateurs sont censés être à l'aise avec l'environnement Windows. Pour une prise en main rapide de cette interface et des fonctionnalités principales du programme, L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de deux sous-programmes (Input et Output).

a. Le programme d'entrée des données (input) :

Pour mener une analyse selon la méthode des éléments finis avec Plaxis, l'utilisateur doit créer un modèle numérique et définir les propriétés des matériaux ainsi que les conditions aux limites. Cela se fait en utilisant le programme d'entrée de données (input) de manière à spécifier les paramètres nécessaires.



L'icône représentant le programme d'entrée des données (Input) contient toutes les fonctionnalités nécessaires pour créer et modifier un modèle géométrique, générer le maillage d'éléments finis correspondant, ainsi que définir les conditions initiales. Dans ce programme, il existe un menu spécifique dédié à la génération des conditions initiales. La description ci-dessus se focalise d'abord sur la création du modèle géométrique et du maillage d'éléments finis. (mode de création géométrique).

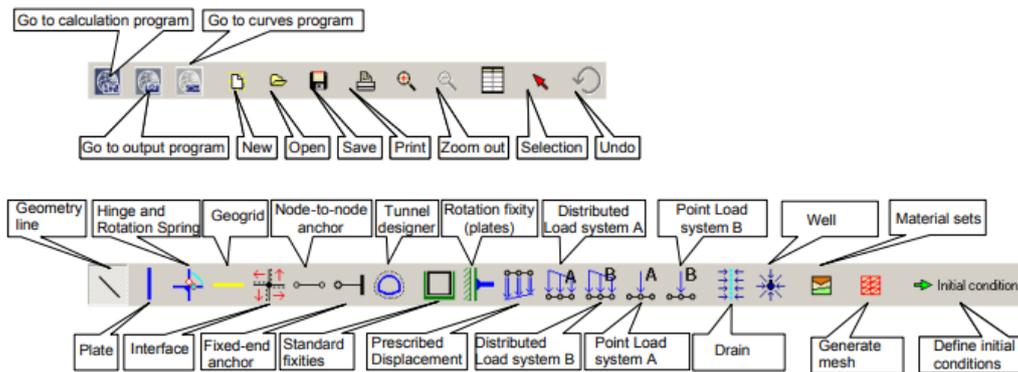


Figure IV.2 toolbars de plaxis.

b. Programme de calcul :

Le logiciel offre une gamme complète de fonctionnalités pour l'analyse du comportement des sols, allant de l'analyse des déformations à l'évaluation de la stabilité. Il permet de réaliser des calculs plastiques, de consolidation et de coefficients de sécurité (ϕ -c reduction), ainsi que d'étudier les phénomènes de plasticité, de consolidation et de stabilité ou l'option de calcul dynamique (Dynamic calculation) qui est disponible dans le programme. Pour utiliser cette fonctionnalité, il est nécessaire d'avoir le module dynamique de PLAXIS (PLAXIS Dynamic module), une extension de la Version 8. Les trois premiers types de calcul (plastique, consolidation, réduction ϕ -c) offrent en option la possibilité de prendre en compte les effets des grands déplacements. Une option avancée appelée "Updated mesh" (mise à jour du maillage) est également disponible pour les utilisateurs.



L'icône que vous voyez représente le programme de calcul (Calculations). Il regroupe tous les outils nécessaires pour définir et lancer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début de ce programme, l'utilisateur doit sélectionner le projet pour lequel les calculs seront définis.

Surtout, il est déconseillé de démarrer le calcul en utilisant une analyse de sécurité comme condition de départ pour une autre étape du calcul, car cela aboutira à un échec si nécessaire.

1) Type de calcul pour les contraintes initiaux :**✓ Procédure K0 :**

La procédure K0 est une méthode simple pour générer des contraintes effectives initiales, des pressions interstitielles et des paramètres d'état. Elle est basée sur l'hypothèse que les contraintes effectives initiales sont égales aux contraintes effectives de contrainte de terrain.

Cette méthode est rapide et facile à utiliser, mais elle ne garantit pas l'équilibre initial du modèle.

✓ Contrainte de terrain :

La contrainte de terrain est la contrainte effective qui existe dans le sol avant l'application de toute charge ou contrainte supplémentaire. Elle peut être mesurée par des essais in situ ou estimée à partir de données géophysiques.

La procédure de contrainte de terrain est similaire à la procédure K0, mais elle utilise les contraintes de terrain mesurées ou estimées pour générer les contraintes effectives initiales.

Cette méthode est plus précise que la procédure K0, mais elle nécessite des données de contrainte de terrain.

✓ Chargement par gravité :

La procédure de chargement par gravité utilise le calcul par éléments finis pour générer les contraintes effectives initiales. Cette méthode est la plus précise des trois, mais elle est également la plus complexe et la plus longue à exécuter.

2) Types de calculs :**✓ Calcul de Sécurité (Phi-c Reduction) :**

Le type de calcul de sécurité est une option disponible dans PLAXIS pour calculer les facteurs de sécurité globaux. Cette option peut être sélectionnée comme type de calcul distinct dans le Feuille à onglet générale. Dans l'approche de sûreté, les paramètres de résistance $\tan \phi$ et c du sol sont successivement réduits jusqu'à ce qu'une rupture de la structure se produise.

L'angle de dilatance ψ n'est en principe pas affecté par la procédure de réduction ϕ/c . Cependant, l'angle de dilatation ne peut jamais être plus grand que l'angle de frottement. Lorsque l'angle de frottement ϕ a tellement diminué qu'il devient égal à l'angle de dilatation (donné), toute réduction supplémentaire de l'angle de frottement conduira à la même réduction de l'angle de dilatance.

La force des interfaces, si elles sont utilisées, est réduite de la même manière. La résistance des objets structurels comme les plaques et les ancrages n'est pas influencée par un calcul de sécurité (réduction du ϕ / c).

Le multiplicateur total ΣM_{sf} permet de définir la valeur des paramètres de résistance du sol à un stade donné de l'analyse : Les paramètres de résistance avec l'indice « input » se réfèrent aux propriétés entrées dans les ensembles de matériaux et les paramètres avec l'indice « reduced » se réfèrent aux valeurs réduites utilisées dans l'analyse.

ΣM_{sf} est défini sur 1,0 au début d'un calcul pour définir toutes les résistances des matériaux sur leurs valeurs d'entrée. Un calcul de sécurité est effectué à l'aide de la procédure du nombre d'étapes d'avancement de la charge. Le multiplicateur incrémentiel M_{sf} est utilisé pour spécifier l'incrément de la réduction de résistance de la première étape de calcul.

Cet incrément est défini par défaut sur 0,1, ce qui est généralement considéré comme une bonne valeur de départ. Les paramètres de résistance sont successivement réduits automatiquement jusqu'à ce que toutes les étapes supplémentaires aient été effectuées. Par défaut, le nombre d'étapes supplémentaires est défini sur 100.

✓ **Calcul de la consolidation :**

Un calcul de consolidation est généralement effectué lorsqu'il est nécessaire d'analyser le développement et la dissipation des pressions interstitielles excessives dans un sol argileux saturé en fonction du temps.

PLAXIS permet une véritable analyse de consolidation élastique-plastique. En général, l'analyse de consolidation sans chargement supplémentaire est effectuée après un calcul plastique non drainé. Il est également possible d'appliquer des charges lors d'une analyse de consolidation.

Cependant, une attention particulière doit être portée à l'approche d'une situation de défaillance, car le processus d'itération peut ne pas converger dans une telle situation.

Une analyse de consolidation nécessite des conditions aux limites supplémentaires sur les pressions interstitielles excessives.

✓ **Calcul Plastique :**

Un calcul Plastique est utilisé pour réaliser une analyse de déformation élasto-plastique dans laquelle il n'est pas nécessaire de prendre en compte l'évolution de la pression interstitielle avec le temps.

Si le paramètre de maillage mis à jour n'a pas été sélectionné, le calcul est effectué selon la théorie de la petite déformation.

Dans un calcul plastique standard, la matrice de rigidité est établie en se basant sur la géométrie non déformée initiale. Ce type de calcul convient à la plupart des applications géotechniques pratiques.

Bien qu'un intervalle de temps puisse être spécifié, un calcul plastique ne prend pas en compte les effets du temps, sauf lorsque le modèle Soft Soil Creep est utilisé.

Compte tenu du chargement rapide des sols saturés de type argile, un calcul plastique peut être utilisé pour le cas limite de comportement entièrement non drainé. D'un autre côté, effectuer une analyse entièrement drainée peut évaluer les tassements à long terme. Cela donnera une prédiction raisonnablement précise de la situation finale.

✓ **Calcul Dynamique :**

L'option dynamique doit être sélectionnée lorsqu'il est nécessaire de prendre en compte ondes de stress et vibrations dans le sol. Avec PLAXIS 2D, il est possible d'effectuer une analyse dynamique après une série de calculs plastiques.

c. LE PROGRAMME DE RESULTATS (output) :

Les résultats principaux d'une analyse par éléments finis comprennent les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contrainte. De plus, lorsque le modèle d'éléments finis contient des éléments de structure, PLAXIS fournit des efforts pour afficher les résultats de l'analyse aux éléments finis.



Cette icône représente le programme de résultats (*output*). Celui-ci contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs aux éléments finis. Au lancement du programme de résultats. L'utilisateur doit sélectionner le modèle et la phase de calcul appropriés, ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés. Après cette sélection, une première fenêtre de résultats s'ouvre, affichant le maillage déformé.

Le logiciel permet de tracer des courbes de charge-déplacement, contraintes-déformations et chemins de contrainte/déformation pour des points choisis dans la géométrie. Ces courbes représentent les évolutions au cours des différentes phases de calcul, et cela donne un aperçu du comportement global et local du sol Photo.

IV.2 Les points fort de PLAXIS :

- ✓ PLAXIS, code éléments finis conçu par des géotechniciens numériques, est un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique.
- ✓ Cet outil propose une analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, incluant la prise en compte des pressions interstitielles et même la consolidation linéaire. Il est équipé de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique qui évitent des décisions délicates pour l'opérateur peu expérimenté.
- ✓ Du point de vue de l'utilisation pratique, le système de menus arborescents à l'écran offre une flexibilité et un confort, permettant à l'opérateur de se concentrer sur la tâche sans se sentir submergé.
- ✓ Avec le recours de moins en moins fréquent aux manuels, ces derniers sont plus concis et faciles à consulter. De plus, l'ensemble des options par défaut pour les conditions aux limites facilite et accélère la saisie des données.
- ✓ Les options simplifiées de PLAXIS permettent d'effectuer des calculs rapides et approximatifs pour prévoir le comportement d'un ouvrage. Ces calculs peuvent être raffinés ultérieurement, avec le même code et les mêmes données.
- ✓ PLAXIS propose des options par défaut et approchées qui permettent aux opérateurs de gagner du temps lors de la modélisation géotechnique. Ces options simplifient la définition des paramètres du modèle et permettent de réaliser des calculs rapides et

précis, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel.

- ✓ Offrir des résultats mathématiques plus approfondis concernant le processus de calcul lui-même.
- ✓ Possibilité d'utiliser un générateur automatique de maillage.
- ✓ Prendre en compte à la fois les éléments structuraux et l'interaction sol-structure.
- ✓ Effectuer des calculs de coefficient de sécurité.
- ✓ Effectuer des calculs en grandes déformations.
- ✓ Permettre le calcul dynamique pour simuler les vibrations et les séismes.

La méthode des éléments finis (FEM) consiste à diviser la géométrie en éléments qui sont utilisés pour modéliser les sols et les structures géotechniques et qui obéissent à des règles mathématiques spécifiques, concernant la rigidité en fonction de la théorie de l'élasticité.

PLAXIS propose deux types d'éléments : un triangle à 6 nœuds et un triangle à 15 nœuds. Dans le cas de la contrainte plane, chaque nœud dispose de deux degrés de liberté (DDL). Par défaut, le logiciel propose des éléments triangulaires à 15 nœuds, offrant ainsi une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements.

L'intégration numérique comporte douze points de Gauss. Pour les éléments à 6 nœuds, les fonctions d'interpolation sont de deuxième ordre. Les éléments, qu'ils soient structuraux ou d'interface, sont compatibles avec le type d'éléments de sol sélectionné

Bien que le triangle à 15 nœuds puisse offrir de meilleurs résultats lorsque le système approche de l'effondrement global ou présente de grandes déformations plastiques, son utilisation implique la résolution de plus d'équations et donc une utilisation plus importante de la puissance de calcul.

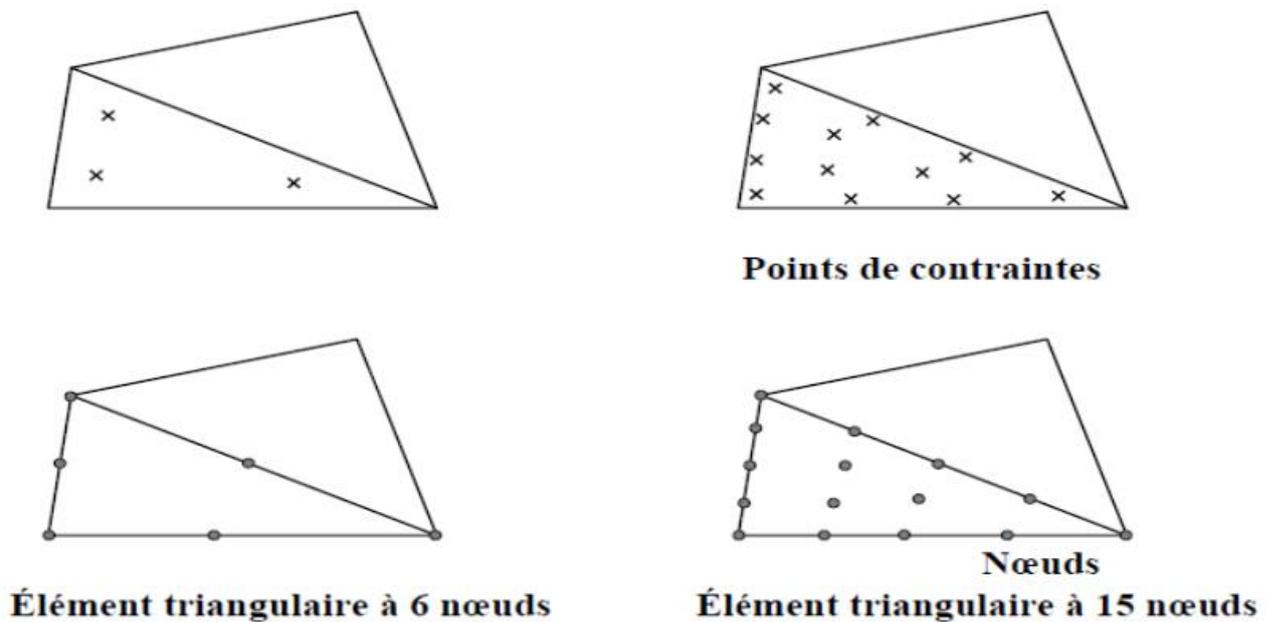


Figure IV.3 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol

[Brinkgreve et al., 2006]

IV.3 Modélisation du comportement d'un sol par PLAXIS :

Il existe une grande variété de modèles de comportement des sols, allant du modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb aux lois de comportement plus complexes qui décrivent pratiquement tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous des sollicitations monotones que cycliques.

Ces modèles ont été développés dans le but d'être utilisés dans des analyses par éléments finis. Dans ce contexte, la modélisation par éléments finis permet de résoudre les problèmes aux limites en prenant en compte, à travers des lois de comportement réalistes, le comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, La validation des lois de comportement des sols est une nécessité pour garantir la fiabilité des modèles numériques. Elle est un processus complexe qui nécessite des études spécifiques. Dans les années 1980, plusieurs ateliers ont été organisés pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation.

La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans ces codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important [*]

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Quel est le comportement principal à modéliser ?
- Utiliser un modèle qui décrit ce comportement ;
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

1. Modèle élastique linéaire :

La loi de Hooke est modélisée par ce modèle, qui est valable pour les matériaux élastiques linéaires et isotropes. Il comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson, ν

Les tableaux de rentrée des données demandent aussi le module de cisaillement G l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu = 0.5$) et il est moins courant d'emploi.

Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

Les relations entre le module de Young E et les autres paramètres sont données par les équations suivantes :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{VI.1})$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad (\text{VI.2})$$

$$E_{\text{oed}} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (\text{VI.3})$$

Figure IV.4 : fenêtre des paramètres du modelé élastique linéaire

Figure IV.5 fenêtre des paramètres avance du modelé élastique linéaire.

2. Modèle de Mohr-Coulomb :

En ce qui concerne les lois de comportement élastoplastiques, la plupart des matériaux présentent ce type de comportement, se caractérisant par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement peuvent être distingués : la surface de charge n'évolue pas, on parle de modèle Mohr-Coulomb élasto-plastique parfaitement linéaire

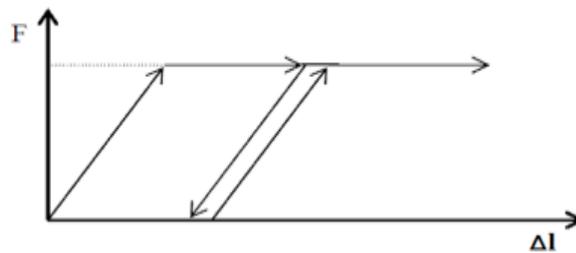


Figure IV.6 Représentation du comportement élastique- parfaitement plastique sans écrouissage

Est un modèle de premier ordre qui ne comprend qu'un nombre limité de caractéristiques du comportement du sol en réalité. Bien que l'augmentation de la rigidité avec la profondeur puisse être prise en compte, le modèle Mohr-Coulomb n'inclut ni la dépendance à la contrainte, ni la dépendance à la trajectoire de contrainte, ni la dépendance à la contrainte de la rigidité ou la rigidité anisotrope.

En général, les états de contrainte effective à la rupture sont assez bien décrits en utilisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb avec les paramètres de résistance effective ϕ' et c' .

Pour les matériaux non drainés, le modèle Mohr-Coulomb peut être utilisé avec l'angle de frottement ϕ réglé sur 0° et la cohésion c réglée sur $c_u(s_u)$, pour permettre un contrôle direct de la résistance au cisaillement non drainée. Dans ce cas, notez que le modèle n'inclut pas automatiquement l'augmentation de la résistance au cisaillement avec la consolidation

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle bien connu qui est utilisé comme une première approximation du comportement des sols. Il comporte cinq paramètres : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, ϕ , et l'angle de dilatance, ψ .

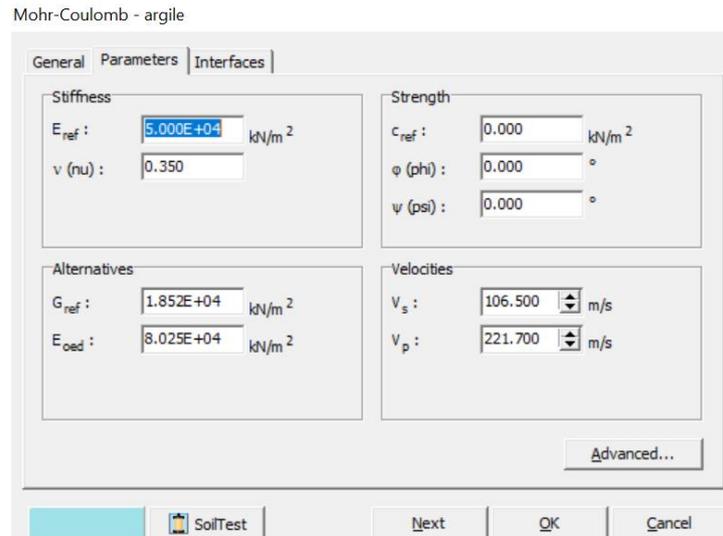


Figure IV.7 fenêtre des paramètres du model de mohr-coulomb

- ✓ On utilise les paramètres avancés, Pour tenir compte des variations avec la profondeur

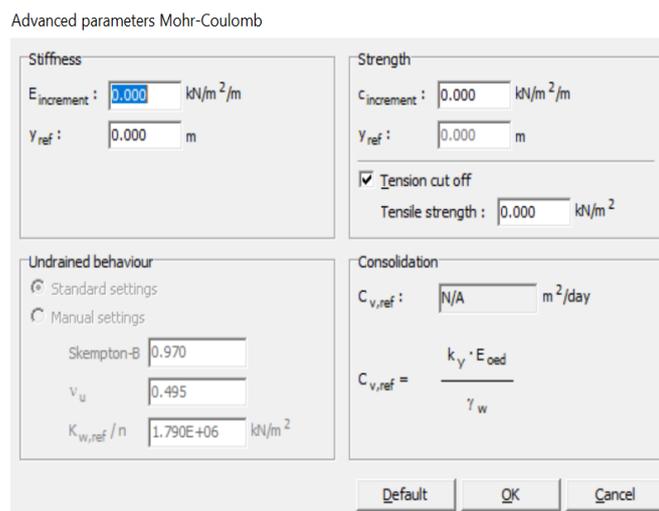


Figure IV.8 fenêtre des paramètres avancées de mohr-coulomb

3. Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model) :

Il s'agit d'un modèle élasto-plastique anisotrope, où le cisaillement plastique est restreint à un nombre restreint de directions de cisaillement. Ce modèle est adapté pour représenter le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

Les roches fissurées est défini par les paramètres suivants :

E : Module d'élasticité des blocs

ν : Coefficient de Poisson des blocs

c : Cohésion des fissures.

φ : L'angle de frottement des fissures.

μ : Le coefficient de frottement des fissures.

α : Le coefficient de dilatation des fissures.

t : L'épaisseur des fissures

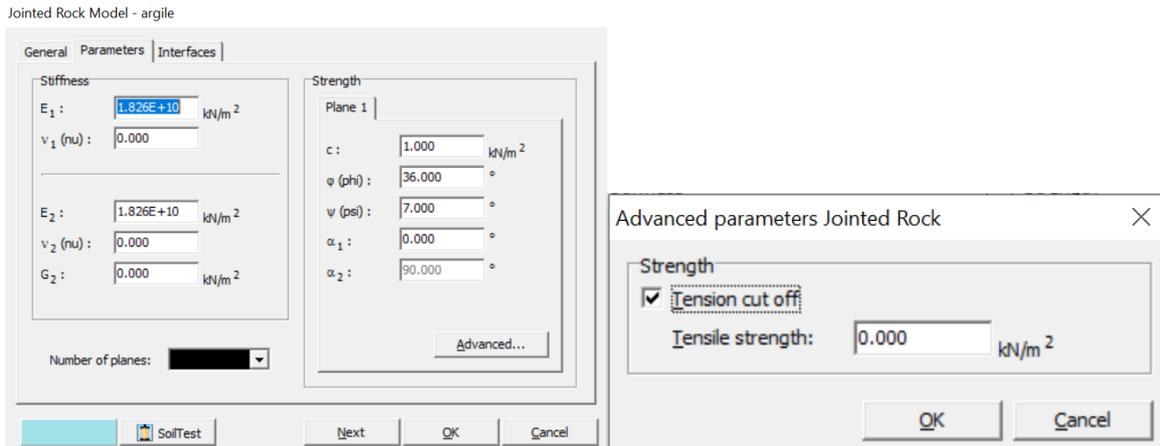


Figure IV.9 fenetres des parametres de modele des roches fissurees

4. Modèle de sol avec écouvissage (Hardening Soil Model) :

Le modèle HSM est un modèle non linéaire qui décrit le comportement élastoplastique des sols. Il est caractérisé par un écouvissage isotrope qui dépend de la déformation plastique déviatorique et de la déformation volumique.

Ce modèle décrit relativement bien le comportement des sables, des graves, mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons. L'implémentation de ce modèle dans le code de calcul PLAXIS est présentée dans les ouvrages de Schanz et al (1999) ; Brinkgereve (2002).

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- Le modèle doit tenir compte de l'évolution du module de déformation avec la contrainte. En effet, les courbes œdométriques en contraintes-déformation ne sont pas des droites.
- Ce modèle prend en considération la variation non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente, ce qui rend le module E50 peu réaliste, étant donné qu'il y a une

courbure dans les courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité. De plus, le modèle doit limiter la dilatance. On peut considérer ce modèle comme une évolution du modèle hyperbolique de Duncan-Chang, car il adopte les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation tout en les améliorant.

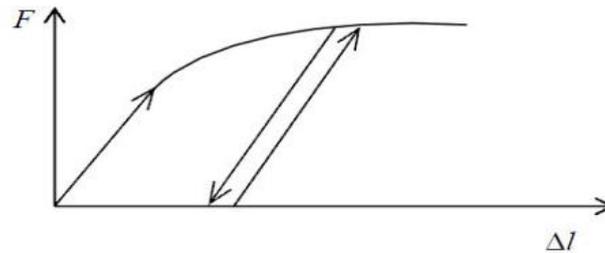


Figure IV.10 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage

Paramètres de rigidité:

E_{50}^{ref} Module sécant dans un essai triaxial ; [kN/m²]

E_{oed}^{ref} représente le module tangent dans un essai œdométrique, exprimé en kN/m².

m : Puissance (environ 0,58 pour les sables) [-]

Janbu (1963) rapporte des valeurs de m autour de 0.5 pour les sables et les silts norvégiens,

Von Soos (1980) rapporte de diverses différentes valeurs dans la gamme $0,5 < m < 1,0$.

E_{ur}^{ref} : Module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 \text{ à } 4 E_{50}^{ref}$) [kN/m²]

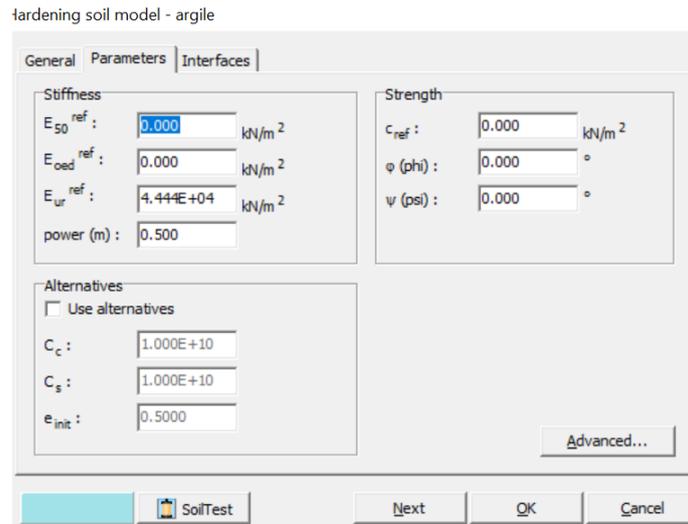


Figure IV.11 fenêtre des paramètres de HSM

Paramètres avancés :

v_{ur} :	Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut $v_{ur}=0.2$)	[-]
P^{ref} :	Contraintes de référence (par défaut $P^{ref}=100$)	[kN/m ²]
K_0^{KC} :	K_0 -consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi$)	[-]
$c_{increment}$:	Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment} = 0$)	[kN/m ²]
y_{ref} :	Unité de profondeur	[m]
R_f :	Coefficient à la rupture q_f / q_a (par défaut $R_f = 0,9$)	[-]
$\sigma_{tension}$:	Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$)	[kN/m ²]

Figure IV.12 fenêtre des paramètres avancées de HSM

5. Modèle pour les sols mous (Soft Soil model) :

Il s'agit d'un modèle de type Cam-Clay qui vise à intégrer l'effet d'érouissage induit par la pression moyenne sur les argiles. Lorsque soumis à une pression moyenne, la teneur en eau de l'argile diminue, ce qui la rend plus résistante. Ce modèle décrit le comportement élastoplastique d'un matériau, où en dessous de la surface de charge, le matériau subit des déformations élastiques réversibles. Lorsque le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, le matériau subit des déformations plastiques irréversibles.

Les paramètres nécessaires dans SSM sont les suivantes :

λ^* : Indice de compression ;	[-]
κ^* : Indice de gonflement ;	[-]
c : Cohésion ;	[kN/m ²]
φ : Angle de frottement ;	[°]
ψ : Angle de dilatance ;	[°]

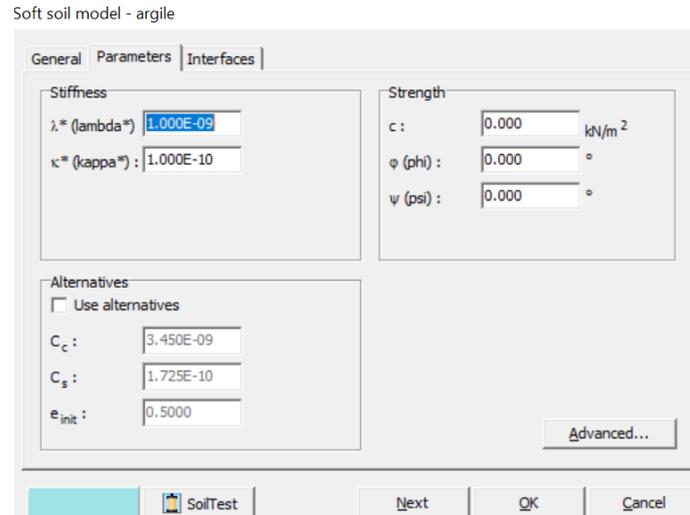


Figure IV.13 fenêtre des paramètres de modèle SSM

Par défaut, les paramètres avancés sont :

ν_{ur} : Coefficient de Poisson en charge-décharge (par défaut = 0,15) ; [-]

K_0^{NC} : $\sigma_{xx}' / \sigma_{yy}'$ coefficient K_0^{NC} relié à M ; [-]

M : Paramètre en fonction de K_0^{NC} ; [-]

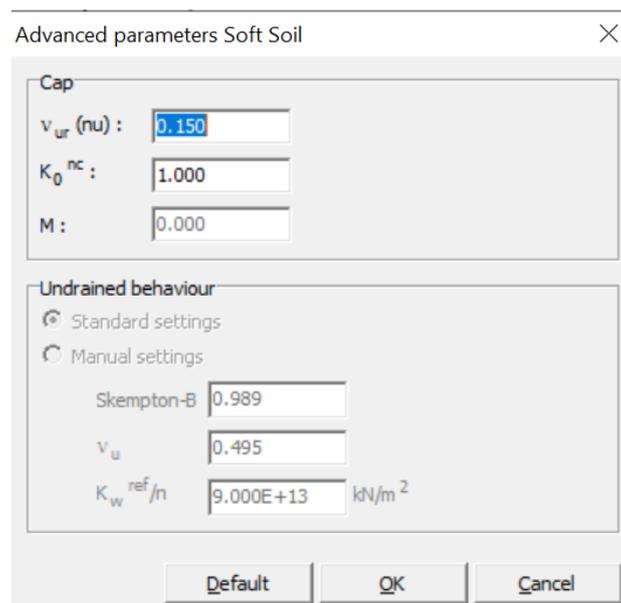


Figure IV.14 fenêtre des paramètres avancées de modèle SSM

6. Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model) :

Il s'agit d'un modèle du deuxième ordre formulé dans le domaine de la viscoplasticité. Ce modèle est spécifiquement conçu pour représenter le comportement des sols mous, tels que les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Il intègre la compression logarithmique dans ses formulations pour capturer les caractéristiques viscoplastiques du sol.

Les paramètres du SSCM

Le paramètre de fluage est μ^* défini par :
$$\mu^* = \frac{c_{\alpha} e}{2.3(1+e)} \quad (\text{VI.4})$$

Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb :

c : Cohésion ; [kN/m²]

φ : Angle de frottement ; [°]

ψ : Angle de dilatance ; [°]

Paramètre de consolidation :

λ^* : Indice de compression ; [-]

κ^* : Indice de gonflement ; [-]

μ^* : Indice de fluage ; [-]

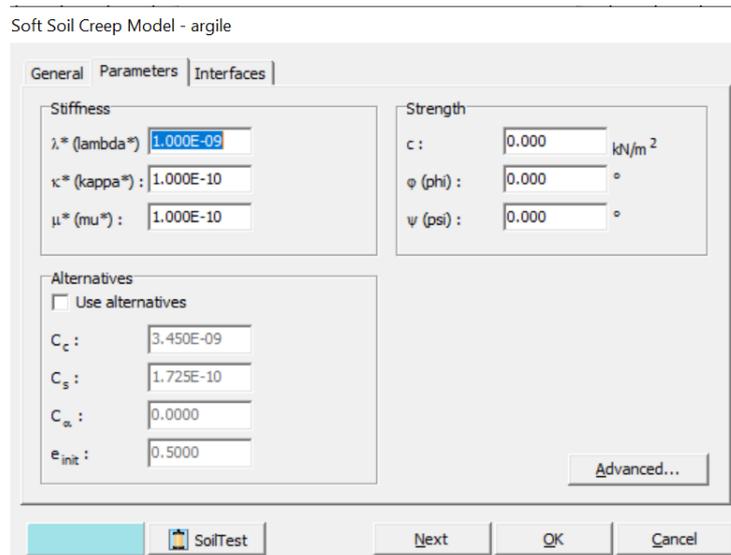


Figure IV.15 fenêtre des paramètres de SSCM

Les paramètres avancés :

v_{ur} : Le coefficient de Poisson en charge-décharge (par défaut = 0,15); [-]

K_0^{NC} : $\sigma_{xx} / \sigma'_{yy}$: Coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé ; [-]

M : Pente de la ligne de l'état critique ; [-]

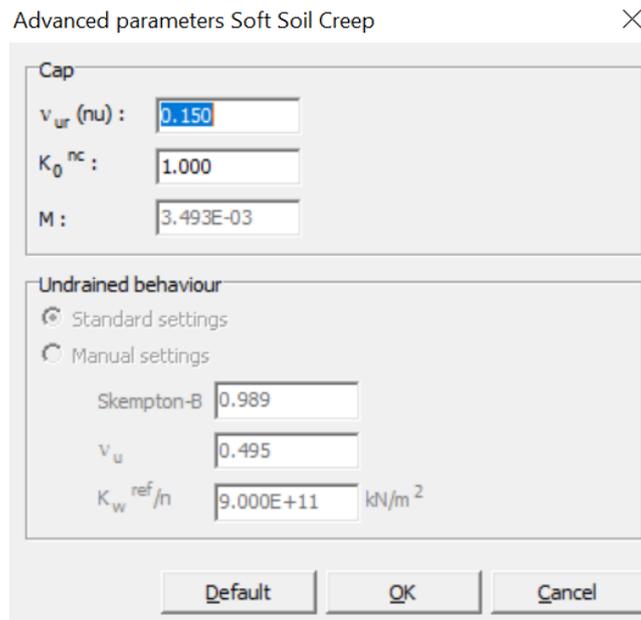


Figure IV.16 fenêtre des paramètres avancées de SSCM

7. Modèle défini par l'utilisateur :

Cette fonctionnalité offre la possibilité de spécifier et d'employer des lois de comportement différentes de celles fournies par défaut dans PLAXIS.

8. HS Small :

Le modèle HS-Small est un modèle non linéaire et unidimensionnel du sol qui peut être utilisé pour simuler le comportement des sols mous et rigides. Il s'agit d'une version simplifiée du modèle HS, qui est plus complexe et plus coûteux en calculs.

Le modèle HS-Small est défini par les paramètres suivants :

c' : Cohésion effective

ϕ' : Angle interne de frottement

$E50$: Module sécant triaxial drainé

E_{oed} : Module tangent œdométrique

E_{ur} : Module de déchargement/chargement

G_0 : Module de cisaillement à petites déformations

$\gamma_{0.7}$: Niveau de déformation de cisaillement pour lequel le module G_0 est réduit de 72,2 %

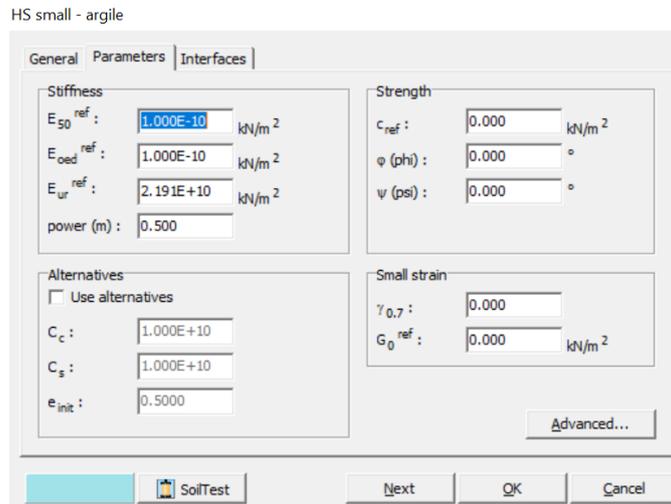


Figure IV.17 fenêtre des paramètres de HS Small

9. Cam-Clay modifiée :

Le modèle Cam-Clay est un modèle de sol non linéaire qui est utilisé pour simuler le comportement des argiles et d'autres sols qui présentent des déformations élastiques-plastiques non linéaires. Il est basé sur la théorie de l'état critique, qui postule que tous les sols, quel que soit leur état initial, atteindront finalement un état critique sous une contrainte suffisante

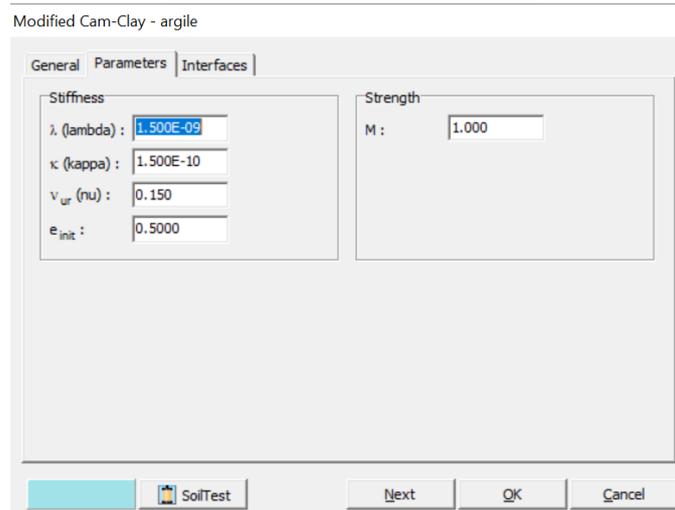


Figure IV.18 fenêtre des paramètres de cam Clay modifiée

IV.5 Les types de comportement des matériaux (Material type)

Dans PLAXIS, différents types de comportements des matériaux sont disponibles pour modéliser les interactions entre le squelette solide et l'eau interstitielle, influençant ainsi la réponse du sol. Voici les trois options proposées pour chaque modèle de sol :

5.1 Comportement drainé :

Dans cette configuration, aucune surpression interstitielle n'est générée. Cette option est appropriée pour les sols secs ou totalement drainés, comme les sables très perméables. Elle peut également être utilisée pour simuler le comportement à long terme du sol sans nécessiter de modélisation détaillée de l'historique des chargements non drainés et de la consolidation.

5.2 Comportement non drainé :

Cette option permet la génération complète des surpressions interstitielles. Elle est adaptée lorsque l'écoulement de l'eau interstitielle ne peut pas être négligé en raison de faibles perméabilités, comme dans le cas des argiles, ou en cas de chargement rapide. Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si elles se situent au-dessus de la nappe phréatique.

Pour chaque type de comportement, PLAXIS tient compte des paramètres effectifs tels que la raideur (E'), le coefficient de Poisson (ν), et la résistance non drainée (c'). De plus, le logiciel intègre automatiquement un module de compressibilité pour l'eau et distingue les contraintes totales, les contraintes effectives et les surpressions interstitielles.

$$\begin{aligned} \text{Contrainte totale :} & \quad \Delta p = K_u \Delta \epsilon_v \\ \text{Contrainte effective :} & \quad \Delta p' = (1 - B) \Delta p = K' \Delta \epsilon_v \\ \text{Surpression interstitielle :} & \quad \Delta p_w = B \Delta p = \frac{K_w}{n} \Delta \epsilon_v \end{aligned}$$

Δp correspond ici à une augmentation de la contrainte totale moyenne, $\Delta p'$ est une augmentation de la contrainte effective moyenne et Δp_w est une augmentation de la surpression interstitielle. B est le coefficient de Skempton, exprimant la proportion entre l'augmentation de la surpression interstitielle et l'augmentation de la contrainte totale. K_u est le module de compressibilité non drainé, K' est celui du squelette du sol, K_w est celui du fluide interstitiel, n est la porosité et $\Delta \epsilon_v$ est l'augmentation de la déformation volumétrique.

PLAXIS ne recourt pas à un module de compressibilité de l'eau réaliste dans le cas du comportement non drainé. En effet, l'utilisation d'un tel module pourrait entraîner une matrice de raideur mal conditionnée ainsi que des problèmes numériques. En fait, la raideur totale en compression isotrope du complexe sol-eau est basée, par défaut, sur un module de compression non drainé implicite :

$$K_u = \frac{2G(1 + \nu_u)}{3(1 - 2\nu_u)} \quad \text{où } G = \frac{E'}{2(1 + \nu')} \quad \text{et } \nu_u = 0.495$$

Cela signifie que l'eau interstitielle est légèrement compressible, ce qui se traduit par un coefficient B légèrement inférieur à 1,0. Par conséquent, lors d'un chargement isotrope, une petite partie de la charge sera convertie en contraintes effectives, surtout pour les faibles valeurs du coefficient de Poisson. Pour le comportement non drainé, il est recommandé d'utiliser un coefficient de Poisson effectif inférieur à 0,35. Des valeurs plus élevées entraîneraient un comportement où l'eau n'est pas suffisamment rigide par rapport au squelette du sol.

La valeur par défaut du coefficient de Poisson non drainé, ν_1 , peut être modifiée en entrant manuellement le facteur de Skempton B dans la fenêtre des paramètres avancés de Mohr-Coulomb.

5.3. Le comportement non poreux (Non-porous behaviour) :

En activant cette option pour une couche de sol, aucune pression interstitielle ne sera prise en compte dans cette couche. Cette approche peut être utilisée pour modéliser le comportement du béton, des roches ou des structures solides où les variations de pression interstitielle ne sont pas significatives. Le comportement "non poreux" est souvent associé au modèle élastique linéaire. Pour les matériaux non poreux, il n'est pas nécessaire de spécifier un poids volumique saturé ni des valeurs de perméabilité.

Cette caractéristique peut également être appliquée aux interfaces. Par exemple, pour empêcher tout écoulement à travers un écran de palplanches ou d'autres structures imperméables, on peut définir un jeu de données spécifique pour les interfaces, où le type de matériau est sélectionné comme "non poreux".

IV.6 Conclusion :

PLAXIS 2D est un logiciel puissant et flexible qui permet de simuler le comportement des ouvrages géotechniques en deux dimensions. Il est un outil indispensable pour les ingénieurs géotechniciens qui souhaitent réaliser des analyses précises et fiables de leurs projets.

Chapitre V

Chapitre V : présentation de cas d'étude.

V.1 Introduction :

Ce chapitre présente une description générale de la zone d'étude du barrage de Draa Diss, en Algérie. Il aborde les aspects géographiques, topographiques et géologiques de la zone, qui sont importants pour la conception du barrage.

V.2 Situation du site

Le barrage et la retenue de Draa Diss qui constitue le réservoir aval d'accumulation du système de transfert Est du projet de Sétif-Hodna, sont situés à 11,5 km au Nord-Est de El Eulma, sur l'oued Medjez, à l'Est de la commune de Tachouda.



Figure V.1 Carte générale d'Algérie avec localisation du projet

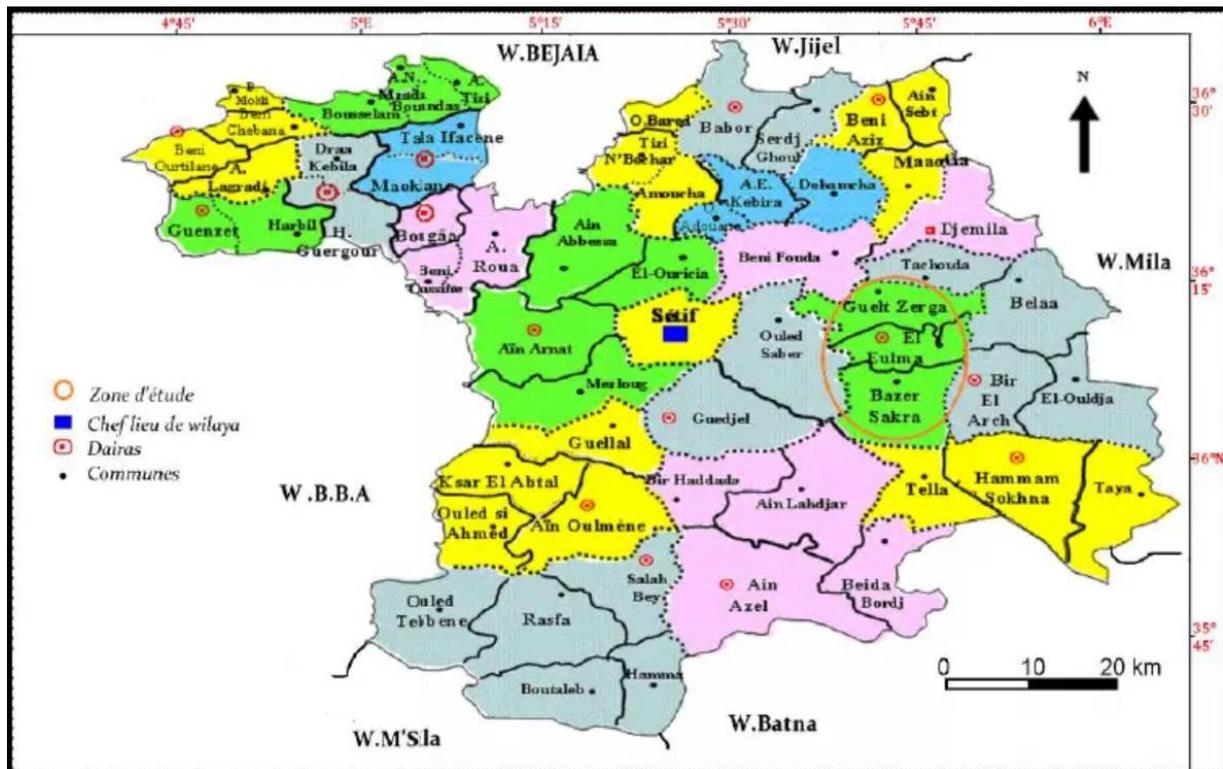


Figure V.2 la carte de l'organisation administrative de la WILAYA de Sétif.

V.3 Genèse et historique du projet :

Le barrage de Draa Diss constitue le réservoir aval du système « Est » du projet de transfert « Sétif-Hodna ». C'est le réservoir qui recueille les eaux transférées, dans un premier temps gravitairement, depuis la retenue existante d'Erraguène dans le réservoir intermédiaire de Tabellout, et dans un deuxième temps, par pompage depuis la retenue de Tabellout.

A partir du réservoir de Draa Diss, des réseaux distribuent l'eau vers la région d'El Eulma, à des fins d'irrigation (débit moyen annuel de 15.64 m³ /s) et d'alimentation en eau potable (débit moyen annuel de 1.65 m³ /s). Le site est implanté sur l'oued Medjez, 11,5 km au Nord-Est d'El Eulma, à l'Est de la commune de Tachouda.

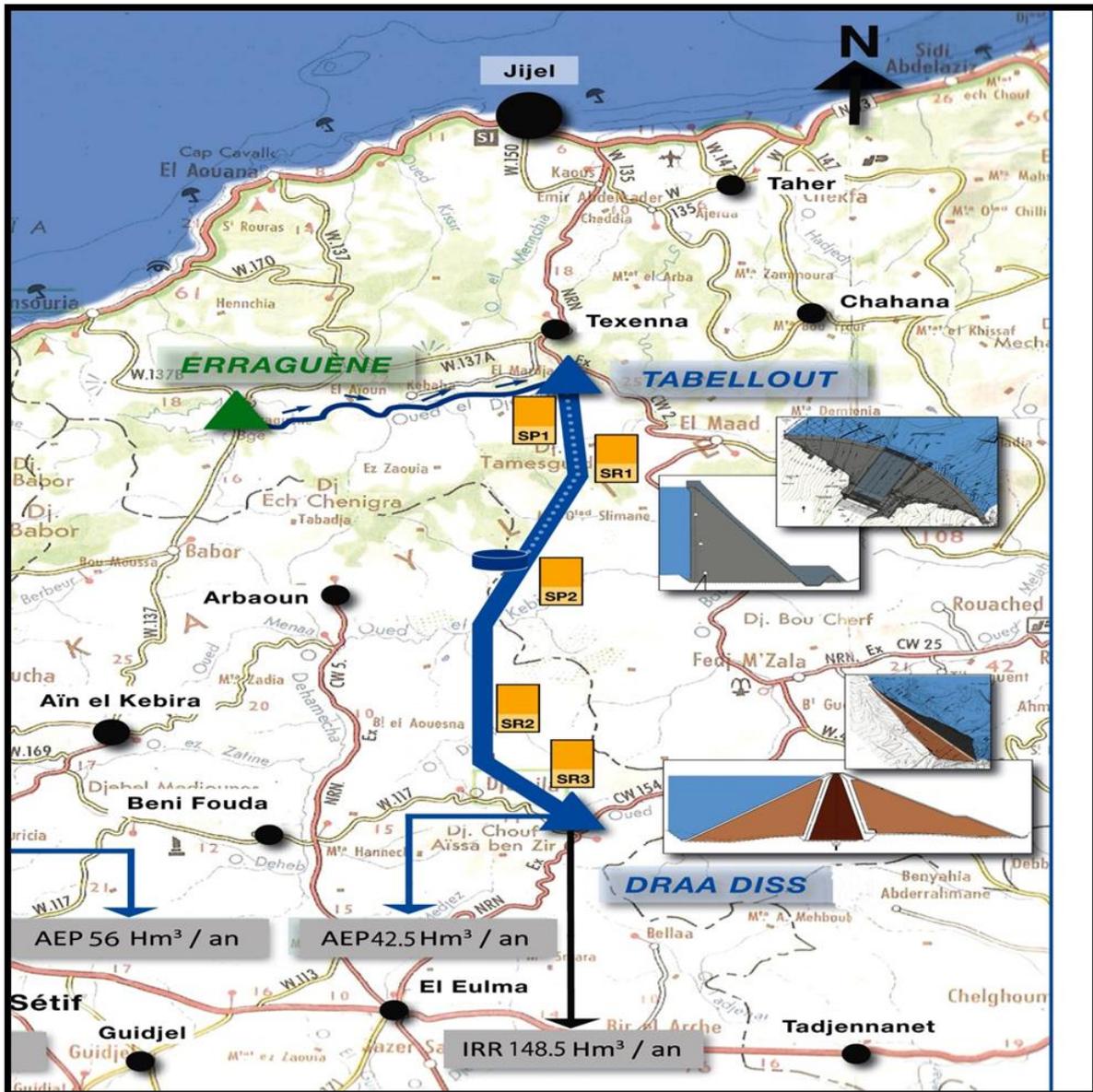


Figure V.3 présentation de système de transfert Est du projet de Sétif-Hodna (ANBT).

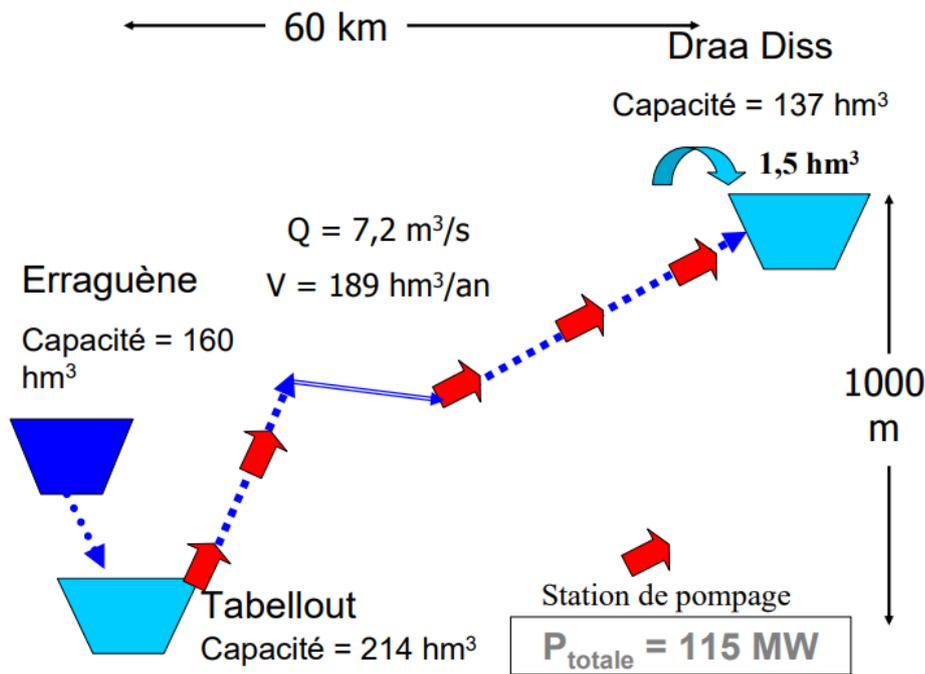


Figure V.4 Schéma du transfert de Sétif Est (ANBT).

V.4 La topographie de site du barrage :

Le barrage de Draa diss est situé à environ 11.5 km au Nord-Est de la ville d'El Eulma, et à quelques kilomètres à l'Est de la commune de Tachouda, sur une branche d'un affluent de l'oued Medjez, en amont du bassin de Sebkhet Bazer. Selon la carte topographique d'El Eulma, les coordonnées Lambert de l'axe du barrage sont $X=773.5 \text{ km}$ et $Y=331.1 \text{ km}$. Le talweg de l'oued Medjez présente une pente douce d'environ 1.40%. Au niveau de l'axe du barrage, la vallée a une largeur en fond d'environ 140 mètres. La longueur totale développée de la crête du barrage est d'environ 956 mètres. La rive gauche présente une pente d'environ 30 degrés et une altitude de 1158 mètres NGA, tandis que la rive droite a une pente d'environ 10 degrés et une altitude de 1155 mètres NGA.

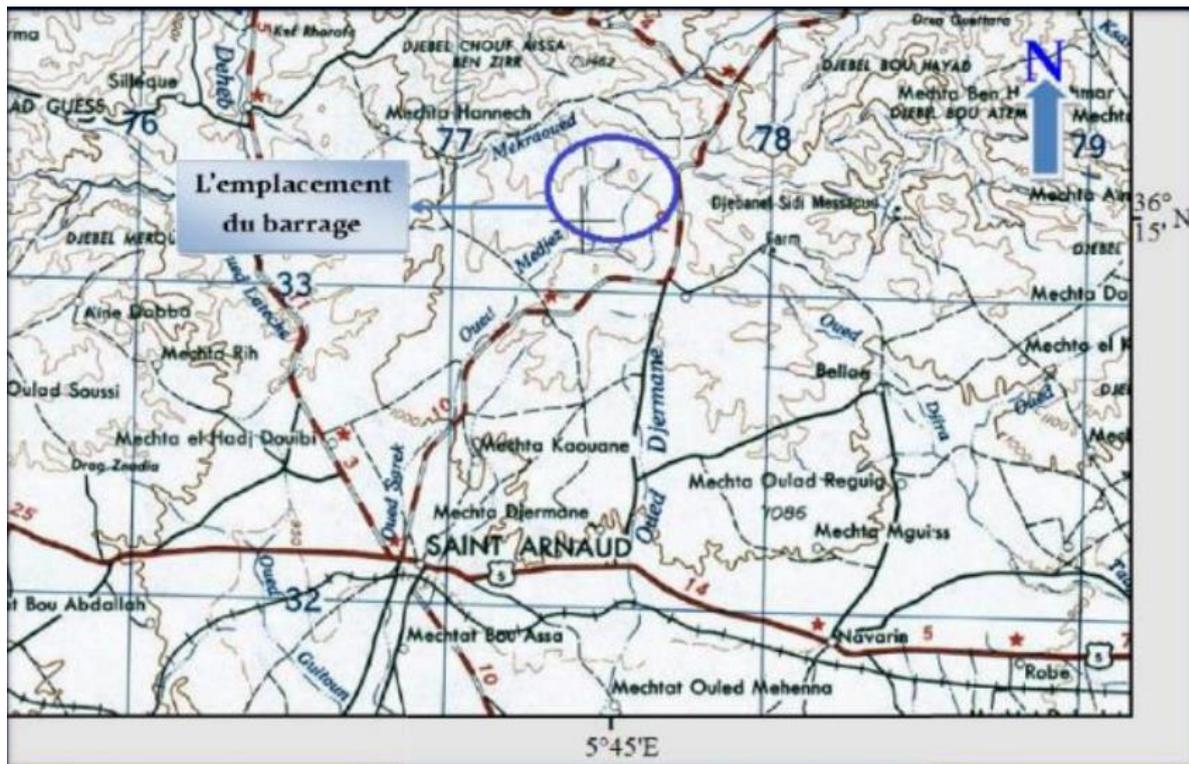


Figure V.5 l'emplacement du barrage d'après la carte topographique de bougie 1/250000.

V.5 Cadre géographique (Extrait d'une carte 1/200 000 de la wilaya de Sétif) :

La région concernant le projet de transfert de Sétif-Hodna est bordée au Nord par l'atlas Tellien ou Telle, Une vaste chaîne de montagnes grossièrement orientée Est-Ouest couvre l'ensemble du Nord de l'Algérie. Le Tell est représenté ici par le massif des Babors, avec le djebel Babor culminant à 2004 mètres. Une deuxième ligne de hauteurs, culminant au djebel Mégriss à 1737 mètres, sépare les Babors au Nord des Hautes Plaines Sétifiennes au Sud. Les hautes plaines sont des vastes plateaux organisés à une altitude variant de 950 mètres à l'Ouest jusqu'à 750 mètres à l'Est. La bordure méridionale de cette zone est accidentée de reliefs isolés, tels que le Djebel Youssef à 1442 mètres et le Djebel Taffourer à 1449 mètres.

Dans le centre et dans la partie orientale des hautes plaines, des dépressions sont occupées par des chotts. Plus au sud se rencontrent les premiers contreforts des monts Hodna, culminant au Kef el Hammam à 1875 mètres. La transversale sétifienne est la plus étroite du segment nord-africain de la chaîne alpine.



Figure V.6 situation géographique de la région d'étude (Google map)

V.6 Cadre structural (Extrait d'une carte 1/50 000 de la wilaya de Sétif) :

De manière schématique, le substratum de la région concernée par le projet est constitué par la nappe de Djemila, une vaste unité plissée composée de terrains carbonatés datant des ères mésozoïque et cénozoïque. Cette nappe recouvre la nappe péni-tellienne, plus ancienne et à matériel plus interne.

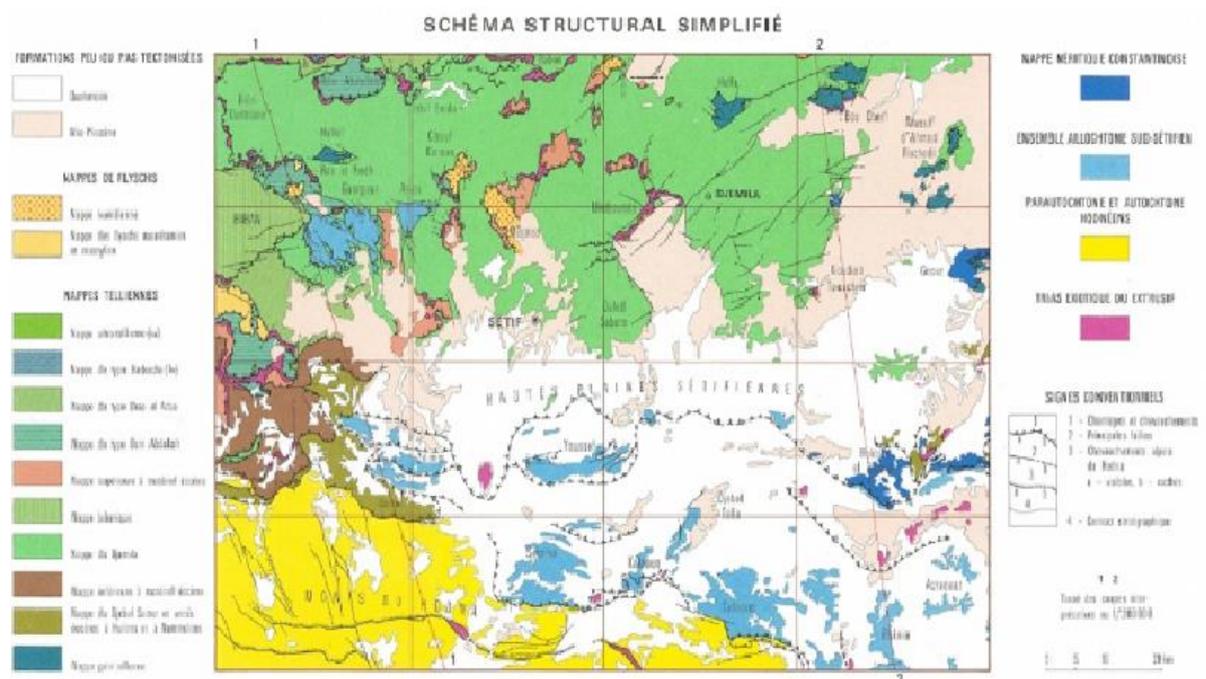


Figure V.7 Schéma structural simplifié (extrait de la carte au 1/50 000) (ANBT).

V.7 Géologie de site du barrage :

1. La cuvette du barrage

La majeure partie de la cuvette est constituée par des formations marneuses surmontées par des argiles. (Coupe géologique)

2. Rive gauche

En rive gauche, le substratum rocheux au droit du barrage est constitué des conglomérats en partie haute et des calcaires en partie basse. (Coupe géologique)

3. Rive droite

En rive droite, La topographie est nettement plus douce que celle de la rive gauche, le substratum est constitué par des calcaires, en partie basse de l'appui du barrage. Ces calcaires sont recouverts de matériaux meubles, et des conglomérats en partie haute de l'appui. (Coupe géologique)

4. Fondation de la digue (lit de l'oued)

Au niveau de lit de l'oued on rencontre des alluvions assez hétérogènes sur une épaisseur de 5 à 7m Au-dessus de calcaires relativement compacts. Les calcaires passent à des calcaires à silex et calcaires marneux à partir de 30 m de profondeur environ. (Coupe géologique)

Du point de vue géologique, la fondation est constituée essentiellement de calcaires en fond de vallée et en partie basse des rives, surmontés par des conglomérats en partie haute des appuis. En fond de vallée le substratum calcaire est recouvert par des matériaux meubles assez

hétérogènes constitués d'alluvions fines et d'alluvions plus grossières sur une épaisseur de l'ordre de 5 à 7 m. Les calcaires présentent un aspect fortement tectonisé.

Ils sont assez perméables en surface, avec des caractéristiques qui s'améliorent en profondeur (au-delà de 50 m, les résultats des essais d'eau réalisés lors des campagnes de reconnaissances témoignent d'une bonne étanchéité avec des valeurs inférieures à 10 UL).

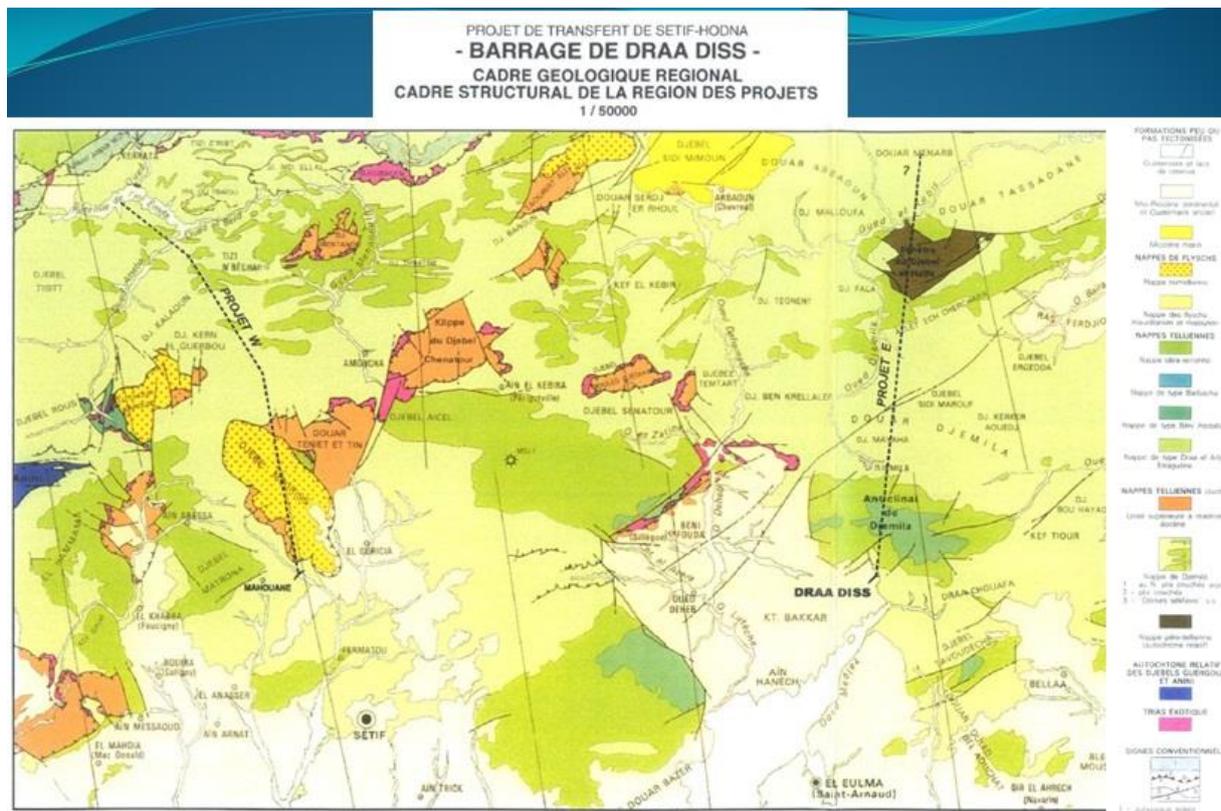


Figure V.8 carte géologique (ANBT).

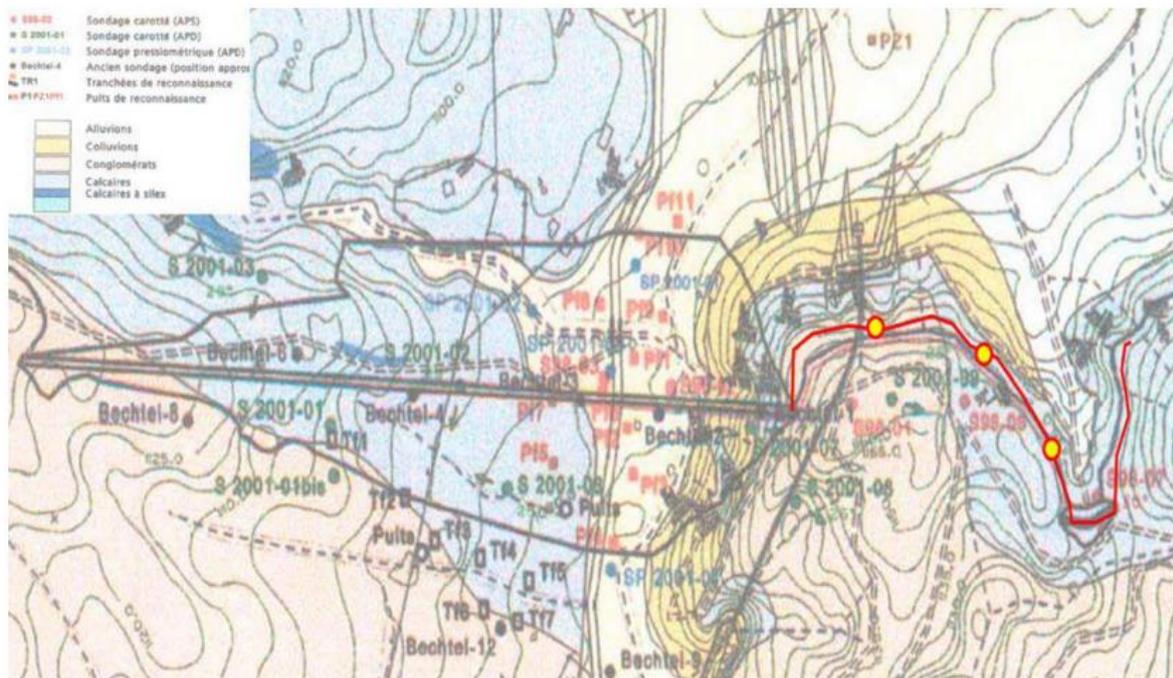


Figure V.9 Carte géologique du barrage de Draa Diss

V.8 La géomorphologie du site du barrage :

Géomorphologiquement, le site du barrage se trouve dans une haute plaine peu accidentée, avec une altitude moyenne oscillant entre 930 m et 950 m. Cette plaine est entourée par plusieurs massifs, notamment El Djebir (1336 m), Draa Ben Rhzil (1239 m), Dj Tafoudech (1231 m) et Draa El Matmoura (1371 m). Les reliefs diminuent progressivement du nord vers le sud, à l'exception de Djebel Tnoutit (1139 m) au sud-est et Dj Braou au sud-ouest (1262 m). Au sud de la ville d'El Eulma, tous les oueds s'écoulent vers une dépression fermée représentée par la Sebkhet Bazer.



Figure V.10 Relief de la région du projet (ANBT).

V.9 Réseau hydrographique :

A partir de la carte topographique, il est à distinguer que la région est parcourue par une multitude d'Oueds permanents et de ravins épisodiques (saisonniers) en liaison avec les périodes pluvieuses.

Le réseau hydrographique se distingue ainsi :

- ✓ La bordure septentrionale de la feuille appartient au versant méditerranéen par l'Oued Deheb qui est une des branches mères de l'Oued El Kebir.
- ✓ Le Sud-ouest est tributaire de sebkha Bazer la plus élevée des dépressions endoréiques Sétifiennes, par l'Oued Medjez et l'Oued Djhadi et l'Oued djermane.
- ✓ L'Est est tributaire de l'Oued El Rhumel, Oued El Bab, Oued El Brari, Oued El Dess et Oued Douhani.

Tous ces derniers sont permanents et il est à prévoir la relation Oued-nappe pendant la période d'étiage.

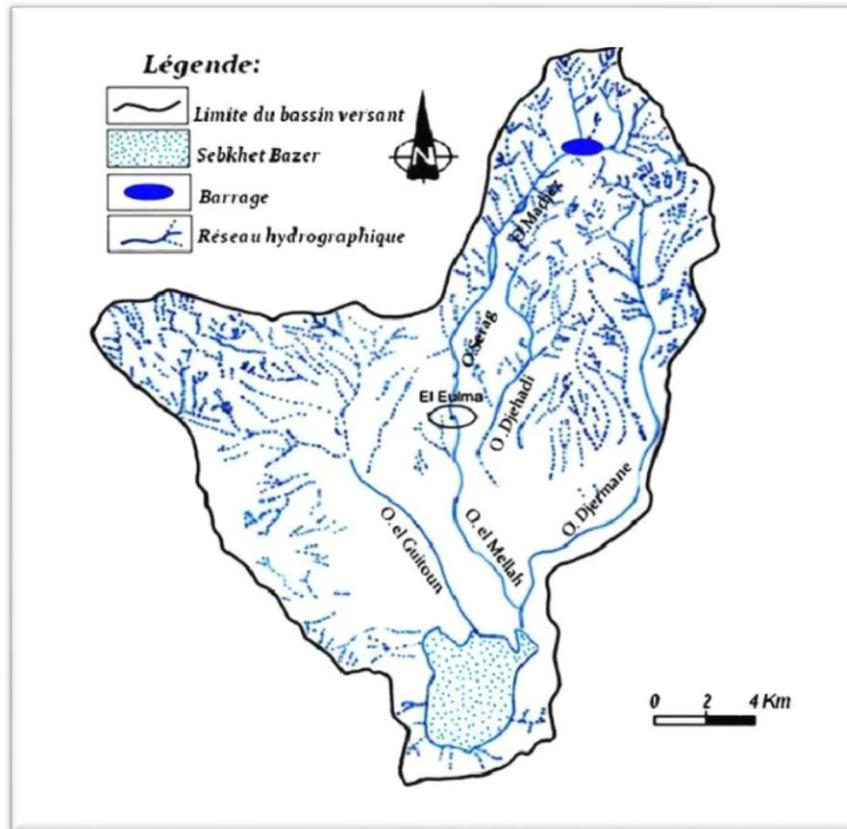


Figure V.11 Carte réseau hydrographique de sous bassin versant de sebkhet bazer.

V.10 Cadre géotechnique :

Les recherches et les travaux de reconnaissance sur site ont permis de préciser la nature, les caractéristiques et la configuration des terrains et matériaux potentiels pour la construction de la digue du barrage. Cette étude géotechnique s'est appuyée sur des puits, des sondages et des coupes lithologiques. Des essais de laboratoire, comprenant des essais d'identification (physiques), des essais mécaniques ainsi que des essais chimiques, ont également été réalisés. Ces essais ont permis une meilleure description et une compréhension des caractéristiques géotechniques des matériaux nécessaires à la réalisation de l'ouvrage.

Essais physiques :

- ✓ Teneur en eau naturelle W_n .
- ✓ Densité sèche.

- ✓ Degré de saturation S_r .
- ✓ Granulométrie.

Essais mécaniques :

- ✓ Compressibilité à l'œdomètre.
- ✓ Essai de cisaillement.
- ✓ Résistance à la traction.

Essais chimiques :

- ✓ Teneur en chlorure.
- ✓ Teneur en matière organique.

D'après tous les essais qui ont été faits on conclure :

Pour l'argile :

Les résultats des analyses géotechniques des argiles des deux zones retenues pour la construction du noyau du barrage sont satisfaisants.

La granulométrie montre que les argiles sont constituées de grains fins, dont plus de 90 % ont un diamètre inférieur à 0,08 mm Cette caractéristique est favorable à la résistance au cisaillement des argiles.

L'indice de plasticité, supérieur à 20 %, indique que les argiles sont plastiques, ce qui est également favorable à leur résistance au cisaillement.

Les analyses de sédimentométrie montrent que les argiles sont des silts fortement argileux, ce qui signifie qu'elles contiennent une proportion importante de grains fins.

Les deux sites présentent une nature géologique et des caractéristiques mécaniques très similaires.

Cependant, un écart relativement important existe entre la limite de plasticité, qui est proche de la teneur en eau naturelle, et la teneur en eau à l'optimum Proctor. Cet écart, d'environ 8 %, pose un problème de mise en place des argiles. En effet, les argiles sont plus plastiques qu'elles ne le devraient, ce qui peut entraîner des problèmes de compactage et de stabilité du noyau.

Pour résoudre ce problème, il est nécessaire de réaliser une planche d'essai. Cette planche permettra de déterminer les conditions de mise en place optimales des argiles, notamment la teneur en eau à laquelle elles doivent être compactées.

Pour les conglomérats :

Au stade APS, il était envisagé d'utiliser les conglomérats présents en grande quantité sur le site pour la construction des recharges du barrage.

Cependant, les reconnaissances complémentaires ont montré que ces conglomérats étaient fortement argileux. Cette nature des matériaux pose un problème de stabilité de l'ouvrage, notamment en cas de vidange rapide.

En effet, les conglomérats argileux sont susceptibles de se déformer sous l'effet des contraintes hydrauliques. Cela peut entraîner des tassements du barrage, voire des ruptures.

Pour ces raisons, il a été décidé d'écarter les conglomérats et de les remplacer par des calcaires. Les calcaires sont des matériaux plus résistants à l'eau et aux contraintes hydrauliques. Ils offrent donc une meilleure garantie de stabilité du barrage.



Figure V.12 et V.13 Conglomérats en partie supérieure des rives (à gauche : aspect général et à droite : détails)

Le calcaire pour les recharges :

Les résultats des reconnaissances géotechniques sur le site de la carrière montrent que les calcaires sont de bonne qualité mécanique et sont disponibles en quantité suffisante.

Cependant, ces calcaires sont hétérogènes et présentent une alternance de calcaires francs, de calcaires marneux et de marnes.

Pour garantir la stabilité des recharges du barrage, il est important d'utiliser uniquement les calcaires francs. Ces calcaires sont plus résistants à l'eau et aux contraintes hydrauliques. Ils sont également plus compactables, ce qui permet d'obtenir une structure plus homogène.

Lors de l'exploitation de la carrière, il faudra donc opérer avec un grand soin pour faire un tri et n'utiliser que les calcaires francs.



Figure V.14 Aspect du substratum calcaire en rive droite.

Le calcaire pour les enrochements :

Au vu des caractéristiques mécaniques des calcaires, il est possible de les utiliser comme agrégats, enrochements de protection, filtres et drains.

Cependant, les sondages complémentaires montrent que les calcaires sont sensiblement moins fracturés que les conglomérats.

Cette moindre fracturation limite la production d'enrochements de grande taille (rip-rap).

En effet, les enrochements de grande taille sont généralement obtenus par fragmentation des roches par tir.

Dans le cas des calcaires, le tir peut provoquer l'extension des fissures existantes, ce qui réduit la résistance des enrochements.

Par conséquent, la production d'enrochements de grande taille (rip-rap) ne pourra pas excéder 0,5 m de diamètre.

V.11 Climat :**1. Température****En été :**

- ✓ Températures estivales de l'ordre de 30 à 35°C
- ✓ Variation moyenne de la température quotidienne : 13°C en juillet à Sétif
- ✓ Possibilité de présence de sirocco (vent chaud et sec du désert)

Hiver :

- ✓ Températures comprises entre -2°C et +10°C
- ✓ Variation moyenne de la température quotidienne : 7°C en janvier à Sétif
- ✓ Température minimale enregistrée : -15°C à Sétif
- ✓ Dernières gelées printanières en avril, premières gelées automnales en novembre :
moyenne de 33 jours de gel par an.

L'analyse des températures a été réalisée à partir de deux stations météorologiques : celle de Sétif et celle du barrage d'Ain Zada, qui est situé à proximité de Sétif. La température moyenne annuelle à Sétif est de 15°C. La répartition des températures mensuelles (en °C) est présentée ci-dessous.

Tableau V.1 Répartition des températures mensuelles

Mois	J	F	M	A	M	J	J	O	S	O	N	D
Moyenne Sétif	5	6	8	12	16	21	25	24	20	15	9	6
Moyenne de A. Zada	6	7	10	12	18	22	26	26	17	11		8
Max Sétif	9	11	13	17	22	29	33	33	27	21	15	10
Max A. Zada	11	12	15	17	24	29	32	32	28	22	16	12
absolu 8ans	19	22	28	25	36	40	41	41	36	31	24	22
Min Sétif	0.3	1	3	5	9	13	17	17	14	9	4	1
Min A. Zada	2	2	5	6	11	15	18	19	16	11	6	3
absolu 8ans	8	4	4	2	3	4	11	12	6	3	2	3
Jours de gel	15	11	8	5	1	0	0	0	0	1	4	13
Jours de Siroco	0	0	0	1	1	2	3	2	2	1	0	0

2. L'humidité

L'humidité moyenne annuelle, pour la période de 1981 à 1996, est de 63 % selon l'Office National de la Météorologie (ONM), et de 59 % selon l'étude GEC-Tempo, qui concerne l'ancienne station. Les valeurs absolues, indiquant les minima et les maxima, sont issues de la nouvelle station et correspondent aux observations sur une période de 15 années (1981-1996).

Le bassin versant de Barrage (Oued Medjez) se localise entre deux chaînes montagneuses :

La première et celle de l'Atlas Saharien qui empêche l'influence des vents désertique et la deuxième qui est celle de l'Atlas Tellien qui gêne l'effet des vents marins chargés d'humidité.

C'est pourquoi, la région est soumise à un climat semi-aride caractérisé par deux saisons.

L'une est froide et relativement humide, et l'autre est chaude et sèche avec de nette influence continentales et des gelées d'hivers et au début du printemps.

Le sirocco que rien n'arrête au Sud, est un danger permanent pour la végétation et les cultures.

3. Vent :

Les vents dominants proviennent du secteur nord, avec une répartition de 22 % pour le nord-est (NE), 12 % pour le nord (N), et 27 % pour le nord-ouest (NO). Leur vitesse moyenne mensuelle avoisine les 3 m/s, avec peu de variation d'un mois à l'autre.

Entre 1981 et 1984, il a été observé à huit reprises des vents dépassant les 26 m/s à Sétif, dont six fois en hiver, de novembre à janvier. Le maximum enregistré, survenu en novembre, a excédé les 36 m/s, soit environ 130 km/h.

4. Hydrologie :

1. Apports :

Les précipitations moyennes annuelles sont comprises entre 200 et 560 mm par an, c'est-à-dire très faibles.

À El Eulma, la moyenne annuelle des précipitations sur la période 1914-1978 est de 375 mm, tandis qu'à Sétif, elle est de 448 mm sur une période de 40 ans.

Ceci suggère un gradient de diminution des précipitations en allant du nord vers le sud de la région. Par exemple, dans la région de Sétif, les précipitations sont

Tableau V.2 apports naturels.

	ERRAGUENE	TABELLOUT (BV intermédiaire)	DRAA DISS
	en m³/s	en m³/s	en L/s
Septembre	0,18	0,39	20
Octobre	0,90	1,22	20
Novembre	1,91	3,73	10
Décembre	5,76	8,17	60
Janvier	4,69	8,86	110
Février	5,79	9,21	90
Mars	4,61	10,40	110
Avril	3,47	5,22	100
Mai	0,91	1,38	40
Juin	0,38	0,51	10
Juillet	0,13	0,35	10
Août	0,15	0,28	10
Moyenne annuelle	2,39 m ³ /s	4,12 m ³ /s	50 L/s

2. Crues extrêmes à Draa Diss :

Pour le site de Draa Diss, les pluies et crues de projet sont les suivantes :

Tableau V.3 pluies annuels et les crues des périodes de retours.

Temps de retour - T (ans)		2	10	20	25	50	100	1000	10000
Draa Diss	P_T (mm)	38	60	68	70	79	119	156	192
BV = 22,4 km²	Q_T (m³/s)	10	26	33	35	42	77	109	140

Le temps de base des crues de projet en fonction de la superficie S (km²) du bassin versant s'exprime par la formule :

$$T_b = 4 S^{0.25} \text{ (en heures)}$$

Soit pour une superficie de bassin versant de 22,4 km², un temps de base à Mahouane de 8,7 heures.

Le volume de la crue de projet (T = 10 000 ans) est donné par la formule :

$$VT \text{ (hm}^3\text{)} = 1,8 QT \text{ (m}^3\text{/s)} \times t_b \text{ (heures)} / 1000 = 2,2 \text{ hm}^3$$

3. Transport solide :

Pour la retenue de Draa Diss, l'apport annuel en transports solides a été estimé à 6 000 m³ /an. Le bassin versant du barrage de Draa Diss étant très petit, une erreur d'estimation sur

la concentration des apports en sédiments à une incidence négligeable vis-à-vis des valeurs d'envasement.

V.12 Sols et végétation de la feuille d'El Eulma :

Au nord de la feuille d'El Eulma, le paysage est celui du Tell, avec des vallées larges et encaissées aux sols pauvres. Les versants sont disséqués et abrupts, et quelques bouquets de peupliers soulignent les sources.

Au sud, le paysage est celui des hautes plaines, vastes étendues à relief faible ou nul. Ces plaines sont dépourvues d'arbres, sauf le long de quelques oueds, et sont dominées par la monoculture céréalière.

De la fin de l'hiver au printemps, les plaines sont recouvertes d'un tapis uniforme de verdure. En été, la moisson dévoile des sols squelettiques rougeâtres ou blancs, et les labours accentuent le contraste des couleurs.

V.13 Caractéristiques générales du barrage DRAA DISS

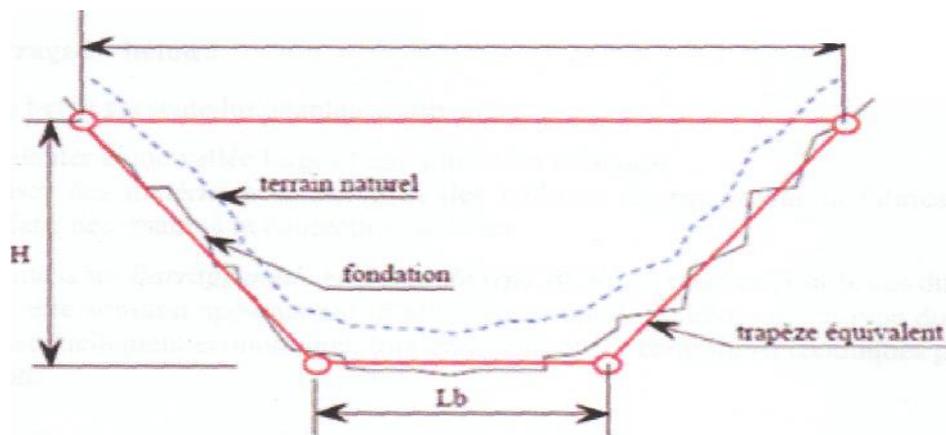
1. Choix du site de retenue (Alain, B et Alain. M, 1995)

Le choix du site de retenue s'effectue à partir :

Des données hydrologiques (bassin versant de la retenue, pluviométrie, débits d'apport des cours d'eau, crues...) des données géologiques (constitution des massifs, perméabilité, état de fracturation, stabilité des massifs) des données topographiques (volumes des retenues en fonction des niveaux des eaux).

2. Choix du site du barrage (Alain. B et Alain. M, 1995)

Le choix de l'emplacement du barrage se base principalement sur les données topographiques. On cherche un point de resserrement dans la vallée, ce qui permet de réduire le volume de l'ouvrage. Cependant, il est parfois nécessaire de trouver un compromis entre le volume de la retenue (dans une vallée large) et d'autres considérations. l'altitude de la retenue et l'importance de l'ouvrage.



Le : largeur du Le plifié au niveau de la crête

Lb : largeur du site au niveau de la base

Figure V.15 Géométrie simplifiée d'un site de barrage (B. Alain et M. Alain, 1995).

Le choix entre les sites possibles se fait sur la base des conditions géologiques du verrou pour permettre la stabilité et l'étanchéité de l'ouvrage.

3. Choix du type de barrage

Le choix du type de barrage dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ La Topographie : la largeur de la vallée
- ✓ La géologie du site, l'hétérogénéité des formations, la structure géologique et la nature lithologique
- ✓ Les caractéristiques géotechniques du substratum (capacité portante, résistance au cisaillement et à la compression).
- ✓ L'hydrogéologie et la perméabilité des terrains.
- ✓ La nature, le volume et la qualité des matériaux utiles disponible.
- ✓ Séismicité de la région

En raison des conditions topographiques, notamment des caractéristiques médiocres du substratum calcaire et de la nature souple des fondations en partie haute des appuis, ainsi que des matériaux disponibles à proximité du site, le choix s'est porté sur un barrage en

remblais zoné. Ce type de barrage est constitué d'un noyau central en argile avec des filtres et des drains, et de recharges en enrochements à l'amont et à l'aval.

1. Le choix de l'axe du barrage

Le choix de l'axe du barrage a été effectué par rapport à la topographie et à la géologie et géotechnique du site d'étude à savoir le substratum.

Les sondages intéressant le site du barrage font clairement apparaître que l'essentiel du substratum, au droit du barrage, est constitué de conglomérats, calcaires et marno-calcaires.

Les coordonnées de l'axe sont $X = 773.512 \text{ Km}$ $Y = 331.140 \text{ Km}$

2. Implantation du barrage :

Le site d'implantation du barrage et de la retenue a été choisi en fonction des résultats des études de faisabilité finalisées par EDF en décembre 2000, car il s'est avéré être le plus optimal, notamment en raison des conditions topographiques. L'ouvrage est situé dans une zone où la vallée de l'oued Medjez se resserre, marquée par un éperon calcaire en rive gauche. L'axe du barrage, orienté NO-SE, est rectiligne, mais il adopte un léger accostage courbe au niveau de l'étroit éperon situé en partie haute de la rive droite, afin de garantir de meilleures conditions de stabilité.

3. La digue

En raison des conditions topographiques et géologiques, notamment la présence de fondations calcaires et conglomératiques aux caractéristiques mécaniques médiocres, ainsi que des matériaux disponibles à proximité du site, le choix du type de barrage s'est orienté vers un barrage en remblai zoné. Ce type de barrage est composé d'un noyau central en argile avec des filtres et des drains, et des recharges amont et aval en enrochements calcaires. Les argiles constituant le noyau étanche peuvent être extraites de deux zones d'emprunt identifiées lors des reconnaissances d'Avant-Projet Détaillé (APD) :

- ✓ L'une est située à l'intérieur de la cuvette, à environ 1 km à l'est du barrage.
- ✓ L'autre se trouve à environ 2 km en aval du barrage.

La nature géologique et les caractéristiques mécaniques de ces argiles sont très similaires d'un site à l'autre. Pour les recharges, les enrochements ont été préférés aux conglomérats du fait de l'hétérogénéité de ces derniers caractérisée par des alternances d'horizons franchement argileux et d'autres au contraire très caillouteux, et du fait de la disponibilité, à proximité du

site, des calcaires de la nappe de Djémila facilement exploitables. Les enrochements pour rip-rap, filtres et drains nécessitant des caractéristiques mécaniques supérieures à celles de recharges, proviendront d'une carrière à exploiter, située à 2 km au Nord du site du barrage.

4. Dimensionnement du profil de la digue :

a. Niveau du volume mort

La détermination du niveau du volume mort causé par l'accumulation des sédiments transportés par la crue estimée à **0.3 Hm³** a une tranche basse de **1084 NGA** de la retenue.

b. Niveau normal de la retenue

L'effet du laminage des crues a tendance à augmenter en fonction de l'altitude du seuil de diversion et de la lame d'eau déversée « H »

La cote du seuil sera à **NNR = 1138.20 NGA** soit **137.30Hm³** du volume utile de la retenue.

c. Niveau des plus hautes eaux

La hauteur maximale au-dessus du déversement des crues dépend des caractéristiques de l'évacuateur, on appelle le niveau des plus hautes eaux :

$$\text{NPHE} = \text{NNR} + \text{H}$$

Avec NNR : niveau normale de la retenue

H : la cote de la charge d'eau sur le déversoir **H=0.35 m**

$$\text{NPHE} = 1138.20 + 0.35 = 1138.55 \text{ NGA.}$$

d. Niveau maximale de la crête :

Après la définition de la revanche dans le chapitre 1 on passe de leur calcul :

On peut estimer la revanche par :

$$\checkmark \text{ Relation de Gaillard : } 0.75 H_v + \frac{\alpha v^2}{2g}$$

On doit d'abord estimer la hauteur des vagues par :

$$\checkmark \text{ Formule de Stevenson : } H_v = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25}$$

Tel que :

F : le fetch qui égale à **4150 m/s = 4.15 Km/h**

$H_v = 1.072 \text{ m}$ on l'adopte a $H_v = 1.1 \text{ m}$

$$\checkmark \text{ Formule de Molitor : } H_v = 0.75 + 0.032 (UF)^{0.5} - 0.27 F^{0.25}$$

Tel que :

U : la vitesse de vent $U=130$ Km, donc $H_v = 1.11$ m on l'adopte a $H_v=1.12$ m

✓ Formule de Mallet poquant : $H_v = 0.5 + 0.33 \sqrt{F}$

$H_v = 1.17$ m

Tableau V.4 les valeurs de h.

Hauteur des vagues calculées (m)	1.072	1.107	1.172
Hauteur des vagues adoptées (m)	1.1	1.12	1.18

La valeur de hauteur des vagues qu'on doit prendre pour faire nos calculs est la valeur obtient par la formule de **Mallet poquant**

✓ La relation de Gaillard est utilisée pour déterminer la vitesse de propagation des vagues. $V = 1.5 + 2H_v$

$V = 3.86$ m/s, donc la revanche estime comme suit :

$$R = 0.75H_v + \frac{\alpha V^2}{2g}, \text{ Tel que } \alpha \text{ est coefficient de coriolis } = 1$$

$R = 1.65$ m

✓ Formule simplifiée : $R = 1 + 0.3.F^{0.5}$

R = 1.61 m

Donc on doit choisi la valeur maximale à cause des aspects technique, niveau de la crête maximale égale à : $N_{cr} = NPHE + R$

N_{cr} : le niveau de la crête de la digue

$$N_{cr} = 1138.55 + 1.65 = 1140.20 \text{ NGA.}$$

e. Hauteur du barrage :

La hauteur de la digue est définie comme la différence entre la cote du terrain minimal et le niveau de la crête :

$$H_b = N_{cr} - N_{min}$$

N_{min} : la cote minimale de terrain naturel en m NGA et égale à **1073.2**, la cote min A partir de la fondation est égale à **1064** NGA.

Donc : $H_b = 67 \text{ m}$ et $H_b = 76.2 \text{ m}$.

f. Classement du barrage :

Tableau V.5 classement des barrages en fonction de H et le type de sol de fondation

Sol de la fondation	Hauteur des barrages en (m)			
	Sol rocheux	> 100	70 – 100	25 – 70
Sol sablonneux argileux non plastique	> 75	25 – 50	15 – 25	< 15
Sols argileux plastiques saturés d'eau	> 50	25 – 50	15 – 25	15
Classe du barrage	I	II	III	IV

Dans notre cas l'assise du barrage est calcaire (sol rocheux) et la hauteur du barrage est de 67 m, d'après le tableau ci-dessus le barrage est de **3^{ème} classe**.

g. La largeur de la crête :

La largeur en crête peut obtenir par des différentes formule (5), (6), (7), (8).

- ✓ Formule de T.T. Knappen $b = 1,65\sqrt{H}$
- ✓ Formule d'E. Preece. $b = 1,1\sqrt{H} + 1$
- ✓ Pratique : $b = \frac{5}{3} H_b^{0,5}$
- ✓ Simplifiée $b = 3.6H_b^{1/3} - 3$

Tableau V.6 Les valeurs calculer de largeur de la crête

Formule	Resultats (m)
T.T. knappen	13,5
E. preece	10
Simplifiée	11.62
Pratique	13.64

En choisi une largeur de 10 m.

h. Noyau :

Le bureau d'étude étranger Coyne et Bellier a opté pour une solution d'étanchéité de la digue en utilisant un noyau central symétrique en matériau argileux . Dans cette configuration, la zone étanche, d'une largeur minimale de 5 m en partie supérieure, est délimitée dans les directions amont et aval par deux plans inclinés pentés à 0,25 H : IV, avec une largeur de base égale à 40 m.

Le gradient hydraulique maximal ainsi obtenu reste en toute circonstance inférieur ou égal à 2,0. En ce qui concerne la largeur de la base, elle doit satisfaire à la condition suivante :

Hauteur de noyau :

$$H_n = H_b - 1 ;$$

$$H_b = 67 \text{ m donc } H_n = 66 \text{ m.}$$

La largeur de base est :

$$b_n = 2 \cdot m_n \cdot H_n + b_{cn}$$

$$b_{cn} = 1/6 H_b.$$

$$b_{cn} = 12 \text{ m}$$

$$b_n = 40 \text{ m ; on doit comparer avec cette relation : } b_n > b_{n \text{ adm}}$$

Cette dernière peut être extraite à partir de la relation suivante :

$$I_{\text{adm}} > \Delta H / b_{n \text{ adm}}.$$

$$b_{n \text{ adm}} > \Delta H / I_{\text{adm}}; b_{n \text{ adm}} > 32.5 \text{ m}$$

Donc $b_n > b_{n \text{ adm}}$; la condition est satisfaite.

Une autre condition à vérifier est :

$$I < I_{\text{adm}}; I = H_e / b_{\text{moy}}$$

$$b_{\text{moy}} = (b_n + b_{cn}) / 2 = 26.5$$

$$I = 2.45 < I_{\text{adm}}$$

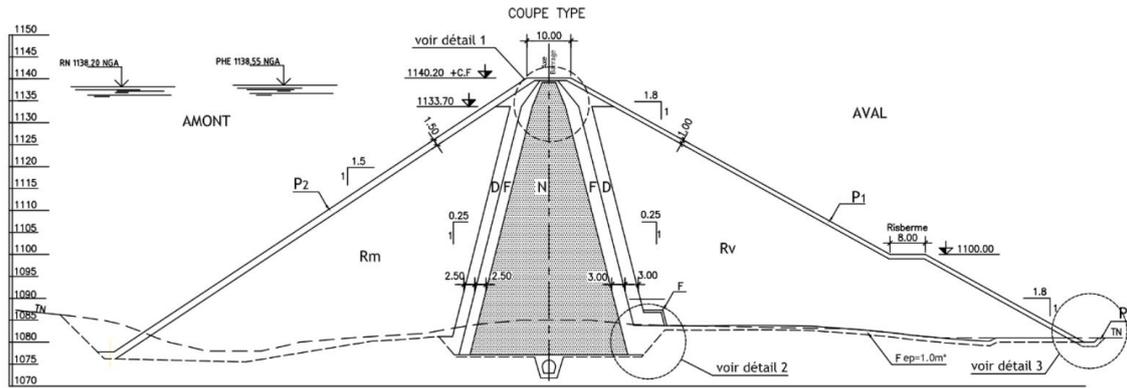


Figure V.16 Coupe de type de la digue principale.

Tableau V.7 caractéristiques du barrage de Draa diss.

Cote de la crête du barrage	1 140,20 NGA
Cote des Plus Hautes Eaux (PME)	1 138,55 NGA
Cote de Retenue Normale (RN)	1 138,20 NGA
Cote de Limite Utile (LU)	1 090,95 NGA
Cote Minimal d'Exploitation (RME)	1 084,00 NGA
Capacité totale	1 37,30 hm³
Tranche morte	0,30 hm³
Capacité Utile d'Exploitation	137hm³
Capacité Utile de Régulation	1 35,80 hm³

- i. **Tassement** : Le calcul des tassements de la digue et des fondations s'effectue à l'aide des équations suivantes :

$$T = 0.015hb \text{ (III.85)} \quad T = 0.001hb^{3/2} \text{ (III.86)}$$

Avec :

T = Tassement de la crête du barrage.

Hb = Hauteur du barrage. Donc le tassement est estimé à 0,1005 m.

- j. **Infiltration** :

Les méthodes hydrauliques sont largement utilisées pour calculer les infiltrations à travers les barrages. Ces méthodes considèrent l'écoulement souterrain stabilisé, c'est-à-dire qu'elles

supposent que l'écoulement est uniforme et que les conditions de bord ne changent pas avec le temps.

Les méthodes hydrauliques permettent de déterminer la position de la ligne phréatique, les débits de fuite à travers le barrage.

Le tracé de la ligne phréatique est nécessaire pour estimer le débit de fuite à travers le barrage. Il est également important pour évaluer les risques d'émergence de l'eau, qui sont particulièrement dangereux le long du talus aval, c'est-à-dire la détermination des infiltrations généralement en niveau de la base du noyau d'argile. Dans ce cas, on utilise la formule de Kozeny-Carman

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal. Le barrage en terre est muni d'un drain qui rabat la ligne phréatique.

La parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain, auquel se raccorde la ligne de saturation. L'équation de cette parabole est donnée par :

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

$$y_0 = \sqrt{(He+d)} - d$$

d: étant la largeur en base du barrage diminuée de 0.7b.

b': étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

La ligne de saturation est déterminée pour une hauteur d'eau correspondante au NNR.

Pour un barrage zone, la ligne de saturation est établie uniquement dans le noyau, car on doit considérer le noyau comme si on avait à faire à un barrage de type homogène.

V.14 Sismicité :

Le site du barrage de Draa Diss est situé dans le nord de l'Algérie, à proximité de la convergence des plaques Afrique et Eurasie. Bien que la sismicité dans cette région soit diffuse, elle a connu plusieurs séismes importants, tels que celui d'El Asnam le 10 octobre 1980 (magnitude 7,3) ou plus récemment celui de Boumerdès le 21 mai 2003 (magnitude 6,8).

Une étude sismique initiale a été réalisée lors de la phase d'Avant-Projet Détaillé (APD), puis révisée dans le cadre de l'élaboration de l'APD révisé.

Cette étude finale a été conduite par le BRGM (Bureau de Recherches Géologiques et Minières).

Les spectres des séismes de dimensionnement SBE, SMD et SMP sur le site de Draa Diss ont été obtenus à partir des éléments propres à l'analyse sismotectonique régionale du site et de l'analyse de la sismicité historique et instrumentale.

En champ proche, en l'absence de failles clairement identifiées, l'estimation de l'aléa sismique a été réalisée sur la base de la sismicité historique et instrumentale. Les séismes de dimensionnement ont été calculés en considérant le séisme de référence d'Aïn Tagrout du 4 septembre 1963, ramené en position, la plus défavorable, ainsi :

- ✓ Le SBE correspond à un séisme de magnitude 5.7 localisé à l'aplomb du site à une profondeur de 10 km.
- ✓ Le SMD correspond à un séisme de magnitude 6.2 localisé à l'aplomb du site à une profondeur de 10 km. En champ lointain, compte tenu des failles identifiées, c'est une approche par faille qui a été menée et le calcul des SMP sur plusieurs structures régionales a permis de retenir comme structure la plus pénalisante pour le barrage le chevauchement offshore.
- ✓ Le SMP calculé sur cette faille a une magnitude de 7.4
- ✓ Le SMD correspond à un séisme de magnitude 7.1
- ✓ Le SBE correspond à un séisme de magnitude 6.3 Le calcul des accélérations maximales horizontales à prendre en compte pour le site du barrage de Draa Diss montre que le site est contrôlé par la source proche.

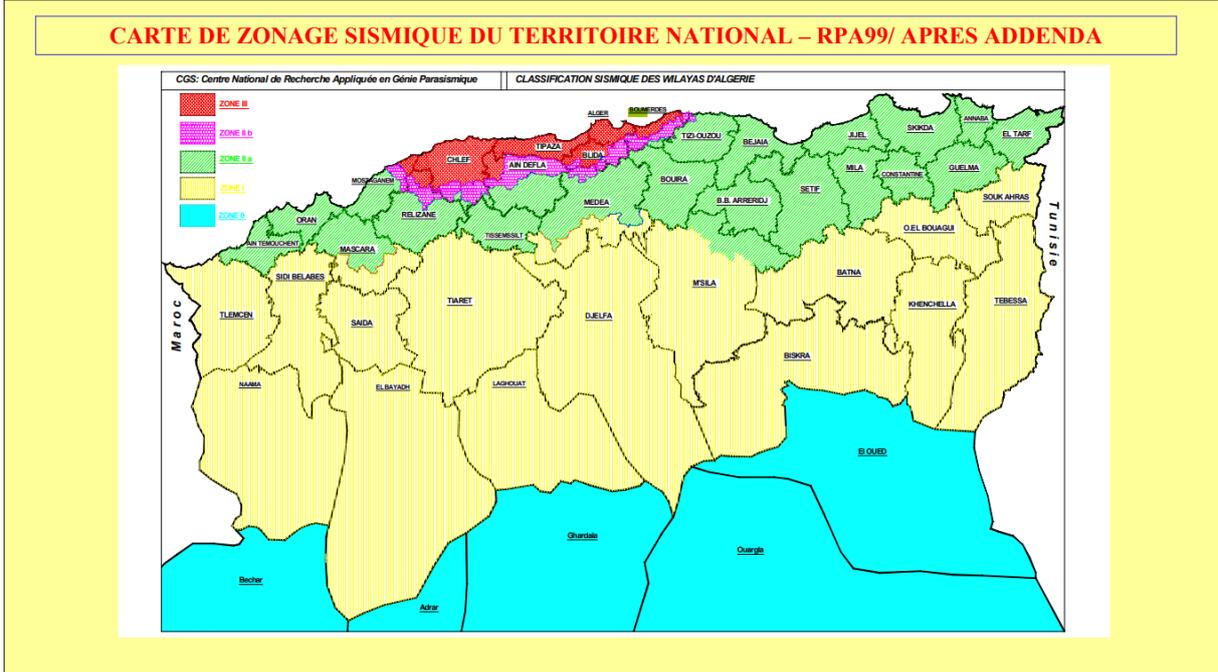


Figure V.17 carte de zonage sismique du territoire national. (RPA 2003)

V.15 Conclusion :

Les travaux de reconnaissance, ainsi que les analyses réalisées, confirment que toutes les conditions géologiques et géotechniques sont favorables à la construction d'un barrage sur le site de Draa Diss, dans la wilaya de Sétif.

Chapitre VI

Chapitre VI : Modélisation de barrage de Draa Diss par la méthode des éléments finis.

VI.1 Introduction :

Un facteur significatif pouvant avoir un impact sur la stabilité d'un barrage est la réduction des niveaux d'eau, souvent appelée la vidange.

La vidange est un scénario classique en matière de stabilité des pentes quelle que soit partielle ou totale du réservoir, rapide ou lente, ce dernier qui connut sur le nom du rabatement lent c'est une procédure d'exploitation courante qui peut être nécessaire pour des raisons de maintenance, de sécurité ou de gestion des ressources hydraulique, en cas d'événements extrêmes,

Notre étude est axée sur le calcul de la stabilité des barrages en terre pendant leurs fins de construction, fonctionnement normal, vidange rapide et la détermination des déplacements par des méthodes numériques. Nous utilisons le code de calcul PLAXIS V8.6

L'objectif de cette étude est d'étudier la stabilité et les déplacements d'un barrage réel en utilisant deux modèles de comportement : le modèle de Mohr-Coulomb (PLAXIS).

VI.2 Modélisation du barrage de DRAA DISS sous PLAXIS :

La modélisation a été réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS 8.6 dans le but d'évaluer la sensibilité des déformations des barrages en terre aux différents modèles de comportement du sol. Chaque logiciel aux éléments finis dispose de ses propres algorithmes, méthodes de résolution et paramètres de modélisation. Les utilisateurs moins expérimentés peuvent ne pas être pleinement conscients de ces hypothèses numériques implicites.

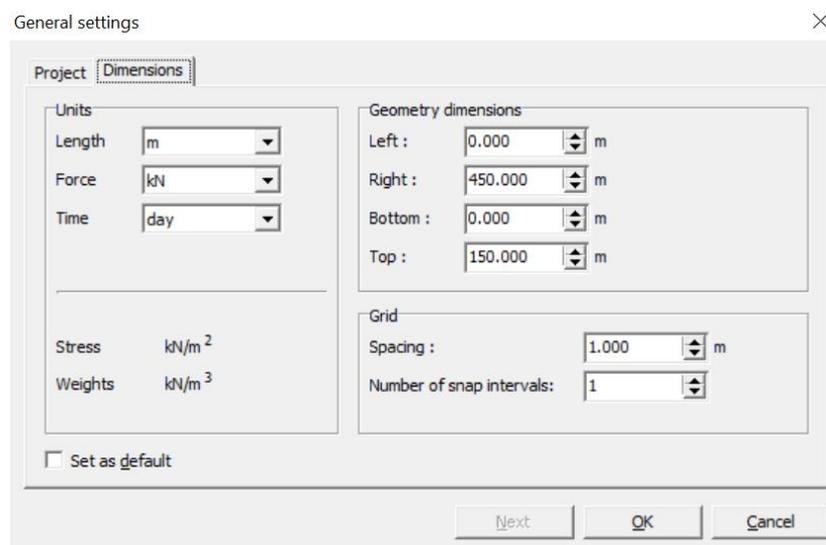
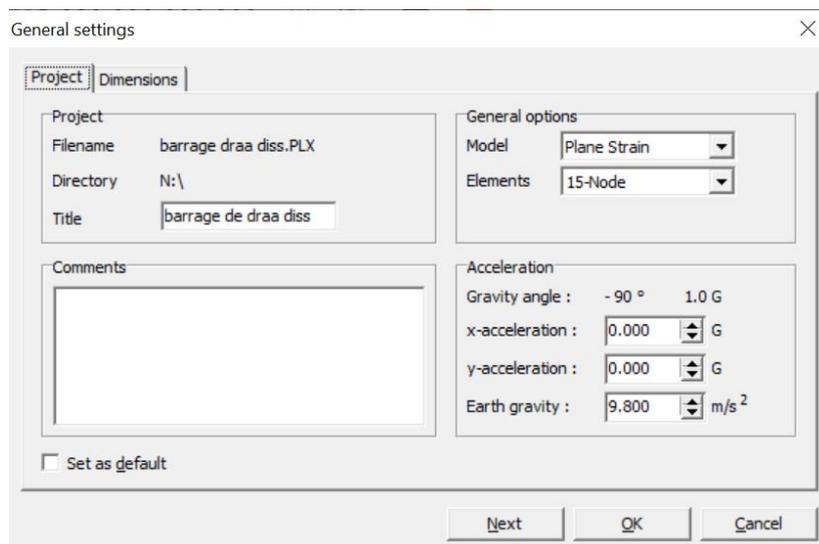
a. Les hypothèses principales :

- ✓ Modèle 2D plan
- ✓ Éléments à 15 nœuds
- ✓ Un maillage fin est utilisé spécifiquement pour la zone de la digue.
- ✓ L'abaissement de la nappe phréatique est pris en compte, initialement sans la présence de la digue. Le modèle complet sera élaboré sous Plaxis.
- ✓ Les filtres, de dimensions réduites par rapport à la taille du barrage, ne sont pas inclus dans la modélisation, de même que la galerie et d'autres éléments hydrauliques. Cependant, les modules d'élasticité de ces éléments sont fixés à des valeurs réalistes pour estimer approximativement le mode de rupture et la

répartition des contraintes principales sous des charges statiques dans des conditions de retenue normale.

Modèle utilisé pour la modélisation de la digue :

Pour la modélisation de la digue ; après avoir ouvert le plaxis *input* la fenêtre des réglages généraux sera ouverte comme suit ; pour faire introduire les paramètres afin d’avoir une planche à dessin sur laquelle l’utilisateur pourra dessiner la géométrie de la digue.



Figures VI.1 les paramètres Generals de plaxis

Après avoir effectué les réglages généraux la planche à dessin apparait et l’utilisateur pourra dessiner la géométrie de la digue, **figure VI.3**

Caractéristiques des matériaux : Pour représenter les différents types de sols, un modèle élasto-plastique est utilisé, avec les paramètres suivants :

Tableau VI.1 les caractéristiques des matériaux de construction de barrage.

Caractéristiques		γ_{Sature} (KN/m ³)	γ_{Unsat} (KN/m ³)	E Module de Yung (KN/m ³)	Coefficient de poisson v	Angle de frottement (°)	Cohésion C (KN/m ²)	Perméabilité m/day
Fondation	Calcaire (k=20 UL)	24	22	2.10 ⁷	0.25	35	100	0.172
	Calcaire (k=10 UL)	24	22	1.10 ⁷	0.27	35	100	0.0864
Noyau		23	22	4.10 ⁵	0.35	20	0	8.64.10-6
Recharge		25	22	1.10 ⁶	0.25	45	0	5.10-3

a. Le maillage et conditions aux limites mécaniques :

Le maillage est automatiquement généré, ce qui est l'un des points fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossie, grossie, moyen, fin, très fin), l'utilisateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol et le voisinage d'un élément grâce aux options raffine dans le mesh menu

Les éléments à 15 nœuds ont été sélectionnés pour une meilleure précision, avec un maillage raffiné spécifiquement au niveau de la digue. Quant aux conditions aux limites mécaniques, Plaxis applique automatiquement un ensemble standard de conditions aux limites générales pour le modèle géométrique. La base de la fondation est fixée dans les deux directions, tandis que les frontières verticales sont bloquées horizontalement pour permettre les tassements. figure VI.3.

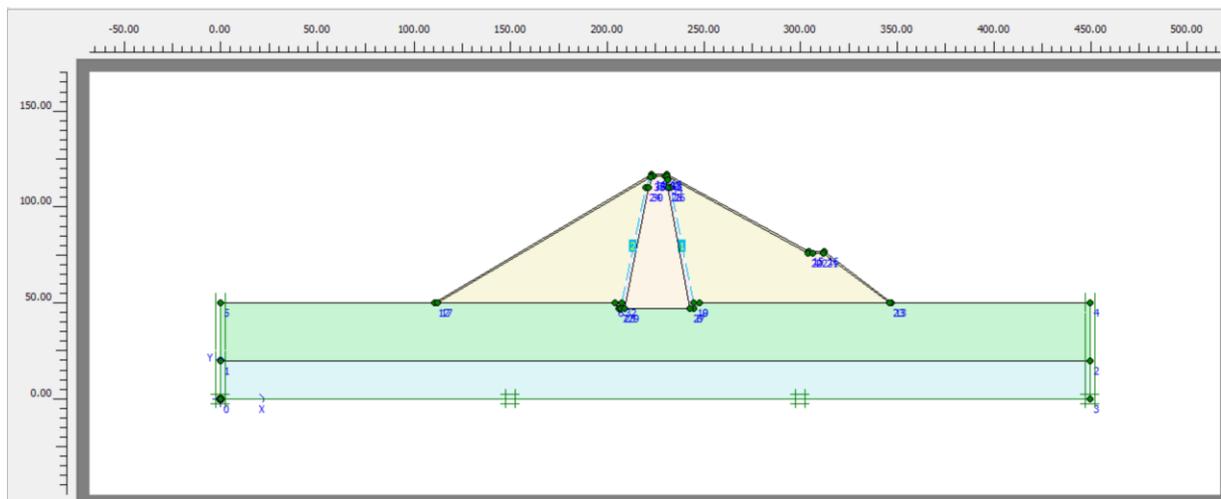
b. Conditions initiales :

Une fois que le modèle géométrique est établi et que le maillage d'éléments finis est généré, il est nécessaire de définir l'état initial des contraintes et la configuration initiale. Cela se réalise dans la section des conditions initiales du programme d'entrée des données. Les conditions initiales comprennent deux modes distincts : l'un pour établir les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour définir la configuration géométrique initiale et établir le champ initial des contraintes effectives (mode de configuration géométrique). Le passage d'un mode à l'autre se fait via le bouton de bascule dans la barre d'outils.

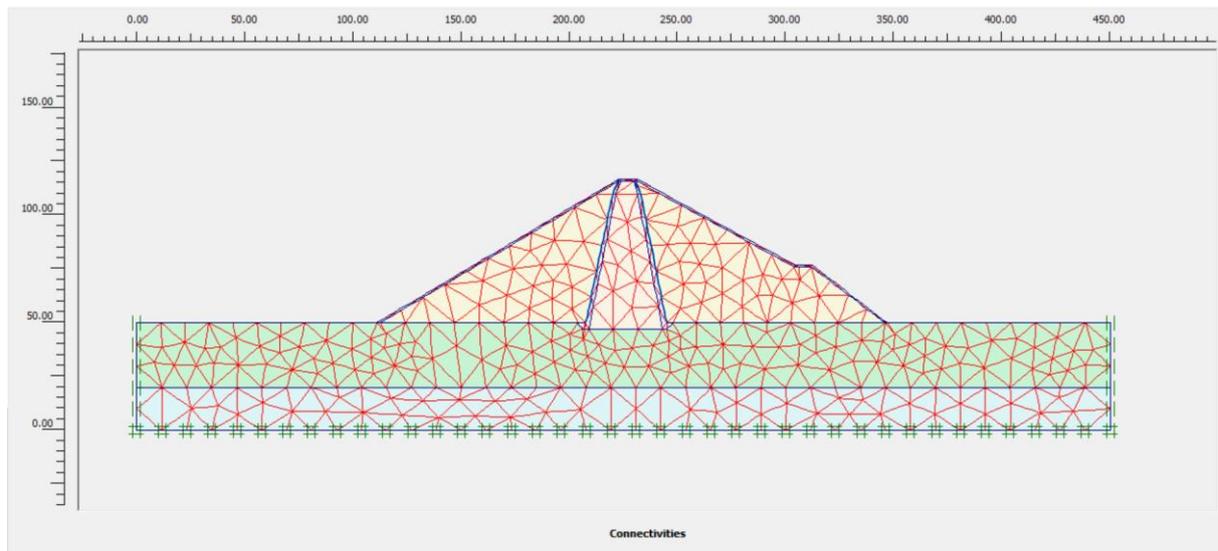


Figures VI.2 icones de bouton bascule.

PLAXIS est généralement utilisé pour des analyses en contraintes effectives, où une distinction nette est faite entre les pressions interstitielles p actives et les contraintes effectives σ' . Les pressions interstitielles se décomposent elles-mêmes en deux parties : les pressions interstitielles p steady permanentes et les surpressions interstitielles p Excess, où p active = p steady + p Excess. Les surpressions interstitielles apparaissent lors du chargement des couches dont le matériau est défini comme non drainant (Undrained).



Figures VI.4 la géométrie de barrage de DRAA DISS sous plaxis



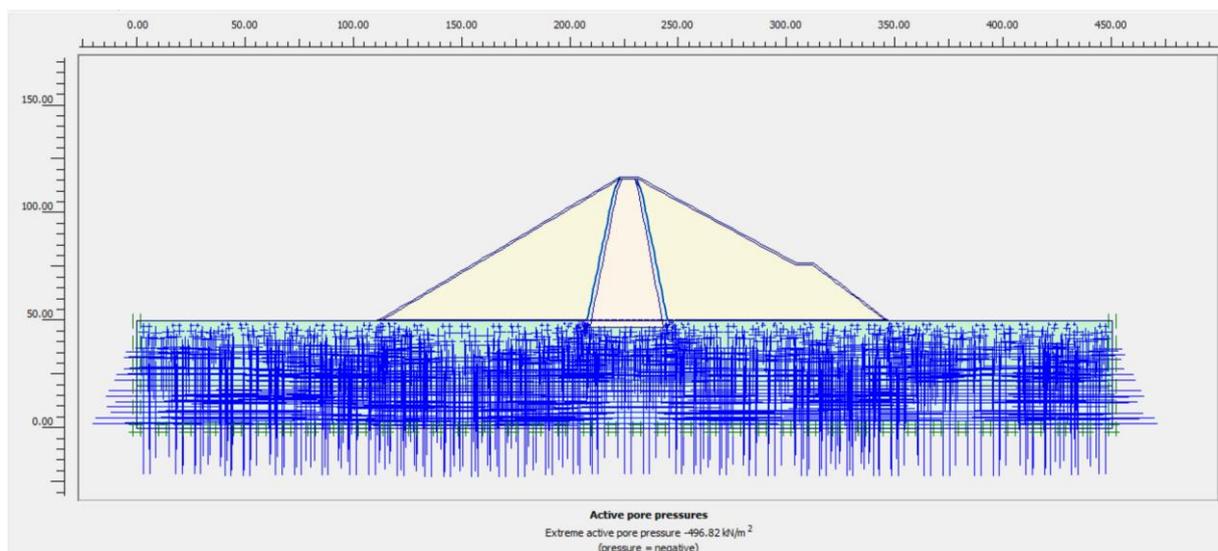
Figures VI.5 maillages de notre cas d'étude.

c. Procédure et résultat de modélisation :

Avant de commencer les calculs, il est nécessaire d'introduire les caractéristiques physiques, mécaniques et élastiques en fonction du modèle de comportement sélectionné.

Phase 0 : Gravity Leading

Le calcul se compose de deux phases. Tout d'abord, le champ de contraintes initial doit être calculé puisque cela n'a pas été fait lors de la saisie des conditions initiales.



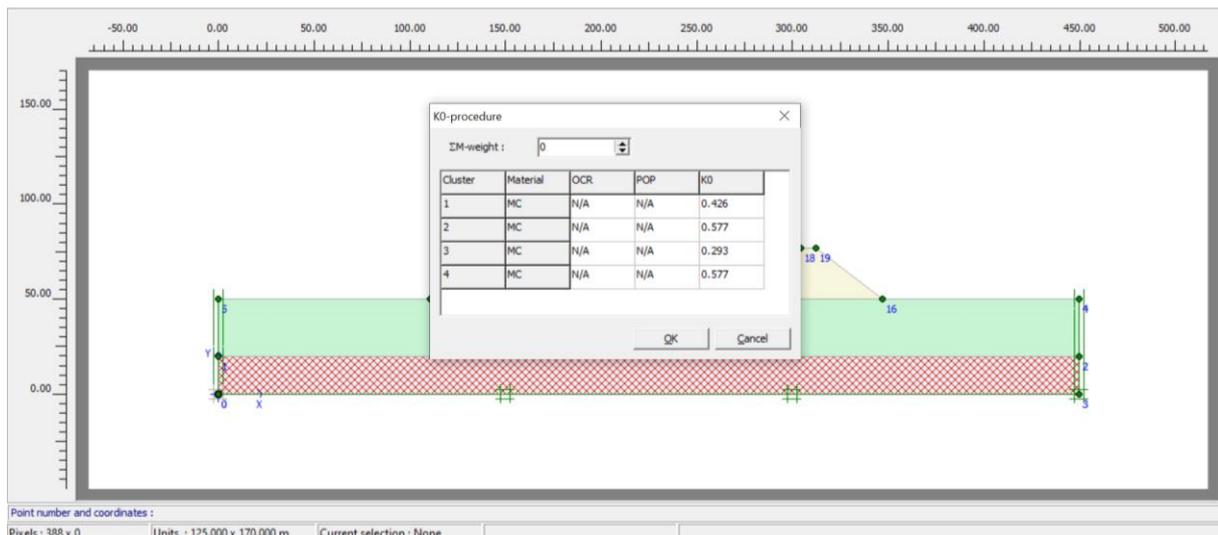
Figures VI.6 les conditions initiales hydraulique (les pressions interstitielles).

Le calcul des contraintes initiales peut être effectué dans un calcul plastique où le multiplicateur du poids du sol est augmenté de 0,0 à 1,0. Un calcul de ce type est appelé chargement gravitationnel.

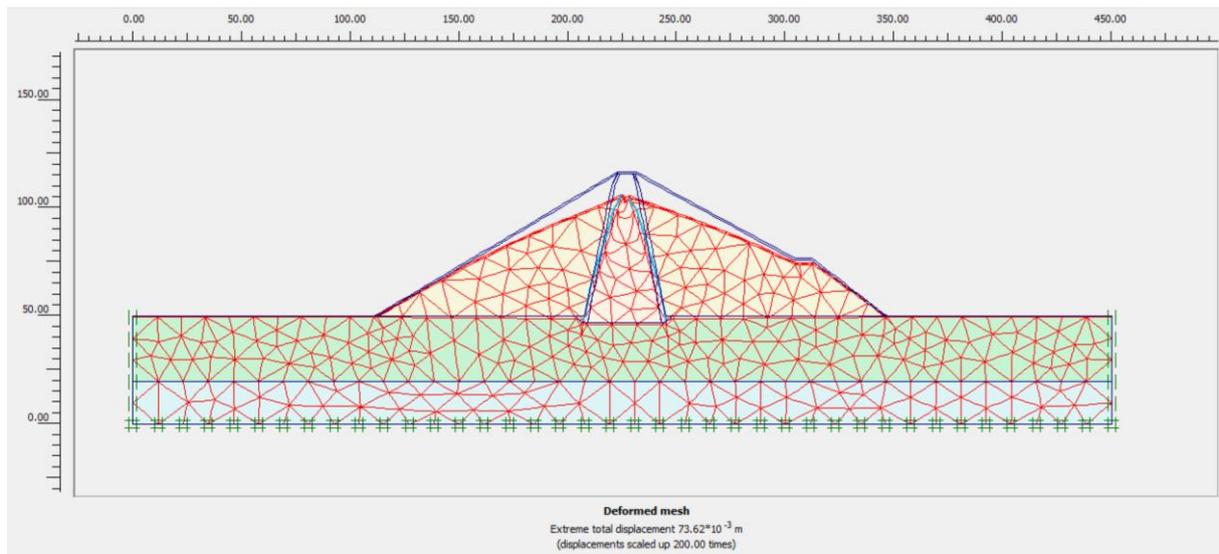
Cette procédure est recommandée lorsque la surface du sol, la stratification ou le niveau phréatique n'est pas horizontal. Le chargement gravitationnel entraîne toujours un état de contrainte d'équilibre, contrairement à la procédure K0 dans le cas d'un sous-sol en couches non horizontales. Lors du chargement gravitationnel, le poids du sol et les pressions interstitielles (générées précédemment) sont activés.

Cette phase est caractérisée par :

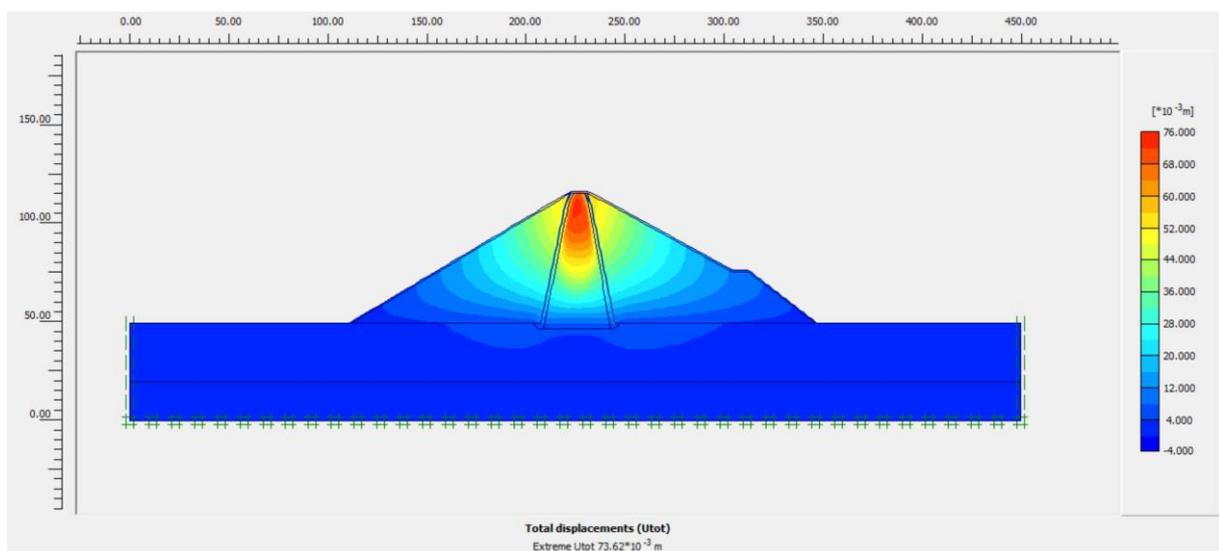
- ✓ Calcul plastique.
- ✓ Active l'option (Ignore undrained behavior).
- ✓ Entrer (**Total multiplicateur ΣM -Wight = 1**)
- ✓ Sélectionner les emplacements pour surveiller les déplacements au sommet et à la base du talus.



Figures VI.7 les conditions initiales de configuration de la géométrie.



Figures VI.8 le maillage déformé

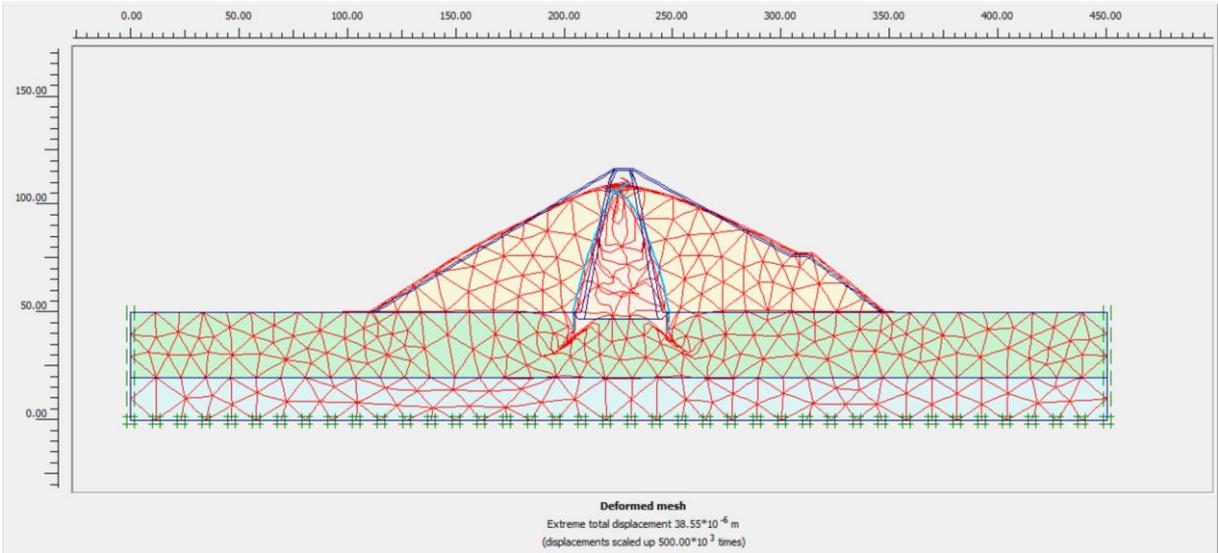


Figures VI.9 les déplacements totaux qui on doit les négliger (sans sence physique)

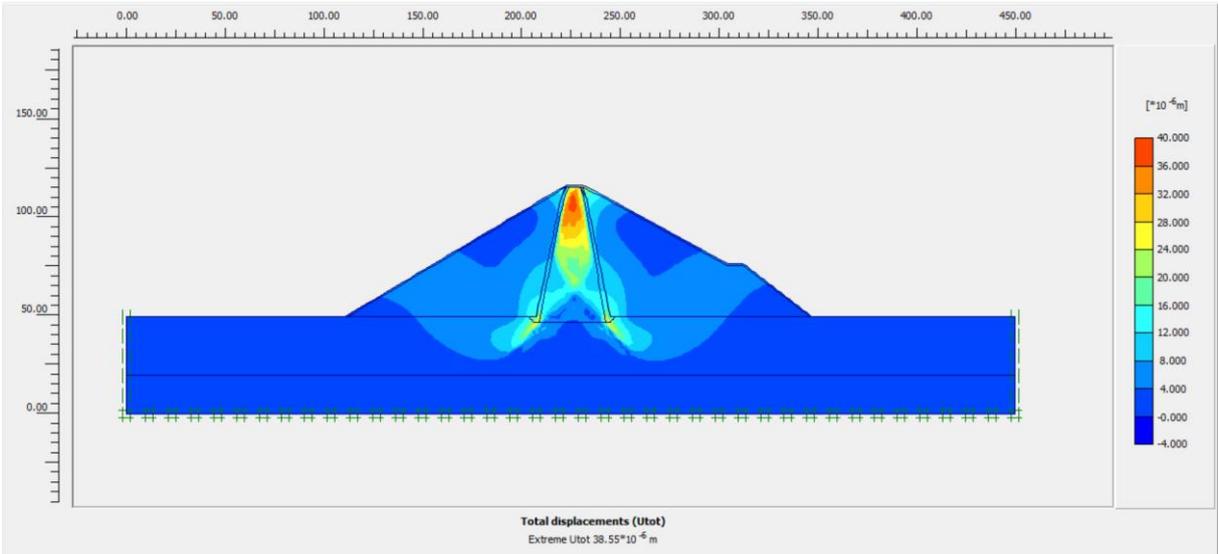
Phase 1 : fin de construction (sous l'effet de poids propre du barrage.)

C'est un calcul plastique et dans l'onglet Paramètres, on doit sélectionner **Réinitialiser les déplacements à zéro** dans la zone Paramètres de contrôle.

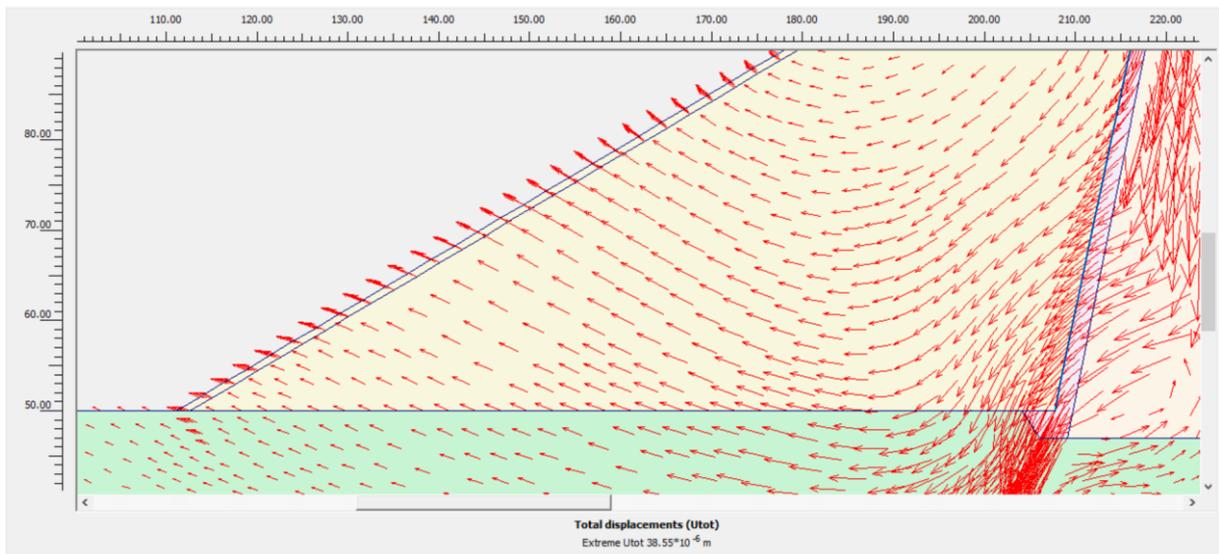
Cela éliminera **les déplacements non physiques résultant de la première phase** de calcul. Cette opération n'affecte cependant pas les contraintes.



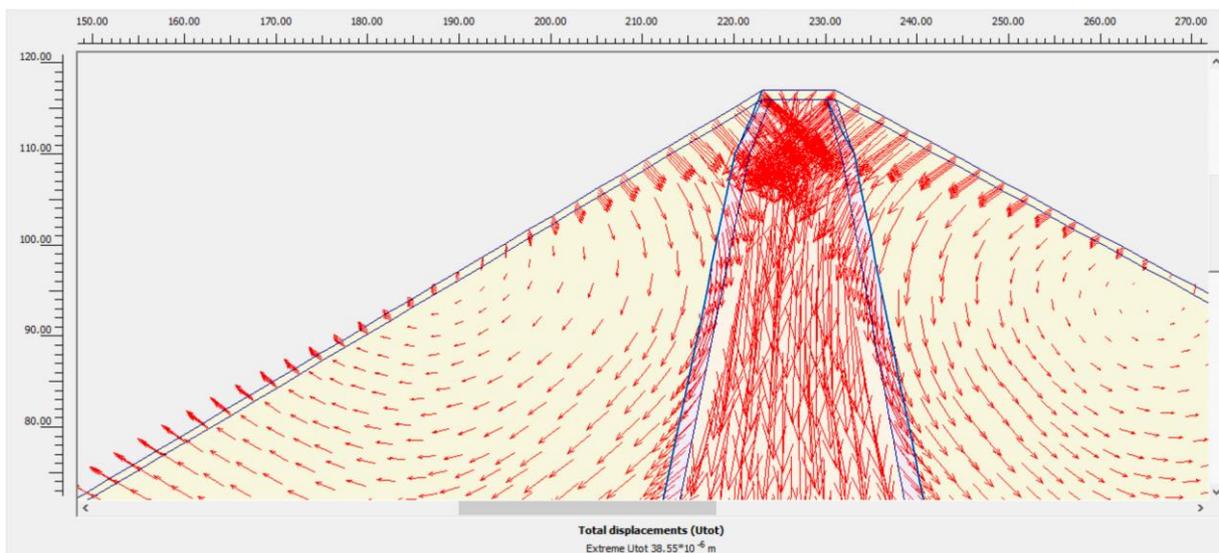
Figures VI.10 le maillage déformé.



(a)



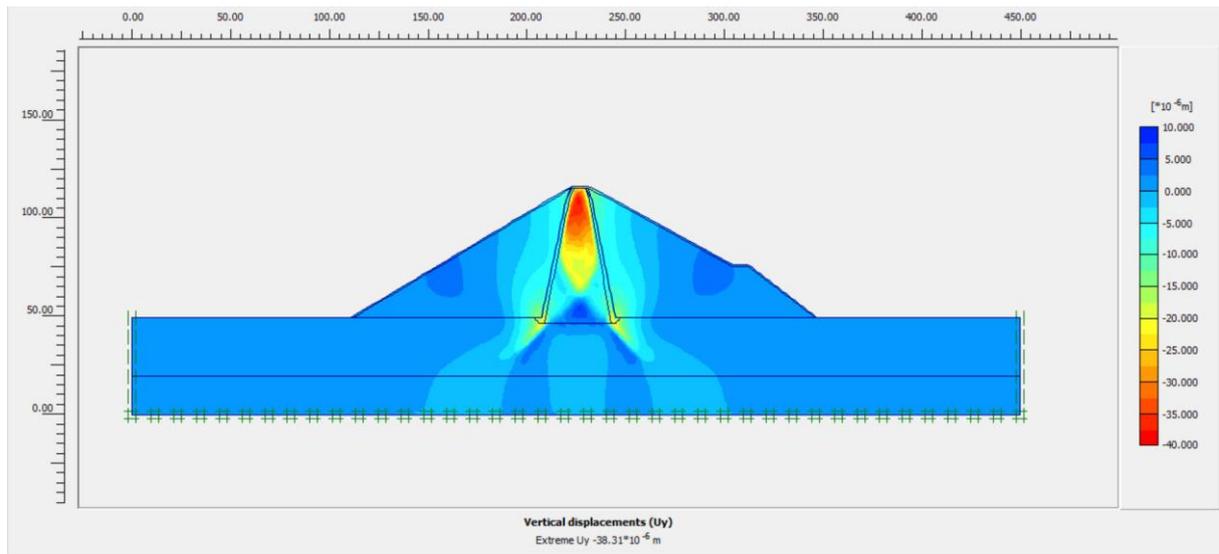
(b)



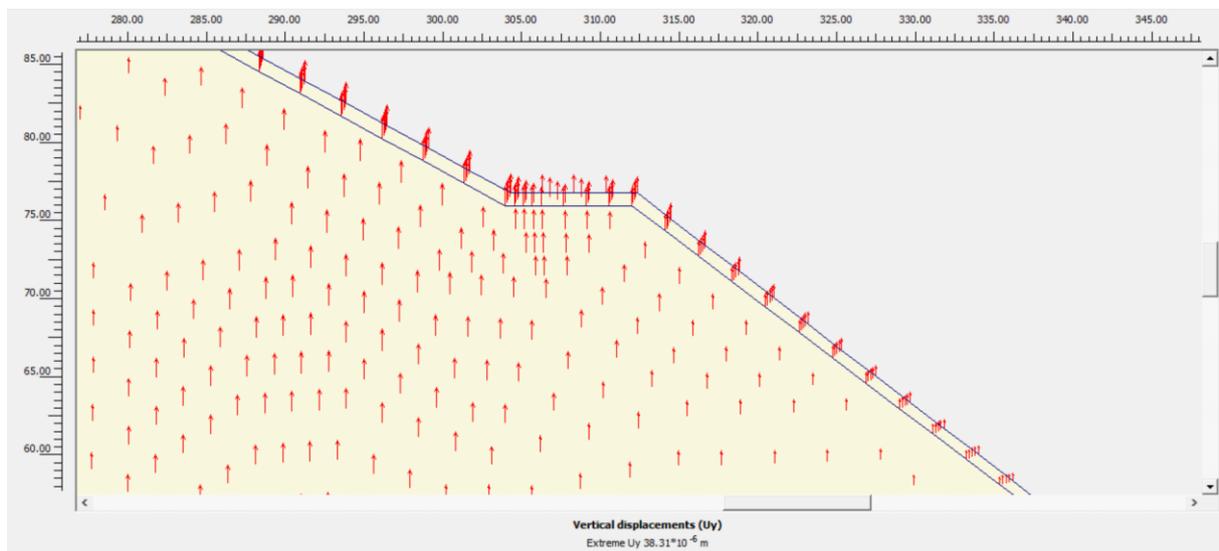
(c)

Figures VI.11 (a) répartition des déplacements totaux, **(b)** vecteurs des déplacements totaux aux talus, **(c)** vecteurs des déplacements totaux a la crête (fin de construction)

- ✓ Les déplacements totaux est note et estime à $38.55 \cdot 10^{-6}$ m est localise au niveau de noyau spécialement sur la crête de barrage.



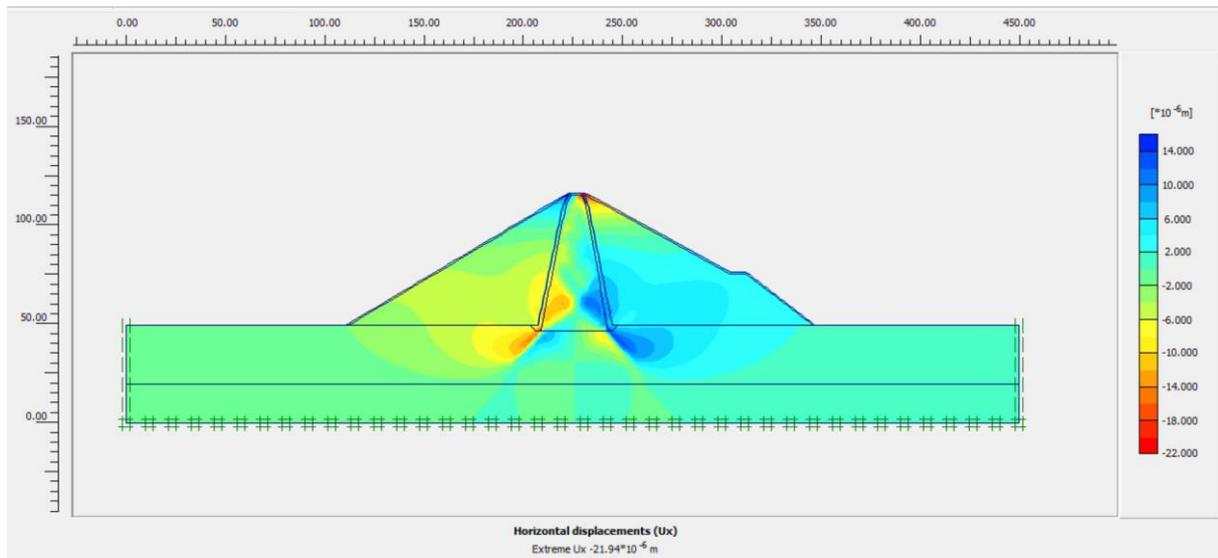
(a)



(b)

Figures VI.12 (a) répartition de déplacement verticale U_y dans la phase de barrage vide, **(b)** un soulèvement dans le talus aval.

- ✓ Concernant le déplacement vertical (le tassement) maximale est au niveau du noyau proche de la crête estime de $38.31 * 10^{-6}$ m, ainsi que le déplacement horizontal est localise sur le niveau haut des talus amont et aval c'est-à-dire proche de la crête, aussi au niveau bas de noyau, et estime de $21.94 * 10^{-6}$ m.



Figures VI.13 répartitions des déplacement horizontal Ux

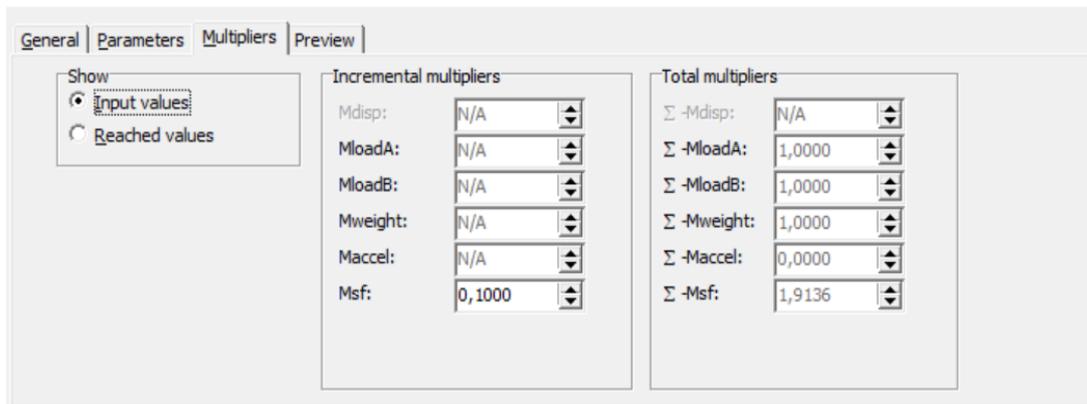
- ✓ Les déplacements totaux sont négligeables donc le barrage est totalement stable à la fin de construction (vide).

Phase 2 : calcul de facteur de sécurité.

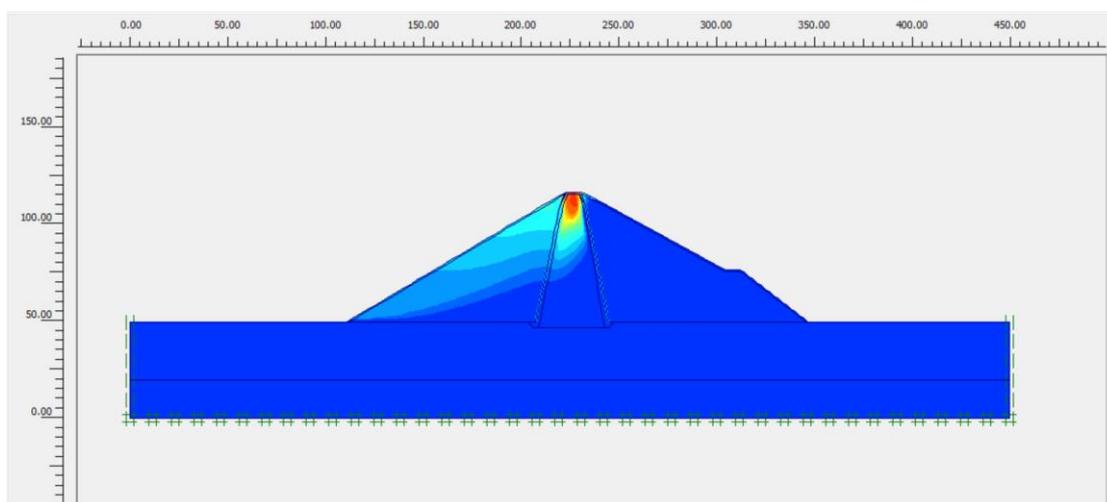
Dans un calcul de stabilité (Phi-c réduction), la valeur du facteur de sécurité est un indicateur de la stabilité d'un ouvrage. Cependant, l'allure du champ des incréments de déplacements fournit également des informations importantes sur le mécanisme de rupture. Qui serait déterminé par une méthode classique d'équilibre limite pour des surfaces de rupture circulaires

Cette étape peut effectuer par c/ phi redaction , La réduction des paramètres de résistance est contrôlée par le multiplicateur total $\sum Msf$.

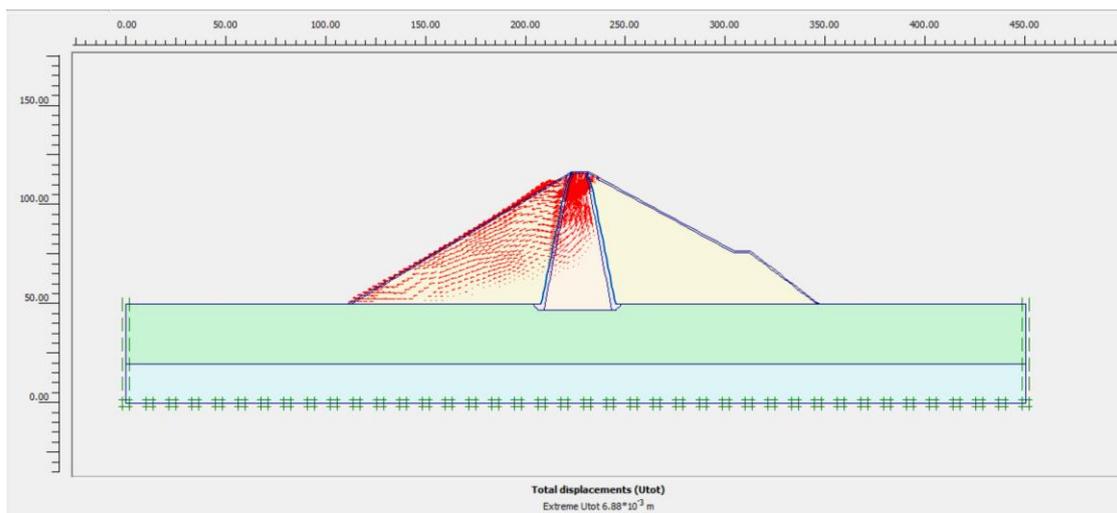
Ce paramètre est augmenté étape par étape jusqu'à ce qu'une rupture survienne. Le facteur de sécurité est alors défini comme la valeur de $\sum Msf$ à la rupture, à condition qu'à la rupture une valeur plus ou moins constante soit obtenue pour un certain nombre d'étapes de charge successives.



Figures VI.14 facteur de sécurité globale de barrage vide.



(a)



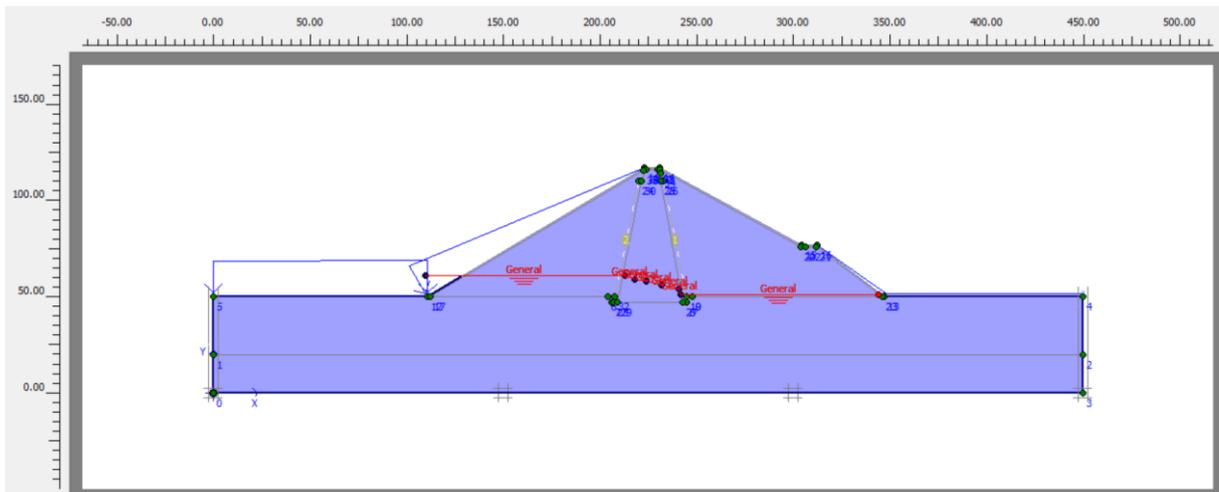
(b)

Figures VI.15 (a) surface de glissement, (b) la concentration des vecteurs de déplacements (fin de construction)

- ✓ Tout le corps du barrage est stable, il existe un déplacement négligeable dans le talus amont.

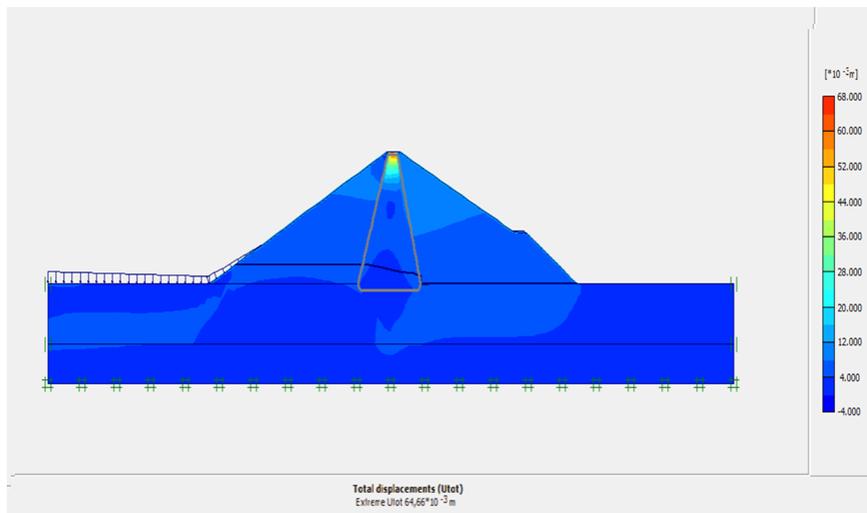
Phase 3: remplissage du barrage. (Effet de chargement gravitaire ou bien le poids propre du barrage et la force hydrostatique)

On augment à chaque fois le niveau d'eau dans le réservoir et calcules à chaque fois le coefficient de sécurité tel que ($10 < H < 65$). Pour définir les conditions hydrauliques il faut rentrer à la mais la ligne de saturation qui été calculer précédemment. Figure de la ligne



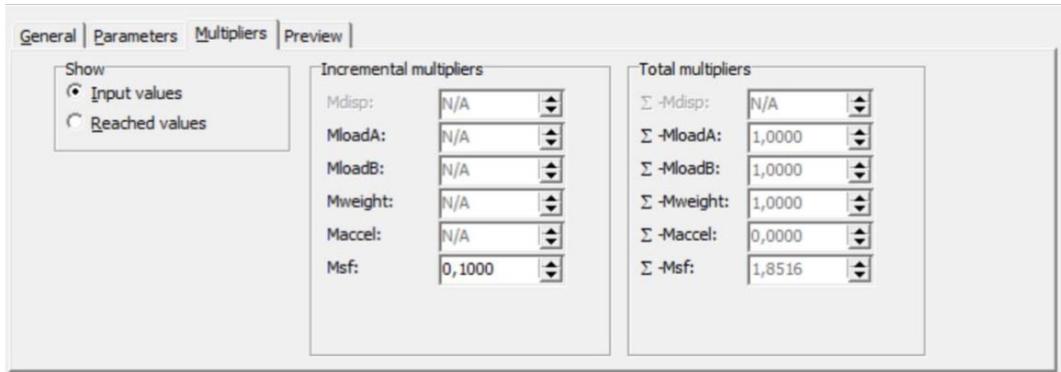
Figures VI.16 la ligne de saturation tracer à partir de la méthode de Kozeny.

H=10 volume mort.



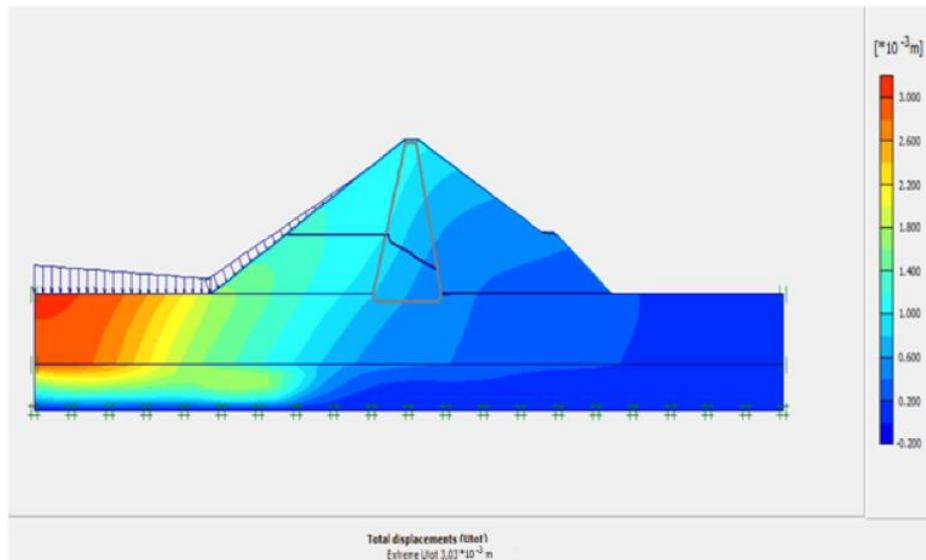
Figures VI.17 déplacement maximale au niveau de volume mort.

- ✓ On a observé que le déplacement centre au niveau de la crête mais d'une façon négligeable.

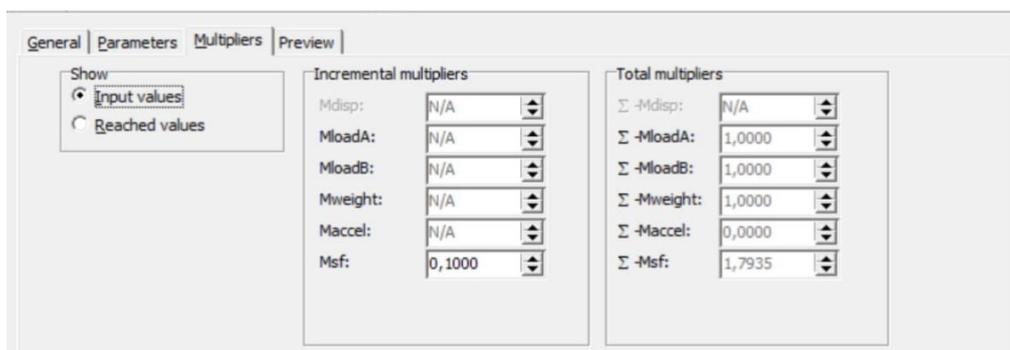


Figures VI.18 facteur de sécurité globale du barrage h=10 m.

H= 26 m

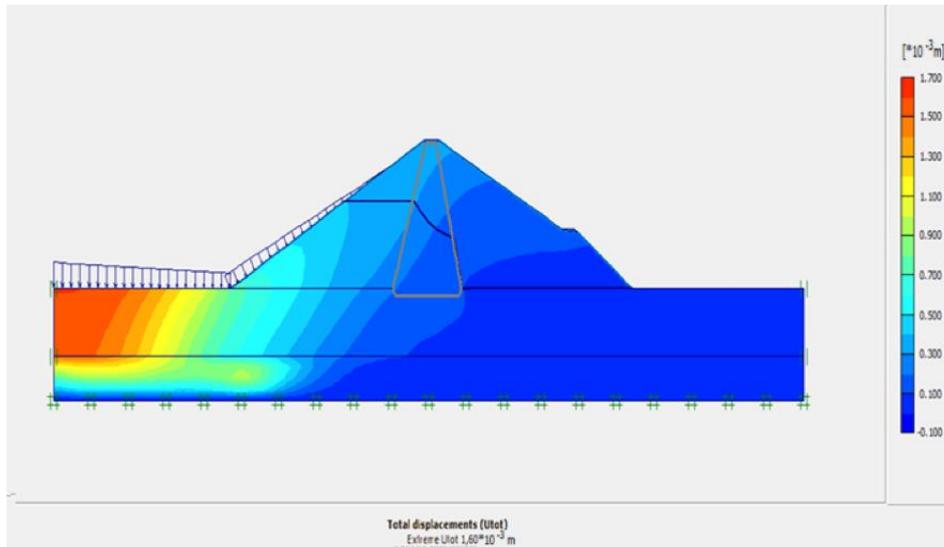


Figures VI.19 répartitions des déplacements maximale quand le barrage est rempli au niveau 1099.2 NGA

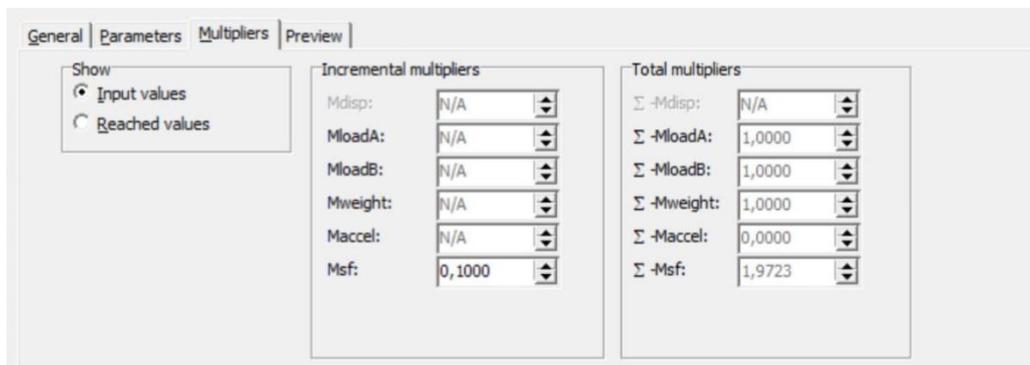


Figures VI.20 facteur de sécurité globale du barrage h=26 m.

H= 39 m



Figures VI.21 répartition des déplacement totale quand le barrage est rempli au niveau 1112.2 NGA.



Figures VI.22facteur de sécurité globale du barrage h=39 m.

H=52 m

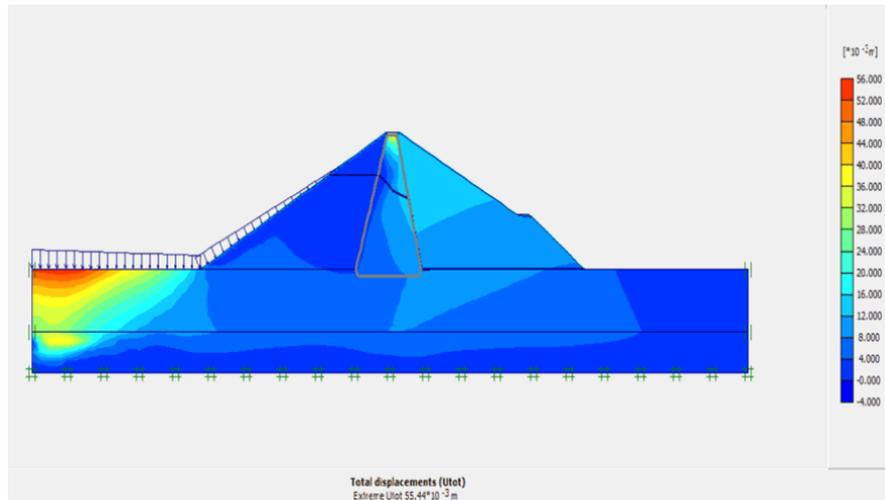
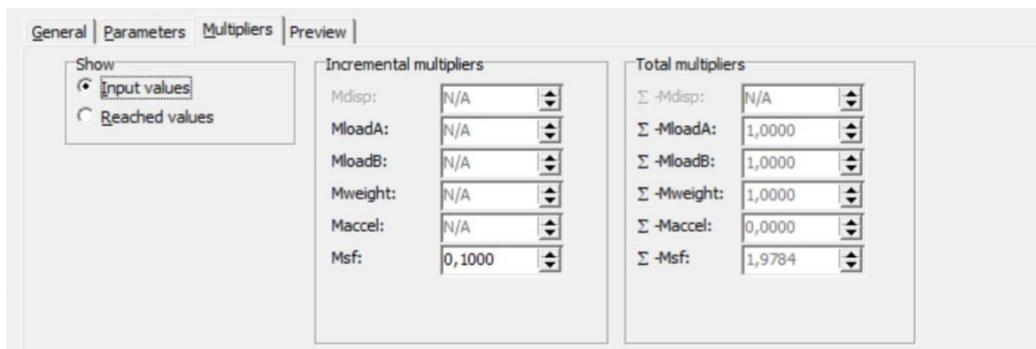
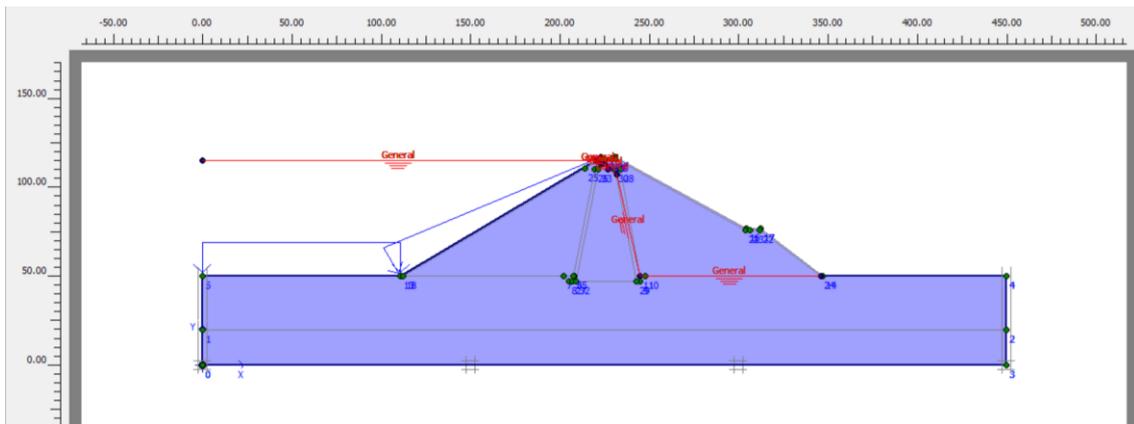


Figure VI.23 répartition des déplacement maximale quand le barrage est rempli au niveau 1127.2.

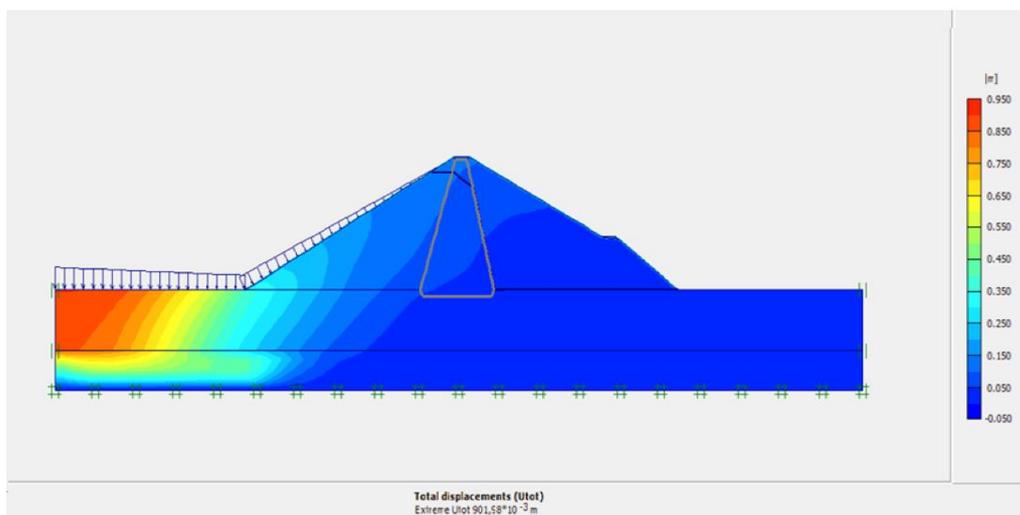


Figures VI.24 facteur de sécurité globale du barrage h=52 m.

Phase 4 : barrage plein H= 65 m. (effet de chargement gravitaire ou bien le poids propre du barrage et la force hydrostatique)



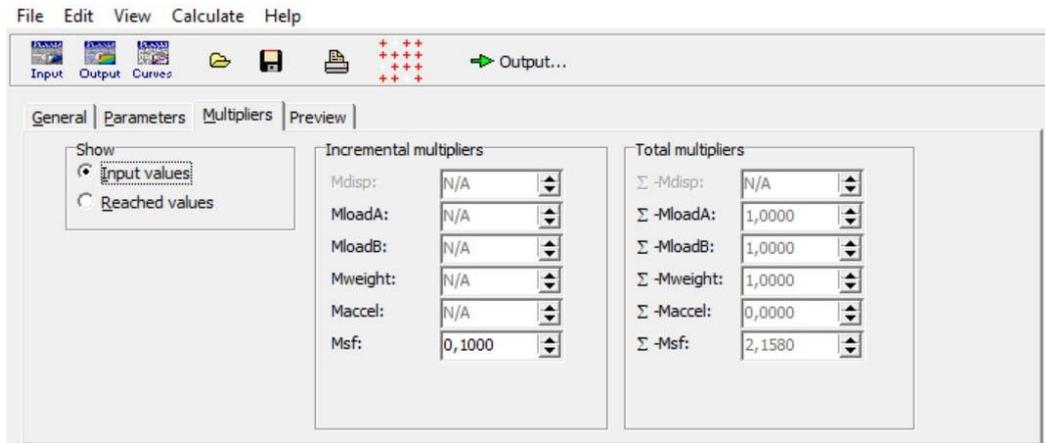
Figures VI.25 la ligne de saturation tracer à partir de la méthode de Kozeny.



Figures VI.26 répartition des déplacement totale maximale de barrage rempli.

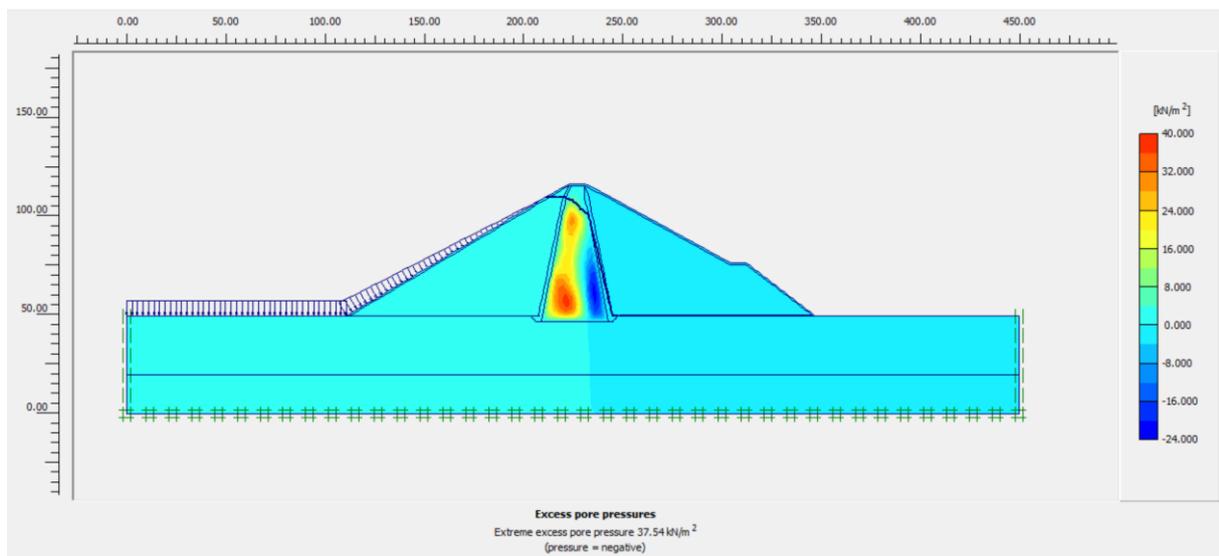
- ✓ Un déplacement et remarquer au niveau de fondation de la cote droit du barrage mais quand le barrage est rempli dans tous les niveaux précédents, le barrage est presque toujours reste stable car est estime autour de 10^{-3} m.

Phase 5 : facteur de sécurité.

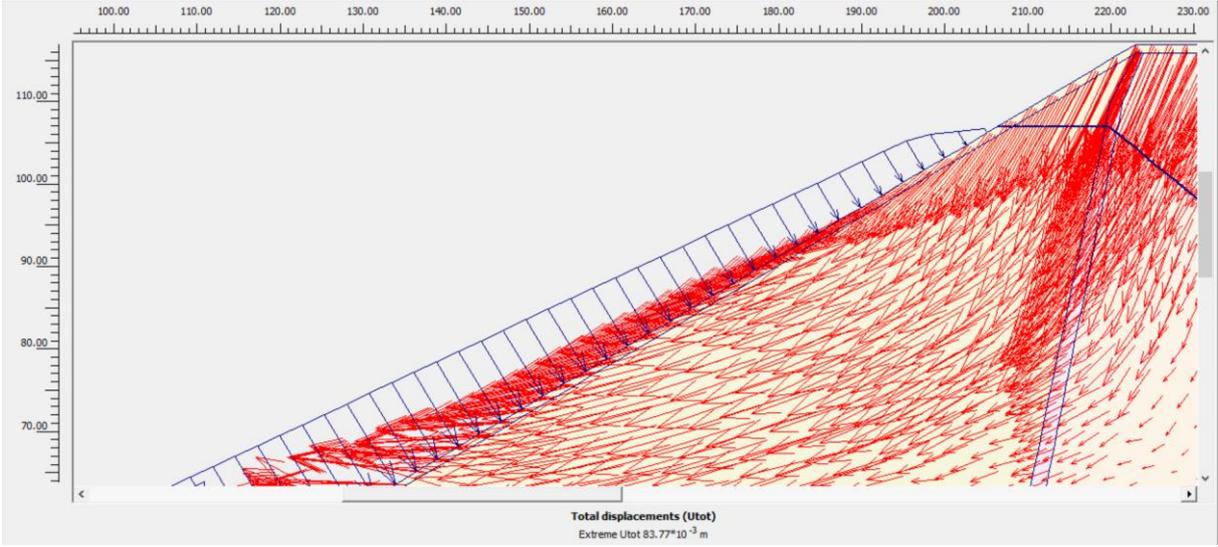
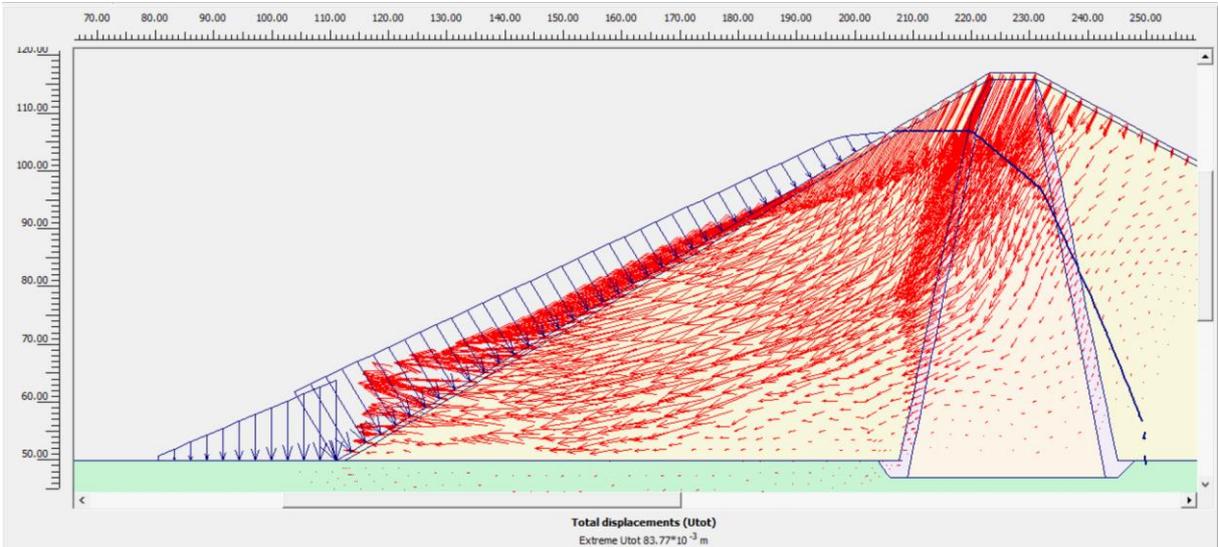
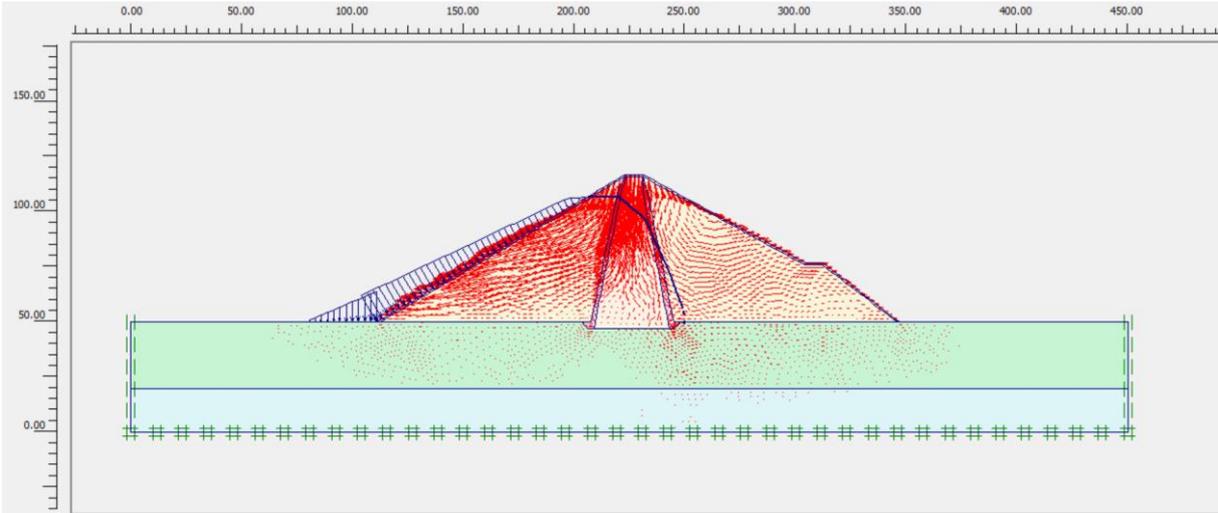


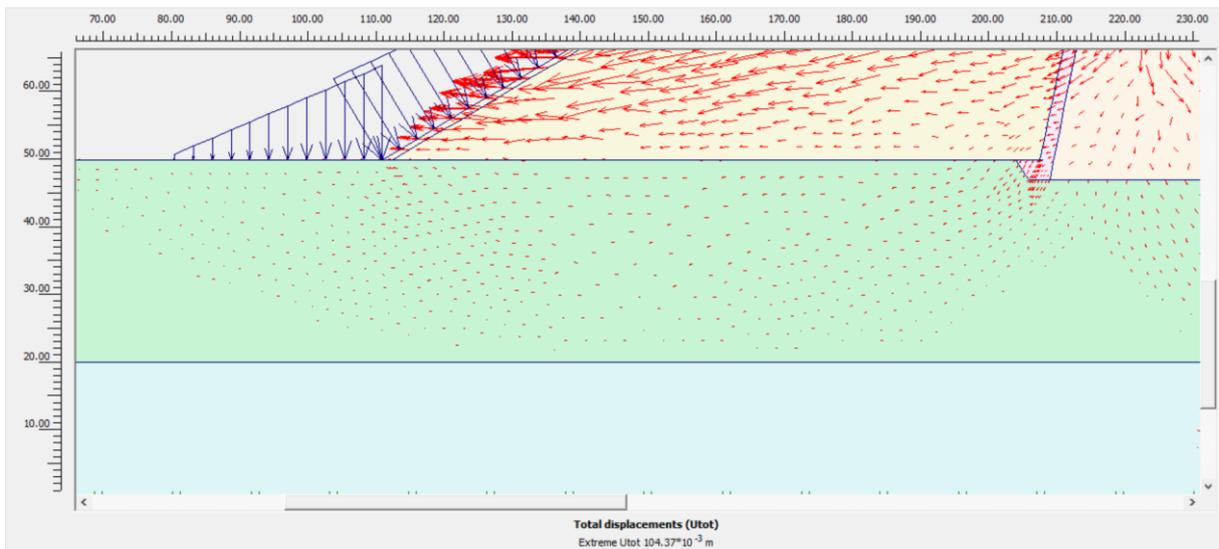
Figures VI.27 facteur de sécurité globale du barrage remplie.

Phase 06 : vidange rapide

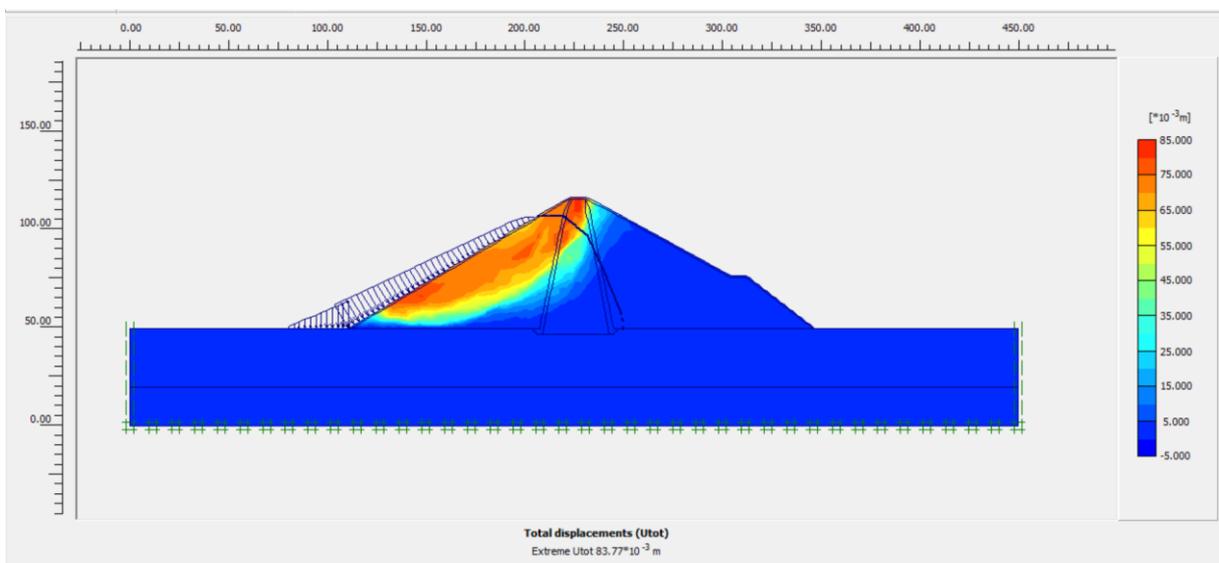


Figures VI.28 les surpressions interstitielles.



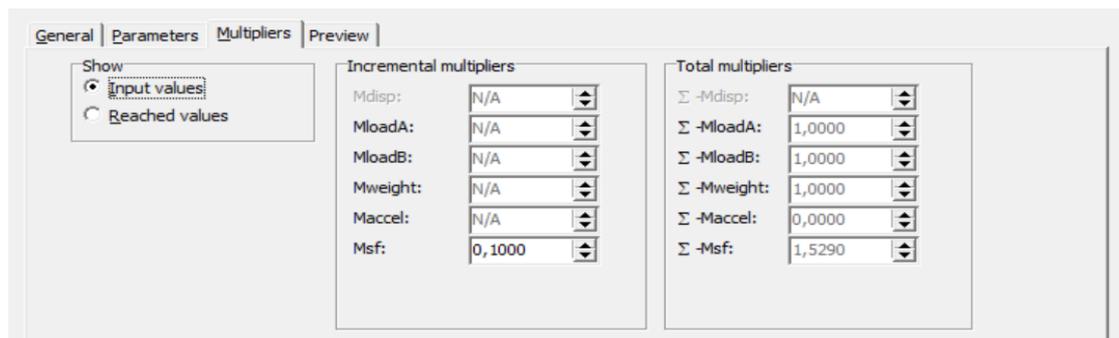


Figures VI.29 Vecteurs des déplacements dans la vidange rapide.



Figures VI.30 surface de glissement durant un vidange rapide.

- ✓ Les déplacements totaux est localise au talus amont, qui est significatif de l'ordre 0.08 m est orientes vers l'extérieure au niveau de talus amont par contre dans la crête sont orientes vers le centre.



Figures VI.31 facteur de sécurité durant un vidange rapide.

d. Valeurs de coefficient de sécurité pour les différentes situations :

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 (VI.3).

Tableau VI.2 Facteurs de sécurité minimum admissibles les barrages en remblai (USACE, 2003)

Situation de barrage	Fs	Versants à vérifier
Fin de construction (barrage vide)	1.3	Amont et aval
Barrage remplie au niveau NNR	1.5	Aval
Vidange rapide	1.2	Amont

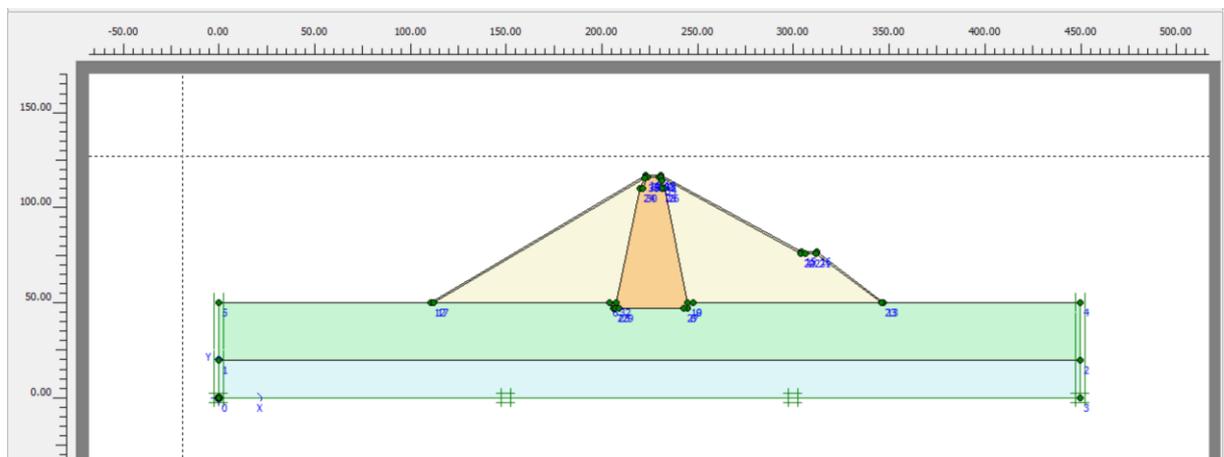
Tableau VI.3 les valeurs de Fs de différentes H

H(m)	Fs
65	2.158
52	1.9784
38	1.9723
26	1.7935
10	1.8516
Vide	1.9136
Vidange rapide	1.52

- ✓ On remarque que la stabilité du barrage est assurée en fin de construction ($F_s=1.9136$), et même après la mise en eau ($F_s=2.158$) aussi dans le cas de vidange rapide ($F_s=1.5$).
- ✓ La stabilité de notre cas d'étude est satisfaite est c'est lie à l'existence des moyennes de renforcement qui sont les drains et les filtres et pour prouver ça on a entamé le dernier titre dans ce chapitre.

e. Influence de drain et filtre sur le facteur de sécurité :

Dans la partie précédent on a calculé le fs avec des drains et des filtres avec des caractéristiques qui sont déjà choisis par le bureau d'étude, et maintenant on va lever ces moyennes et modeler le model dans la figure 30



Figures VI.32 le modèle géométrique sans drain et filtre

Les résultats sont les suivants :

Tableau VI.4 facteurs de sécurité du barrage sans drain et filtre.

Situation	Fs
Fin de construction	1.4373
Fonctionnement normale	1.4896
Vidange rapide	1.2617

Malgré que les valeurs obtenues sont les tous supérieure que les valeurs admissibles mentionnent dans le tableau VII.2 mais ça veut dire pas que on peut dire que le barrage est stable dans les trois situations, donc c'est également que définir le rôle des drain et filtres.

VI.3 Conclusion :

L'analyse du comportement de barrage de DRAA DISS engagée ci-dessus a permis de tirer les conclusions suivantes :

Barrage vide :

- ✓ Les déplacements sur un barrage en terre sont orientés vers le centre de la digue au niveau de la crête et vers l'extérieur au niveau des deux talus à la base.
- ✓ Le tassement est concentré dans le noyau et un soulèvement dans les talus.
- ✓ $F_s = 2,158$, c'est une valeur supérieure par rapport au valeur admissible qui indique que notre cas d'étude est totalement stable lorsque le barrage est vide.

Fonctionnement normale :

- ✓ Les déplacements totaux est orientes vers la cote amont.
- ✓ La valeur le plus faible F_s égale a 1.7935 qui correspondant en approximation a un remplissage de barrage au niveau de $\frac{1}{3}$ d'hauteur maximale, la variation de f_s est liée aux paramètres de sol (angle de frottement ϕ , module de Yung E et la cohésion c ; le plus important c) et leur valeur au cercle de glissement

Le cercle de glissement qui représente la surface sur laquelle un glissement de terrain se produirait, le point faible du barrage est situé au point où les contraintes de cisaillement sont les plus élevées donc le valeur de facteur de sécurité atteindre une valeur minimale, généralement le f_s min correspondant à un tierre de cercle de glissement , cela qui est montrer dans les résultats obtenues par le logiciel tel que quand on a remplie le barrage de 26 m qui est le valeur le plus proche de un tierre de barrage f_s est minimale .

Vidange rapide :

- ✓ Les déplacements dans les deux talus sont orientés vers l'extérieur mais sont grave marquer dans le talus amont.
- ✓ Les déplacements dans le noyau spécifiquement dans la crête sont dirigés vers l'extérieur en amont.
- ✓ La valeur de facteur de sécurité sous une vidange rapide est la valeur le plus baise (en comparaison de celle de barrage vide est de fonctionnement normale), qui confirme la théorie donc, Lorsque le réservoir est plein, les forces d'écoulement à travers la

structure stabilisent le talus amont. En effet, ces forces s'opposent à la poussée hydrostatique de l'eau stockée dans le réservoir, qui tend à faire s'affaisser le talus vers l'extérieur.

- ✓ Lors d'une vidange rapide, en inversant le sens de l'écoulement dans la partie amont de la structure, des forces hydrauliques significatives sont générées. Ces forces peuvent entraîner une réduction importante du coefficient de sécurité du talus amont.
- ✓ Inversement, la vidange rapide n'a pas d'effet significatif sur la stabilité du talus aval ou peut même l'améliorer. En effet, les forces d'écoulement dans la partie aval de l'ouvrage sont généralement moins intenses que celles dans la partie amont.

A la fin on peut dire que l'analyse numérique de la stabilité statique de notre ouvrage en fin de construction et après la mise en eau et en vidange rapide, nous renvoie à un comportement satisfaisant.

*Conclusion
générale*

Conclusion générale

Un barrage est un ouvrage complexe, car il doit concilier des exigences contradictoires : il doit être stable, durable, sûr et respectueux de l'environnement. De plus, les conditions dans lesquelles il est construit et exploité sont variables, ce qui rend difficile sa conception et sa maintenance. Il est donc indispensable d'observer son comportement au fil du temps pour garantir sa sécurité.

La présente étude concerne l'analyse de stabilité de barrage en terre sous l'effet de niveau de la nappe.

Ensuite, les méthodes de modélisation de la réponse des sols ont été présentées. On a considéré qu'un calcul par éléments finis est amplement suffisant.

Les calculs de stabilité ont été effectués sur un modèle simplifié d'un barrage en terre à noyau. Le modèle a été divisé en plusieurs éléments, reliés entre eux par des nœuds. Les déplacements et rotations des nœuds ont été calculés à l'aide des conditions d'équilibre et des lois de comportement des différentes couches de sol, en tenant compte du critère de Mohr-Coulomb.

L'étude a ensuite traité des différentes phases de la vie d'un barrage en terre, afin d'évaluer la stabilité à chaque étape. Les phases étudiées sont : la fin de la construction, le barrage plein, la consolidation, la vidange rapide.

Après avoir choisi la méthode de calcul, l'étude a utilisé le logiciel de calcul par la méthode des élément fini PLAXIS pour évaluer le coefficient de sécurité et l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité des barrages en terre. Les résultats obtenus peuvent servir de base de données pour l'analyse statique du comportement des barrages en terre.

À la fin de la construction, le barrage est stable, avec un coefficient de sécurité de 2,158. Les déplacements sont orientés vers le centre de la digue au niveau de la crête et vers l'extérieur au niveau des deux talus à la base. Le tassement est concentré dans le noyau et un soulèvement dans les talus.

En fonctionnement normale, le barrage est également stable, avec un coefficient de sécurité de 1,7935. Les déplacements totaux sont orientés vers la cote amont. La valeur la plus faible du coefficient de sécurité est atteinte au niveau d'un tiers de la hauteur du barrage, ce qui correspond au point où les contraintes de cisaillement sont les plus élevées.

En cas de vidange rapide, le barrage est moins stable, avec un coefficient de sécurité de 1,544. Les déplacements dans les deux talus sont orientés vers l'extérieur, mais sont particulièrement marqués dans le talus amont. Les déplacements dans le noyau spécifiquement dans la crête sont dirigés vers l'extérieur en amont.

L'étude a montré que la vidange rapide est la phase la plus critique pour la stabilité du barrage.

A partir de ces résultats on peut conclure que le talus aval peut dimensionner en tenant compte des conditions à l'état de pleine charge, et le talus amont en tenant compte des conditions de vidange rapide.

Pour approfondir la compréhension du comportement des barrages en terre, il serait intéressant d'étudier des cas réels, en prenant en compte les charges dynamiques, telles que les séismes ou les crues.

Références bibliographiques

Brauns J, Shuler U. (1997) « *The safety of geotechnical filters* » Hydropower and Dams, N°6.
COMETE FRANÇAIS DES BARRAGES CFBR, *Petit Barrages : Recommandations Pour La Conception La Réalisation et Le Suivi.* (Édition CEMAGREF2002).

DEGOUTT. G. (2003). « *Les mécanismes de rupture des digues* ».

Delliou, P. L. (2003). *Les barrages : Conception et maintenance.* ENTPE, presse universitaire de Lyon.

Gbaguidi, T. B. (s. d.). *Introduction à la méthode des éléments finis EDO 1D.*

Groupement Coyne et Bellier, Safege. *Document final DF-500-03-A Monographie « projet de transfert des hautes plaines sétifiennes système est -barrage de Draa diss, ANBT*

Hachimi, S. (2014). Cours barrages. *Ehtp*

Hayoun, M. (s. d.). *Barrage en Terre3 PDF | PDF | Barrage | Digue.*

Manuel de conception des barrages en terre, Association Internationale des Barrages (AIB), 2008

Manuel plaxis 2D français

Medjber, Terzout. (2020). *Étude comparative et analyse de la stabilité du barrage de soubella,* université de Saad dahlab Blida, Algérie.

Ouvrages fluviaux - SYMADREM. (S. d.). SYMADREM. <https://www.symadrem.fr/surveiller-entretenir/ouvrages-de-protection/ouvrages-fluviaux/>

Rodriguez, R. and La Rosa, C. (2004). "*Design of Filters in Earth Dams.*" *Dams and Reservoirs: Concepts, Engineering, and Management.* Edited by A. E. Scheidegger and M. A. Celia. New York: Springer.

SEGHIR, A. (s. d.). Cours Méthode des Éléments Finis.

Sherard, J. L. (1984). "*Filter Design for Earth Dams.*" Geotechnical Engineering.

Spencer | *Surface de glissement circulaire | Online Help | GEO5.* (s. d.). Geotechnical and Structural Engineering Software.