

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila
Institut des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et Hydraulique



N° Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme
de MASTER
Spécialité :Hydraulique Urbaine

Modélisation numérique de la stabilité d'un Barrage
en Terre sous PLAXIS 3D

Réalisé par :
-BELMAHBOUL Youssef
-LEDRA Yakoub

Soutenu devant le jury :

Mme BOUMESSENEGH Amel
Mme CHEBBAH Lynda
Mme MISSAOUI Sabrina

Président
Examineur
Promoteur

Année universitaire : 2022/2023



Remerciements

Le plus grand merci s'adresse à Dieu.

Nous tenons tout d'abord à remercier Madame S. MISSAOUI pour sa disponibilité et ses précieux conseils.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé directement ou indirectement à nos recherches et à la préparation de ce travail.



DEDICACES

À mon très cher père « Nouar » !

*Qui m'adresse au ciel les vœux les plus ardents pour La conservation de leur
santé et de leur vie.*

À ma mère « Nassima »!

*À la plus belle créature que Dieu a créée sur terre, À cette source de tendresse,
de patience et de générosité,*

À mes chères sœurs

À tous ceux qui, par un mot, m'ont donné la force de continuer

À Tous ceux qui ont connus...

Youcef

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail

Aux deux êtres les plus chères de ma vie qui ont m'apporter tendresse et amour mes chères parents, merci de m'avoir mis au monde et pour m'avoir accompagné tout le longue de ma vie. Je lui dois une fière chandelle.

A mes frères.

A mes chères sœurs.

A tous les membres de ma famille.

A tous les meilleurs amis.

A toutes les personnes que je n'ai pas nommées ici.

A tous les profs, a tous ce qui mon aidé.

Yakoub

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I Généralités sur les barrages en terre

I.1. Introduction.....	2
I.2. Historique.....	2
I.3. Les barrage en Algérie	3
I.4. Utilités des barrage.....	3
I.5. Différents types de barrages.....	4
I.5.1. Les barrage en béton	4
I.5.2. Les barrages en remblai	5
I.6. Type de barrage en terre	6
I.6.1. Barrage Homogène	6
I.6.2. Barrage à noyau.....	7
I.6.3. Barrage à noyau central.....	7
I.6.4. Barrage à noyau incliné.....	7
I.6.5. Barrage à diaphragme	8
I.6.6. Barrage à masque	9
I.7. Exigence de la conception d'un barrage en terre sur le plan technique	9
I.8. Définition du profil général des barrages en terre.....	9
I.8.1. Hauteur du barrage.....	9
I.8.2. Niveau normal de la retenue	9
I.8.3. Niveau des plus hautes eaux	10
I.8.4. Revanche.....	10
I.8.5. Largeur en crête	10
I.8.6. Pente des talus.....	11
I.9. Drain et filtre des barrages en terre	11

I.9.1. Rôle des drain et filtre	11
I.9.1.1. Drain	11
I.9.1.2. Filtre.....	12
I.9.2. Constitution des drains et filtre	12
I.9.3. Type des drains dans un barrage en terre	12
I.9.3.1. Drain cheminé.....	13
I.9.3.2. Tapis drainant aval.....	13
I.9.3.3. Prisme de drainage.....	13
I.10. Étanchéité des fondations des barrages en terre.....	13
I.11. Les risques de rupture des barrages	14
I.11.1. Les causes de rupture des barrages	14
I.11.1.1. Problèmes techniques	14
I.11.1.2. Causes naturelles.....	14
I.11.1.3. Causes humaines.....	15
I.11.2. Les types de ruptures.....	15
I.12. Conclusion	16

CHAPITRE II : Les différentes méthodes de calcul pour la stabilité des Barrages en terre

II.1. Introduction.....	17
II.2. Les différents types d'instabilités des pentes	17
II.3. Problèmes posés.....	18
II.4. Etude des infiltrations dans un barrage en terre	18
II.5. Définition de facteur de sécurité	19
II.5.1. Choix des facteurs de sécurités	20
II.6. Méthodes de calculs à la rupture.....	21
II.7. Méthodes de l'équilibre limite	21
II.8. Méthodes des tranches	22
II.8.1. Méthode de Fellenius.....	23

II.8.2. Méthode de Bishop simplifié	24
II.9. Méthodes de calcul de stabilité sous séisme	24
II.9.1. Approche pseudo_statique	25
II.10. La méthode des éléments finis	26
II.10.1. Définition	26
II.10.2. Concepts de base.....	27
II.11. Conclusion	27

CHAPITRE III : Présentation de code de calcul de PLAXIS 3D

III.1. Introduction.....	32
III.2. Buts et objectifs	32
III.3. Le code de calcul PLAXIS 3D	33
III.3.1. Unités et conventions de signe	33
III.3.2. Conventions de signe	34
III.4. Le programme d'entrée des données (INPUT)...	34
III.4.1. Barre de menu	34
III.4.2. Mode de géométrie.....	36
III.5. Modèle de calcul.....	37
III.5.1. Programme de calcul.....	38
III.5.1.1. Maillage et calcul	38
III.5.2. Le programme de résultats (Output)	42
III.5.3. Le programme de courbe	44
III.6. Le modèle de comportement utilisés par PLAXIS 3D	45
III.6.1. Le modèle élastique linéaire.....	45
III.6.2. Le modèle de Mohr-colomb... ..	46
III.6.2.1. Le module de Young	46
III.6.2.2. Le coefficient de poisson	46
III.6.2.3. La cohésion	47
III.6.2.4. L'angle de frottement interne.....	47
III.6.2.5. L'angle de dilatation	47
III.6.2.6. Les paramètres avancées	48
III.7. Modèle de sol durcissant(HS)	48

III.7.1. Modèle de sol durcissant avec une rigidité à faible déformation	48
III.7.2. Modèle de sol mou.....	48
III.7.3. Modèle de sol mou avec effet du temps.....	48
III.7.4. Modèle de Jointed Rock.....	49
III.7.5. Modèle de Cam-Clay modifié.....	49
III.7.6. Le modèle (NGI-ADP).....	49
III.7.7. Le modèle de Hoek-Brown	49
III.7.8. Modèle de sol définis par l'utilisateur	49
III.7.9. Conclusion	49

CHAPITRE IV : La modélisation d'un barrage en terre sur PLAXIS 3D

IV.1. Introduction.....	41
IV.2. Présentation de l'ouvrage	41
IV.2.1. Objectifs.....	41
IV.2.2. Géométrie.....	42
IV.2.3. Les propriétés du barrage et de sol.....	42
IV.3. Modélisation sur PLAXIS 3D	43
IV.4. Résultats de la modélisation du barrage en terre.....	57
IV.5. Conclusion.....	60
CONCLUSION GENERAL.....	63

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1 Les principaux rôles du barrage	4
Tableau I. 2 : Dimension de la largeur de la crête en fonction des catégories de la route	10
Tableau I. 3 Valeurs indicatives des fruits de talus	11
Tableau II. 1 Valeurs de F_s en fonction d'importance de l'ouvrage	20
Tableau II. 2 Classifications des sites sismique	26
Tableau III. 1 Différents paramètres et unités	
Tableau IV. 1 Les caractéristiques des matériaux choisis pour le modèle du barrage en terre	42

LISTE DES FIGURES

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 Barrage de Béni Haroun, Wilaya de Mila – Algérie.....	5
Figure I. 2 Les différents type de barrage en béton	7
Figure I. 3 Les différents types de barrage en remblai	8
Figure I. 4 Barrage homogène	8
Figure I. 5 Digue à noyau central	9
Figure I. 6 Digue à noyau incliné.....	10
Figure I. 7 Digue à diaphragme	10
Figure I. 8 Coupe d’un barrage à masque amont.....	11
Figure I. 9 Type de drainage de digue à terre.....	15
Figure II. 1 Trajectoire de l’eau à travers le barrage.....	21
Figure II. 2 Schéma d’analyse de stabilité à la rupture	23
Figure II. 3 La masse du talus découpé en tranches.....	24
Figure II. 4 Forces appliquées sur une tranche (méthode Fellenius)	25
Figure II. 5 Représentation des forces sur une tranche (méthode Bishop)	26
Figure II. 6 Force pseudo-statique apportée à un talus.....	27
Figure III. 1 Système de coordonnées et définition des composantes de contrainte Positive.34	
Figure III. 2 Fenêtre principale du programme input.....	35
Figure III. 3 Éléments de sol 3D (tétraèdres à 10 nœuds).....	38
Figure III. 4 Vue de tous les panneaux de la fenêtre Phases	39
Figure III. 5 Fenêtre principale du programme Output	42
Figure III. 6 Courbes dans le programme output	44
Figure III. 7 Définition des modules E0 et E50.....	46
Figure III. 8 Fenêtre des paramètres avancés de Mohr-Coulomb	48
Figure IV. 1 Géométrie d’un modèle de barrage en terre (noyau central).....	44
Figure IV. 2 La première fenêtre apparente en ouvrant PLAXIS.....	45
Figure IV. 3 les caractéristiques général du projet	46
Figure IV. 4 La création du sol.....	46
Figure IV. 5 L’ajout des couches de sol	47
Figure IV. 6 Mettre les propriétés du sol utilisé pour le projet.....	47

LISTE DES FIGURES

Figure IV. 7 définir les paramètres du sol	48
Figure IV. 8 Le matériel utilisé pour notre projet.....	48
Figure IV. 9 étape structure (création du projet)	49
Figure IV. 10 Définir les points pour créer la surface du barrage	49
Figure IV. 11 Définir les points pour créer la surface du noyau.....	50
Figure IV. 12 La selecte de la surface	50
Figure IV. 13 Regrouper les points à fin de les extruder en 3D	51
Figure IV. 14 Définir les dimensions de l'extrusion.	51
Figure IV. 15 La suppression de chaque surface à fin de mettre les paramètres de sol.....	52
Figure IV. 16 Installation du matériels pour chaque sol.....	52
Figure IV. 17 Le barrage après la définition du matériels de sol	53
Figure IV. 18 étape de maillage.....	53
Figure IV. 19 résultats du maillage.....	54
Figure IV. 20 la création de la condition d'eau	54
Figure IV. 21 Définir les points de la surface d'eau.....	55
Figure IV. 22 création des niveaux d'eau	55
Figure IV. 23 Mettre les points du niveau d'eau	56
Figure IV. 24 L'étape des phases	56
Figure IV. 25 Détermination des rabattements rapide et lent	57
Figure IV. 26 étapes des rabattements rapide et lent	57
Figure IV. 27 L'étape des calculs	58
Figure IV. 28 Préparation de calculs	58
Figure IV. 29 Distribution de la pression interstitielle pour un niveau de réservoir élevé	59
Figure IV. 30 Distribution de la pression interstitielle après rabattement rapide	59
Figure IV. 31 Distribution de la pression interstitielle après rabattement plus lent.....	60
Figure IV. 32 Distribution de la pression inertielle pour un faible niveau de réservoir	60
Figure IV. 33 Facteur de sécurité pour un réservoir remplie.....	61
Figure IV. 34 Information de calculs.....	61
Figure IV. 35 Déformation du sol pour la phase du rabattement rapide	62

LISTE DES NOTATIONS

Les notations suivantes sont utilisées dans le présent mémoire.

C	La capacité du barrage
c_u	Cohésion apparente
c'	Cohésion effective
dx	épaisseur des tranches verticales
dv_n	variation des efforts vertical sur les côtés du bloc massif pour la tranche ndv
	variation des efforts vertical sur les côtés du bloc massif infini
dH_n	variation des efforts horizontal sur les côtés du bloc massif pour la tranche n
dH	variation des efforts horizontal sur les côtés du bloc massif infini
D	profondeur de l'eau
d	diamètre du matériau de base
D	diamètre du drain
D'	diamètre du filtre
e	cote d'un point ou la ligne de saturation recoupe le talus aval
F	longueur du fetch
F	fonction de charge
f	vecteur forces de volume
F_{LOCAL}	le coefficient de sécurité local
g	accélération de la pesanteur
h	hauteur des vagues
H	hauteur du barrage
h_n	hauteur de la tranche n
h_w	hauteur du niveau d'eau

LISTE DES NOTATIONS

h_s	Hauteur des grains solides
$K_1 - K_3$	coefficients de perméabilité dans les talus amont et aval du barrage
K_2	coefficients de perméabilité dans le noyau du barrage
K_h	coefficients de perméabilité horizontale
K_v	coefficients de perméabilité verticale
L	La largeur en crête
L_{minimum}	Largeur minimale en crête
L_{min}	Largeur du drain
l	est l'épaisseur en crête
L	est l'épaisseur en pied
m_1	La pente des talus amont
m_2	La pente du talus aval
$M_{\text{résistant}}$	moment résistant
M_{moteur}	moment moteur
N	les réactions normales à la base du bloc
n	indice relatif à l'étape de chargement numéro n
p^{ref}	contrainte de référence
q	Le débit de percolation
R	La revanche
R_{mini}	valeurs minimales de la revanche
R_f	Coefficient à la rupture
r_u glissement	coefficient de proportionnalité constant tout le long du cercle de glissement
T	les réactions tangentiels à la base du bloc de sol
U_L	l'effort dû à la pression d'eau latérale
U	l'effort dû à la pression d'eau à la base
u_n	la pression hydraulique sur la base de la tranche n
U	vitesse du vent

LISTE DES NOTATIONS

v	La vitesse de propagation des vagues
V	volume de la retenue
V	les efforts verticaux sur les côtés du bloc
W	le poids du bloc de sol considéré
z_4	cote de l'isobare numéro 4
z_s	distance verticale d'un point donné situé au talus amont
β	Angle d'inclinaison d'un massif infini avec l'horizontale
γ_{sat}	Poids volumique du sol saturé
γ_w	Poids volumique de l'eau
γ	Le poids volumique du sol
τ_n	Contraintes de cisaillement sur la tranche n
τ	Contraintes de cisaillement s'exerçant réellement sur la surface τ'_{max} Contraintes de cisaillement maximal
σ_n	Contrainte total sur la tranche n
σ_0	perturbation de la contrainte normale à une facette inclinée à α , à une profondeur h , dans un massif infini incliné à α
σ	composante normale de la contrainte total
σ'	composante normale de la contrainte effective
$\Delta\sigma_1$	la variation de la contrainte totale
u	pression interstitielle
u_0	la pression interstitielle avant la vidange
u	la pression interstitielle après la vidange
\mathbf{u}^*	vecteur vitesse virtuel
\mathbf{u}	vecteur déplacement réel (petits déplacements)
et μ	paramètres de perturbation

LISTE DES NOTATIONS

a_n	angle inclinaison d'une tranche n par rapport a l'horizontal
a_1	inclinaison du talus amant
a_2	inclinaison du talus aval
v	Angle de frottement du sol
v'	Angle de frottement effectif
ψ	Angle de dilatance du sol

ملخص

يعد عامل الأمان من أهم معايير تحديد التوازن والاستقرار للسدود، تهدف هذه الدراسة إلى حساب

عامل الأمان للسد باستخدام برنامج المحاكاة العددية **PLAXIS**.

يعتمد التحليل العددي في هذه الدراسة لتطوير نموذج يأخذ في الاعتبار الخصائص الجيوتقنية

للتربة بالإضافة إلى تقلبات مستوى المياه بهدف تقييم حساسية عامل الأمان تجاه هذه المعلمات.

تعتمد حسابات عامل الأمان على طريقة العناصر المحدودة، باستخدام نموذج مور كولومب.

تتيح هذه الطريقة إلى تمثيل الخصائص الميكانيكية للتربة، مثل الانسجام وزاوية الاحتكاك الداخلية،

وتحديد الضغوط والتشوهات في هيكل السد.

Abstract

The objective of this study is to calculate the safety factor of a dam using the PLAXIS numerical simulation software. The safety factor is crucial in determining the equilibrium and stability of a dam.

The numerical analysis conducted in this study has led to the development of a model that takes into account the geotechnical properties of the soil as well as the fluctuations in the water level. The goal is to evaluate the sensitivity of the safety factor to these parameters.

The calculations of the safety factor are based on the finite element method, using the Mohr-Coulomb model. This method allows for the representation of the mechanical properties of the soil, such as cohesion and internal friction angle, and enables the determination of stresses and deformations within the dam structure.

INTRODUCTION

INTRODUCTION

INTRODUCTION

La sécurité des barrages est une priorité absolue, Un grand nombre de chercheurs se sont concentrés spécifiquement sur l'étude du comportement des structures en remblai, en particulier les barrages en terre, car ils représentent plus de 75% des barrages à travers le monde. L'objectif de ces études est de développer des méthodes de calcul plus adaptées afin d'améliorer la fiabilité et la sécurité des barrages.

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre repose sur l'utilisation des méthodes générales d'analyse de la stabilité des talus, qui sont parmi les plus couramment utilisées, on peut généraliser que la stabilité d'une digue en terre doit être vérifiée à différentes étapes :

- ❖ Pendant sa construction et à la fin de celle-ci, afin de s'assurer de sa stabilité durant cette période critique.
- ❖ Lorsque le niveau d'eau atteint son maximum dans la retenue et qu'un écoulement permanent s'établit à travers l'ouvrage, correspondant aux conditions normales d'exploitation.
- ❖ Lorsqu'il y a une vidange rapide de la retenue, c'est-à-dire lorsque le niveau d'eau est rapidement abaissé.

Le facteur de sécurité d'un talus dépend de sa géométrie, des paramètres de cisaillement inter granulaire du sol et des pressions interstitielles qui se développent à l'intérieur. Dans le cas des digues en terre, les pressions interstitielles dans la structure et dans la fondation subissent des changements significatifs tout au long de leur durée de vie. Les paramètres de cisaillement de la structure peuvent également varier lors de la mise en eau.

Dans ce contexte, l'objectif notre travail vise à étudier la stabilité des barrages en terre en utilisant le logiciel PLAXIS 3D.

Le premier chapitre de cette étude se concentrera sur la revue de quelques notions générales concernant les barrages en terre, y compris leur conception, leurs caractéristiques générales, ainsi que les différentes dispositions d'étanchéité et les causes de rupture.

Le deuxième chapitre présentera les différentes méthodes de stabilité telles que les méthodes des tranches, la méthode limite d'équilibre, la méthode de calcul à la rupture, ainsi que les lois de comportement utilisées et les équations d'évaluation des contraintes et des pressions interstitielles.

INTRODUCTION

Le troisième chapitre sera dédié à la présentation de la méthode des éléments finis ainsi qu'au logiciel Plaxis 3D et aux modèles de comportement utilisés dans les simulations numériques.

Dans le quatrième chapitre, nous présenterons d'abord le modèle du barrage en terre étudié, ainsi que les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux. Ensuite, nous le modéliserons avec PLAXIS 3D dans le but de vérifier sa stabilité et son facteur de sécurité.

Enfin, nous conclurons ce mémoire par une synthèse des résultats obtenus dans une conclusion générale.

CHAPITRE 1 : GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE



**CHAPITRE I :
GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE****I.1. Introduction**

Un barrage est un ouvrage artificiel retenant de l'eau, il peut être installé sur un cours d'eau pour en bloquer les écoulements et élever le niveau d'eau en amont de l'ouvrage, ou de manière à fermer une cuvette naturelle dans le but de retenir les eaux de pluie et de ruissellement.
[1]

Les barrages sont des infrastructures essentielles pour la gestion de l'eau dans de nombreux pays, y compris l'Algérie. Ils sont utilisés pour stocker l'eau, réguler les écoulements, produire de l'énergie hydroélectrique et protéger contre les inondations.

La construction de barrages a été une priorité pour l'Algérie depuis l'indépendance en 1962. Depuis lors, le pays a construit un grand nombre de barrages, y compris de nombreux barrages de grande envergure, dans le but d'assurer une sécurité hydrique pour la population et l'économie.

Cependant, la construction de barrages peut également avoir des impacts négatifs sur l'environnement et les communautés locales, tels que la dégradation des écosystèmes, la perte de terres agricoles et le déplacement des populations locales.

Il est donc important de prendre en compte ces impacts lors de la planification et de la construction de nouveaux barrages, ainsi que de mettre en œuvre des mesures pour atténuer ces impacts et préserver les écosystèmes naturels et les communautés locales.

Aujourd'hui après des investissements considérables dans le secteur de l'hydraulique, 79 barrages sont exploités et répartis entre les différentes régions du pays :

- 14 en région Ouest.
- 17 en région Chélif.
- 18 en région Centre.
- 30 en région Est.

Les projections 2030 prévoient à ce que le nombre passera à 139 barrages avec une capacité de stockage de 12 milliards de mètres cubes sur l'ensemble du pays.

I.2. Définition

Les barrages en remblai sont des ouvrages artificiels qui sont construits à partir de matériaux meubles tels que de l'argile fine et des enrochements. Ils sont souvent réalisés avec des matériaux collectés à proximité du site où ils seront érigés et peuvent être classés en plusieurs catégories en fonction de la méthode employée pour assurer l'étanchéité. Bien que ce type d'ouvrage soit très ancien, il est toujours le plus couramment utilisé et représente près de 70% des grands barrages dans le monde, ces barrages sont largement utilisés dans les régions en développement pour la gestion de l'eau et l'irrigation des terres agricoles. Cependant, ils présentent également des risques tels que l'érosion et la rupture des barrages en cas d'inondations ou de tremblements de terre, ce qui peut causer des dommages importants aux infrastructures et aux populations environnantes. Les ingénieurs doivent donc prendre en compte ces risques et mettre en place des mesures de sécurité adéquates pour garantir la stabilité et la durabilité de ces ouvrages.

I.3. Différents types des barrages

Chaque barrage est un ouvrage unique qui nécessite une étude préalable et une conception spécifique en fonction des caractéristiques géologiques, hydrauliques, topographiques et environnementales du site. Cependant, en termes généraux, Les barrages peuvent être divisés en deux groupes distincts : les barrages rigides, construits en béton ou en maçonnerie, et les barrages souples, qui sont soit en enrochement soit en terre. Les méthodes de calcul des barrages rigides reposent sur la résistance des matériaux et la théorie de l'élasticité, tandis que la mécanique des sols est l'un des domaines principaux de la construction de barrages en terre[2].

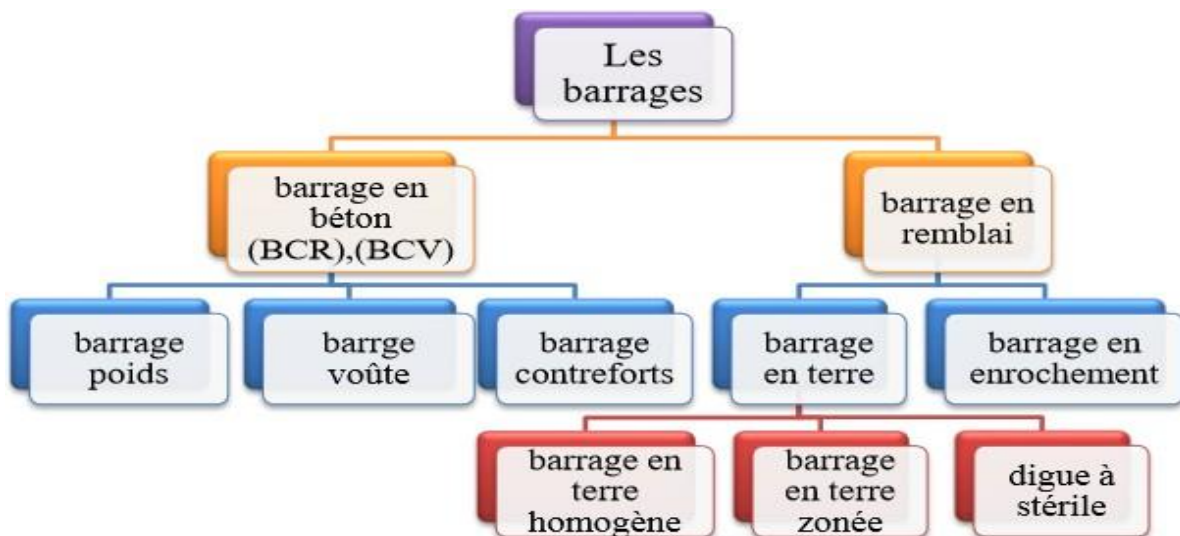


Figure I.1 Types des barrages[13].

I.3.1. Les barrages rigides

Le barrage poids est l'un des types les plus couramment utilisés pour retenir l'eau dans les réservoirs, les lacs artificiels ou les canaux. Il est conçu pour résister à la pression de l'eau grâce à son propre poids et à sa capacité de transfert de charge au sol, ils sont généralement construits en béton armé, bien que des matériaux tels que la pierre ou la brique puissent également être utilisés. Ils sont constitués d'une base en béton, sur laquelle est construite une paroi verticale en forme de U ou de V, appelée parement. Cette paroi est renforcée à l'intérieur par des contre-forts en béton qui la soutiennent et la renforcent, ce qui permet de réduire la pression de l'eau[7].

I.3.1.1. Barrage poids simple :

Le barrage poids simple est le type le plus simple de barrage poids. Il est constitué d'un parement vertical en béton armé qui repose sur une base en béton. Ce type de barrage est souvent utilisé pour les petits et moyens barrages de faible hauteur il est conçu pour résister à la poussée de l'eau qui s'exerce sur la paroi du barrage. Le poids du barrage, qui est transmis à la fondation, sert à stabiliser l'ouvrage et à maintenir la paroi en place, le parement du barrage peut être construit en une seule pièce ou en plusieurs blocs, qui sont souvent assemblés béton pour former une paroi continue.

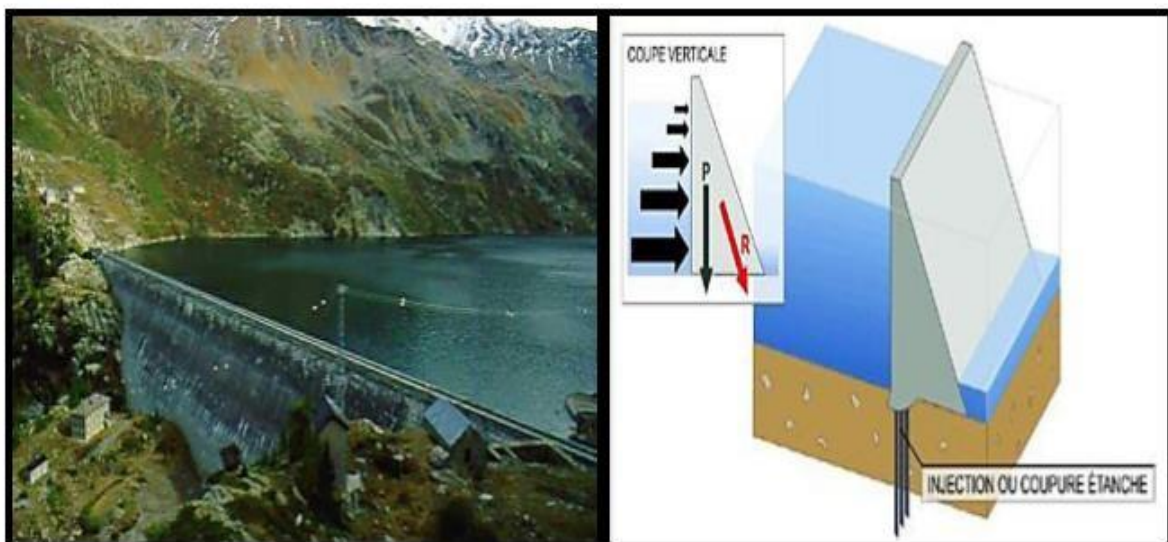


Figure I.2 Barrage poids [12].

Le parement peut être renforcé par des armatures en acier pour augmenter sa résistance à la pression de l'eau. La base du barrage est également en béton armé et sert à répartir le poids du barrage sur la fondation. La base est souvent élargie pour augmenter la stabilité du barrage [1].

✓ **Avantages :**

- Le barrage en béton peut supporter une grande pression.
- Les roches sous-jacentes subissent des contraintes transmises faibles.
- L'évacuateur de crues peut être facilement intégré.
- Le gradient hydraulique au niveau de la fondation est faible.

✓ **Inconvénients :**

- Il est nécessaire d'excaver un grand volume de terre pour construire le barrage
- L'utilisation du béton est très élevée, avec des dosages en ciment de l'ordre de 200 à 250Kg/m³.
- Le béton doit être refroidi artificiellement pendant sa prise.
- Il y a un risque de tassements, de renversements et de dommages en cas de séisme si l'injection n'est pas effectuée entre les blocs.
- La pression interstitielle (sous pression) au niveau de la fondation est importante[8].

I.3.1.2. Barrage poids à voûte :

Le barrage poids à voûte est un type de barrage qui est construit en forme d'arc, avec le courant de l'eau qui exerce une pression sur la voûte pour la stabiliser. Contrairement aux barrages poids simples, qui ont une paroi verticale, les barrages poids à voûte ont une forme incurvée qui leur permet de résister à une plus grande pression de l'eau[1]. La voûte du barrage est constituée d'une série de blocs en béton préfabriqués ou coulés sur place. Les blocs sont assemblés de manière à former une courbe, qui est ensuite ancrée dans la fondation du barrage. Les blocs sont souvent renforcés par des armatures en acier pour augmenter leur résistance à la pression de l'eau et les parois sont également en béton armé et servent à soutenir la voûte et la base du barrage est élargie pour augmenter la stabilité du barrage [4].



Figure I.3 Barrage-voûte de Tignes [6].

Le barrage poids à voûte est un type de barrage adapté aux grandes hauteurs et aux débits d'eau importants. Il permet de réduire la pression de l'eau sur la paroi du barrage, ce qui permet de construire des barrages plus hauts et plus larges que les barrages poids simples. Cependant, la construction d'un barrage poids à voûte est plus complexe et coûteuse que celle d'un barrage poids simple.

✓ **Avantages :**

Les avantages des barrages en voûte incluent l'utilisation de béton peu important, ce qui réduit les coûts de construction, ainsi qu'un volume d'excavation moindre. Ils sont également très résistants aux séismes, ce qui est un facteur important dans les régions à risque sismique. De plus, la pression interstitielle au niveau de la fondation est faible en raison de l'épaisseur de la fondation, ce qui contribue à la stabilité de l'ouvrage.

✓ **Inconvénients :**

Les barrages en voûte présentent plusieurs inconvénients, notamment une grande contrainte appliquée sur le béton et sur les roches, un tassement moyen, une difficulté d'incorporation de l'évacuateur de crue et un gradient hydraulique important au niveau de la fondation.

I.3.1.3. Le Barrage poids à contreforts :

Le barrage poids à contreforts est un type de barrage poids qui est renforcé par des contreforts qui s'étendent à partir de la base du barrage jusqu'à la crête du barrage.

Les contreforts servent à soutenir la paroi du barrage et à réduire la pression de l'eau sur la paroi. La paroi du barrage est en béton armé et repose sur une base en béton. Les contreforts sont également en béton armé et sont ancrés dans la fondation du barrage. Les contreforts sont disposés le long de la paroi du barrage à intervalles réguliers, souvent tous les 10 à 20 mètres. Les contreforts sont généralement plus larges à leur base et s'affinent vers le haut pour minimiser la surface de contact avec l'eau. Ce type de barrage poids est un type de barrage adapté aux hauteurs moyennes à élevées et aux débits d'eau importants. Il permet de construire des barrages plus larges et plus hauts que les barrages poids simples grâce à la réduction de la pression de l'eau sur la paroi du barrage. La construction d'un barrage poids à contreforts est plus complexe et coûteuse que celle d'un barrage poids simple, mais moins que celle d'un barrage poids à voûte.

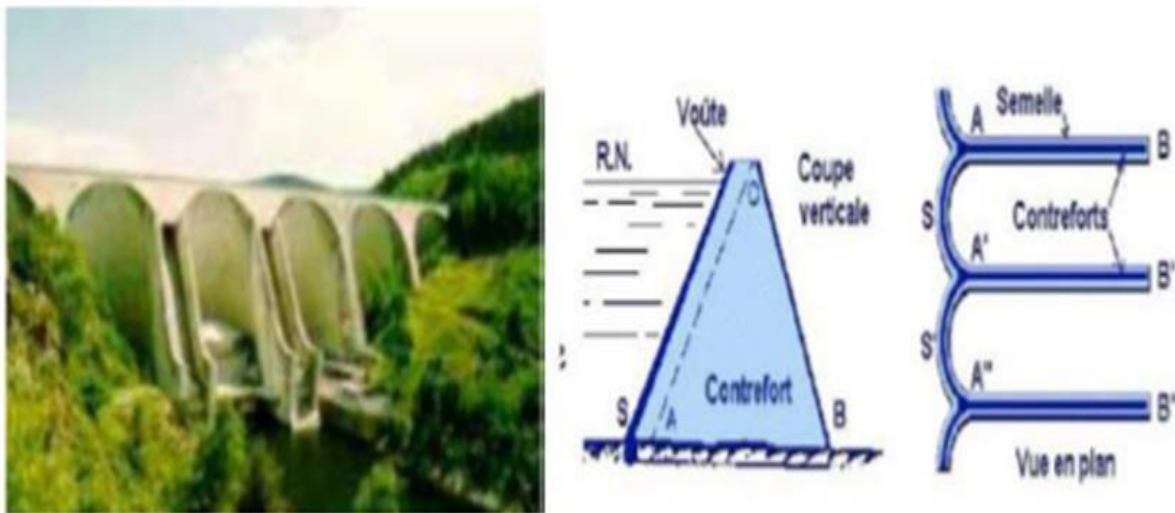


Figure I.4 Barrage poids à contreforts[13].

Le barrage poids à contreforts a l'avantage de présenter une grande flexibilité de conception et de s'adapter à une grande variété de situations géologiques. Il est également relativement facile à construire et à entretenir, et peut être équipé d'un système de vidange pour évacuer l'eau en cas de besoin. Cependant, il nécessite une grande quantité de matériaux de construction en béton armé, ce qui peut être coûteux et avoir un impact environnemental important [5].

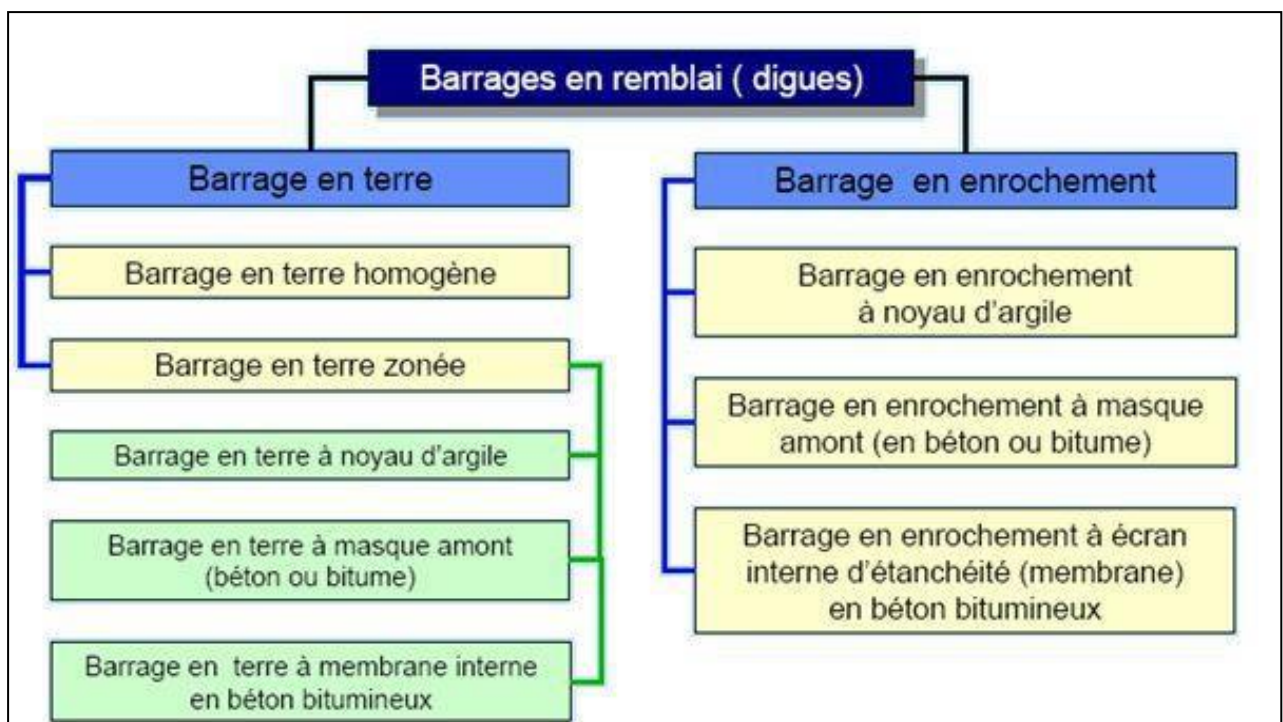
I.3.2. Les barrages en remblai

Les barrages en remblai sont une variante des barrages en terre. Ils sont également construits à partir de matériaux naturels tels que des sols, des roches et des enrochements, mais ils sont généralement plus hauts et plus larges que les barrages en terre traditionnels. Les barrages en remblai peuvent être utilisés pour stocker de grandes quantités d'eau, produire de l'énergie hydroélectrique ou protéger les populations contre les inondations.

Les barrages en remblai ont une structure plus rigide et peuvent nécessiter une base plus solide pour garantir leur stabilité. Le noyau central d'argile est souvent renforcé par une couche de béton pour améliorer l'étanchéité et la résistance du barrage. Les barrages en remblai peuvent également être équipés de vannes, de canaux et d'autres ouvrages pour contrôler le débit de l'eau et sa distribution.

La construction d'un barrage en remblai nécessite une planification et une conception minutieuses, ainsi que des matériaux de haute qualité et une surveillance régulière pour assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de barrages en remblai, qui varient en fonction de leur conception et de leur utilisation spécifique. Voici quelques exemples:



FigureI.5 Les différents types des barrages en remblai [6].

I.3.2.1. Barrage en enrochement:

Un barrage en remblai enrochement est un type de barrage en remblai qui utilise des enrochements (des blocs de roche) pour renforcer la couche externe de matériaux de remblai. Les enrochements sont placés sur la surface externe du barrage pour augmenter sa résistance aux forces naturelles telles que les vagues, les courants et les inondations, il est construit en créant d'abord une couche de remblai avec des matériaux tels que de la terre, du sable ou du gravier. Cette couche est ensuite renforcée avec une couche de blocs de roche, qui est placée sur la surface externe du barrage. Les enrochements sont disposés en couches horizontales, et chaque couche est compactée pour assurer une structure solide [10].



FigureI.6 Barrage en enrochement [11].

Les avantages d'un barrage en remblai enrochement sont nombreux. Il est plus résistant aux forces naturelles que les barrages en remblai conventionnels, tels que les barrages en remblai avec noyau central. Il est également plus facile à construire que les barrages en béton, car il utilise des matériaux naturels tels que les blocs de roche. Cependant, le barrage en remblai enrochement peut nécessiter une maintenance régulière pour éviter les dommages causés par l'érosion ou les chocs. Il peut également nécessiter une surveillance continue pour détecter tout signe de faiblesse ou de défaillance structurelle.

En conclusion, le barrage en remblai enrochement est un type de barrage en remblai qui offre une grande résistance aux forces naturelles et qui est relativement facile à construire. Il est souvent utilisé dans des zones exposées à des conditions environnementales difficiles, telles que les régions côtières, les zones de haute montagne et les régions sujettes aux inondations.

I.3.2.1.1. Un barrage en enrochements à noyau d'argile :

C'est un type de barrage en remblai qui combine les avantages d'un barrage en enrochements et d'un barrage en remblai avec noyau central. Comme son nom l'indique, ce type de barrage en remblai utilise des enrochements pour renforcer la couche externe de matériaux de remblai, tandis qu'un noyau d'argile est utilisé pour empêcher les fuites d'eau. Le noyau d'argile est généralement constitué d'une couche de matériau argileux compacté, qui est placée entre les couches d'enrochements. Cette couche est étanchéifiée avec des matériaux spéciaux tels que des membranes géotextiles ou des bentonites, pour empêcher les fuites d'eau à travers le noyau.

Les avantages d'un barrage en enrochements à noyau d'argile sont multiples. Il offre une grande résistance aux forces naturelles telles que les vagues, les courants et les inondations, ainsi qu'une bonne étanchéité pour prévenir les fuites d'eau. Il est également plus facile à construire que les barrages en béton, car il utilise des matériaux naturels tels que les enrochements et l'argile. Cependant, le barrage en enrochements à noyau d'argile peut nécessiter une maintenance régulière pour prévenir l'érosion ou les dommages causés par les intempéries. Il peut également nécessiter une surveillance continue pour détecter tout signe de faiblesse ou de défaillance structurelle.

I.3.2.1.2. Barrage en enrochements à masque amont :

Un barrage en enrochements à masque amont est un type de barrage en remblai qui utilise une couche externe d'enrochements pour protéger la couche de matériaux de remblai contre les forces naturelles telles que les vagues, les courants et les inondations. Contrairement à un barrage en enrochements à noyau d'argile, le masque amont ne contient pas de couche étanche pour empêcher les fuites d'eau, il est construit en créant une couche de remblai avec des matériaux tels que de la terre, du sable ou du gravier. Cette couche est ensuite renforcée avec une couche d'enrochements, qui est placée sur la surface externe du barrage. La couche d'enrochements protège la couche de remblai contre les forces naturelles, mais n'empêche pas les fuites d'eau.

Le masque amont peut être réalisé avec différents types de matériaux, tels que des blocs de roche, des graviers ou des galets. Les matériaux sont disposés en couches horizontales et sont soigneusement compactés pour assurer une structure solide.

Les avantages d'un barrage en enrochements à masque amont sont nombreux. Il est plus résistant aux forces naturelles que les barrages en remblai conventionnels, tels que les barrages

en remblai avec noyau central, et il est plus facile à construire que les barrages en béton. Il est également plus économique que les autres types de barrages. Cependant, le barrage en enrochements à masque amont peut nécessiter une maintenance régulière pour prévenir l'érosion ou les dommages causés par les intempéries. Il peut également nécessiter une surveillance continue pour détecter tout signe de faiblesse ou de défaillance structurelle.

I.3.2.1.3. Barrage en roche ments à écran interne d'étanchéité (membrane) en béton

bitumineux:

Un barrage en enrochements à écran interne d'étanchéité (membrane) en béton bitumineux est un type de barrage en remblai qui utilise une couche étanche en béton bitumineux pour empêcher les fuites d'eau à travers la structure. Ce type de barrage est souvent utilisé dans les zones où l'eau est abondante ou où les risques d'inondation sont élevés, il est construit en premier lieu en créant une couche de remblai avec des matériaux tels que de la terre, du sable ou du gravier. Ensuite, une couche d'enrochements est placée sur la surface externe du barrage pour protéger la couche de remblai contre les forces naturelles.

La couche étanche en béton bitumineux est ensuite placée à l'intérieur du barrage, contre la couche de remblai. Cette couche est composée d'une membrane en caoutchouc synthétique renforcée avec une couche de béton bitumineux. La membrane en caoutchouc synthétique est posée sur la surface du remblai, puis recouverte de béton bitumineux pour la protéger contre les dommages mécaniques et les rayons UV.

Les avantages d'un barrage en enrochements à écran interne d'étanchéité en béton bitumineux sont nombreux. Il est très résistant aux fuites d'eau grâce à la couche étanche en béton bitumineux, ce qui permet une utilisation efficace de l'eau stockée. De plus, il est plus économique que les barrages en béton armé, et plus facile et rapide à construire. Cependant, comme pour tout type de barrage, il peut nécessiter une maintenance régulière pour prévenir l'érosion ou les dommages causés par les intempéries. Il peut également nécessiter une surveillance continue pour détecter tout signe de faiblesse ou de défaillance structurelle.

I.3.2.2. Barrage en terre:

Figure I.7 Barrage en terre [3].

Les barrages en terres, également connus sous le nom de barrages en remblai, sont des structures construites en utilisant des matériaux tels que la terre, le sable, le gravier, la roche et autres matériaux similaires. Ils sont utilisés pour retenir l'eau et créer des réservoirs d'eau pour diverses utilisations [3]. Il existe plusieurs types de barrages en terres, notamment :

I.3.2.2.1. barrage en remblai homogène

Un barrage en remblai homogène est un type de barrage en terre construit en utilisant un seul type de matériau pour l'ensemble du barrage. Les matériaux utilisés pour construire ce type de barrage sont généralement de la terre, du sable, du gravier ou de la roche, et sont soigneusement sélectionnés pour leur qualité, leur résistance et leur compatibilité, le processus de construction d'un barrage en remblai homogène implique la construction d'une digue en utilisant des couches successives de matériau compacté. Chaque couche est compactée avant d'ajouter la couche suivante, ce qui permet de renforcer la structure et d'assurer sa stabilité.

Leurs avantages sont sa simplicité de conception et de construction, ainsi que son coût relativement faible par rapport à d'autres types de barrages. Les matériaux utilisés pour construire un barrage en remblai homogène sont également facilement disponibles dans la plupart des régions, ce qui rend cette solution de retenue d'eau largement utilisée.

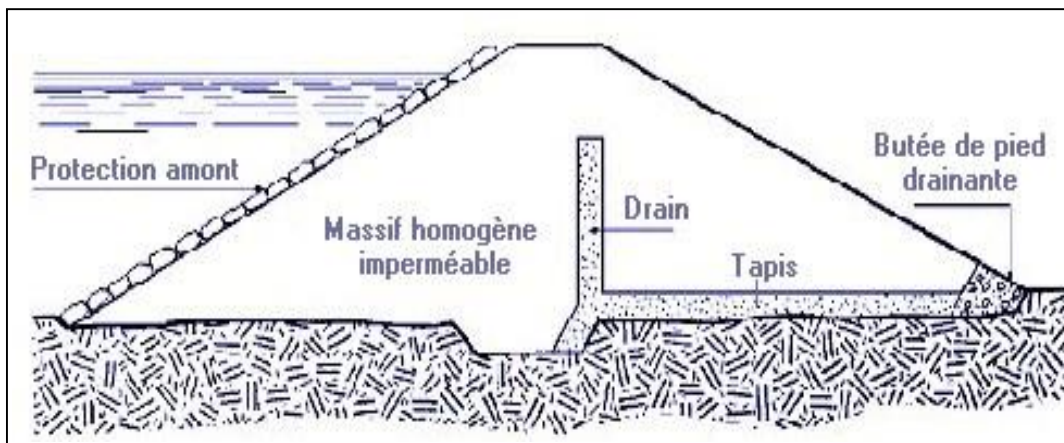


Figure I.8 Barrage en terre homogène [4].

Cependant, les barrages en remblai homogène peuvent être plus sujets aux fuites et aux érosions que les barrages en béton armé ou en enrochements, ce qui peut nécessiter une surveillance et une maintenance régulières pour prévenir les défaillances structurelles. De plus, la capacité de retenue d'eau d'un barrage en remblai homogène est limitée par rapport à d'autres types de barrages, ce qui peut limiter son utilisation dans certaines applications.

I.3.2.2.2. Barrage zoné avec un noyau étanche:

Un barrage zoné avec un noyau étanche est un type de barrage en terre qui utilise un noyau étanche pour renforcer sa capacité de retenue d'eau. Il est constitué de plusieurs zones, chacune ayant une fonction spécifique pour assurer la sécurité et la stabilité du barrage.

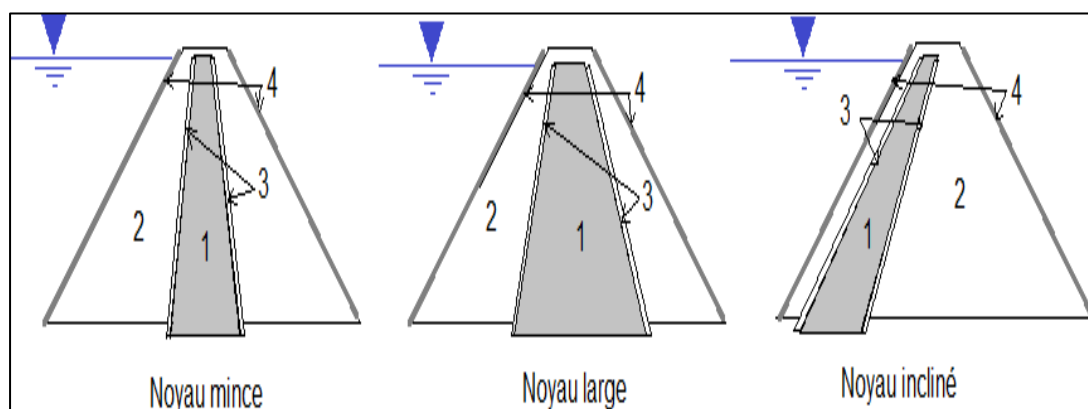


Figure I.9 Barrage zoné avec un noyau étanche[6].

La zone centrale est le noyau étanche, qui est généralement constitué de matériau argileux compacté et qui forme une barrière imperméable contre les fuites d'eau. Les zones

adjacentes à la zone centrale sont appelées zones de transition et sont constituées de matériaux moins perméables, tels que du sable ou du gravier compacté.

Les zones extérieures sont les zones de filtre, qui permettent à l'eau de s'écouler à travers le barrage, mais qui empêchent le transport des particules de sol. Les zones de filtre sont généralement constituées de matériaux plus grossiers tels que des pierres ou des blocs de roche, ce qui permet une meilleure circulation de l'eau à travers le barrage.

Les barrages zonés avec un noyau étanche sont largement utilisés pour la construction de barrages en terre de grande envergure, car ils offrent une solution économique et fiable pour la retenue d'eau. Le noyau étanche permet de réduire les risques de fuites d'eau, tandis que les zones de transition et de filtre permettent une circulation adéquate de l'eau à travers le barrage.

Cependant, la construction d'un barrage zoné avec un noyau étanche est un processus complexe qui nécessite une planification minutieuse, une expertise en ingénierie et une surveillance constante pour garantir la sécurité et la stabilité du barrage à long terme.

I.3.2.2.3. Barrage à masque amont:

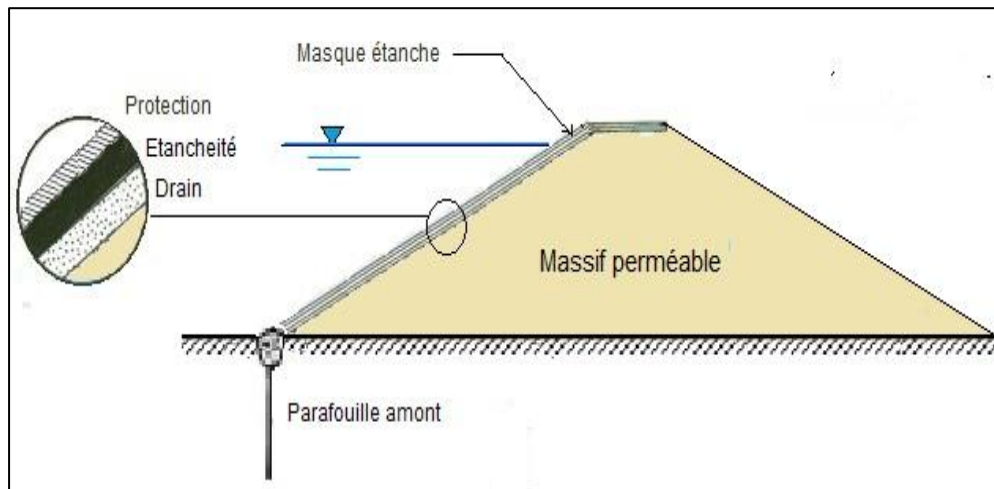


Figure I.10 Barrage à masque amont [6].

Un barrage à masque amont est un type de barrage en enrochement dans lequel une couche de roches ou d'enrochements est placée sur la face amont (côté où l'eau arrive) du barrage pour protéger le noyau du barrage et la fondation contre l'érosion causée par l'eau. Cette couche de roches est appelée "masque" et peut être constituée de pierres, de blocs de roche ou d'autres matériaux durs. L'utilisation d'un masque amont offre plusieurs avantages. Tout d'abord, il réduit le risque d'érosion du noyau du barrage et de la fondation, ce qui peut prolonger la durée de vie

du barrage et réduire les coûts de maintenance. De plus, il peut améliorer la résistance du barrage aux inondations et aux crues soudaines en renforçant sa capacité à retenir l'eau[4].

Cependant, la construction d'un masque amont peut être coûteuse et nécessiter une expertise en ingénierie pour garantir son efficacité à long terme. De plus, il peut être vulnérable aux dommages causés par les chocs, les tempêtes ou les tremblements de terre, ce qui peut compromettre la sécurité et la stabilité du barrage. Par conséquent, la surveillance et la maintenance régulières sont essentielles pour garantir la sécurité et la fiabilité d'un barrage à masque amont.

I.4. Facteurs influençant la conception et la réalisation des barrages en remblais :

La conception et la réalisation des barrages en remblais sont influencées par plusieurs facteurs, tels que :

I.4.1. La disponibilité des matériaux :

La disponibilité des matériaux est un facteur clé dans la conception et la réalisation des barrages en remblai. Les matériaux utilisés pour la construction de la digue peuvent varier selon les caractéristiques géologiques du site. Les matériaux couramment utilisés sont les argiles, les sables, les graviers et les roches. La qualité des matériaux doit être suffisante pour garantir l'étanchéité du barrage. Les argiles sont souvent utilisées pour la construction du noyau central, qui doit être étanche pour éviter les infiltrations d'eau. Les roches sont également utilisées pour renforcer la digue et éviter les érosions causées par l'eau et le vent.

La disponibilité des matériaux peut également avoir un impact sur les coûts de construction et de transport. Si les matériaux sont disponibles localement, les coûts de transport seront réduits. Cependant, si les matériaux doivent être transportés sur une longue distance, les coûts peuvent être significativement plus élevés. C'est pourquoi il est important de choisir les matériaux en fonction de leur disponibilité et de leur qualité pour minimiser les coûts et assurer la qualité de l'ouvrage.

I.4.2. Type de fondation:

Le type de fondation est un autre facteur important à prendre en compte lors de la conception et de la réalisation des barrages en remblai. Le choix de la fondation dépendra de la nature et des caractéristiques du sol sur lequel sera construit le barrage.

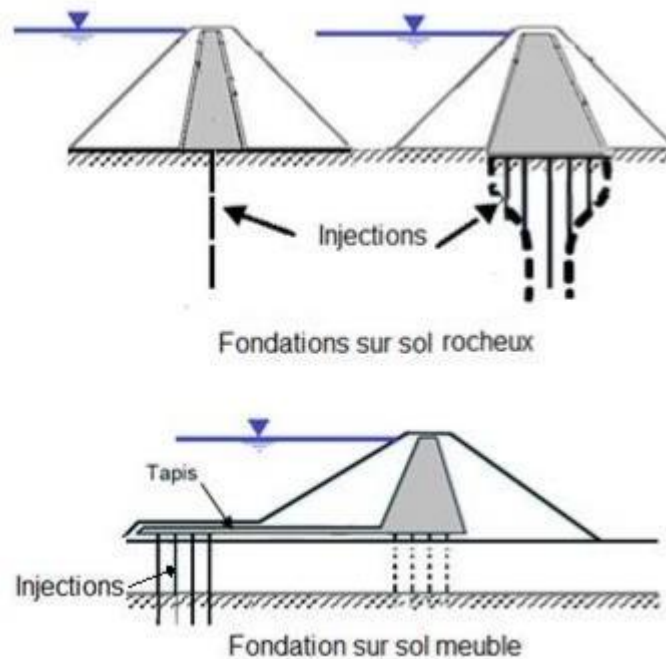


Figure I.11 Influence de la fondation sur la conception du barrage[14].

Si le sol est rocheux et stable, la fondation peut être constituée directement par la roche. Si le sol est mou ou instable, il faudra peut-être envisager une fondation profonde en utilisant des pieux ou des colonnes de béton armé pour assurer la stabilité de la digue.

En ce qui concerne la perméabilité du sol, des traitements spécifiques peuvent être nécessaires pour garantir l'étanchéité du barrage. Par exemple, si le sol est perméable, il peut être nécessaire de recouvrir la fondation d'un tapis d'étanchéité pour éviter les fuites d'eau à travers le sol.

I.4.3. Action des vagues :

L'action des vagues peut avoir un impact important sur la stabilité d'un barrage en remblai, en particulier pour les ouvrages situés sur la côte ou en bordure de grands lacs ou rivières. Les vagues peuvent causer des dommages au revêtement de surface et aux talus de la digue, augmentant ainsi les risques de rupture. Pour minimiser cet impact, on peut choisir des sites à l'abri des vents dominants, ou encore concevoir des protections spécifiques telles que des enrochements, des digues transversales ou des brise-lames. Le choix du revêtement de surface et des pentes de la digue peut également contribuer à atténuer l'effet des vagues.

I.4.4. Climat:

Le climat peut avoir un impact important sur la conception et la réalisation des barrages

en remblai. Les précipitations élevées peuvent rendre le compactage des matériaux difficile et prolonger le délai d'exécution des travaux. Dans les zones où les précipitations sont importantes, il peut être préférable de concevoir des digues avec un noyau incliné ou avec un volume minimal de matériaux argileux pour faciliter la construction. De même, dans les zones où les températures sont extrêmes, des mesures spéciales peuvent être nécessaires pour protéger la digue contre le gel ou la fonte des neiges.

I.4.5. Sismicité:

La sismicité est un facteur important à considérer dans la conception et la réalisation des barrages en remblai. Les tremblements de terre peuvent entraîner des contraintes et des déformations importantes dans les matériaux du barrage, ce qui peut affecter leur stabilité et leur étanchéité. Il est donc essentiel de prendre en compte les niveaux de sismicité dans la conception et le dimensionnement des ouvrages, ainsi que dans le choix des matériaux et des techniques de construction. Des études géologiques et géotechniques approfondies sont nécessaires pour évaluer les risques sismiques et adapter les plans de construction en conséquence.

I.5. Définition du profil général des barrages en terre

I.5.1. Hauteur du Barrage:

La hauteur totale du barrage est égale à la hauteur normale de retenue majorée par la charge maximale au-dessus du seuil déversoir et la revanche. Pour calculer cette hauteur il est donc nécessaire de connaître:

- **Niveau normale de retenue (NR):**

Cette hauteur est calculée en fonction de la capacité utile à stocker du volum emort prévu et du volume des pertes par infiltration et évaporation. Elle correspond au niveau d'arase du déversoir.

- **Niveau des plus haut esaux (PHE):**

Cette hauteur représente le niveau maximal du plan d'eau lors d'une crue, elle correspond au niveau normal de retenue (RN) majorée de la charge (H) sur le déversoir de crue.

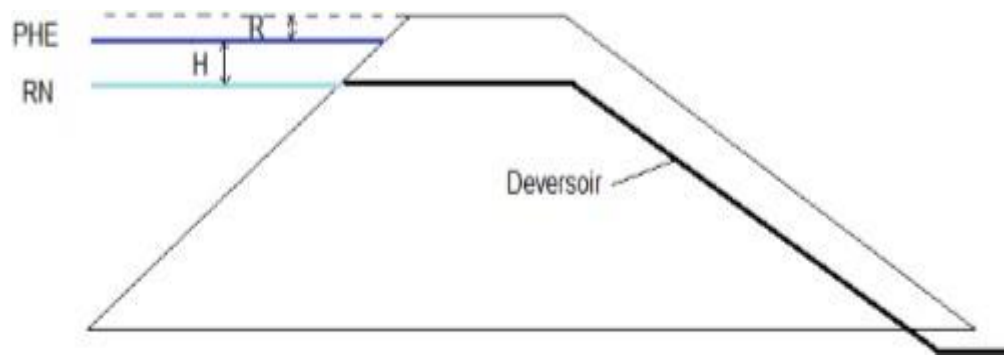


Figure I.12 Définition des côtes RN et PHE [14].

I.5.2. Le niveau normal de retenue : est la hauteur de l'eau retenue par un barrage lorsqu'il est rempli à sa capacité maximale normale. C'est la hauteur de l'eau qui est prévue pour être maintenue en permanence dans le réservoir créé par le barrage, afin de satisfaire les besoins en eau des utilisateurs, tels que l'irrigation, la production d'électricité ou l'alimentation en eau potable.

Le niveau normal de retenue peut varier en fonction des saisons et des conditions météorologiques, car les précipitations et les débits d'eau peuvent fluctuer tout au long de l'année. Les barrages doivent être conçus pour résister à des variations importantes du niveau de l'eau, afin de garantir leur stabilité et leur sécurité en toutes circonstances [14].

I.5.3. Niveau des plus Hautes Eaux : Le niveau des plus hautes eaux (PHE) est la hauteur maximale que l'eau peut atteindre en amont d'un barrage, en cas de crue exceptionnelle ou d'inondation. Le niveau des plus hautes eaux est souvent utilisé pour déterminer la capacité de sécurité d'un barrage, c'est-à-dire sa capacité à résister aux inondations et aux crues. Le niveau des plus hautes eaux est important pour évaluer les risques liés à la sécurité des barrages et à leur capacité à résister aux crues et aux inondations. Les barrages doivent être conçus pour résister aux niveaux des plus hautes eaux prévus, afin de garantir leur sécurité et leur stabilité en toutes circonstances. Si le niveau des plus hautes eaux dépasse la capacité de sécurité d'un barrage, cela peut entraîner des inondations catastrophiques en aval, avec des conséquences potentiellement graves pour les populations et l'environnement.

I.5.4. Revanche : La revanche d'un barrage est importante pour assurer la sécurité du barrage en cas de submersion, elle correspond à la distance verticale entre le niveau maximal d'exploitation et le niveau du couronnement du barrage, après consolidation. La détermination de la revanche doit prendre en compte plusieurs facteurs pour assurer la sécurité du barrage, notamment :

- Le dysfonctionnement des organes de décharge mobile.
- La hauteur maximale des vagues provoquées par le vent extrême considéré.
- Le déferlement des vagues à la surface du parement amont.
- Le supplément de sécurité en cas d'avalanches, de tremblements de terre ou de rupture des glaciers.

I.5.5. Largeur en crête : elle doit assurer la sécurité suffisante contre tout risque de submersion par les vagues au cas où la revanche serait faible. Elle dépend de plusieurs facteurs notamment de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein Généralement pour les petits barrages, la largeur en crête est égale ou supérieure à 3 m, et pour des digues de plus de 9 m de haut on adopte souvent comme largeur en crête $1/3$ de la hauteur de la digue [5].

Tableau I.1: Dimension de la largeur de la crête en fonction des catégories de la route.[12].

Paramètres	Catégorie de la route				
	I	II	III	IV	V
Largeur de la crête b(m) Largeur	≥ 27.5	15	12	12	8
de la partie de passage Largeur	≥ 153 .	7.5	7.0	7.0	4.5
du bas-côté, a1(m)	75	3.75	3.75	2.5	1.75

I.5.6. Pente des Talus : La pente des talus est un élément important pour garantir la stabilité statique de ces structures. En effet, la pente des parements doit être déterminée en fonction de la nature des matériaux utilisés et des conditions géotechniques du site pour garantir une stabilité optimale. Pour les digues de hauteur égale ou inférieure à 10 mètres, on utilise en général une valeur de fruit constante. Cependant, pour les digues de hauteur supérieure à 10 mètres, il est nécessaire d'utiliser des fruits variables pour garantir une stabilité optimale. Dans ce cas, la plus grande v L'inclinaison des talus est exprimée par les termes "pente" ou "fruit. La pente du talus qui est le rapport de la hauteur du talus sur sa projection horizontale est fixé par le calcul de stabilité. A titre indicatif, le tableau I.2 donne quelques valeurs qui devront être vérifiées par une étude de stabilité mécanique du massif[9].

Tableau I.2: Pente des talus pour prédimensionnement [13].

Hauteur du barrage(m)	Type de barrage	Penteamont	Penteaval
<5	Homogène	1 -2.5	1 – 2
	Azone	1 -2	1 – 2
5 à10	Homogène,granularit éétendue	1 -2	1 – 2
	Homogène, à fort Pourcentage d’argile	1 – 2.5	1 – 2.5
	Azones	1 – 2	1 – 2.5
10 à20	Homogène, granularité éétendue	1 – 2.5	1 – 2.5
	Homogène, à fort Pourcentage d’argile	1 -3	1 – 2.5
	Azones	1 -2	1 – 3

I.6. Les causes de rupture des barrages : Les causes de rupture d’ouvrage peuvent être de différents ordres :

I.6.1. Causes humaines :

Les facteurs humains peuvent jouer un rôle important dans la rupture des barrages. Les études préalables approfondies sont essentielles pour comprendre les caractéristiques du site, les conditions environnementales et les risques potentiels associés à la construction d'un barrage. Si ces études sont insuffisantes, cela peut entraîner des problèmes de conception et de construction qui peuvent augmenter les risques de rupture [7].

Le contrôle d'exécution doit être effectué tout au long de la construction du barrage pour s'assurer que les plans sont suivis correctement et que les matériaux utilisés sont conformes aux normes de qualité requises. Les erreurs d'exploitation peuvent également causer la rupture d'un barrage. Un mauvais contrôle des débits d'eau, une surcharge hydraulique ou un manque de préparation pour des événements tels que des crues peuvent tous contribuer à augmenter le risque de rupture. Un manque de surveillance et d'entretien réguliers peut également causer des problèmes de sécurité pour les barrages. Les barrages ont besoin d'être surveillés en permanence pour détecter les signes de problèmes potentiels et les réparer avant qu'ils ne deviennent critiques. Un manque d'entretien régulier peut également causer une détérioration structurelle du barrage, ce qui peut augmenter le risque de rupture.

Enfin, les actes de malveillance, de sabotage, d'attentat ou de guerre peuvent également causer la rupture des barrages. Les barrages peuvent être des cibles pour des attaques terroristes ou des actes de guerre, qui peuvent endommager les structures et causer leur rupture.

I.6.2. Causes naturelles :

Les ruptures de barrage peuvent également être causées par des facteurs naturels tels que les crues exceptionnelles qui peuvent avoir une intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. Les barrages en remblai sont particulièrement vulnérables aux débordements car ils ne supportent pas la submersion. Le niveau de sécurité retenu pour les barrages est généralement compris entre la crue millénaire et la crue déca millénaire. Pendant la phase de construction des barrages, les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels, ce qui peut rendre cette période sensible aux risques de crue.

Les glissements de terrain sont également une cause fréquente de rupture de barrage. Ils peuvent affecter l'ouvrage lui-même dans le cas des barrages en remblai, ou les terrains entourant la retenue. Un glissement de terrain peut déstabiliser l'ouvrage et provoquer sa rupture[10].

I.6.3. Problèmes techniques :

La rupture d'un ouvrage peut être causée par des problèmes techniques tels que des vannes défectueuses qui ne permettent pas une évacuation adéquate des crues ou des défauts de conception, de construction ou de matériaux. Les caractéristiques du barrage, telles que le type, les matériaux et les fondations, ainsi que l'âge de l'ouvrage, peuvent influencer l'apparition de ces problèmes. Cependant, les techniques de construction modernes ont considérablement amélioré la sécurité des barrages.

I.7. Les types de rupture :

Il existe deux types principaux de rupture de barrage, la rupture brutale et la rupture progressive.

La rupture brutale est caractérisée par une défaillance soudaine de l'ouvrage, généralement causée par une charge hydraulique ou une surcharge. Cela peut être dû à une crue exceptionnelle ou à un glissement de terrain, par exemple. La rupture brutale peut entraîner une onde de submersion violente qui peut être très destructrice en aval du barrage.

La rupture progressive, quant à elle, est causée par une accumulation de dommages au fil du temps. Des facteurs tels que la corrosion, l'érosion ou la fatigue des matériaux peuvent affaiblir l'ouvrage progressivement jusqu'à ce qu'il se rompe. La rupture progressive peut prendre plusieurs formes, telles que des fissures ou des fuites, et peut prendre du temps pour se manifester complètement. Ce type de rupture peut causer des dommages moins importants que la rupture brutale, mais il peut être difficile à détecter et à prévenir [6].

I.8. Les mécanismes de rupture des ouvrages en remblai :

Le risque de rupture subite et imprévisible est perçu comme extrêmement faible, voire inexistant. Au lieu de cela, une rupture semble être davantage liée à une détérioration plus ou moins rapide de l'ouvrage qui peut être détectée par des moyens de surveillance et d'auscultation. En ce qui concerne les ouvrages hydrauliques construits en remblai, quatre mécanismes de rupture sont généralement considérés : l'érosion externe, l'érosion interne, l'instabilité externe et la liquéfaction.[12].

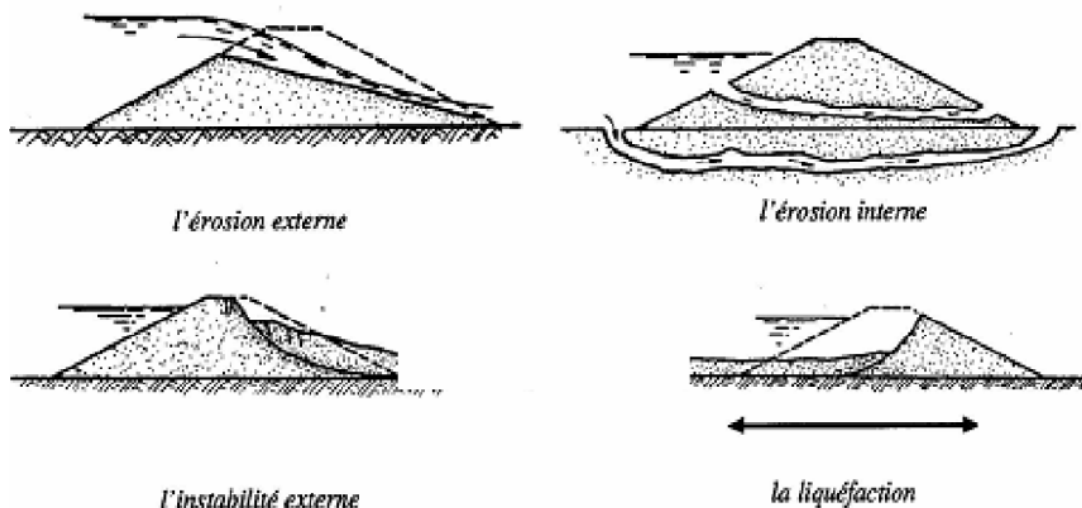


Figure I.13 Mécanismes de rupture des ouvrages en remblai[12].

I.8.1. L'érosion externe

La crête des barrages peut être affectée par des circulations d'eau même faibles, entraînant le phénomène d'érosion externe. Cette érosion débute généralement à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit formée. La durée de ce phénomène dépend de plusieurs facteurs tels que 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 peut causer la rupture de la digue en arrachant les particules qui la constituent sous l'effet du courant de la rivière.[13].

En outre, d'autres phénomènes comme le ruissellement des eaux de pluie peuvent également contribuer à l'érosion externe. Les talus des digues situées côté fleuve ainsi que ceux des berges voisines, parfois directement juxtaposées à la digue, sont susceptibles de subir les effets des courants hydrauliques lors de crues, pouvant entraîner des érosions à la base des talus. 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 surversé «du cours d'eau vers leval protégé».

I.8.2. L'affouillement

L'affouillement se produit lorsque le pied de la berge subit une érosion externe, qui peut ensuite se propager au corps de la digue si celui-ci est situé à proximité de la berge. Ce phénomène est causé par la vitesse élevée de l'eau, qui peut être accentuée par la fragilité des berges ainsi que par l'absence de protection ou d'ancrage des berges.

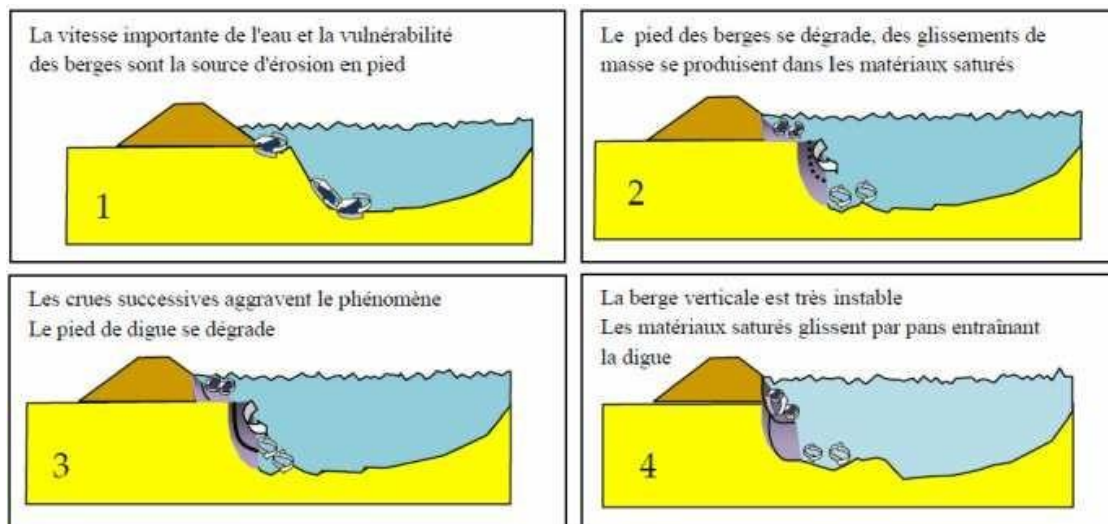


Figure I.14 L'affouillement[13].

Les facteurs des en sibilité au mécanisme d'affouillement sont de trois ordres:

- La vitesse moyenne de l'eau le long du talus de digue.
- Les perturbations hydrauliques locales. Ainsi des arbres, des pile sou toute construction sont la source de telles discontinuités hydrauliques.
- La nature et état de la protection du talus de la digue côté fleuve.

I.8.3. Courant et chocs de corps flottants :

Le phénomène d'érosion externe causé par le courant et les chocs de corps flottants est assez rare. Néanmoins, lors de crues, les digues peuvent être érodées par ce mécanisme, même si elles sont situées à une certaine distance de la rivière.

I.8.4. La surverse

La surverse est un mécanisme de rupture par submersion, où l'eau déborde lors d'une crue et provoque généralement une brèche rapidement, par érosion progressive du talus côté val protégé, puis de la crête.[12]. Ce processus d'érosion subi pendant la surverse se compose de deux phases distinctes :

- une phase d'érosion progressive, où l'eau s'écoulant par-dessus la digue érode celle-ci .
- une phase de basculement, où le profil en travers de la digue ne peut plus résister à la poussée de l'eau.

I.8.5. Le glissement des talus :Il y a deux mécanismes de glissement :

- Le glissement du talus côté aval, qui se produit généralement pendant la crue.
- Le glissement du talus côté fleuve, qui se produit pendant la décrue.

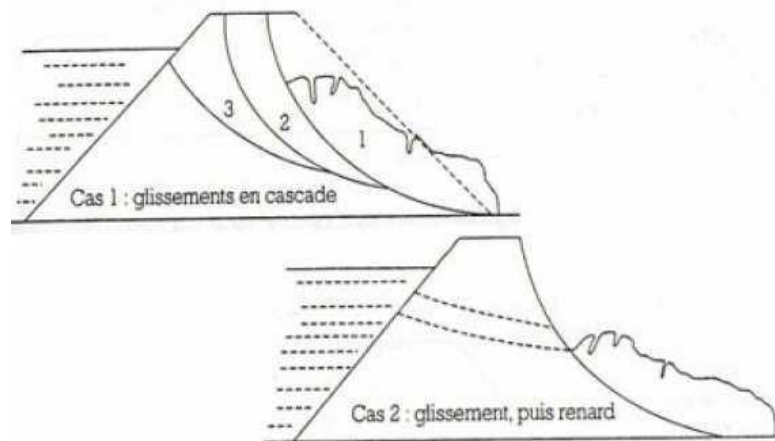


Figure I.15 Glissement des talus[12].

I.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents types de barrages en terre, ainsi que les paramètres de leur conception nécessaires à l'étude et à l'analyse de leur stabilité.

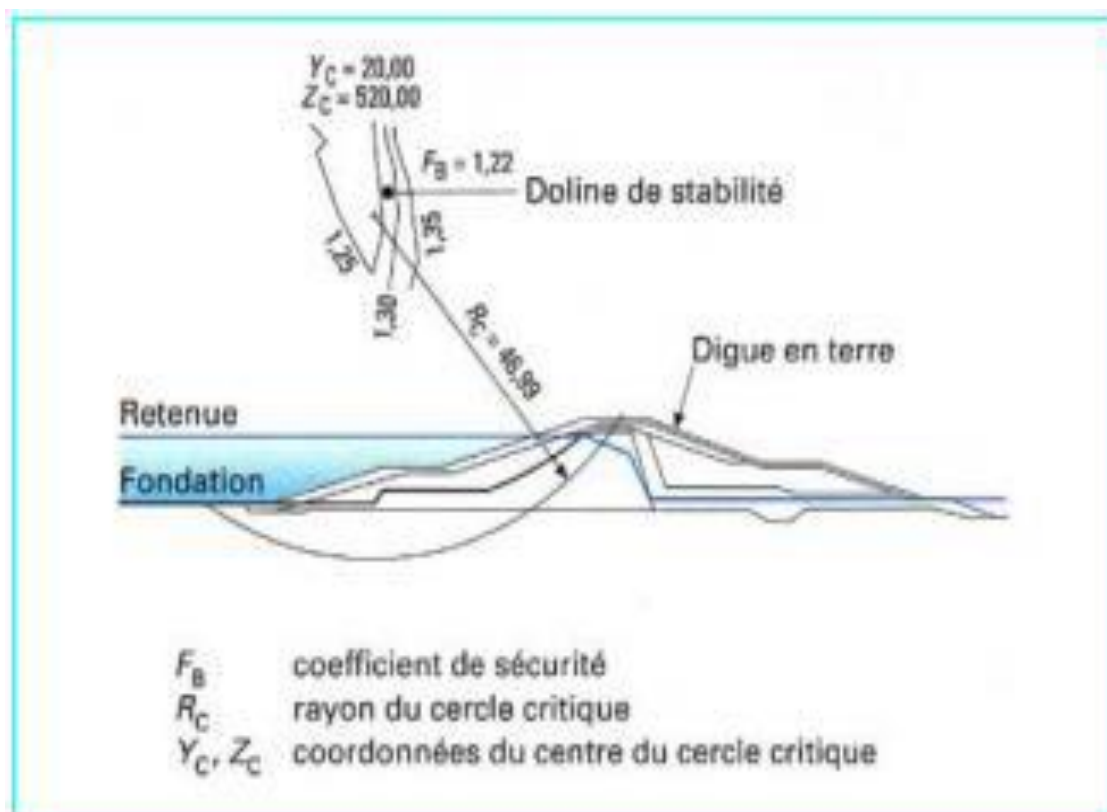
Les barrages en terre sont adaptés à tous types de fondations, en particulier celles qui ne sont pas rocheuses. Ils peuvent être construits avec une grande variété de sols, mais les infiltrations à travers leur masse sont l'inconvénient majeur de ce type de barrage.

En effet, la sécurité des barrages est un enjeu crucial qui nécessite une attention constante et des actions concrètes pour améliorer leur fiabilité. Les risques associés à une rupture de

CHAPITRE 1 : GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES EN TERRE

barrage sont multiples et peuvent avoir des conséquences catastrophiques sur les populations vivant en aval, l'environnement et l'économie locale.

CHAPITRE 2 : LES DIFFÉRENTES MÉTHODES DE CALCUL POUR LA STABILITÉ DES BARRAGES EN TERRE



CHAPITRE II : **Les différentes méthodes de calcul pour la stabilité des** **Barrages en terre**

II.1 Introduction

La construction de barrages en remblai est une pratique courante pour la gestion des ressources en eau. Cependant, la stabilité de ces structures est cruciale pour garantir leur sécurité et leur durabilité. La stabilité des barrages en remblai dépend en grande partie de la stabilité des talus, qui doivent être capables de résister aux glissements sous toutes les sollicitations possibles. Pour déterminer les conditions de stabilité, la mécanique des sols utilise l'étude de l'équilibre limite. Les matériaux utilisés pour la construction du barrage peuvent également influencer la stabilité des pentes, et il est important de choisir des matériaux performants pour éviter la rupture des talus, garantir la stabilité de la fondation et éviter les déformations excessives. Dans cet article, nous examinerons les différents facteurs qui influencent la stabilité des barrages en remblai, ainsi que les méthodes utilisées pour garantir leur sécurité et leur durabilité.

II.2 Différents types d'instabilités de pentes:

Les versants sont soumis à des mouvements variés en termes de dimensions, de morphologie et d'évolution cinématique. Pour les classer, plusieurs critères ont été proposés tels que la morphologie, la cinématique et la nature des matériaux. Trois familles principales de phénomènes sont à l'origine des déplacements importants de matériaux sur les talus et les versants :

- les glissements en terrain meuble : qui se caractérisent par la formation d'une surface de rupture le long de laquelle les déplacements se produisent, ils se produisent lorsque la couche supérieure du sol se déplace sur une couche plus profonde le long d'une surface de rupture. Ils sont souvent déclenchés par des facteurs tels que les précipitations abondantes, les tremblements de terre ou l'activité humaine.
- les éboulements en terrain rocheux : ils se produisent lorsque des blocs de roche se détachent d'une falaise ou d'un versant et dévalent la pente, souvent en raison de l'érosion naturelle ou de l'activité humaine.
- les coulées boueuses ou de débris : elles se produisent lorsque de fortes pluies ou des événements de fonte des neiges entraînent des quantités importantes d'eau et de sédiments sur des pentes abruptes.

- Les chutes de blocs : elles sont similaires aux éboulements, mais impliquent des blocs individuels plutôt que des masses rocheuses importantes.
- Les avalanches de neige : elles sont provoquées par des accumulations de neige instables qui se détachent et dévalent la pente à grande vitesse.

Ces instabilités de pentes peuvent être très dangereuses pour les populations et les infrastructures situées en aval. Il est donc crucial de comprendre les facteurs qui contribuent à leur déclenchement et de prendre les mesures nécessaires pour les prévenir ou les atténuer.

II.3 Pathologie liée à l'instabilité de l'ouvrage

L'instabilité mécanique d'un ouvrage peut entraîner plusieurs pathologies qui peuvent affecter sa durabilité et sa sécurité. Elle se caractérise par des désordres dans sa masse, qui se traduisent en surface par des déformations géométriques décelables par l'auscultation topographique. On distinguera l'instabilité mécanique "de masse" des instabilités liées à l'eau (comme les effets du renard) ou à la surface du sol (comme le développement du ravinement), qui ont un impact plus localisé sur la forme de l'ouvrage.

II. 3.1 Le glissement des talus

Le phénomène observé dans ce cas est celui du glissement de talus, qui se manifeste généralement par la formation d'une zone de rupture presque circulaire à l'intérieur du corps de la structure de remblai, en raison d'une pente de talus excessive. Le phénomène de glissement circulaire est souvent observé dans les remblais homogènes où il n'existe pas de structure interne favorisant une ligne de rupture particulière. Ce type de glissement peut également affecter les terrains de fondation si ceux-ci ont des caractéristiques mécaniques peu favorables.

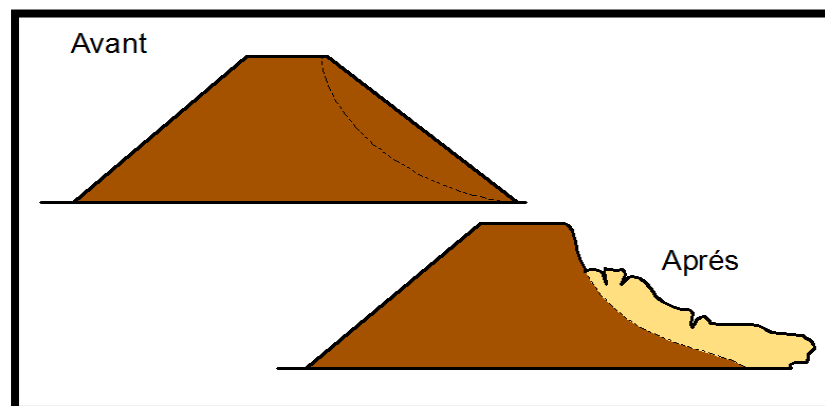


Figure II. 1 Le glissement circulaire d'un talus[2]

II.3.2 Le mécanisme de glissement :

II.3.2.1 Le glissement côté aval en situation décrue :

Le glissement côté aval est un phénomène qui peut se produire lors de crues, lorsque les trois facteurs mentionnés sont réunis. Voici une brève explication de chacun de ces facteurs :

1. Un profil de digue étroit avec pentes de talus fortes : Une digue avec un profil étroit et des pentes de talus fortes est plus susceptible de subir un glissement de terrain côté aval en raison de l'instabilité naturelle de ce type de terrain.
2. Une piézométrie élevée dans la digue : La piézométrie fait référence à la pression de l'eau dans la digue. Si cette pression est élevée en raison d'une absence de drainage ou de la présence de couches hétérogènes, elle peut provoquer un affaiblissement de la digue et augmenter le risque de glissement côté aval.
3. Une faible compacité du remblai : La compacité du remblai fait référence à la densité et à la solidité des matériaux utilisés pour construire la digue. Si les matériaux utilisés sont peu denses et peu solides, la digue sera plus susceptible de subir un glissement côté aval. De même, la présence d'une couche argileuse sous-consolidée peut également contribuer à la faible compacité du remblai et augmenter le risque de glissement.

Pour éviter le glissement côté aval en situation de crue, il est important de s'assurer que la digue est construite avec des matériaux solides et compacts, de veiller à la piézométrie de la digue et à la présence d'un système de drainage adéquat, et de surveiller régulièrement l'état de la digue afin de détecter tout signe de faiblesse ou d'instabilité.

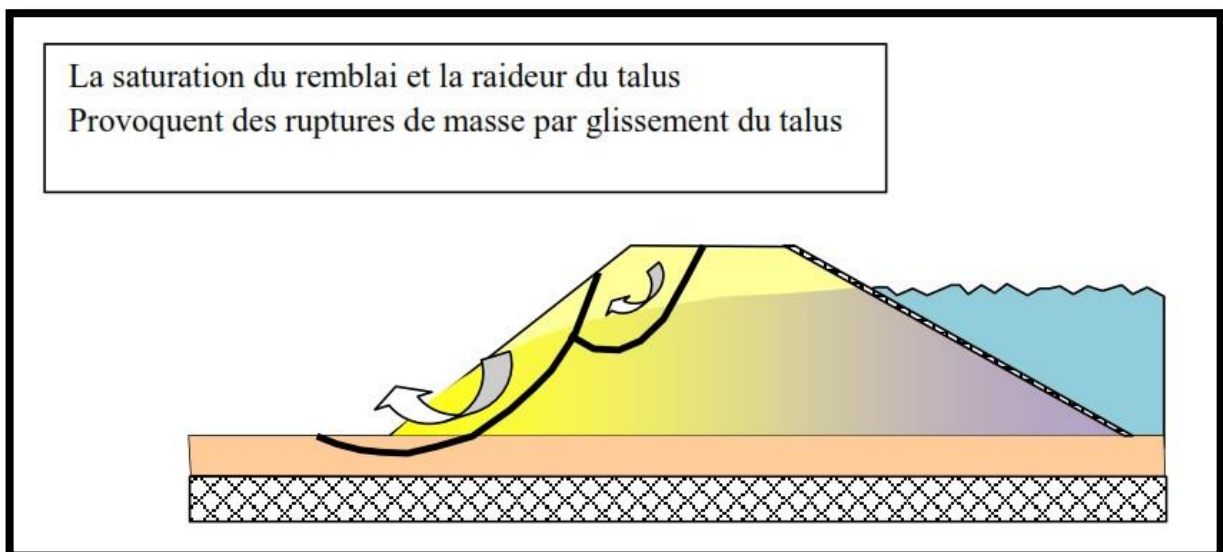


Figure II. 2 Le mécanisme de glissement circulaire côté Aval[1]

II.3.2.2 Le glissement côté fleuve lors de la décrue

Le phénomène de rupture par glissement côté fleuve se produit généralement lors de la décrue rapide du cours d'eau. Ce mécanisme est principalement dû aux sous-pressions qui se développent pendant la période de crue et affecte principalement les talus de digues constitués de matériaux argileux, présentant des pentes raides ou des perrés trop étanches. [3]

Cependant, ce mécanisme est particulièrement préoccupant pour les digues situées à proximité de déversoirs équipés de remblais fusibles, qui sont conçus pour se rompre lorsque la hauteur d'eau atteint un certain seuil. Lorsque le déversoir est en fonctionnement, le remblai fusible s'érode rapidement et le débit dérivé dans le déversoir augmente, ce qui peut entraîner une décrue rapide du cours d'eau. Cette situation peut alors provoquer des glissements de talus côté fleuve, ce qui peut être particulièrement dangereux pour les zones résidentielles et les terres agricoles situées en aval de la digue. Pour minimiser le risque de glissement, il est important de surveiller régulièrement l'état de la digue, d'assurer une maintenance adéquate du système de drainage et de renforcer les zones à risque avec des matériaux plus solides. [1]

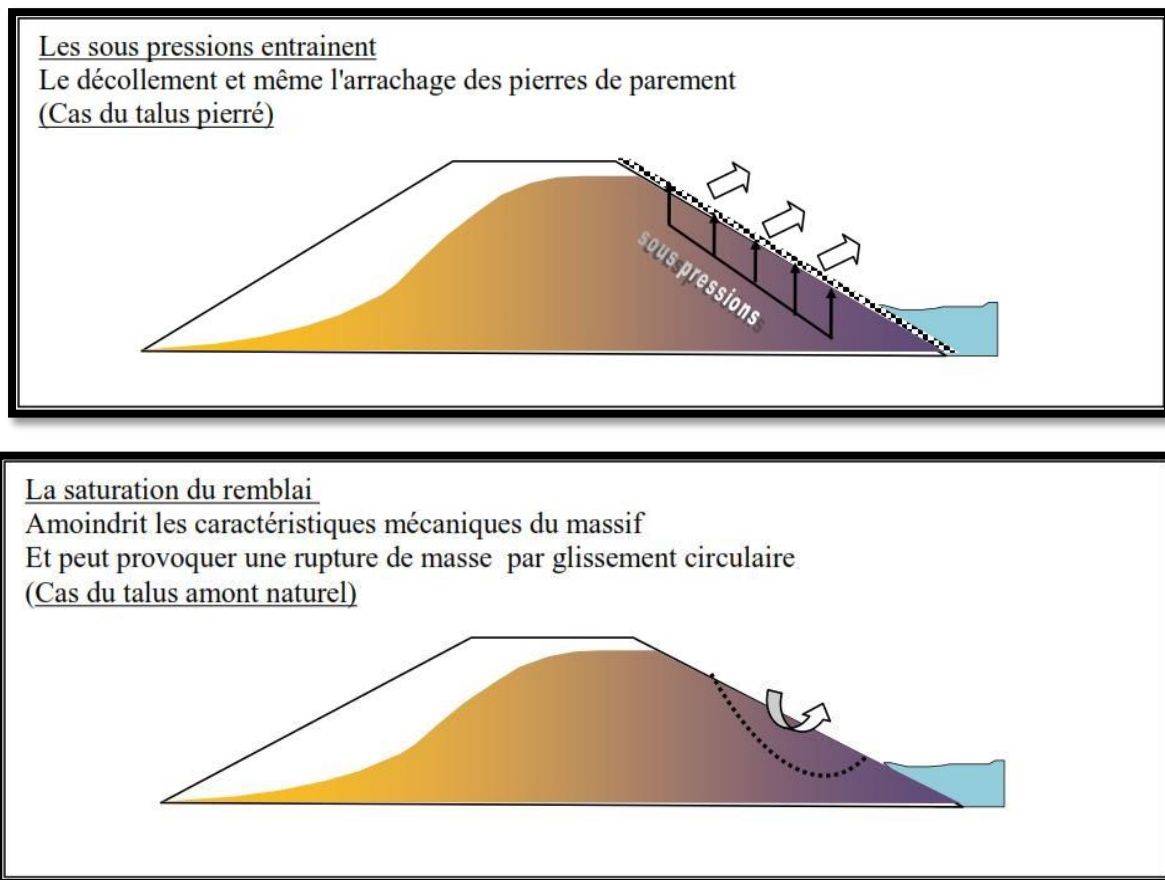


Figure II.3 Le mécanisme de glissement coté fleuve lors de la décrue [1]

II.4 Etude des infiltrations dans un barrage en terre :

Lors des calculs de stabilité préliminaires d'une digue, il est essentiel de déterminer le réseau d'écoulement à long terme à travers le corps de celle-ci, en supposant que la retenue est pleine et en régime permanent. Les infiltrations dans les barrages en terre doivent être examinées sous trois angles différents afin d'obtenir une vision complète du problème :

- La ligne de saturation du massif de la digue, qui correspond à la ligne où la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette ligne phréatique représente le niveau de la surface libre dans le corps du barrage, et est essentielle pour effectuer les calculs de stabilité de la digue.
- La pression de l'eau interstitielle dans le massif, qui peut être déterminée à partir d'un réseau de lignes équipotentiels reliant les points d'égal potentiel hydraulique dans le barrage et les fondations. Une augmentation de cette pression peut être dangereuse pour la stabilité, car elle peut causer l'apparition du phénomène de renard.
- Le débit de fuite dû aux infiltrations, qui peut être obtenu à partir du réseau de lignes de courant représentant la trajectoire de l'eau à travers le barrage. Si le débit de fuite est trop important, le barrage ne remplit pas sa fonction, et il est nécessaire d'augmenter la taille des parties imperméables du corps de digue.

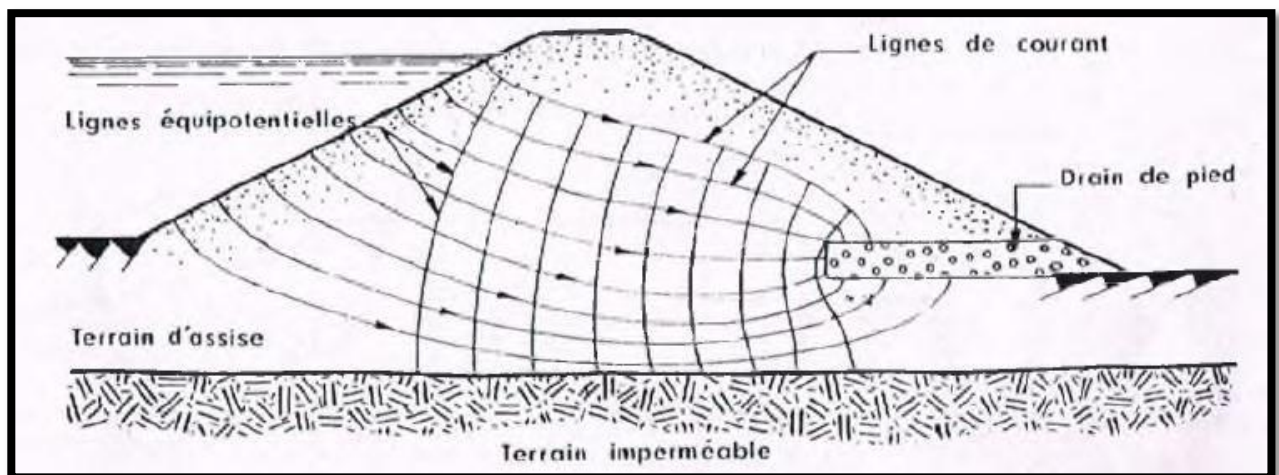


Figure II.4 Trajectoire de l'eau à travers le barrage [3]

L'étude de l'infiltration peut aussi se faire par calcul numérique sur ordinateur, par analogie électrique, ou par une méthode simplifiée basée sur approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement. [1]

- **Méthodes graphiques :** méthodes simplifiées telles que la méthode de Kozeny qui utilise des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement).
- **Méthodes analogiques :** méthodes électriques et magnétiques (pour des cas simples).

- **Méthodes de simulation numérique**, (outil mathématique qui peut s'adapter avec des cas complexes).

II.4.1 Equation de la ligne de saturation

L'équation de la ligne de saturation est définie comme une surface où la pression est égale à la pression atmosphérique dans une coupe transversale. Kozeny a proposé une méthode pour tracer cette ligne, en montrant :

- **Cas d'un barrage en terre homogène** : la ligne de saturation peut être représentée par une parabole dans sa partie médiane. Cette méthode présente l'avantage de permettre la détermination des trois paramètres importants sans la connaissance précise de toutes les lignes de courant, à condition de respecter certaines 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 dans le cas d'une fondation imperméable, la pression hydraulique étant nulle sur la courbe de saturation, le potentiel en un point de cette ligne est dû uniquement à la côte de ce point et les équipotentiels sont perpendiculaires aux lignes de courant.

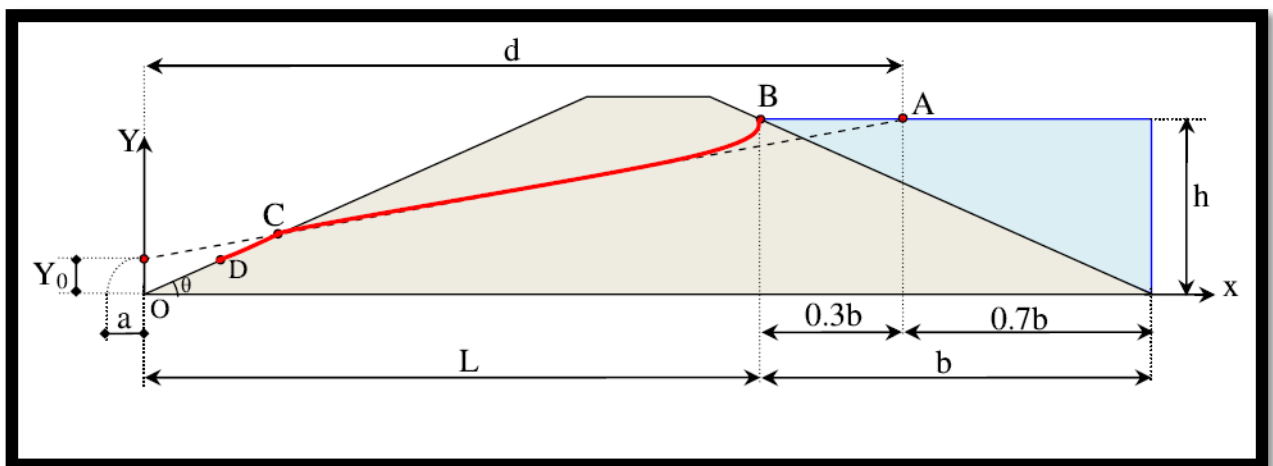


Figure II. 5 Tracé de la ligne de saturation [3]

Kozeny a montré que, dans un barrage en terre **homogène et isotrope** non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer « O » est situé au pied du parement aval du barrage. L'équation de cette parabole s'écrit:

$$\text{Avec : } Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0; Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

Avec **d**: étant la largeur en base du barrage diminuée $0.7b$ et **b** étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

La parabole coupe le plan d'eau à son point A situé à une distance horizontale de ce parement **AB** = $0,3b$

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on raccorde celle-ci au point «B» du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en «B» et tangente à la parabole.[3]

-Cas de digue avec un noyau, sur fondations imperméables

Le calcul des digues avec un noyau sur fondations imperméables est essentiel pour déterminer le point de résurgence de l'eau dans le noyau. Cette information est cruciale pour dimensionner les filtres et les drains afin de 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 sortie 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.

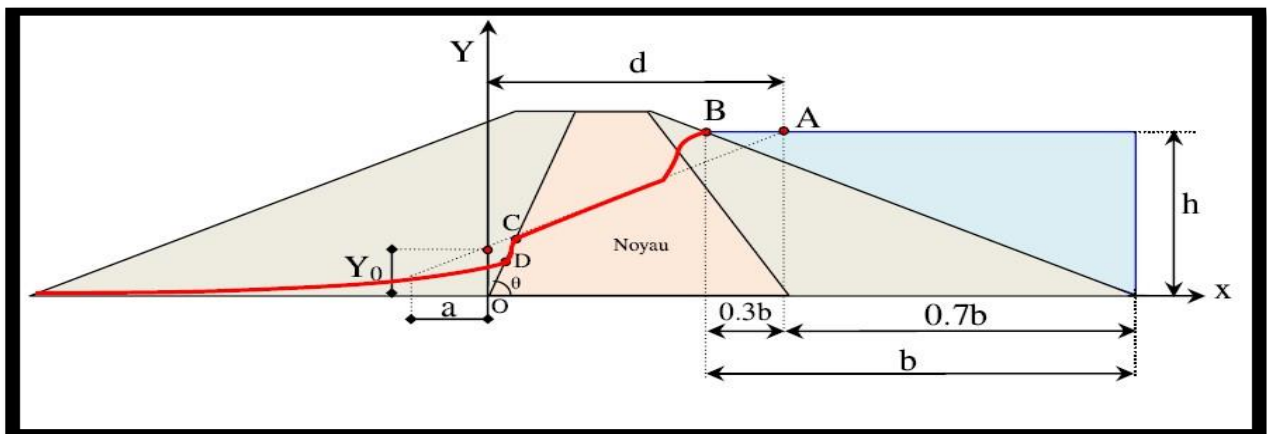


Figure II. 6 Trace de la ligne désaturation d'un barrage à noyau[3]

Bien que cette ligne soit une approximation de la situation réelle, elle est adéquate pour notre analyse. Cependant, quelle que soit la situation après le noyau, il est essentiel de construire des drains sur chaque face. Ces filtres empêchent le lessivage des matériaux et maintiennent l'intégrité du noyau.

II.4.2 Ecoulement à travers un barrage à noyau anisotrope

Dans un sol homogène et isotrope soumis à un écoulement d'eau permanent, les deux équations qui régissent l'écoulement sont:

- L'équation de la continuité dans la phase liquide.
- La loi de Darcy.

La charge hydraulique $h(x, y)$ satisfait donc à une équation de Laplace. C'est une fonction harmonique.

Dans la réalité (milieu anisotrope), du fait de la sédimentation et de consolidation suivant la verticale, la perméabilité horizontale K_x et verticale K_y sont différentes:

$$K_y < K_x. [2]$$

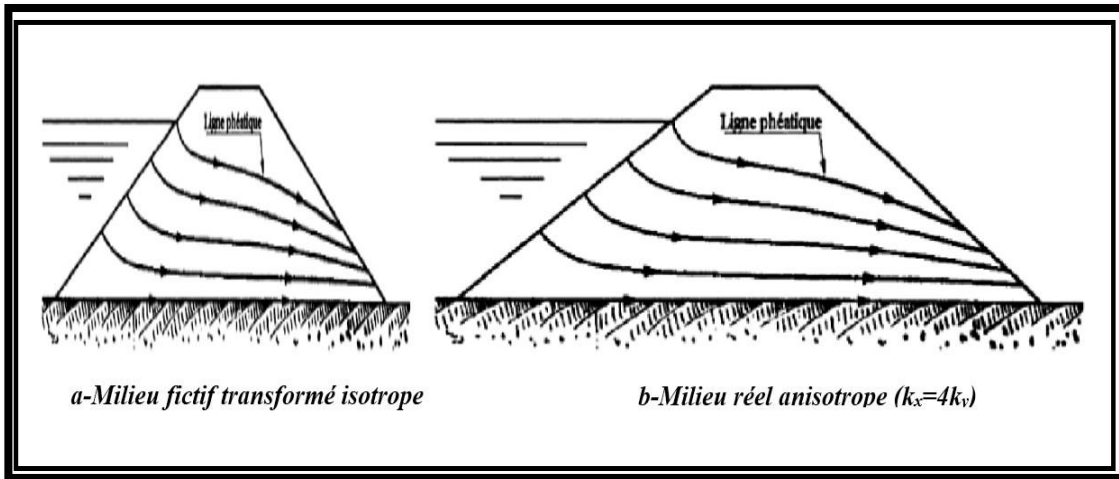


Figure II. 7 Réseau d'écoulement dans un sol anisotrope[2]

Une fois que le réseau d'écoulement a été tracé dans le milieu isotrope, il est possible de revenir au milieu réel en utilisant une transformation inverse. Cela permet d'obtenir un réseau d'écoulement constitué de courbes qui ne sont plus orthogonales. Pour calculer le débit dans ce réseau, il est nécessaire d'utiliser la perméabilité fictive et l'expression du coefficient de perméabilité fictive K est obtenue en appliquant la conservation du débit : le débit dans le milieu fictif est égal au débit dans le milieu réel.

La perméabilité du noyau étant souvent très inférieure à celle des recharges, le rapport des perméabilités peut atteindre 1000. Par conséquent, on peut supposer que les pertes de charge sont concentrées dans le noyau, tandis que la recharge amont est une zone équipotentielle et que la hauteur d'eau dans la recharge aval est négligeable. Toutefois, si le rapport des perméabilités est nettement inférieur à 1000, la hauteur d'eau dans la recharge aval peut ne plus être négligeable et la surface libre y est d'autant plus haute que ce rapport est plus faible. Pour annuler la pression interstitielle dans la recharge aval, on peut interposer un drain entre celle-ci et le noyau.

II.4.3 Etude des pressions interstitielles

La pression interstitielle P est la pression présente en un point du sol saturé et peut être exprimée par la formule générale suivante :

$P = \rho g (h - Z)$ où h représente la charge hydraulique et Z la cote d'un point du barrage par rapport à un repère.

Pour des raisons de stabilité, il est important de minimiser cette pression. Si elle est trop élevée, cela signifie qu'il y a beaucoup d'eau et il y a un risque de phénomène de renard. C'est pourquoi il est nécessaire de bien drainer le corps de barrage, en particulier dans la partie aval qui est généralement soumise à de forts gradients hydrauliques.

II.4.4 Débit de fuite par infiltration à travers le corps de la digue [2]

Le débit d'infiltration est le volume d'eau qui s'infiltré à travers le corps de la digue par unité de temps et par unité de longueur. Il est estimé à partir de la loi de Darcy qui décrit le flux d'eau à travers un milieu poreux. La formule générale est :

$$q = K * I * S \quad \text{où :}$$

- q : débit d'infiltration en $m^3/s/m$
- K : coefficient de perméabilité du milieu en m/s
- I : gradient hydraulique adimensionnel, sans unité
- S : section mouillée sur le parement aval du barrage en m^2

Dans le cas d'un écoulement parabolique, on peut estimer la section S en utilisant l'ordonnée y de la ligne phréatique et le gradient hydraulique I en utilisant la pente dy/dx .

Ainsi, on peut calculer q comme suit : $q = K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx}$

Ce qui peut être exprimé sous la forme :

$$q = K \cdot Y_0, \quad q = K (\sqrt{(H^2 + d^2 - d)})$$

Le débit total à travers la digue est donc : $Q = q \cdot \frac{2}{3} \cdot L$

II.4.5 Mécanisme de l'érosion interne et développement de phénomène renard

L'érosion interne est un processus qui peut avoir lieu dans les sols ou les roches, et qui se produit lorsque les particules sont éloignées du noyau ou de la fondation en empruntant des voies de migration préférentielles. [2]

Ce processus peut être favorisé par différents facteurs, tels que ceux mentionnés dans votre question :

- La présence d'un chemin d'infiltration et d'une source d'eau : lorsque de l'eau s'infiltré dans le sol ou la roche, elle peut emporter avec elle des particules de sol ou de roche, en créant un chemin de migration pour ces particules.
- L'existence de matériaux érosifs à l'intérieur de ce chemin et transportables par le flux d'infiltration : si le chemin d'infiltration contient des particules de sol ou de roche qui sont

facilement transportables par l'eau, cela peut favoriser l'érosion interne en permettant à ces particules de migrer plus facilement.

- L'absence de protection qui pourrait retenir ces particules : si le sol ou la roche environnants ne sont pas suffisamment solides pour retenir les particules en place, cela peut favoriser l'érosion interne en permettant aux particules de migrer librement.
- **La phase d'initiation** se produit lorsque des particules commencent à se détacher, ce qui peut être causé par plusieurs facteurs. Dans le cas d'un barrage, ces facteurs peuvent inclure une concentration de fuites dans les fissures existantes ou causées par des conditions météorologiques telles que la dessiccation ou le gel, une concentration de fuites dans les voies interconnectées formées par des matériaux de faible compaction ou de taille grossière dans la zone perméable, un détachement de particules du sol en présence d'infiltration sur une surface libre non protégée par des filtres, ou un phénomène appelé "suffusion", qui correspond à une érosion sélective des particules fines de la matrice de particules grossières.
- **La phase de continuité de l'érosion** dépend de la présence de filtres et de zones de drainage dans le barrage, construits selon les critères de construction des filtres. La présence de ces filtres et de ces drains permet de retenir les particules déplacées pendant la décharge sans favoriser l'accumulation d'un excès de pression dans les pores. Cependant, dans de nombreux vieux barrages, ces filtres et drains sont absents, ce qui contribue à la progression de l'érosion.
- **La phase de progression de l'érosion** est caractérisée par une migration progressive des particules détachées vers le côté amont du barrage, transportées par le flux d'infiltration. Cela peut entraîner la formation de renards, l'augmentation du suintement et de la pression des pores dans la partie aval du barrage.
- **La phase de développement de brèches** est causée par la circulation des eaux du réservoir en amont, et indique que le processus d'érosion interne est déjà bien avancé. Les eaux circulant dans le barrage suivent une trajectoire aléatoire et peuvent créer des brèches dans la structure, augmentant le risque de rupture du barrage.

II.5 Méthodes d'analyse d'instabilité:

II.5.1 Notion de facteur des écurité:

Le facteur de sécurité F_s peut être exprimé mathématiquement comme le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices, Il représente la capacité du sol à résister aux forces qui peuvent provoquer la rupture d'un talus ou d'une pente. Plus le facteur de sécurité est élevé, plus le talus est stable et résistant aux glissements.[4]

En d'autres termes, le facteur de sécurité permet de quantifier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture, en comparant les forces qui poussent le talus à glisser avec les forces qui le retiennent en place.

$$F_s = \frac{rf}{rd}$$

Avec:

- F_s : Facteur des écurité;
- rf : Résistance disponible (résistance moyenne au cisaillement);
- rd : Résistance mobilisée (contrainte de cisaillement moyenne développée le long de la surface de rupture potentielle) ;

La résistance moyenne au cisaillement (rf) 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 $\sigma'n$ selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$rf = C' + \sigma'n \cdot \tan \varphi' \dots\dots\dots (II.1).$$

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

$$\alpha_f = \frac{\pi}{2} + \frac{\varphi d}{2}$$

Pour un état de contrainte donnée telle que:

$$rd = Cd + \sigma'n \cdot \tan \varphi d \dots\dots\dots (II.2).$$

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 sur face testée, est défini par des rapports de forces, de contraintes, de moment sou même enter mes de hauteurs de talus.

- **Le choix des facteurs de sécurité :**

Il faut, pour obtenir un coefficient de sécurité FS supérieur à 1, que les forces "résistantes" au niveau de la surface de rupture potentielle soient supérieures aux forces motrices. Dans ces conditions, l'équilibre est généralement supposé assuré. Cependant, du fait de l'incertitude liée aux paramètres de calcul, notamment mécaniques, cette valeur limite pourrait très bien ne pas être suffisante dans certains cas.

Le tableau suivant nous donne les valeurs de FS en fonction de la taille de la structure et des conditions particulières qui l'entourent :

Tableau II.1 : Valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage[6]

Fs	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1.0 - 1.25	Sécurité contestable
1.25-1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	satisfaisante pour les barrages

L'expérience a montré que, les talus restent toujours stables si $Fs > 1.5$, le glissement est pratiquement inévitable si $Fs < 1$ [6]. Pour certains sites particuliers (carrières, mines à ciel ouvert, talus en cours de construction), le coefficient de sécurité peut être réduit à 1.2 ou 1.3. Dans ce cas la surveillance et l'auscultation des terrains sont générale mentren forcées.

II.5.2 Méthode de l'équilibre limite :

La méthode de l'équilibre limite est largement utilisée en géotechnique pour l'analyse de la stabilité des talus. Elle consiste à étudier l'équilibre d'un corps rigide constitué par le talus et une surface de glissement, en prenant en compte les forces motrices et résistantes agissant sur la surface de rupture. Cette méthode permet de calculer le coefficient de sécurité, qui est le rapport entre la résistance disponible et les contraintes de cisaillement.

Parmi les méthodes d'équilibre limite, il y a la méthode globale, qui prend en compte l'équilibre global du corps rigide. Cette méthode est utilisée pour les cas simples de talus homogènes et sans présence de nappe, en considérant la totalité de la "masse libre" et en faisant des hypothèses sur la distribution des contraintes normales le long de la surface de

rupture. Les méthodes de Biarez, Caquot et Taylor en font partie, mais elles ne peuvent être utilisées qu'avec des surfaces de rupture circulaires ou des lignes droites simples.

Il y a également la méthode des tranches, qui décompose le talus en tranches et étudie d'abord l'équilibre individuel de chaque tranche avant de globaliser le résultat. Cette méthode prend en compte la non-homogénéité du talus et permet d'analyser la stabilité de talus plus complexes, en utilisant certaines hypothèses simplificatrices. Les méthodes de Fellinius, Bishop et Jumbou font partie de cette catégorie.

Les hypothèses basiques de la méthode de l'équilibre limite sont[4]:

- La rupture se fait dans un plan (analyse bidimensionnelle);
- Les forces extérieures d'entraînement sont le poids et les surcharges ;
- Le problème est statique ;
- Les lois de la mécanique des milieux continus s'appliquent au sol;
- Le sol est rigide, et c'est pourquoi la courbe de rupture est de "bonne allure";
- La relation de Terzaghi est vraie: $\sigma' = \sigma - u$;
- La loi de Coulomb s'applique à la rupture: $r = C' + (\sigma - u) \tan \varphi$;
- Un coefficient de sécurité est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement maximal du sol à celle de contrainte mobilisable ;
- Le coefficient de sécurité F est constant le long de la courbe de rupture ;

II.5.3 Méthodes des tranches :

La méthode des tranches consiste donc à découper la surface de glissement en une série de tranches verticales de largeur constante et d'épaisseur infinitésimale, chacune étant supposée homogène et isotrope. Pour chaque tranche, on considère les forces motrices et les forces résistantes, et on calcule les moments de forces en prenant en compte les angles de frottement et la cohésion. On obtient ainsi une équation d'équilibre pour chaque tranche. En sommant les moments de forces de toutes les tranches, on peut déterminer le coefficient de sécurité global de la structure. Cette méthode permet d'obtenir une estimation relativement précise du coefficient de sécurité d'une structure complexe telle qu'une digue ou un talus.

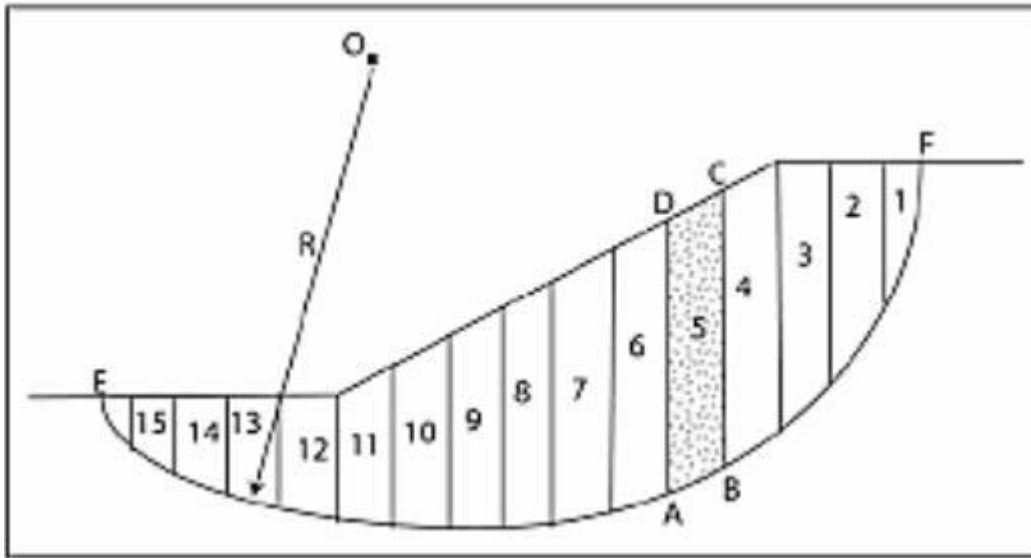


Figure II.8 La masse du talus découpée en tranches[5]

II.5.3.1 Méthodes de Fellenius:

Pour appliquer la méthode de Fellenius, on suppose que la surface de glissement est circulaire et que la rupture se produit autour de son centre de gravité. On découpe alors le sol en tranches verticales de largeur constante, et pour chaque tranche, on calcule les forces motrices et résistantes. Les forces inter-tranches sont supposées égales ou opposées, ce qui permet de simplifier les calculs. On applique ensuite l'équilibre des moments pour chaque tranche, en prenant en compte les angles de frottement et la cohésion du sol. On obtient ainsi une série d'équations d'équilibre pour chaque tranche, et en sommant ces équations, on peut déterminer le coefficient de sécurité global de la structure. Cette méthode est relativement simple à mettre en œuvre, mais elle ne prend pas en compte les forces de cisaillement inter-tranches, ce qui peut conduire à des résultats imprécis dans certains cas.

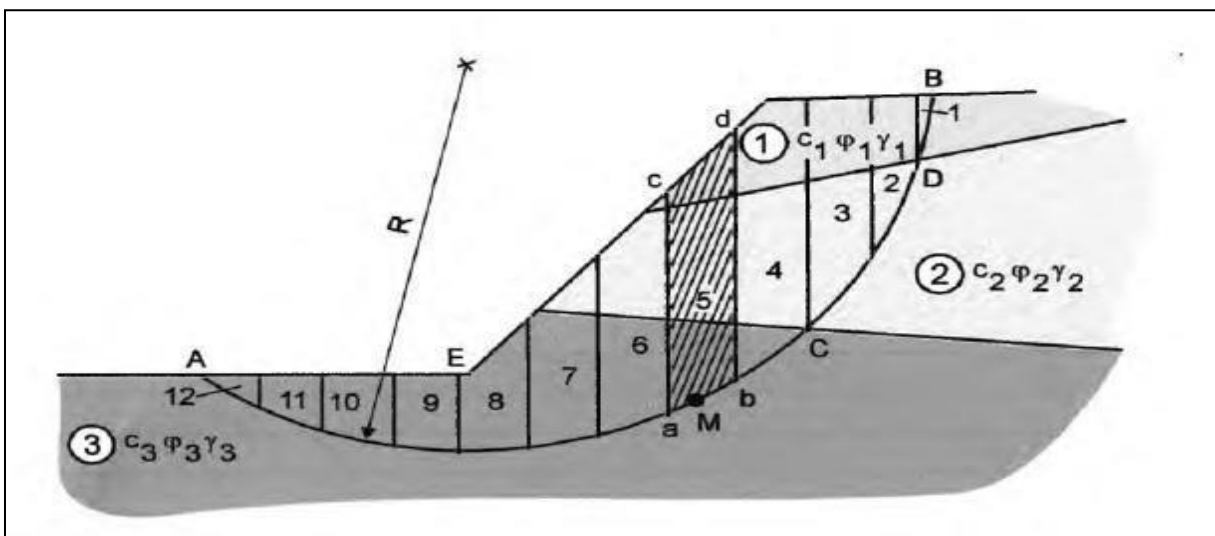


Figure II.8 La masse du talus découpée en tranches méthode de Fellenius[2]

On trace sur une coupe transversale du barrage plusieurs cercles de glissement et on cherche le cercle critique, c'est-à-dire celui qui présente le coefficient de sécurité le plus faible.

Pour chaque tranche verticale (n), on détermine les forces illustrées à la figure II.9

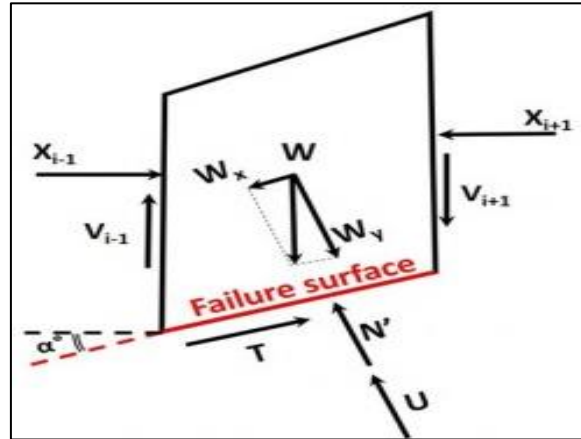


Figure II.9 Forces agissantes sur une tranche (n) [6]

Pour chaque tranche verticale, on détermine alors les efforts suivants :

- W_i : le poids de la tranche ;
- la composante motrice du poids soit $T_i = W_i \sin(\alpha_i)$ où α_i est l'inclinaison locale de la surface de rupture avec l'horizontale ;
- la composante normale du poids sur la surface de glissement soit $N_i = W_i \cos(\alpha_i)$
- la résultante des forces de pressions interstitielles sur la base de la tranche. Si U_i est la pression et b_i l'épaisseur horizontale de la tranche, la résultante des forces de pression est :

$$U \cdot b_i = P_i = \cos(\alpha)$$

- la contribution de la cohésion C_i à l'effort résistant :
 $.b_i = c_i = \cos(\alpha)$
- la contribution du terme de frottement à la résistance : $(N_i - P_i) \tan \varphi$

Finalement, le coefficient de sécurité pour un cercle de glissement donné vaut :

$$F_s = \frac{\sum \frac{c_i \cdot b_i}{\cos(\alpha_i)} + (N_i - P_i) \tan \varphi}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

II.5.3.2 Méthode de Bishop simplifiée (1955) :

Bishop a supposé que le facteur de sécurité est constant le long de la surface de glissement, avec, $P_i - P_{i+1} = \Delta P$ et $S_i - S_{i+1} = \Delta S$.

Dans cette méthode, on suppose également que la surface de rupture potentielle est circulaire ; les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Se référant à la tranche illustrée dans la figure suivante, et on détermine les forces verticales, l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical :

$$W_i + \Delta P = N \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin \alpha$$

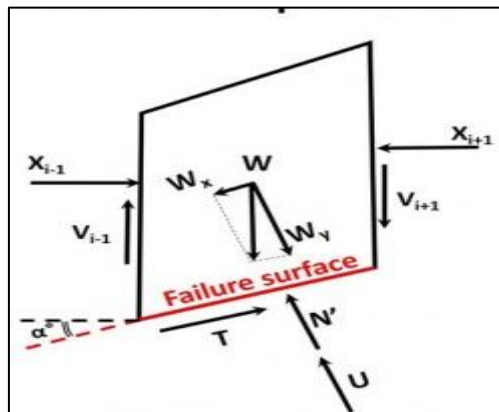


Figure II.10 Forces agissant sur une seule tranche [5]

$$Fs = (\sigma' \cos \phi + C' \sin \phi) / (W \cos \phi \sin \alpha + N \sin^2 \alpha)$$

Où σ' est la contrainte effective horizontale, ϕ est l'angle de frottement interne du sol, C' est la cohésion apparente du sol, W est le poids total de la tranche considérée, N est la composante normale de la force inter-tranches, α est l'angle que fait la surface de glissement avec l'horizontale.

Il convient de noter que cette formule ne prend pas en compte l'effet de l'eau sur la stabilité du talus, et qu'elle est limitée aux surfaces de glissement circulaires, la méthode de Bishop est plus précise que celle de Fellenius, mais elle nécessite trois à quatre fois plus de calcul (trois itérations), les coefficients de sécurité obtenus sont en général un peu plus élevés[5]

II.6 Les conditions d'analyse :

Il est nécessaire de contrôler la stabilité des talus d'un barrage en remblai à plusieurs étapes de sa construction et de son utilisation. En règle générale, il existe trois types de situations pour lesquelles la stabilité d'un barrage en remblai doit être vérifiée[6] :

II.6.1 Fin de construction

Lors de la fin de la construction d'un barrage en remblai, il est crucial de réaliser une analyse de la stabilité pour s'assurer qu'il peut atteindre sa hauteur finale sans se rompre. Bien qu'il n'y ait pas encore de pression exercée par la retenue d'eau, les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne se sont pas encore dissipées. La résistance dépend de la contrainte effective σ' , et elle diminue progressivement avec l'augmentation de la pression interstitielle u ($\sigma' = \sigma - u$), pouvant entraîner un glissement du talus en raison de la diminution de la résistance au cisaillement. Il est donc recommandé d'analyser la stabilité du talus en aval. Pour les matériaux fins argileux, la méthode la plus simple pour calculer la stabilité est à court terme, avant la consolidation, en utilisant les valeurs de C_{uu} et φ_{uu} correspondant au taux de compactage du remblai. Pour les barrages de grande hauteur, les valeurs de C_{uu} et φ_{uu} ne sont pas constantes, mais la courbe intrinsèque indiquée sur la figure II.5 montre que la branche inclinée ($\varphi_{uu} > 0$) correspond à un sol compacté non saturé, où les contraintes interstitielles u sont élevées, et où le sol se trouve souvent sous forme de bulles dissoutes dans la phase aqueuse. En revanche, le sol compacté argileux est saturé, et $C_{uu} \neq 0$ et $\varphi_{uu} = 0$ à la limite.

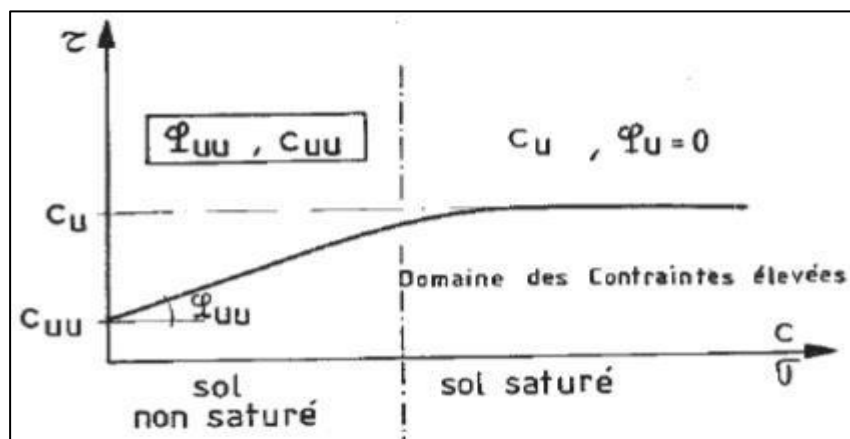


Figure II.11 Critère de rupture en conditions non drainées[5]

II.6.2 Période d'exploitation

Pendant la période d'exploitation d'un barrage en remblai, l'analyse de la stabilité est nécessaire pour vérifier sa capacité à rester stable après le remplissage du réservoir et

l'établissement du réseau d'écoulement à travers le barrage. Dans le secteur amont du barrage, la pression interstitielle réduit la contrainte effective σ' et, par conséquent, la résistance, mais cette diminution est compensée par la pression exercée par le réservoir, qui s'oppose au glissement du talus amont. Dans le secteur aval du barrage, l'écoulement dans le massif peut créer une surface de suintement sur le talus, où la poussée d'écoulement sur les grains solides peut le déstabiliser. Pour cette raison, un drainage du talus aval est généralement prévu. Lorsque la retenue est pleine, l'écoulement est défavorable à la stabilité du talus aval. Les caractéristiques mécaniques du sol C et φ , indépendamment de la perméabilité du matériau de construction, peuvent être obtenues à partir de l'essai de résistance au cisaillement à long terme, surconsolidé, saturé et drainé.

II.6.3 Vidange rapide :

La condition 'vidange rapide' est rencontrée lorsque le niveau d'eau diminue brusquement au-dessous du niveau normal de la retenue. Dans ce cas les pressions d'eau dans le corps de l'ouvrage ne sont pas dissipées, alors que la pression d'eau extérieure a disparu. Le talus amont se trouve dans une situation plus défavorable qu'en condition normale d'exploitation. C'est donc ce secteur amont du barrage qui est affecté par la condition 'vidange rapide', on conserve la pression et on enlève l'effet stabilisateur du réservoir. L'analyse de la stabilité est menée en adoptant la résistance au cisaillement non drainé pour les matériaux peu perméable, et la résistance drainée pour les matériaux qui présentant une perméabilité élevée. On peut estimer si un matériau a un comportement drainé ou non, en calculant la valeur du facteur temps T , donnée par :

$$T = \frac{Cv \cdot t}{D^2}$$

Avec:

- Cv : coefficient de consolidation,
- t : temps de rabattement,
- D : distance de drainage,

La condition de vidange rapide peut être dangereuse pour la stabilité du barrage, en particulier pour le talus amont, qui perd son effet stabilisateur du réservoir et subit une augmentation des pressions interstitielles. L'analyse de la stabilité doit prendre en compte le comportement du matériau du barrage lorsqu'il est soumis à des pressions d'eau non dissipées, en utilisant la résistance au cisaillement non drainé pour les matériaux peu perméables et la résistance drainée pour les matériaux plus perméables. Le facteur temps T peut être utilisé

pour estimer si un matériau a un comportement drainé ou non, et si T est supérieur ou égal à 3, le matériau peut être considéré comme drainé. La plupart des matériaux ayant des coefficients de perméabilité supérieurs ou égaux à 10^{-6} peuvent être supposés comme des matériaux à comportement drainé.

II.7 Méthodes de calcul de stabilité sous séisme :

Pour assurer la sécurité sismique des barrages en terre, il est important de considérer les déformations permanentes pendant et après un tremblement de terre, la stabilité des pentes, les mouvements dynamiques de la pente, les pressions interstitielles excessives dans les matériaux de remblai et les risques de liquéfaction du sol au niveau de la fondation. Les principales causes de rupture des barrages en terre pendant un tremblement de terre sont la liquéfaction, les fissures longitudinales ou transversales, les glissements de talus, l'érosion interne ou externe, et la rupture totale. Pour étudier la stabilité sismique des barrages en terre et d'autres structures en sol soumises à des sollicitations sismiques, il existe deux méthodes principales : les méthodes théoriques et les méthodes numériques. Les méthodes de calcul utilisées pour évaluer la stabilité des ouvrages sous séisme sont pseudo-statiques ou dynamiques. Les méthodes pseudo-statiques sont généralement utilisées pour les petits ouvrages et les tremblements de terre faibles ou modérés, tandis que les méthodes dynamiques sont plus adaptées pour les ouvrages sensibles et les tremblements de terre plus importants, car elles prennent en compte le comportement dynamique des sols.

II.7.1 Méthodes théoriques :

II.7.1.1 Méthode pseudo-statique :

Dans les années 1970, la méthode pseudo-statique était couramment utilisée pour l'analyse de la stabilité des barrages en terre face aux séismes. Cette technique consiste à inclure l'effet de la sollicitation sismique dans une analyse de stabilité statique classique, en appliquant une force horizontale statique au centre de gravité de la masse de sol au-dessus de la surface de rupture potentielle envisagée. Cette force est calculée en multipliant le coefficient sismique K_s par le poids du sol impliqué W . [6]

L'approche pseudo-statique repose sur la modélisation de la sollicitation sismique par une accélération équivalente qui prend en compte la réaction probable du massif en pente. Cette méthode consiste à représenter les efforts pseudo-statiques par deux coefficients, K_h et K_v , qui caractérisent respectivement les composantes horizontales dirigées vers l'aval et les composantes verticales descendantes ou ascendantes des forces appliquées au massif en pente. Ces coefficients permettent d'intégrer l'effet de la sollicitation sismique dans une analyse de

stabilité statique conventionnelle, en appliquant une force statique horizontale au centre de gravité de la masse du sol au-dessus de la surface de rupture potentielle considérée.

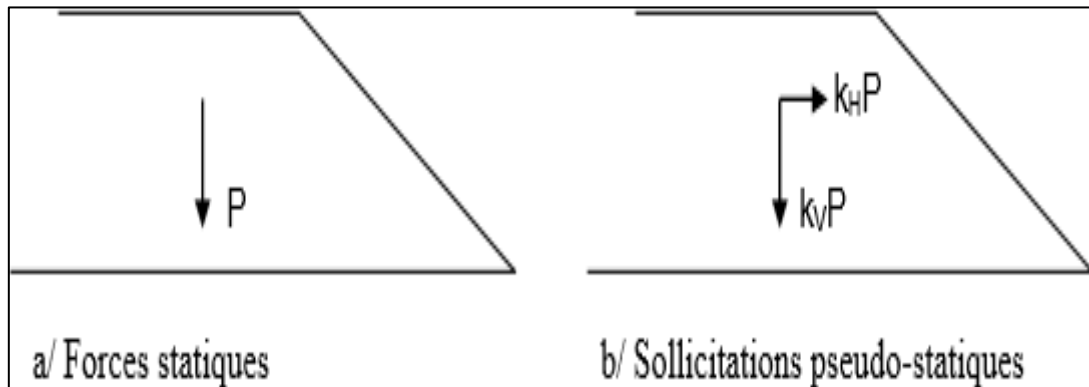


Figure II.12 Forces pseudo-statiques apportées à un talus [6]

II.7.1.2 Méthode de seed et markdisi (1978) :

La méthode de MARKDISI et SEED est une méthode complémentaire à l'approche de NEWMARK pour l'analyse de la stabilité des barrages en remblai. Cette méthode prend en compte le comportement flexible de la structure et permet d'estimer l'amplification des mouvements du sol jusqu'à la crête du barrage. Elle consiste à estimer l'accélération maximale de la crête $amax$, pour un mouvement du sol d'une ampleur donnée, puis à déterminer l'accélération maximale de la zone de glissement potentielle $kmax$. [5] Pour estimer la valeur de l'accélération limite ky de la zone de glissement, la méthode de MARKDISI et SEED utilise le coefficient de l'accélération horizontale moyenne dans une analyse de stabilité de pente conventionnelle qui fournirait un coefficient de sécurité de 1,0. Ce coefficient est défini comme le rapport d'une force horizontale déstabilisante (comme celle pouvant être engendrée par un séisme) au poids de la zone de glissement. Ensuite, le rapport de ky à $kmax$ est utilisé pour estimer le déplacement à la crête du barrage. La valeur estimée contient une composante horizontale et verticale.

II.7.2 Méthodes numériques :

Les méthodes numériques sont des techniques de modélisation qui ont été utilisées pour la première fois par Clough et Chopra en 1966 pour l'analyse dynamique des barrages en terre. Les codes numériques de la dynamique sont généralement classés en deux catégories : a) Les codes en contraintes totales, qui ne tiennent pas compte de la pression interstitielle dans l'analyse et peuvent être divisés en deux grandes catégories [6]:

- Les codes basés sur la méthode linéaire équivalente (EQL), qui est une analyse élastique développée pour l'approximation du comportement non linéaire des sols sous

l'effet de chargement cyclique. Les codes qui utilisent cette méthode en pratique sont SHAKE, QUAD-4 et FLUSH

- Les codes non linéaires, qui donnent des valeurs de déformation proches de la réalité et sont typiquement utilisés pour l'analyse des barrages en terre, tels que, ANSYS, FLAC, etc.

II.8 Conclusion

L'analyse de la stabilité des talus des barrages en terre est une étape cruciale de leur conception, car une défaillance de la pente peut entraîner des conséquences catastrophiques. Les méthodes analytiques telles que la méthode d'équilibre limite sont largement utilisées pour évaluer la stabilité des pentes. Cependant, pour une analyse plus précise et réaliste, les méthodes de modélisation numérique sont de plus en plus utilisées. Les codes numériques de dynamique permettent de simuler le comportement dynamique de structures composées de sol ou de roches, en utilisant des techniques de modélisation sophistiquées. L'analyse dynamique est particulièrement importante pour les barrages situés dans des zones sismiques ou soumis à des forces dynamiques importantes, telles que les vagues de submersion.

CHAPITRE 3 : PRESENTATION DE CODE DE CALCUL PLAXIS 3D



CHAPITRE III

Présentation de code de calcul PLAXIS 3D

III.1. Introduction :

PLAXIS 3D est un programme d'éléments finis en trois dimensions développé pour l'analyse de la déformation, de la stabilité et de l'écoulement des eaux souterraines en géotechnique.

Il fait partie de la gamme de produits PLAXIS, une suite de programmes d'éléments finis utilisés dans le monde entier pour l'ingénierie et la conception géotechniques.

Le développement de PLAXIS a commencé en 1987 à l'Université de technologie de Delft à l'initiative du ministère néerlandais des Travaux publics et de la Gestion de l'eau. L'objectif initial était de développer un code d'éléments finis 2D convivial pour l'analyse des digues fluviales dans les sols meubles des basses terres néerlandaises. Au cours des années suivantes, PLAXIS s'est étendu à la plupart des autres domaines de l'ingénierie géotechnique. En raison d'activités en croissance continue, la société PLAXIS (Plaxis) a été fondée en 1993.

En 1998, le premier PLAXIS 2D pour Windows est sorti. Entre-temps, un noyau informatique pour les calculs par éléments finis 3D a été développé, ce qui a entraîné le lancement du programme 3DTunnel en 2001. 3DFoundation était le deuxième programme 3D PLAXIS et a été développé en coopération avec NWT. Le programme 3DFoundation est sorti en 2004. Cependant, ni dans 3DTunnel ni dans 3DFoundation, il n'est possible de définir des géométries 3D arbitraires, en raison de leurs limitations géométriques.

PLAXIS 3D est un programme PLAXIS tridimensionnel complet qui combine une interface conviviale avec des capacités de modélisation 3D complètes. Le programme PLAXIS 3D a été lancé en 2010.

PLAXIS a pour but de fournir un outil d'analyse pratique à utiliser par des ingénieurs géotechniques qui ne sont pas nécessairement des spécialistes numériques. Très souvent, les ingénieurs en exercice considèrent les calculs d'éléments finis non linéaires encombrants et longs. L'équipe de recherche et développement Plaxis s'est penchée sur cette question en concevant des procédures informatiques robustes et théoriquement saines, qui sont encapsulées dans une coquille logique et facile à utiliser. En conséquence, de nombreux

ingénieurs géotechniques du monde entier ont adopté le produit et l'utilisent à des fins d'ingénierie.

III.2. Le code de calcul PLAXIS :

III.2.1. Unité et convention de signe :

Dans toute analyse, il est important d'utiliser un système cohérent d'unités. Au début de la saisie de la géométrie, un ensemble approprié d'unités de base doit être sélectionné. Les unités de base comprennent une unité de longueur, de force et de temps. Ces unités de base sont définies dans l'onglet Modèle de la fenêtre Propriétés du projet dans l'éditeur. Les unités par défaut sont le mètre [m] pour la longueur, le kilonewton [kN] pour la force et le jour [jour] pour l'heure.

Tableau III.1 : Différents paramètres et unités.

Paramètres		Système International
Unité De Base	Longueur	(m)
	Force	(N)
	Temps	(jour)
Géométries	Coordonnées	(m)
	Déplacements	(m)
Propriétés de Matériaux	Module De Young	(KN/m ²)=(kPa)
	Cohésion	(KN/m ²)
	Angle De Friction	(deg)
	Angle De Dilatation	(deg)
	Poids Volumique	(KN/m ³)
	Perméabilité	(m/jour)
Forces et Contraintes	Charges ponctuelles	(KN)
	Charges linéaire	(KN/m)
	Charges réparties	(KN/m ²)
	Contraintes	(KN/m ²)

Les unités sont généralement utilisées uniquement à titre de référence pour l'utilisateur, mais dans une certaine mesure, la modification des unités de base dans la fenêtre Propriétés du projet convertira automatiquement les valeurs d'entrée existantes en nouvelles unités. Cela s'applique à la définition des propriétés de matériau du programme d'entrée. Il ne s'applique pas aux valeurs d'entrée liées à la géométrie, telles que les données de géométrie, les charges, les déplacements prescrits ou les nappes phréatiques, ni à aucune valeur en dehors du programme d'entrée. Si vous avez l'intention d'utiliser un autre système d'unités dans un projet existant, l'utilisateur doit modifier manuellement toutes les données géométriques et refaire tous les calculs.

III.2.2. Convention de signe :

Les contraintes calculées dans PLAXIS 3D sont basées sur le système de coordonnées cartésiennes illustré à la figure III.1. Dans toutes les données de sortie, les contraintes et les forces de compression, y compris les pressions interstitielles, sont considérées comme négatives, tandis que les contraintes et les forces de traction sont considérées comme positives.

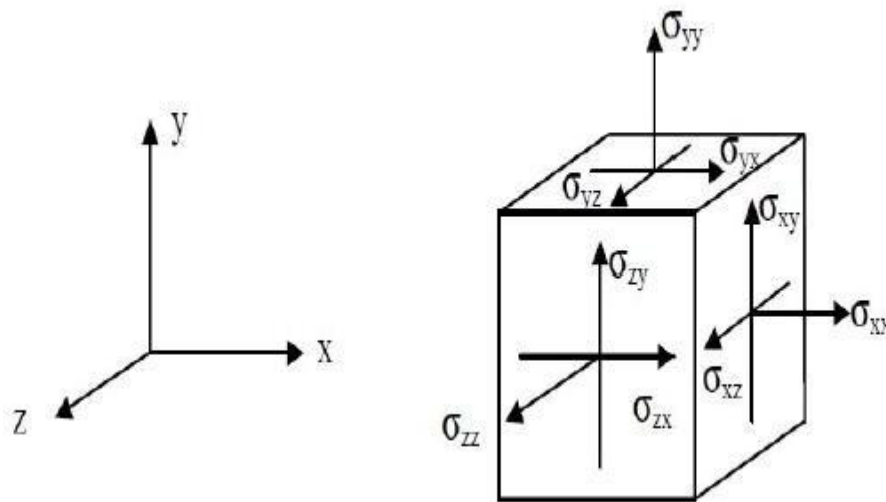


Figure III.1 : Système de coordonnées et définition des composantes de contrainte Positive.

III.3. Le programme d'entrée des données (INPUT) :

il permet de définir la géométrie du problème, de créer le maillage éléments finis et de définir les phases de calcul.

Pour effectuer une analyse par éléments finis à l'aide du programme PLAXIS 3D, l'utilisateur doit créer un modèle géométrique tridimensionnel composé de points, de lignes, de surfaces, de volumes et d'autres composants et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Cela se fait dans les deux premiers onglets (Modes de géométrie) du programme d'entrée. La génération du maillage et la définition des phases de calcul s'effectuent dans les trois derniers onglets (modes de calcul) du programme Input.

III.3.1. Barre de menu (bar menu) :

Contient des menus déroulants couvrant les options disponibles dans le programme Input. (Figure III.2)

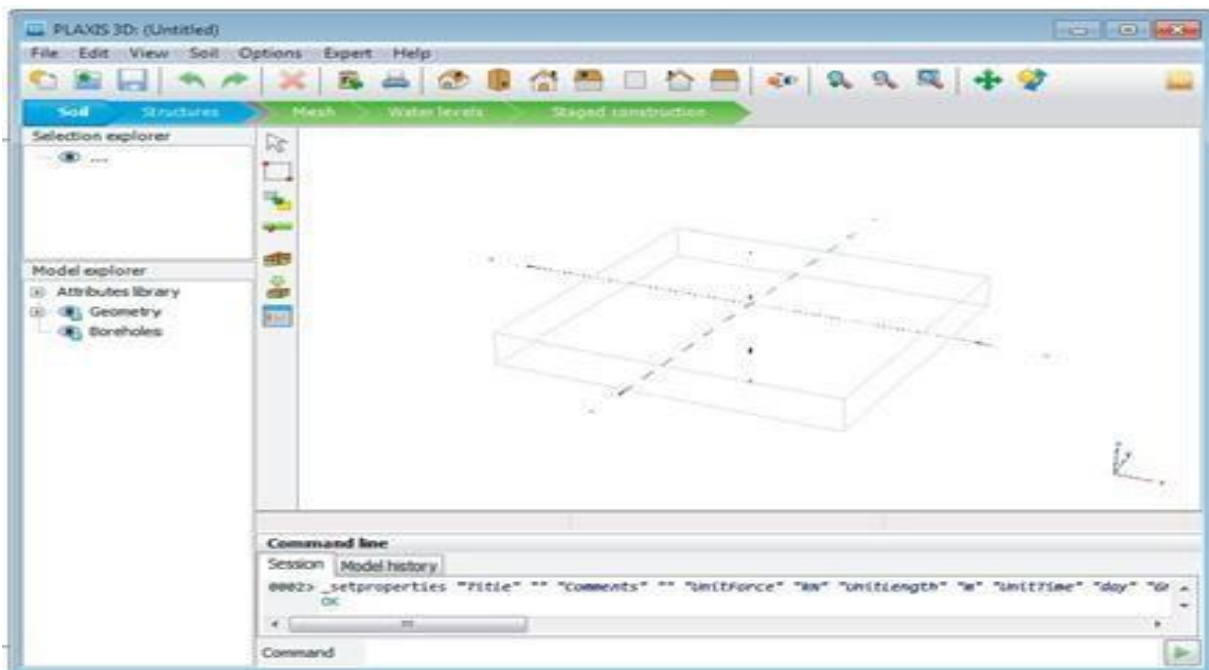


Figure III.2 : Fenêtre principale du programme input.

- **Le menu File** : permet de créer un nouveau projet, d'ouvrir un projet existant, d'enregistrer le projet en cours, de compresser le projet en cours, de fermer le projet en cours, d'imprimer le modèle de géométrie sur une imprimante sélectionnée, de quitter le programme Input.
- **Le menu Edit** : permet de restaurer un état antérieur du modèle de géométrie, de rétablir une action qui a été annulée, de copier l'image du modèle dans le presse-papiers de Windows, de supprimer un objet, de sélectionner toutes les entités sélectionnables dans un mode, de désélectionner les entités sélectionnées.

- **Le menu View:** permet de déplacer la vue dans la zone de dessin, de zoomer dans une zone rectangulaire pour une vue plus détaillée, de restaurer la zone de dessin complète, de changer l'orientation du modèle aux vues définies par le programme.
- **Le menu soil :** permet de modifier les couches de sol dans le modèle à l'aide de la fonction de forage, de sélectionner les trous de forage et les volumes dans la section du modèle, de déplacer les trous de forage dans le modèle, de modifier le contour du sol, de créer un nouveau forage, d'importer des volumes de sol prédéfinis, d'ouvrir la base de données des matériaux.
- Le menu Soil n'est disponible qu'en mode Soil.
- **Le menus Structures :** Permet de déplacer des entités structurelles dans la section du modèle à faire pivoter une sélection d'entités sur un axe global autour d'une section de point de rotation, de créer plusieurs copies d'une sélection d'entités Section, de créer un point dans la section du modèle, de créer une ligne dans la section modèle, de créer une seule courbe continue composée de lignes et d'arcs dans la section modèle, de créer une surface dans la section modèle, de créer une charge dans la section modèle, de créer un déplacement prescrit dans la section modèle, d'importer des structures prédéfinies composées de volumes et de surfaces.
- **le menu mesh (maillage) :** Permet d'affiner localement le maillage, de grossir localement le maillage, de réinitialiser localement le facteur de finesse du maillage à la valeur par défaut, d'afficher le maillage généré pour la géométrie définie.
- **Le menu Water Levels (Niveau d'eau) :** Permet de déplacer un niveau ou créer un niveau d'eau dans le modèle
- **Le menu options :** Permet d'activer ou désactiver l'accrochage à la grille, d'afficher ou masquer les axes locaux. Notez que différentes couleurs sont utilisées pour différencier les axes locaux. Le rouge, le vert et le bleu indiquent respectivement les axes locaux 1, 2 et 3, de modifier les paramètres de visualisation.
- Le processus de modélisation se déroule en cinq modes. Les onglets de mode sont affichés dans la barre de mode. Les modes sont séparés en modes Géométrie et Calcul.
- **Le menu expert :** Permet d'afficher les commandes exécutées dans le projet, d'activer leur examen, de spécifier un port disponible et l'ouvrir pour les connexions par des clients locaux ou distants, d'afficher le contenu des fichiers (binaires) utilisés dans le projet en cours.

- **Le menu help** : Permet d'afficher les manuels, d'afficher des informations sur les commandes du programme, d'envoyer une demande d'assistance, d'accéder au site Web PLAXIS, d'afficher des informations sur la version et la licence du programme.

III.3.2. Mode de géométrie :

La configuration géométrique d'un projet est définie en mode Géométrie, indiqué par l'onglet bleu dans le programme de saisie. Toutes les modifications de la géométrie (par exemple, la création, le déplacement, la modification ou la suppression d'entités) ne sont possibles qu'en mode Géométrie. Les fonctions suivantes sont disponibles.

Les fonctions telles que la structure (plaques, poutres), les interfaces et les charges ne peuvent être attribuées aux entités géométriques qu'en mode structure.

En mode géométrie, les fonctions suivantes sont disponibles :

- **Sol** : les conditions initiales pour la stratigraphie du sol, la nappe phréatique générale et les couches du sol sont définies dans le mode Sol. Les propriétés requises pour définir les matériaux et les strates du sol dans la géométrie sont fournies. Des descriptions détaillées des
- **Structure** : Les entités géométriques, ainsi que les éléments structurels et les forces d'un projet, sont définis en mode structure. Notez que les caractéristiques telles que les structures (plaques, poutres), les interfaces et les charges ne peuvent être attribuées aux entités géométriques qu'en mode structure.

III.4. Mode de calcul :

Le processus de calcul est défini par les modes de calcul, indiqués par des onglets bleus dans le programme de saisie. Dans ces modes, les entités ne peuvent pas être créées et de nouvelles entités ne peuvent pas être assignées à des entités géométriques existantes. Cependant, les propriétés des entités définies (données sur les matériaux, valeurs de charge) peuvent être modifiées.

Les modes de calcul sont les suivants :

- **Mesh (Maillage)** : En mode maillage, le modèle géométrique est discrétisé et converti en un maillage d'éléments finis. Dans ce mode, la configuration de la géométrie ne peut pas être modifiée. Le maillage doit être régénéré chaque fois que la géométrie du projet est modifiée.

- **Water levels (Niveaux d'eau) :** Outre les niveaux d'eau générés à partir des conditions de l'eau définies dans le mode Soil, les niveaux d'eau de l'utilisateur peuvent être définis et modifiés dans ce mode.
- **Staged construction (Construction par étapes) :** Des parties spécifiques du modèle géométrique peuvent être activées/désactivées et les propriétés peuvent être modifiées. Les projets sont calculés en mode de construction par étapes.

III.4.1. Programme de calcul :

III.4.1.1. Maillage et calculs :

Une fois le processus de modélisation géométrique terminé, on peut procéder aux calculs. Cela consiste en la génération de maillage et la définition des étapes de construction.

- **Générations de maillage :**

Pour effectuer des calculs par éléments finis, la géométrie doit être divisée en éléments. La configuration des éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis. Les maillages sont créés en mode maillage. Pour obtenir des résultats numériques précis, le maillage doit être suffisamment fin.

En revanche, les maillages très fins sont à éviter car ils conduisent à des temps de calcul excessifs ; le programme PLAXIS 3D permet une génération entièrement automatique des maillages d'éléments finis. Le processus de génération du maillage prend en compte toutes les structures, les charges et les conditions aux limites ainsi que les strates du sol.

- **Élément :**

L'élément de base du sol dans un maillage d'éléments finis 3D est un élément tétraédrique à 10 nœuds (Figure III.3).

En plus des éléments de sol, des types d'éléments spéciaux sont utilisés pour modéliser le comportement des structures. Pour les poutres, on utilise des éléments de lignes de points à 3 nœuds, qui sont compatibles avec le bord à 3 nœuds des éléments de sol. En outre, des éléments de plaque et de géogrille à 6 nœuds sont utilisés pour simuler le comportement de la plaque et de la géogrille respectivement. En outre, des éléments d'interface à 12 nœuds sont utilisés pour simuler le comportement d'interaction du sol et de la géogrille.

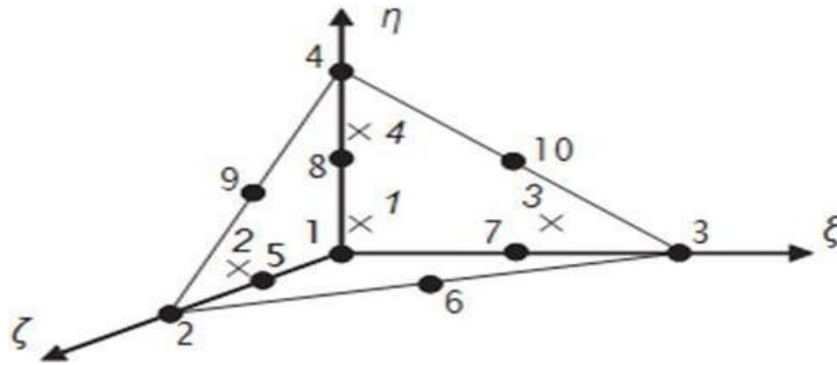


Figure III.3 : Éléments de sol 3D (tétraèdres à 10 noeuds).

- Calculs** : Dans la pratique de l'ingénierie, les projets sont divisés en phases. De même, le processus de calcul PLAXIS est divisé en phases de calcul. (Figure. III.3) Les exemples de phases de calcul comprennent l'activation d'une charge spécifique à un moment donné, la simulation de la phase de construction, l'introduction de périodes de consolidation, le calcul des facteurs de sécurité, etc. Chaque phase de calcul est généralement divisée en plusieurs étapes de calcul. Chaque phase de calcul est généralement divisée en plusieurs étapes de calcul, car le comportement non linéaire du sol exige que les charges soient appliquées dans de petites proportions (appelées étapes de chargement). Cependant, dans la plupart des cas, il suffit de spécifier la situation à atteindre à la fin de la phase de calcul ; la procédure robuste et automatique de PLAXIS se charge de la subdivision en pas de charge appropriés.

Les phases de construction peuvent être définies en termes de niveaux d'eau et de modes de construction par phases. La première phase de calcul (phase initiale) est toujours le calcul du champ de contraintes initial pour la configuration géométrique initiale en utilisant le chargement gravitaire ou la procédure K0. Il est également possible de spécifier que seuls les calculs relatifs à l'écoulement souterrain sont effectués. Après cette phase initiale, les phases de calcul suivantes peuvent être définies par l'utilisateur. Pour chaque phase, le type de calcul doit être sélectionné.

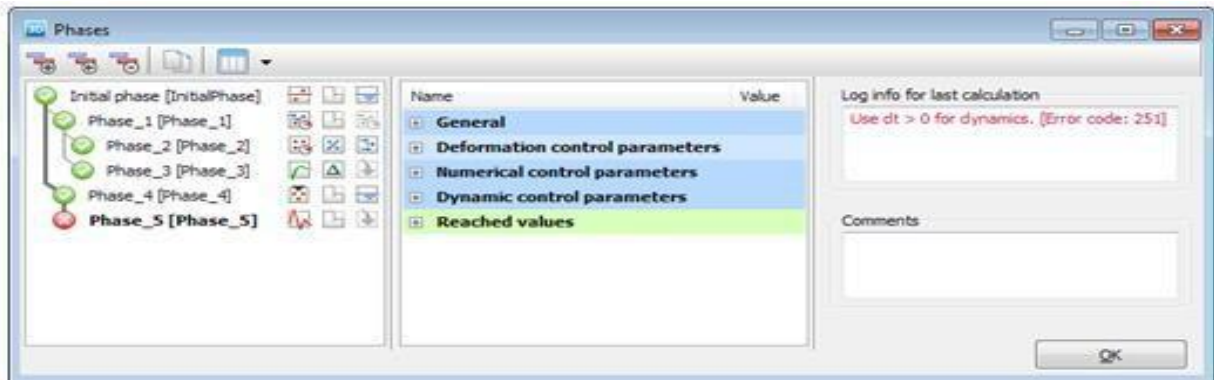


Figure III.4 : Vue de tous les panneaux de la fenêtre Phases.

- **Types de calculs :**

A. 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 en tant que type de calcul autonome dans l'onglet 'Général'.

L'approche de sécurité réduit continuellement les paramètres de résistance du sol $\tan\phi$ et c jusqu'à ce que la défaillance de la structure se produise.

L'angle d'expansion ψ n'est en principe pas affecté par la procédure de réduction ϕ/c . Toutefois, l'angle d'expansion ne peut jamais être supérieur à l'angle de frottement. Si l'angle de frottement ϕ diminue sensiblement et devient égal à l'angle de dilatation (donné), une nouvelle réduction de l'angle de frottement entraînera une réduction similaire de l'angle de dilatation. Si des interfaces sont utilisées, leur résistance diminuera également. La résistance des structures telles que les plaques et les ancrages n'est pas affectée par les calculs de sécurité (réduction de ϕ / c).

Le multiplicateur total ΣM_{sf} est utilisé pour définir les valeurs des paramètres de résistance du sol à certaines étapes de l'analyse

Les paramètres de résistance avec "input" se réfèrent aux propriétés entrées dans le jeu de matériaux et ceux avec "reduced" se réfèrent aux valeurs réduites utilisées dans l'analyse ; ΣM_{sf} est fixé à 1,0 au début du calcul et toutes les résistances des matériaux sont fixées aux valeurs d'entrée.

Le multiplicateur incrémental M_{sf} est utilisé pour spécifier la diminution incrémentale de la résistance pour la première étape de calcul. Cet incrément est fixé par défaut à 0,1, ce

qui est généralement considéré comme une bonne valeur de départ. Le paramètre de résistance est automatiquement et continuellement diminué jusqu'à ce que toutes les étapes supplémentaires aient été effectuées. Par défaut, le nombre de pas supplémentaires est fixé à 100, mais une valeur supérieure à 10000 peut être spécifiée ici si nécessaire. Toujours vérifier si la dernière étape de calcul a été généralisée

Vérifiez toujours si l'étape de calcul a abouti à un mécanisme de rupture généralisé. Dans ce cas, le facteur de sécurité est donné par :

$$F_s = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{Valeur de SMsf à la rupture}$$

B. Calcul de la consolidation :

Les calculs de consolidation sont généralement effectués lorsque la génération et la dissipation de l'excès de pression interstitielle dans les sols argileux saturés doivent être analysées en fonction du temps. PLAXIS fournit une véritable analyse de consolidation élasto-plastique. Typiquement, un calcul plastique non drainé est suivi d'une analyse de consolidation sans charge supplémentaire. Des charges peuvent également être ajoutées pendant l'analyse de consolidation. Cependant, il convient d'être particulièrement prudent lorsque l'on s'approche d'une situation de rupture, car le processus itératif peut ne pas converger. Les conditions limites pour l'excès de pression interstitielle doivent être ajoutées dans l'analyse de consolidation.

C. Calcul Plastique :

Les calculs de plasticité sont utilisés pour effectuer des analyses de déformation élasto-plastique où la variation temporelle de la pression interstitielle n'a pas besoin d'être prise en compte. Si aucune mise à jour des paramètres de maillage n'est sélectionnée, les calculs sont effectués selon la théorie des petites déformations. La matrice de rigidité dans les calculs de plasticité normale est basée sur la géométrie originale non déformée. Ce type de calcul convient à la plupart des applications géotechniques pratiques.

- Un intervalle de temps peut être spécifié, mais l'effet du temps n'est pas pris en compte dans les calculs de plasticité, sauf lors de l'utilisation de modèles de fluage des sols mous.

-Étant donné le chargement rapide des sols argileux saturés, les calculs de plasticité peuvent être utilisés pour le cas limite du comportement totalement non drainé. Des analyses entièrement drainées peuvent également être effectuées pour évaluer le

tassement à long terme. Le tassement sur une période de temps peut être évalué. Cela permet une prédiction raisonnablement précise de la situation finale.

D. Calcul de la pression d'eau :

La pression de l'eau comprend la pression de l'eau "externe" et la pression de l'eau "interne", appelée pression de l'eau interstitielle. La pression de l'eau interstitielle est incluse dans ce que PLAXIS appelle la pression effective de l'eau interstitielle. La pression d'eau interstitielle effective comprend la pression d'eau interstitielle en régime permanent et la pression d'eau interstitielle excédentaire, qui peut également inclure la succion. En général, la composante de la pression de l'eau en régime permanent (à la fois la partie "externe" et "interne") est considérée comme une donnée d'entrée et supposée connue au début de l'analyse de la déformation, tandis que la pression de l'eau interstitielle est le résultat d'une charge non drainée ou d'une consolidation. Cette section décrit le calcul de la pression d'eau en régime permanent, qui est la donnée d'entrée de l'analyse de déformation. L'analyse de déformation peut être générée selon les options de la fenêtre 'Phase'.

E. 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 3D, il est possible d'effectuer une analyse dynamique après une série de calculs plastiques.

III.4.2. Le programme de résultats (Output) :

Le programme de résultats (Output) contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs aux éléments finis.

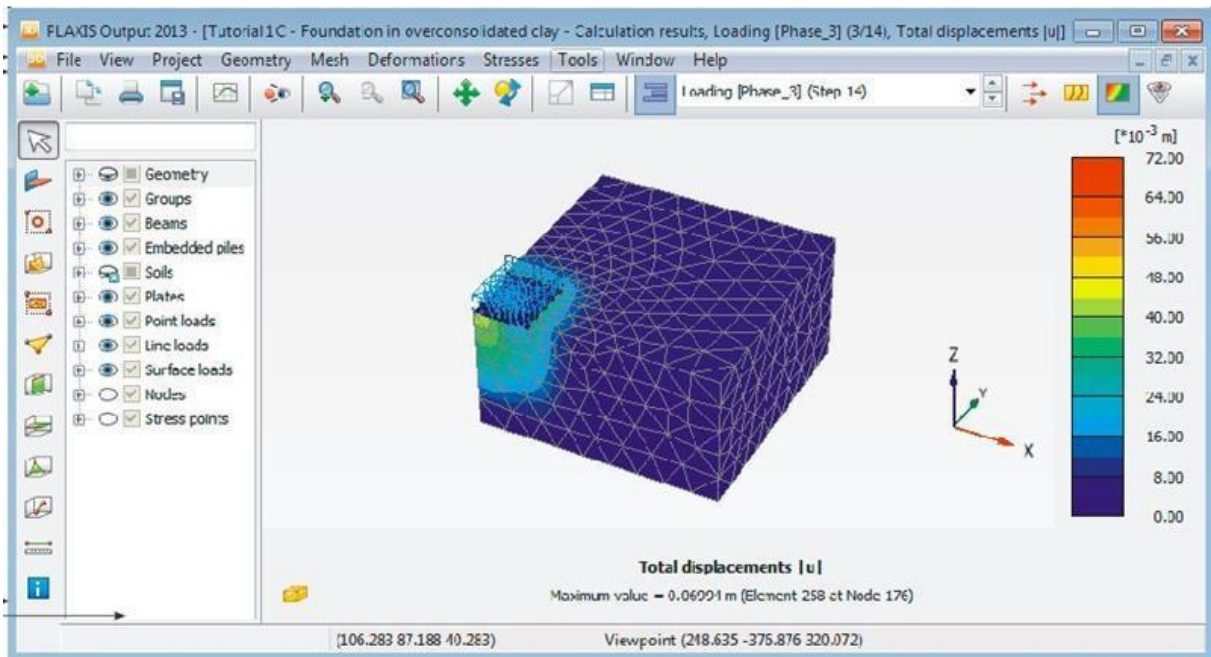


Figure III.5 : Fenêtre principale du programme Output.

La fenêtre principale du programme de résultats contient les éléments suivants :

- **Le menu file :**

ouvre le programme de sortie d'un projet existant, ferme toutes les formes du projet actif, définit le répertoire par défaut où les fichiers du projet PLAXIS 3D sont sauvegardés, affiche des informations en fonction du type d'information, ouvre un fichier texte (pour les résultats sous forme de tableau) ou un fichier image (pour le traçage), génère des rapports de projet, crée des animations à partir des étapes de sortie sélectionnées et imprime la fenêtre de sortie active sur l'imprimante sélectionnée. (pour le traçage), génère des rapports de projet, crée des animations à partir des étapes de sortie sélectionnées et imprime la fenêtre de sortie active sur une imprimante sélectionnée.

- **Le menu view :**

Restaurer la vue avant la dernière opération de zoom, restaurer le tracé original, changer le point de vue de la projection 3D du modèle, sauvegarder la vue courante (image ou tableau), changer le facteur d'échelle des quantités affichées, basculer l'affichage des axes X, Y et Z globaux du tracé actif (en bas à droite), des axes locaux 1, 2 et 3 de la structure. Bascule l'affichage des axes locaux 1, 2 et 3 de la structure. Cette option n'est disponible que pour l'affichage des structures, la réduction de la quantité de sol dans le modèle, l'assemblage des composants géométriques du projet, la définition de divers attributs graphiques tels que

les couleurs de l'objet et du fond, la taille des symboles, la taille de la police, etc. et l'affichage des formes déformées des sections, de la géogrille et des plaques.

- **Le menu project:**

Les tableaux de fixation des nœuds, les tableaux des charges actives et des moments de flexion à l'étape actuelle, les tableaux des charges d'eau externes pour les limites de forme à l'étape actuelle, les limites du sol, les informations générales du projet et les informations de calcul pour chaque phase de calcul peuvent être affichés.

- **Le menu geometry :**

Vous pouvez basculer l'affichage des niveaux d'eau dans le modèle, basculer l'affichage des charges externes dans le modèle, basculer l'affichage des fixations dans le modèle, basculer l'affichage des déplacements spécifiés dans le modèle, basculer l'affichage des déplacements spécifiés dans le modèle et filtrer les nœuds qui sont affichés dans le modèle selon des critères définis.

- **Le menu mesh:**

Il est possible d'afficher les tableaux de qualité des éléments du sol selon différentes normes, d'afficher les distributions de volume des éléments du sol, d'afficher les tableaux de distribution de volume des éléments du sol, de basculer l'affichage des nœuds dans le modèle, de basculer l'affichage des points de contrainte dans le modèle, de basculer l'affichage des numéros des éléments du sol et de basculer l'affichage des matériaux dans le modèle.

- **Le menu deformations :**

Le menu 'Déformation' offre différentes options pour l'affichage de la déformation (déplacements, déformations), de la vitesse et de l'accélération (pour les analyses dynamiques) du modèle d'éléments finis. Ces quantités peuvent être affichées pour l'ensemble de l'analyse (valeur totale), la dernière phase (valeur de phase) ou le dernier pas de calcul (valeur incrémentale). En règle générale, les déplacements sont contenus dans les nœuds du maillage de l'élément fini, de sorte que la sortie des déplacements est affichée sur une base nodale, tandis que les déformations sont généralement affichées aux points d'intégration (points de contrainte).

- **Le menu stresse :**

Le menu Contrainte contient diverses options permettant d'afficher l'état de contrainte et d'autres paramètres d'état du modèle d'éléments finis.

Il contient diverses options permettant d'afficher l'état de contrainte et d'autres paramètres d'état du modèle d'éléments finis. Les contraintes sont contenues dans les points d'intégration du maillage des éléments finis, de sorte que la sortie de contrainte est affichée en référence aux points d'intégration (points de contrainte).

- **Le menu forces :**

Le menu Forces contient diverses options pour visualiser les forces résultantes dans les éléments structurels.

- **Le menu tools:**

Il est possible de sélectionner les nœuds et les points de contrainte à prendre en compte dans les courbes, d'activer la fenêtre de sélection du maillage, de sélectionner des tranches définies par l'utilisateur avec la distribution des quantités présentées, de définir des lignes où la distribution des quantités présentées est affichée et de mesurer la distance entre deux nœuds dans le modèle pour les maillages originaux et déformés.

- **Le menu window:** Il affiche le projet ou le formulaire actuellement affiché dans Output, duplique la vue active, ferme le formulaire Output actif et effectue un basculement horizontal et vertical du formulaire Output affiché.

- **Le menu help :**

Vous pouvez lire le mode d'emploi, accéder au site Internet de PLAXIS TV où le mode d'emploi est disponible, et consulter les informations sur les versions et les licences des programmes.

III.4.3. Le programme courbe (CURVES) :

Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

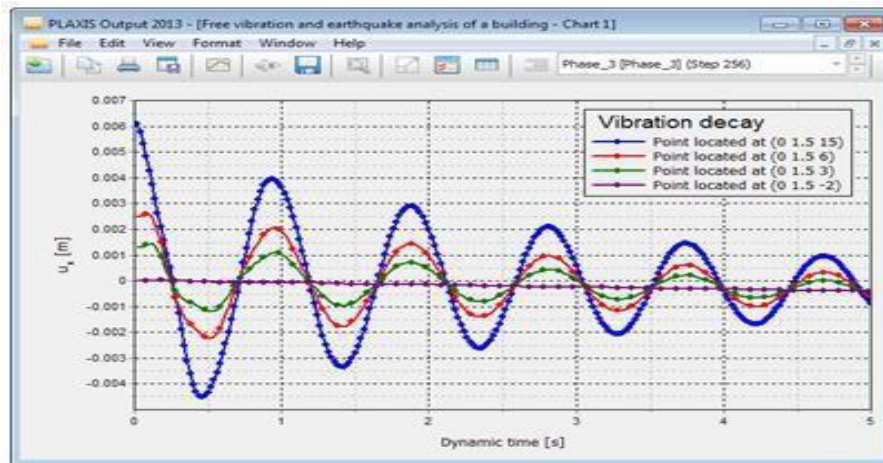


Figure III.6 : Courbes dans le programme output.

La fenêtre principale du programme Curves contient les éléments suivants :

- **Le menu file :**

Le menu File est fondamentalement le même que celui disponible dans le programme Output.

- **Le menu edit :**

Notez que le menu "Editer" n'est disponible que lorsque la courbe est visible. Les options disponibles permettent d'inclure la courbe dans le graphique actuel.

- **Le menu view :**

- L'affichage des résultats dans la fenêtre est organisé à l'aide des options disponibles dans le menu view.

- **Le menu format :**

Le menu "Format" contient une option de configuration qui, lorsqu'elle est sélectionnée, ouvre la fenêtre correspondante pour modifier la présentation des diagrammes et des courbes.

- **Les menus window et help:**

Ces menus contiennent les mêmes options que celles définies dans la partie Programme de Résultats (Output).

III.5. Les modèles De Comportements Utilisés Par Plaxis 3D :

L'un des objectifs de Plaxis est de fournir aux utilisateurs un code d'éléments finis robuste et convivial, capable de traiter des problèmes géotechniques réels dans un délai raisonnable, en utilisant des modèles de comportement du sol (des modèles élastoplastiques de Mohr-Coulomb aux lois de comportement les plus sophistiquées décrivant presque tous les

aspects du comportement du sol) qui peuvent être paramétrés à partir d'études de sol normales.

III.5.1. Le Modèle élastique linéaire :

Le modèle d'élasticité linéaire utilisé dans Plaxis est un modèle classique représentant l'élasticité linéaire isotrope par la loi de Hooke.

Le tableau d'entrée des données nécessite la saisie du module d'Young E et du coefficient de Poisson ν .

La relation entre le module d'Young E et le module de cisaillement G est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Les modèles élastiques linéaires peuvent être utilisés principalement pour modéliser les éléments structurels en béton et en métal qui interagissent avec le sol, et pour certains problèmes de mécanique des roches.

III.5.2. Le Modèle de Mohr Coulomb (MC) :

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. C'est modèle élastique parfaitement plastique (sans écrouissage) nécessite la détermination de cinq paramètres qui sont : le module d'Young E, le coefficient de Poisson ν , la cohésion C, l'angle de frottement ϕ , l'angle de dilatance ψ .

III.5.2.1. Le Module de Young :

Dans Plaxis, le module de Young est utilisé comme module de déformation de référence dans les modèles élastiques et de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également pris en compte. Le module de déformation a une dimension de contrainte (force par unité de surface) et varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Une attention particulière doit être portée aux valeurs de rigidité adoptées dans les calculs, car la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire lorsque des charges commencent à être appliquées chargement $|\sigma_1 - \sigma_3|$

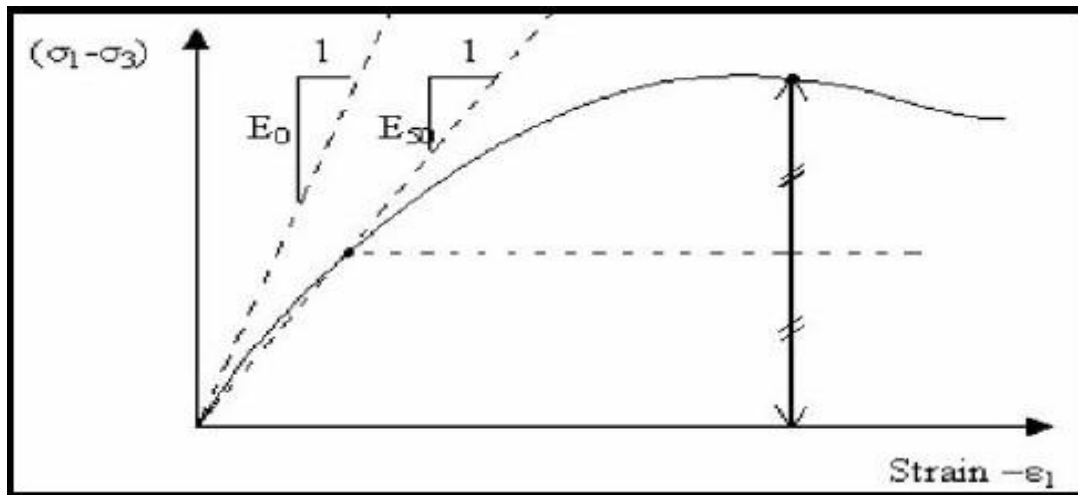


Figure III.7 : Définition des modules E0 et E50.

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E50 (voir Figure III.7). Pour des argiles très sû consolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E50.

III.5.2.2. Le coefficient de poisson :

Une valeur de 0,2 à 0,4 est recommandée pour le coefficient de poisson. Il s'agit d'une valeur réaliste lorsque des charges permanentes (procédure K0 ou charge de gravité) sont appliquées. Des valeurs inférieures peuvent être utilisées pour certains problèmes, notamment dans les zones assainies. Pour les sols incompressibles, le coefficient de Poisson approche 0,5, mais cette valeur ne peut pas être utilisée.

III.5.2.3. La cohésion :

La cohésion a une dimension contraignante : bien que PLAXIS puisse traiter du sable sans cohésion ($c = 0$), certaines options ne fonctionnent pas bien. Pour éviter les complications, il est recommandé d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0,2$ kPa) ; Plaxis dispose d'une option spéciale pour les couches où la cohésion augmente avec la profondeur.

III.5.2.4. L'angle de frottement interne φ :

L'angle de frottement (ν) est saisi en degrés. Les angles de frottement élevés parfois obtenus avec des sables de haute densité augmentent considérablement la difficulté numérique des calculs plastiques.

En outre, le temps de calcul varie de manière exponentielle avec l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés doivent être évités dans les calculs d'avant-projet ; l'utilisation d'angles de frottement supérieurs à 35° augmente considérablement le temps de calcul.

III.5.2.5. L'angle de dilatance ψ :

Il s'agit d'une propriété spécifique aux sols graveleux (sables et graviers), qui présentent une dilatation (augmentation de volume) due au cisaillement. On considère ici une loi d'écoulement définie par $\psi < \nu$: la valeur de ψ peut être simplement déterminée à partir du gradient d'expansion observé dans les essais triaxiaux.

Cependant, elle peut également être évaluée à l'aide de la règle empirique approximative suivante :

- $\Psi = 0$ pour $\varphi < 30^\circ$.
- $\Psi = \varphi - 30^\circ$ pour $\varphi > 30^\circ$.

Les cas où $\Psi < 0$: PLAXIS accepte des angles de dilatance négatifs cela correspond à des sables lâches. La valeur de $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, où il n'y a pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densités faibles ou moyennes sous contraintes assez fortes.

III.5.2.6. les paramètres avancés :

Les paramètres avancés de Mohr Coulomb augmentent la rigidité et la cohésion avec la profondeur et réduisent la traction.

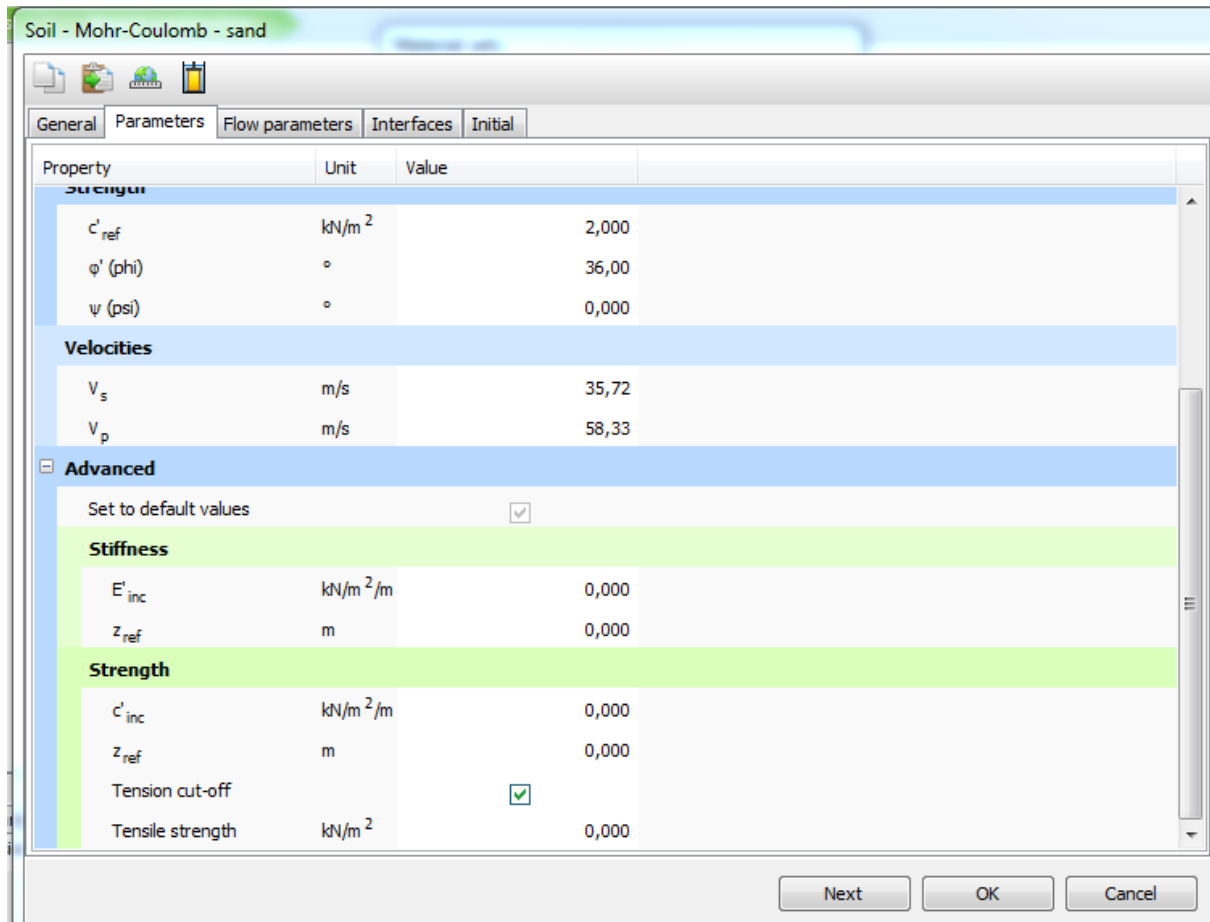


Figure III.8 : Fenêtre des paramètres avancés de Mohr-Coulomb.

III.6. Modèle de sol durcissant (HardeningSoil model - HS) :

Il s'agit d'un modèle avancé de simulation du comportement des sols. Le modèle de sol durci est un modèle hyperbolique de type élastoplastique formulé dans un cadre de plasticité de cisaillement. En outre, le modèle implique un durcissement par compression pour simuler un compactage irréversible du sol.

Dans le cadre d'un compactage primaire. Ce modèle de second ordre peut être utilisé pour simuler le comportement de sols plus mous tels que l'argile et le limon, ainsi que le sable et le gravier.

III.6.1. Modèle de sol durcissant avec une rigidité à faible déformation (HardeningSoil model withsmall-strainstiffness -HSsmall) :

Il s'agit d'un modèle hyperbolique élastoplastique, similaire au modèle de sol durci. En outre, le modèle incorpore un coefficient de rigidité dépendant de la déformation pour simuler

les différentes réponses du sol aux petites déformations (par exemple, les vibrations avec des niveaux de déformation inférieurs à 10⁻⁵) et aux grandes déformations.

III.6.2. Modèle de sol mou (Soft Soil model -SS) :

Un modèle de type Cam-Clay, qui peut être utilisé pour simuler le comportement des sols mous, généralement des argiles et des tourbes compactées. Ce modèle fonctionne mieux dans les situations de compactage primaire.

III.6.3. Modèle de sol mou avec effet du temps (Soft SoilCreep model -SSC) :

Il s'agit d'un modèle quadratique formulé dans un cadre viscoplastique. Le modèle peut être utilisé pour simuler le comportement en fonction du temps des sols mous, tels que les argiles et les tourbes normalement solidifiées. Le modèle comprend un compactage logarithmique de premier et de second ordre.

III.6.4. Modèle de Jointed Rock (The Jointed Rock model):

Le modèle Joint Rock est un modèle anisotrope élastoplastique, spécialement conçu pour simuler le comportement des formations rocheuses, y compris la stratification et les directions spécifiques des failles. La déformation plastique ne se produit que dans un maximum de trois directions de cisaillement (plans de cisaillement). Chaque face a ses propres paramètres de résistance ϕ et c . La roche intacte est supposée se comporter comme un corps parfaitement élastique avec des propriétés de rigidité constantes E et ν . Dans le sens de l'empilement, des propriétés élastiques réduites peuvent être définies.

III.6.5. Modèle de Cam-Clay modifié (Modified Cam-Clay model -MCC) :

Ce modèle d'état critique bien connu peut être utilisé pour simuler le comportement de sols mous normalement consolidés. Le modèle suppose une relation logarithmique entre la déformation volumétrique et la contrainte effective moyenne.

III.6.6. Le Modèle (NGI-ADP) :

Le modèle NGI-ADP peut être utilisé pour analyser la capacité, la déformation et l'interaction sol-structure, y compris les charges d'argile non drainées. Différentes forces de contrainte anisotropes peuvent être définies pour différentes trajectoires de contrainte.

III.6.7. Le Modèle Hoek-Brown(HB) :

Ce modèle bien connu, entièrement plastique et élastique, est utilisé pour simuler le comportement isotrope de la roche. Une rigidité constante est utilisée pour la roche. Les ruptures par cisaillement et par traction sont décrites par des courbes de contrainte non linéaires.

III.6.8. Modèles de sol définis par l'utilisateur (User-defined soil models -UDSM) :

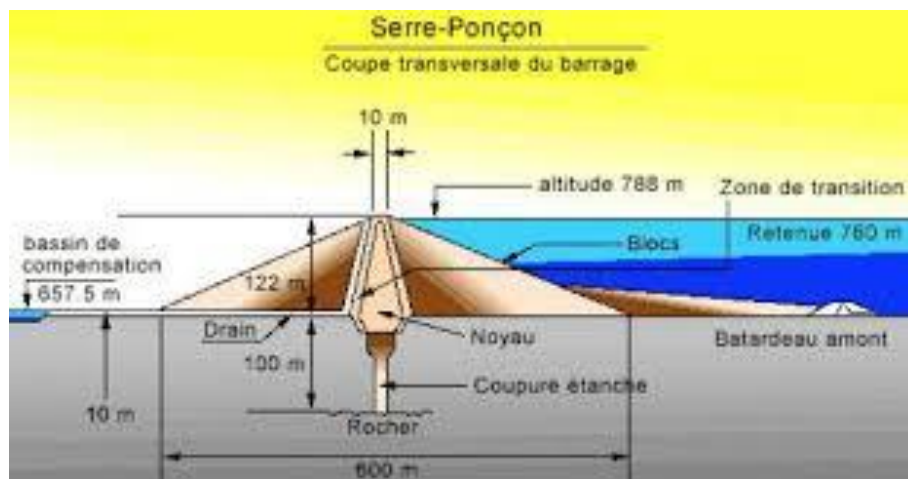
Avec cette option, il est possible d'utiliser d'autres modèles constitutifs que les modèles PLAXIS standard.

III.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, l'objectif est d'introduire la méthode des éléments finis Plaxis 3D. Cette méthode consiste à diviser le modèle géotechnique en éléments discrets, tels que des éléments finis, pour représenter les caractéristiques physiques et mécaniques du barrage. Chaque élément est associé à des propriétés géotechniques spécifiques, telles que la résistance des sols, la perméabilité, la cohésion et l'angle de frottement interne.

CHAPITRE 4:

PRÉSENTATION DE CODE DE CALCUL PLAXIS 3D



CHAPITRE IV

La modélisation d'un Barrage en terre sous PLAXIS 3D

I.1. Introduction:

La sécurité des barrages est un sujet important. C'est plutôt un impératif, présent de façon plus ou moins explicite dans tout acte et toute décision de chaque intervenant dans la conception, la construction et l'exploitation d'un barrage. La sécurité dépend de beaucoup de petits détails d'exécution et d'exploitation, autant que des choix fondamentaux de projet.

Le souci permanent de la sécurité doit être consubstantiel à l'action du barragiste, pour deux raisons :

- Éviter les ruptures catastrophiques, bien sûr,
- Mais aussi éviter de compromettre l'exploitation de l'ouvrage : la défaillance ou l'indisponibilité d'un barrage peut affecter des intérêts économiques vitaux et entraîner des dommages sérieux même en l'absence de rupture du barrage.

Notre étude est axée principalement sur le calcul de la stabilité du barrage en terre et la détermination des déplacements par les méthodes numériques en utilisant le code de calcul PLAXIS 3D.

L'objectif de ce travail est l'étude de la stabilité et des déplacements d'un barrage réel en utilisant deux modèles de comportement Mohr-Coulomb et Harding Soil Model (Plaxis)

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Ce modèle concerne la stabilité d'un barrage réservoir dans des conditions de rabattement. Une réduction rapide du niveau du réservoir peut entraîner une instabilité du barrage en raison des pressions interstitielles élevées qui restent à l'intérieur du barrage. Le barrage est constitué d'un noyau d'argile avec un remblai bien nivelé des deux côtés. Le sous-sol est constitué de sable limoneux sur consolidé.

I.2.1. Objectifs

- Réalisation d'une analyse de déformation d'écoulement entièrement couplée
- Définition des conditions hydrauliques en fonction du temps
- Utilisation de paramètres de débit non saturés

I.2.2. Géométrie:

Le barrage à considérer a une hauteur de 30 m. La largeur du sommet et la largeur de la

base du barrage sont respectivement de 5 m et 230 m. La géométrie du barrage est illustrée ci-dessous (Figure IV.1). Le niveau d'eau normal derrière le barrage est de 25 m de haut. On considère une situation où le niveau d'eau baisse de 20 m. Le niveau phréatique normal du côté droit du barrage est à 10 m sous la surface du sol.

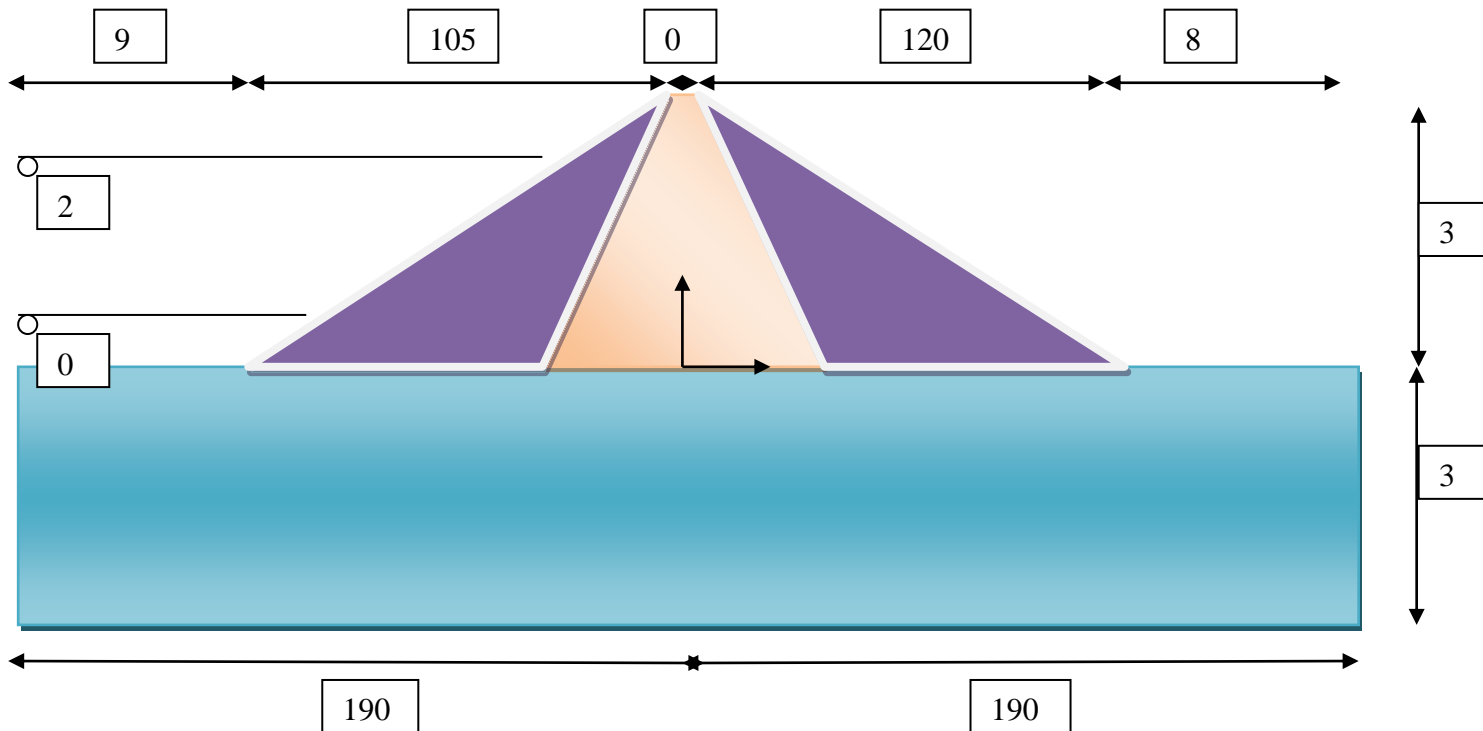


Figure IV.1 : Géométrie d'un modèle de barrage en terre (noyau central)

I.2.3. Matériaux du sol:

Les données de matériaux qu'on a utilisé pour les couches de sol ont les propriétés suivantes :

Tableau IV.1 : les caractéristique des matérielles choisi pour le modèle du barrage en terre

Paramétr E	Nom	Noyau	Alluvions	Sous-sol	Unité
Le modèle de travail	Model	Mohr-Coulom B	Mohr-Coulom b	Mohr-Coulom B	-
Type de drainage	Type	Undrained (B)	Drained	Drained	-

Poids unitaire du sol au-dessus du niveau phréatique	γ_{unsat}	16.0	16.0	17.0	kN/m ³
Poids unitaire du sol en dessous du niveau	Γ_{sat}	18.0	20.0	21.0	kN/m ³

Phréatique					
Paramètres					
Module de Young	E'	$1.5 \cdot 10^3$	$2.0 \cdot 10^4$	$5.0 \cdot 10^4$	kN/m ²
Coefficient de Poisson	ν_{ur}'	0.35	0.33	0.3	-
Cohésion	c_{ref}'	-	5.0	1.0	kN/m ²
Résistance au cisaillement non drainé	$s_{\text{u,ref}}$	5.0	-	-	kN/m ²
Angle de frottement	ν'	-	31	35.0	°
Niveau de référence	Z_{ref}	30	-	-	m

Angle de dilatation	ψ	-	1.0	5.0	°
Module de Young inc.	E_{inc}'	300	-	-	kN/m ² / m
Résistance au cisaillement non drainée inc.	$s_{u,inc}$	3.0	-	-	kN/m ²
Eaux souterraines					
Ensemble de données de flux	Model	Hypres	Hypres	Hypres	-
Modèle	-	Van Genuchten	Van Genuchten	Van Genuchten	-
Sol	-	Subsoil	Subsoil	Subsoil	-
La grossièreté du sol	-	Veryfine	Coarse	Coarse	-
Perméabilité dans le sens Horizontal	k_x	$1.0 \cdot 10^{-4}$	0.25	0.01	m/day
Perméabilité dans le sens Horizontal	k_y	$1.0 \cdot 10^{-4}$	0.25	0.01	m/day
Perméabilité dans le sens Vertical	k_z	$1.0 \cdot 10^{-4}$	0.25	0.01	m/day

I.1. Modélisation sur PLAXIS3D:

La modélisation a été établie et calculée avec le logiciel PLAXIS 3D V20. Pour le but de vérifier la stabilité d'un Barrage en terre dans des conditions de rabattement. voici les différentes étapes de modélisation :

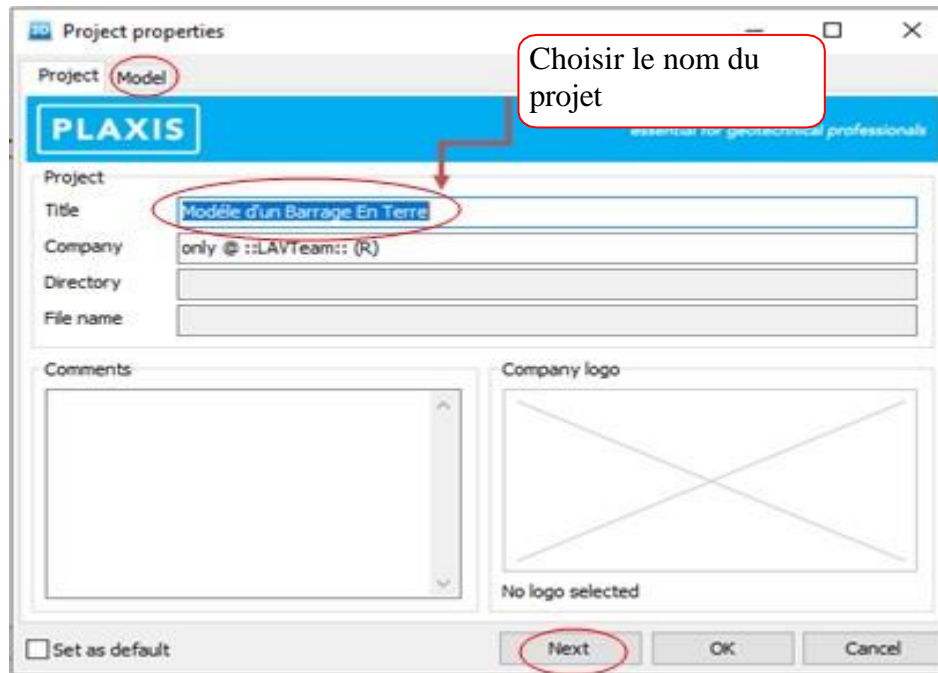


Figure IV.2 : La première fenêtre apparente en ouvrant le PLAXIS

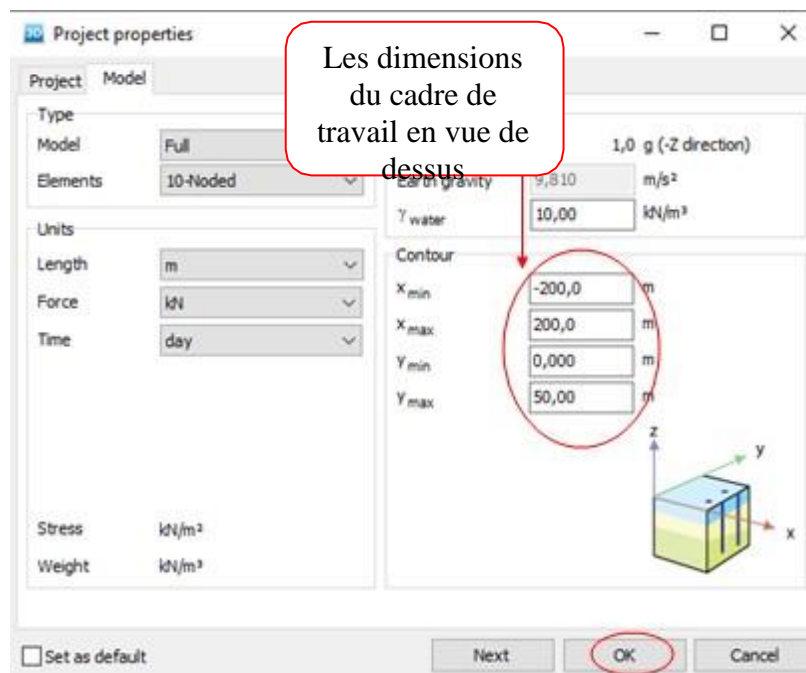


Figure IV.3 : les caractéristiques générales du projet

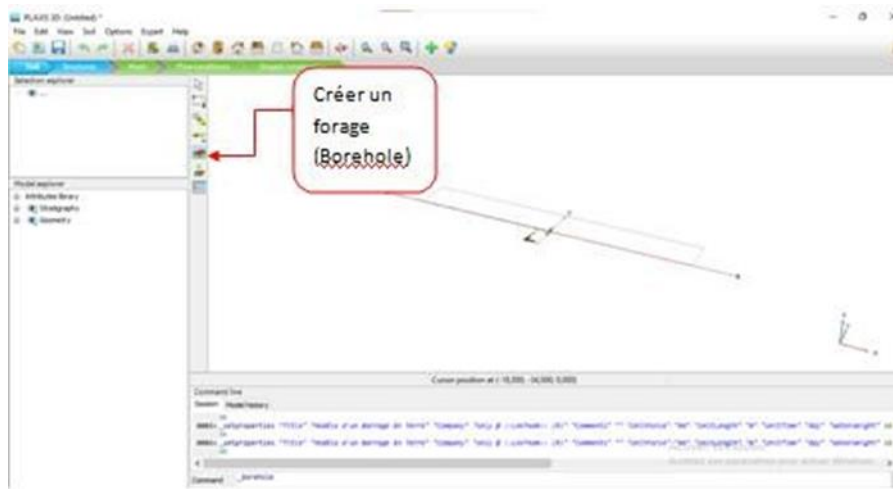


Figure IV.4 : la création du sol

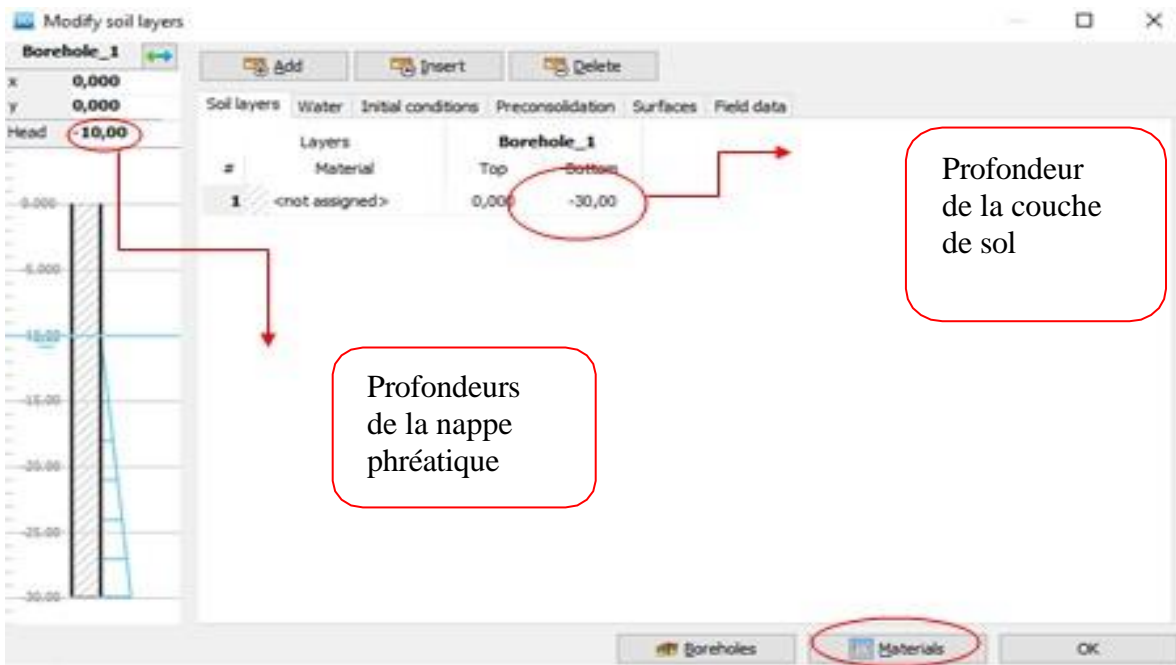


Figure IV. 5 : L'ajout des couches de sol

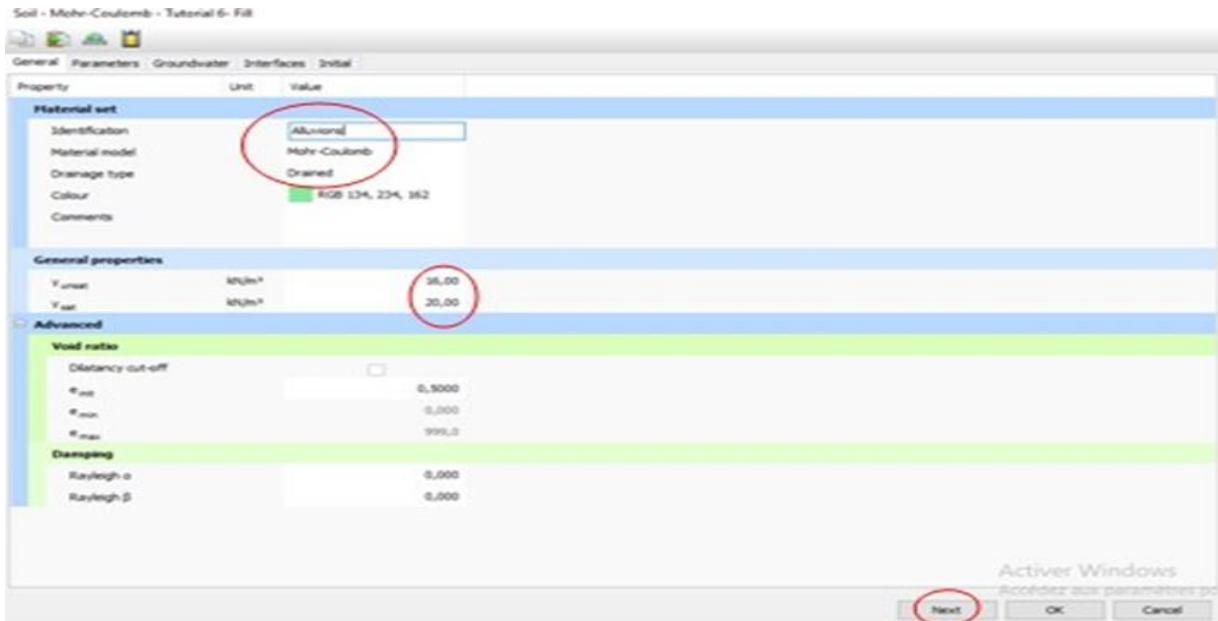


Figure IV. 6 : mettre les propriétés du sol utilisé pour le projet

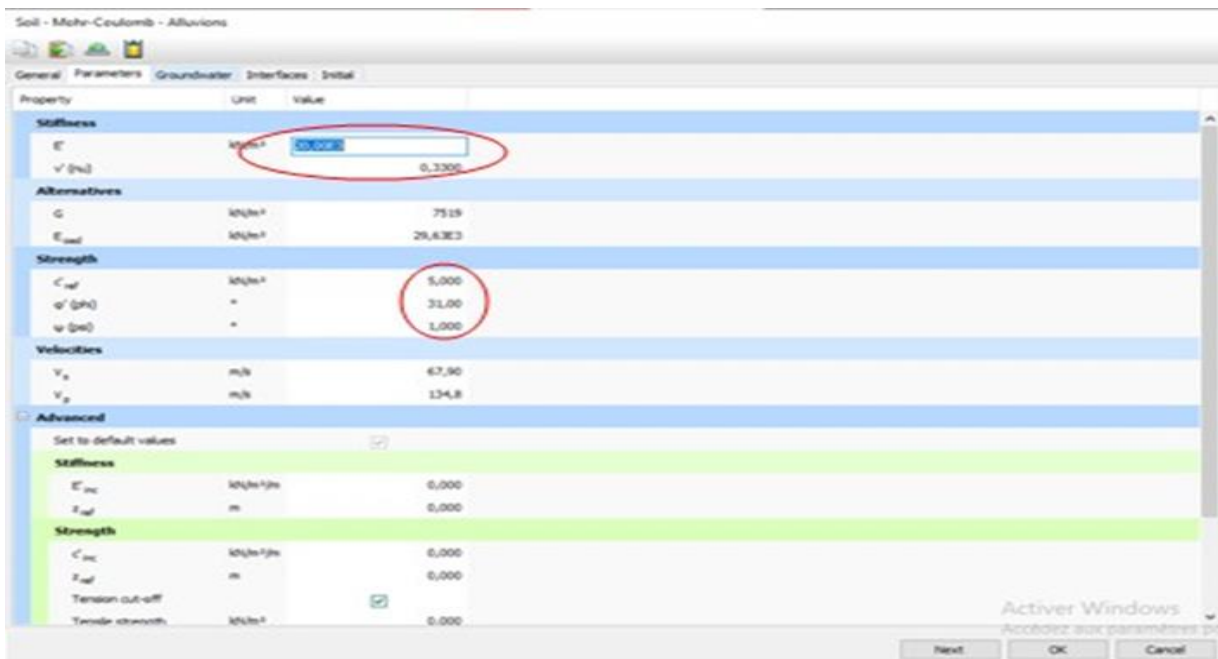


Figure IV. 7 : définir les paramètres du sol

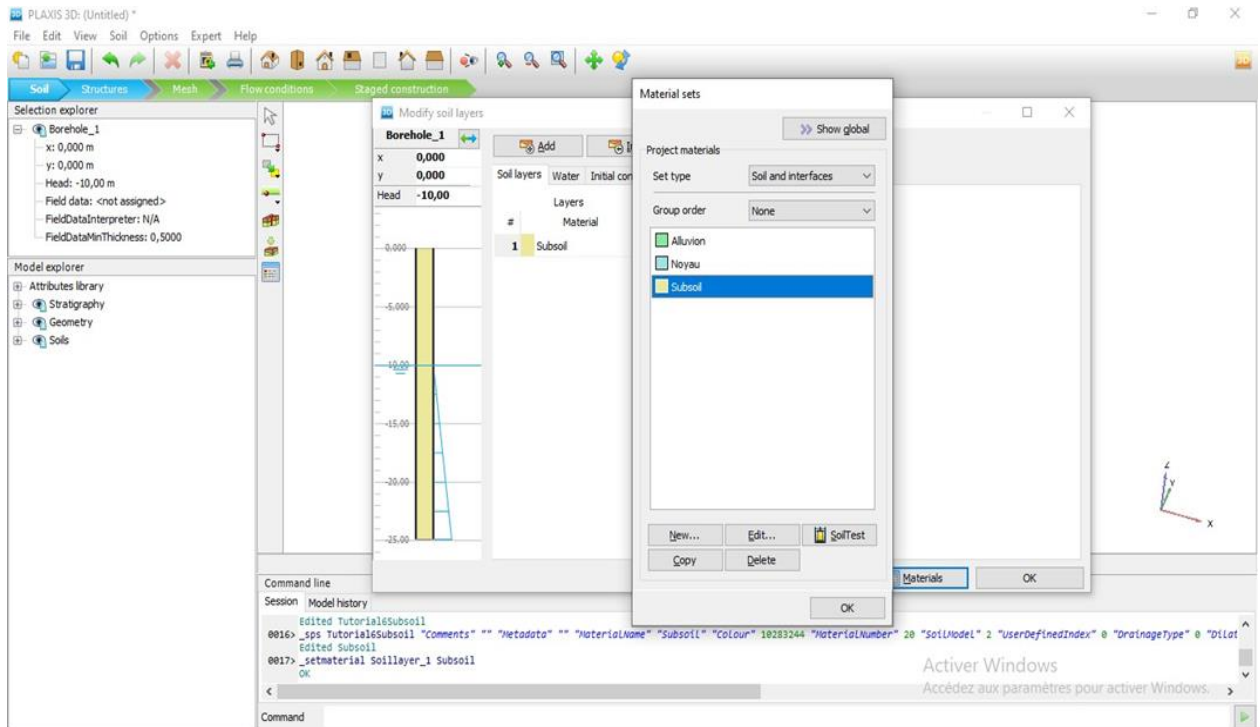


Figure IV. 8 : le matériel utilisés pour notre modèle (Barrage en terre)

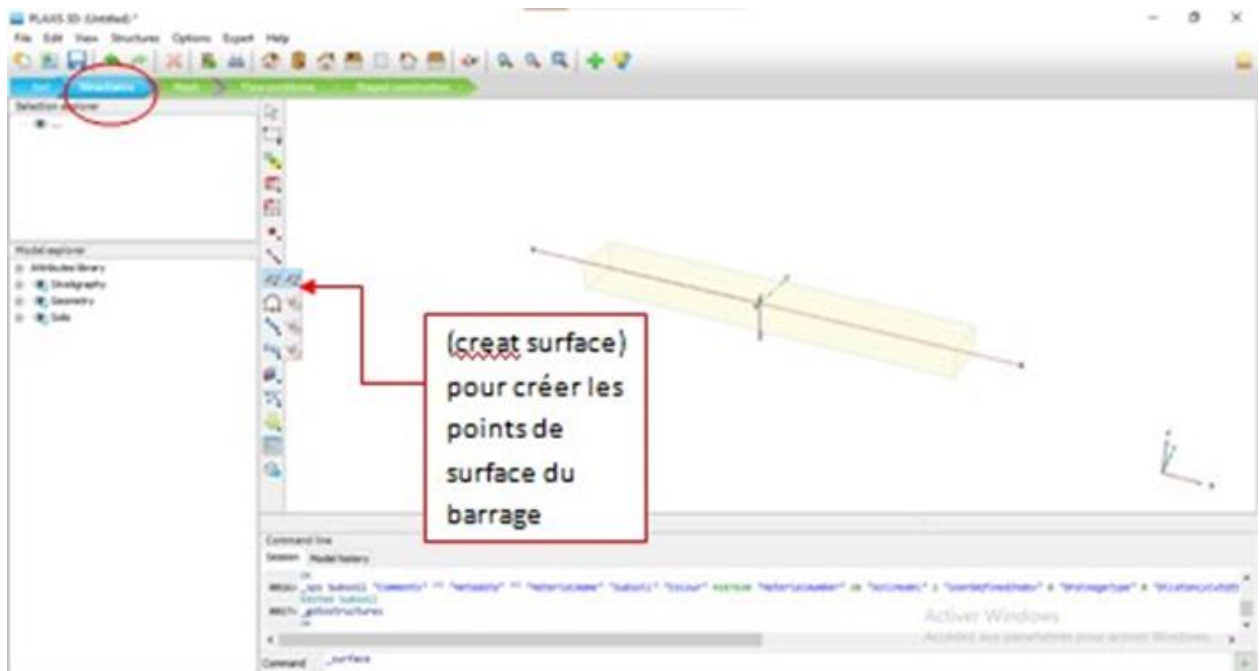


Figure IV.9 : étape structure : création du projet

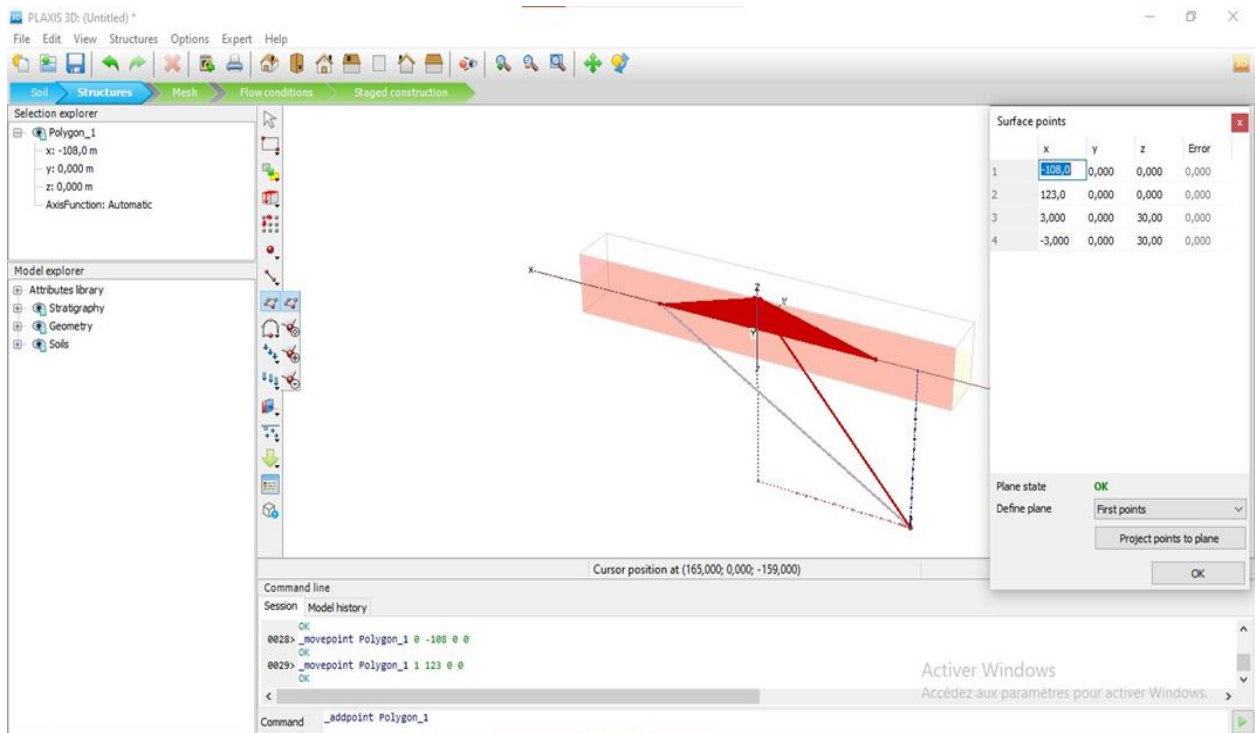


Figure IV.10 : définir les points pour créer la surface du barrage

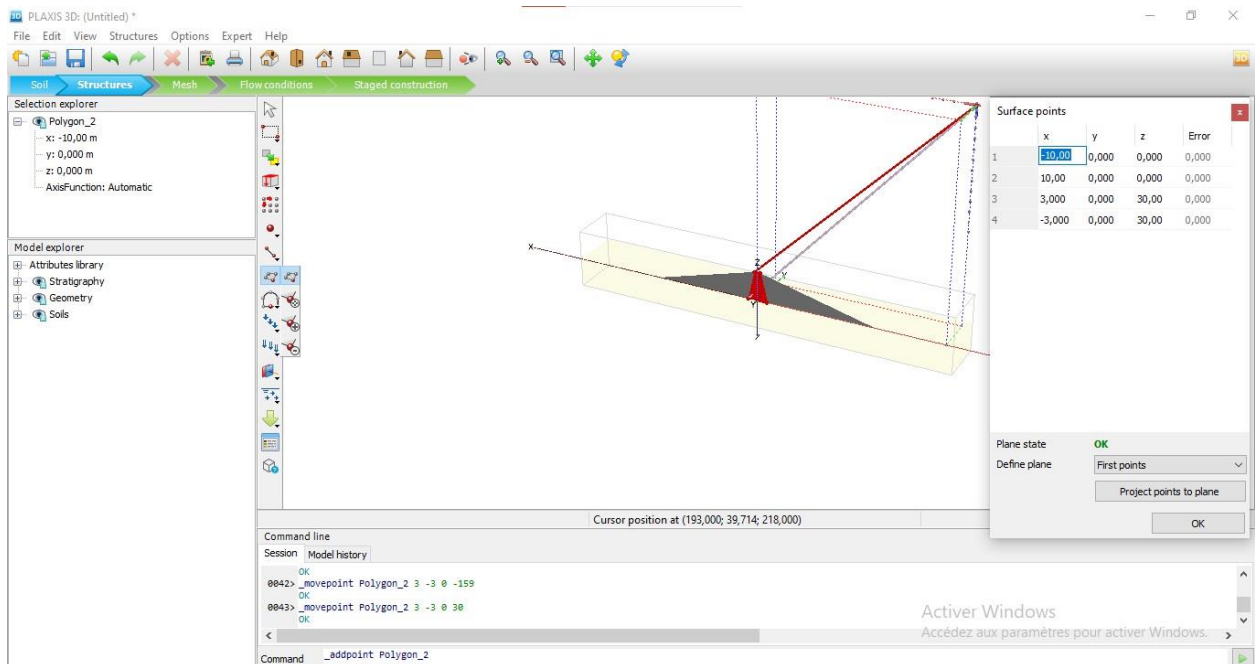


Figure IV. 11 : définir les points de la surface du noyau

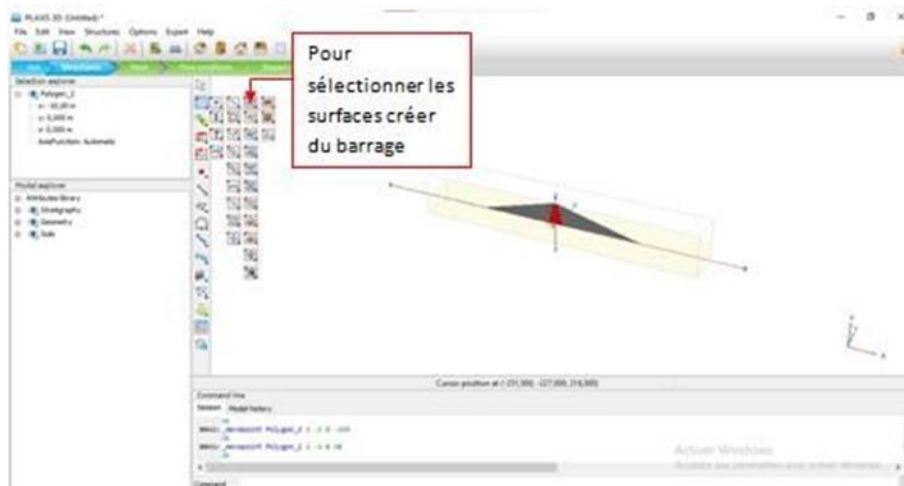


Figure IV. 12 : la selecte de la surface

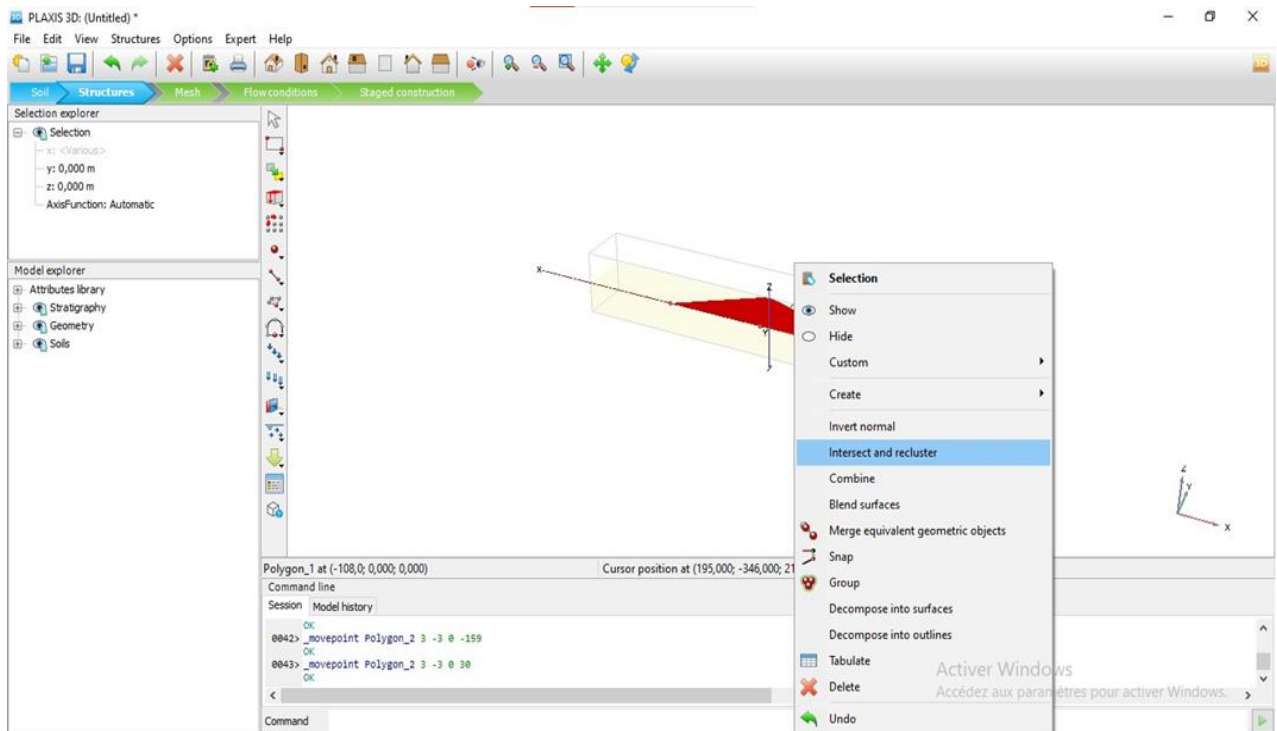


Figure IV. 13 : regrouper les points à fin de les extruder en 3D

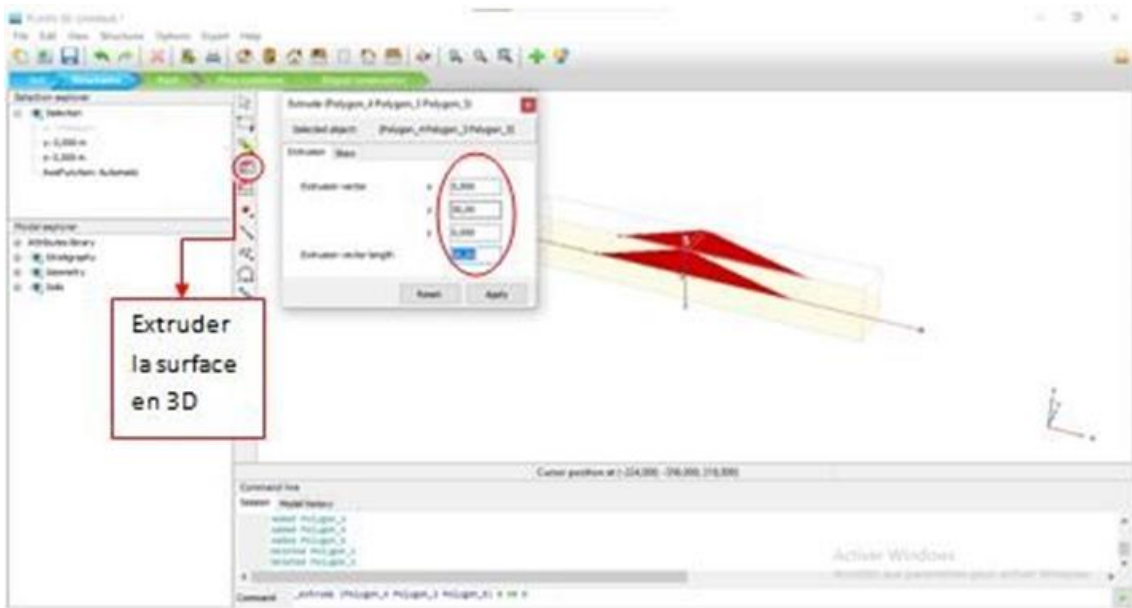


Figure IV. 14 : définir les démentions de l'extrusion

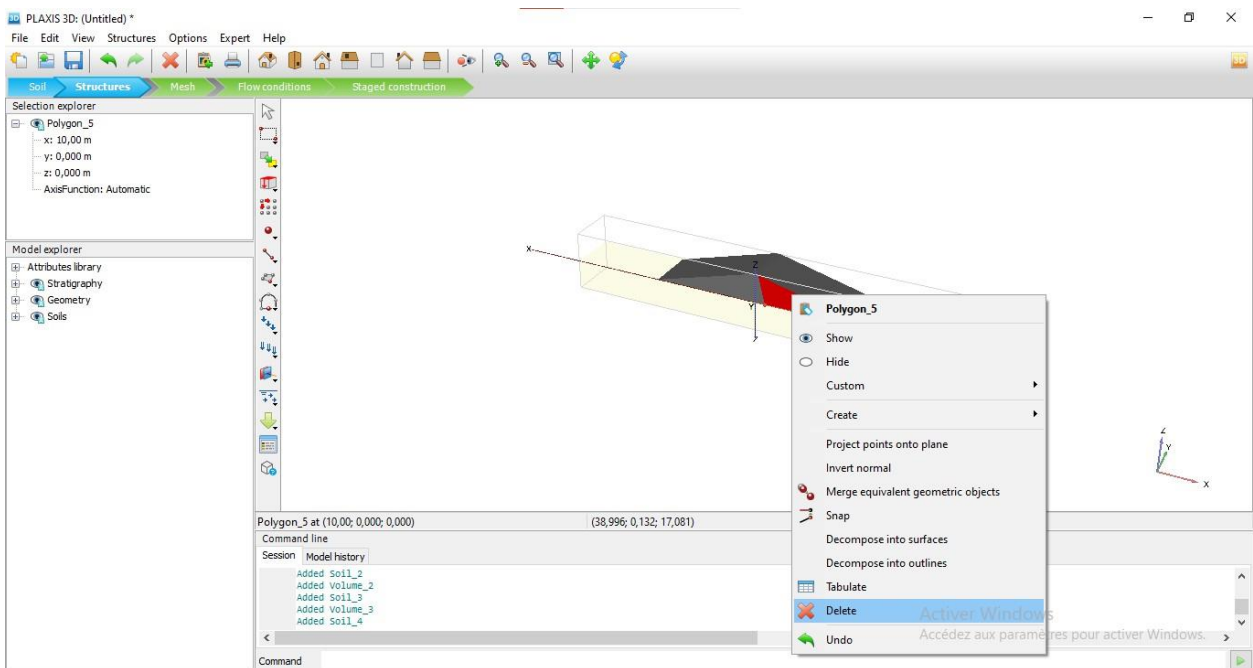


Figure IV. 15 : la suppression de chaque surface à fin de mettre les paramètres de sol

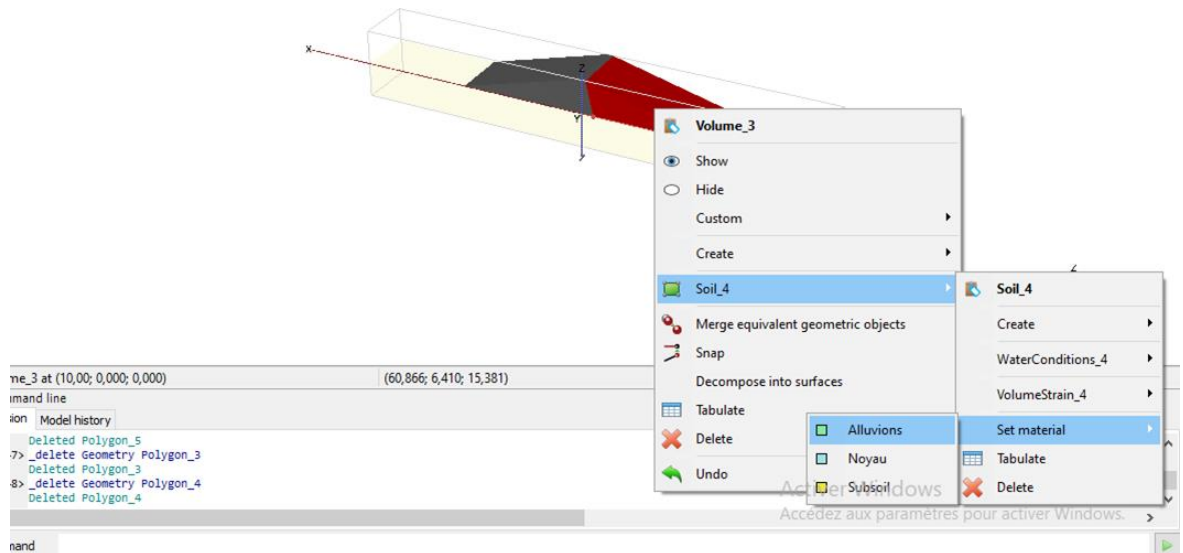


Figure IV. 16 : installation du matériels pour chaque sol

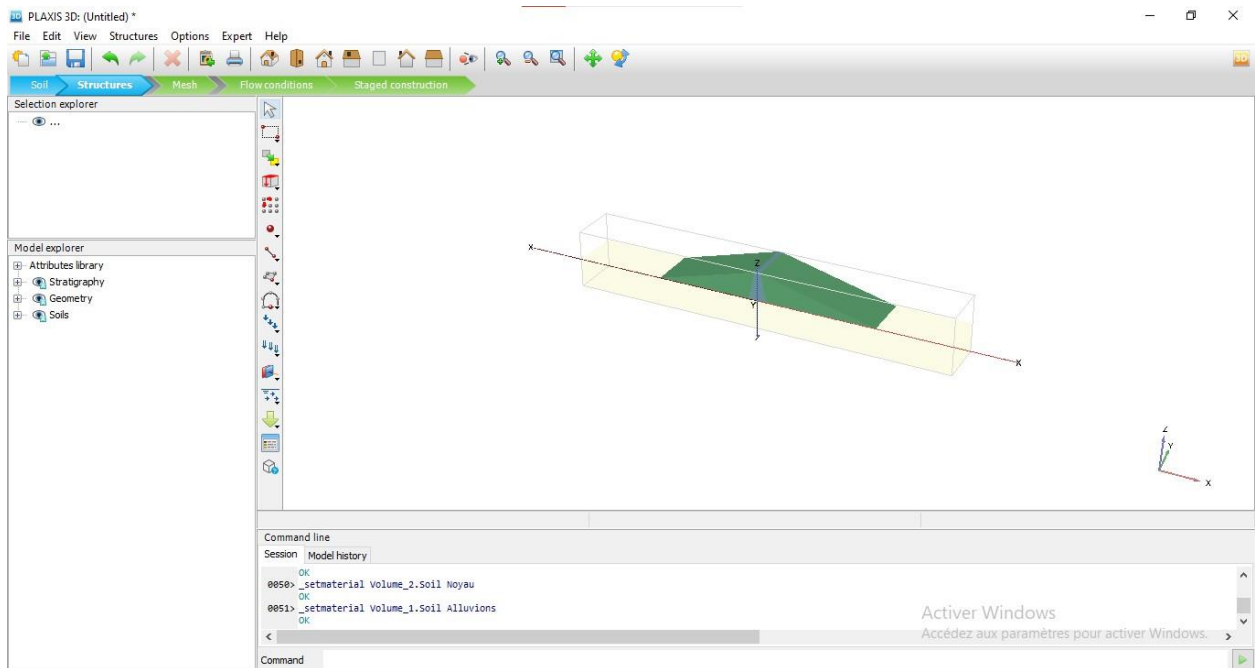


Figure IV. 17: le barrage après la définition du matériau de sol

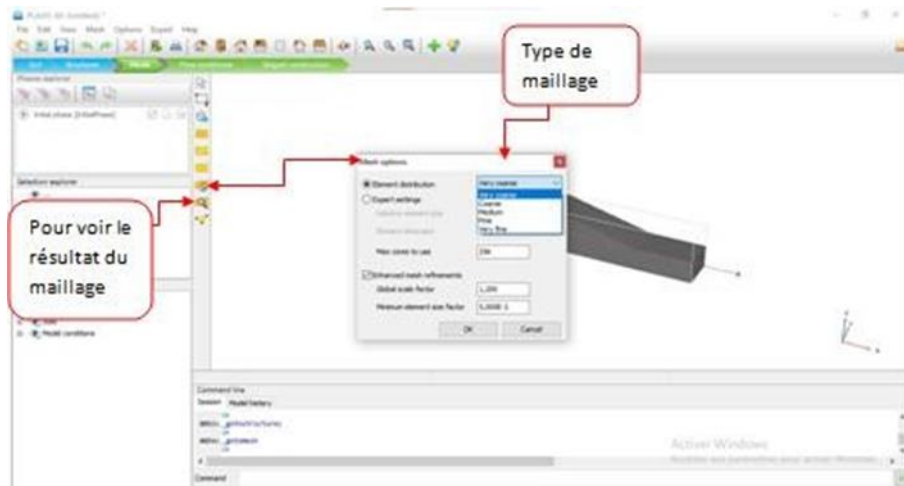


Figure IV. 18 : étape du maillage

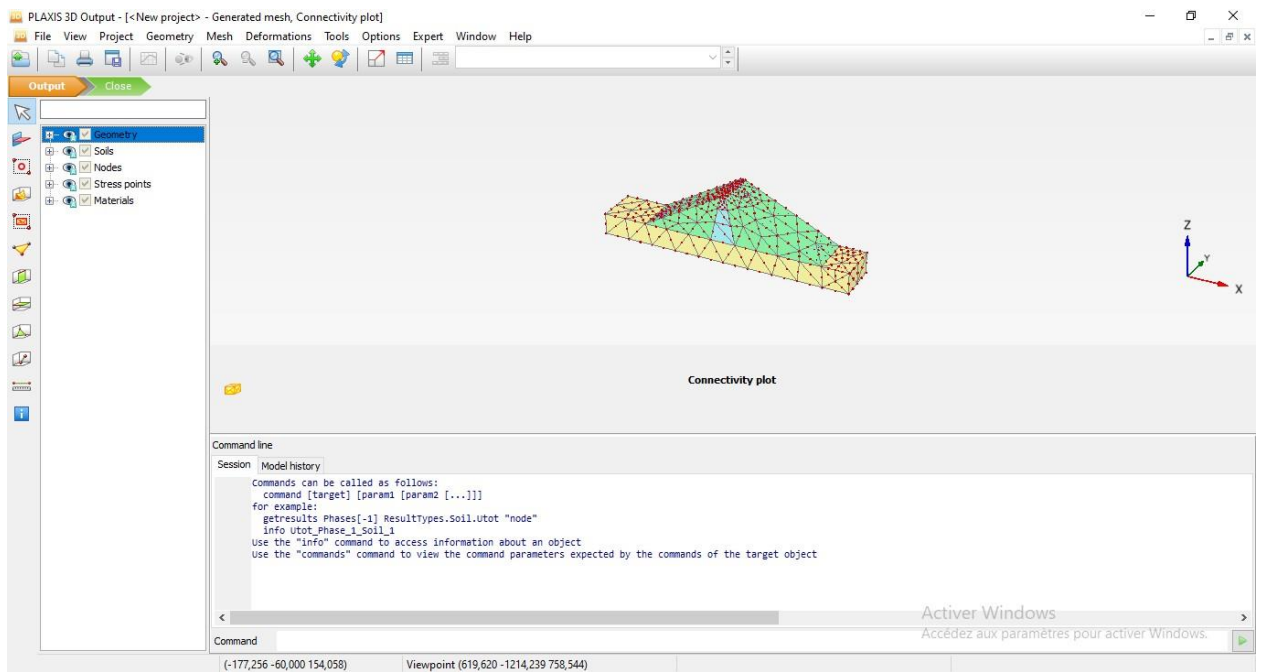


Figure IV.19: résultat du maillage

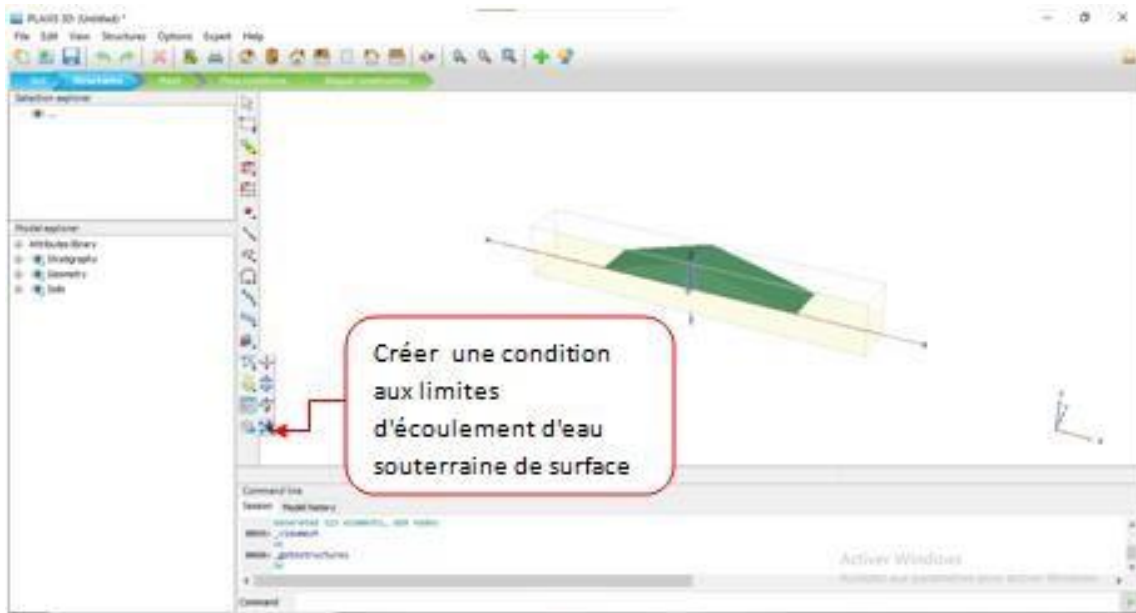


Figure IV. 20:la création de condition d'eau

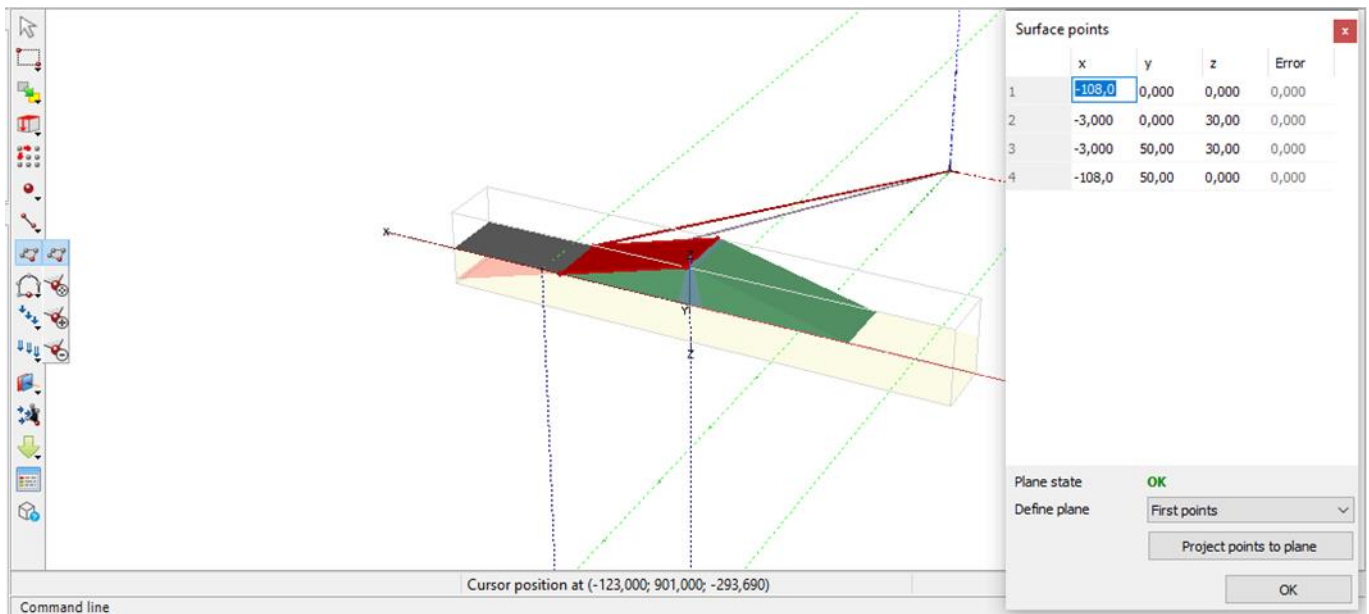


Figure IV.21 : définir les points de la surface d'eau

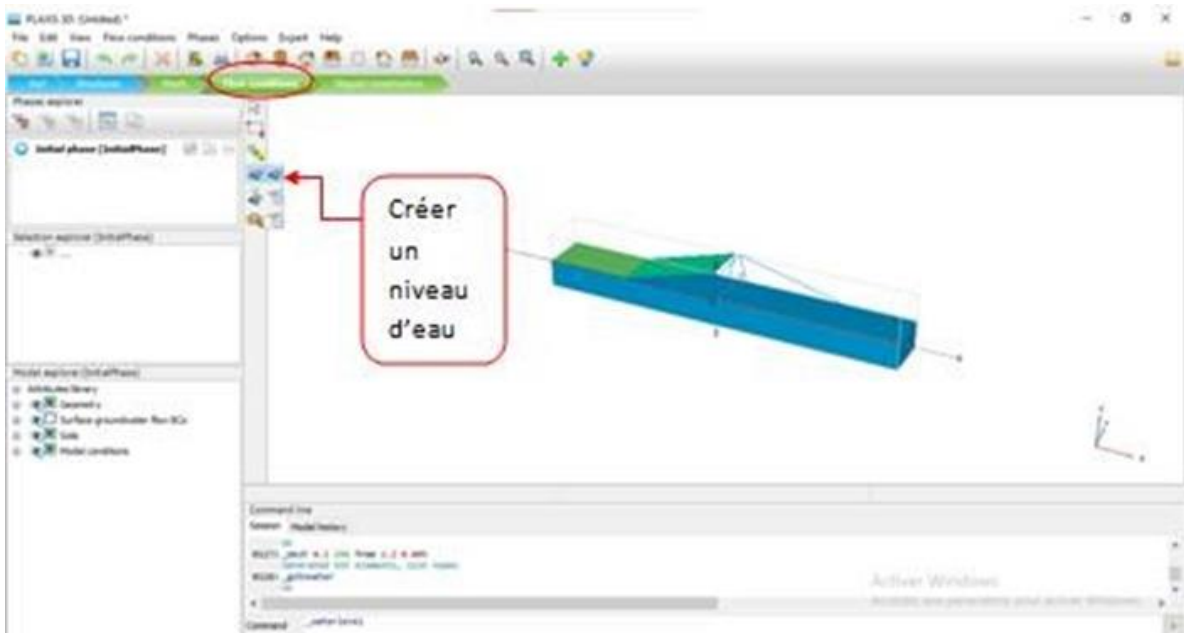


Figure IV.22 : création d'un niveau d'eau

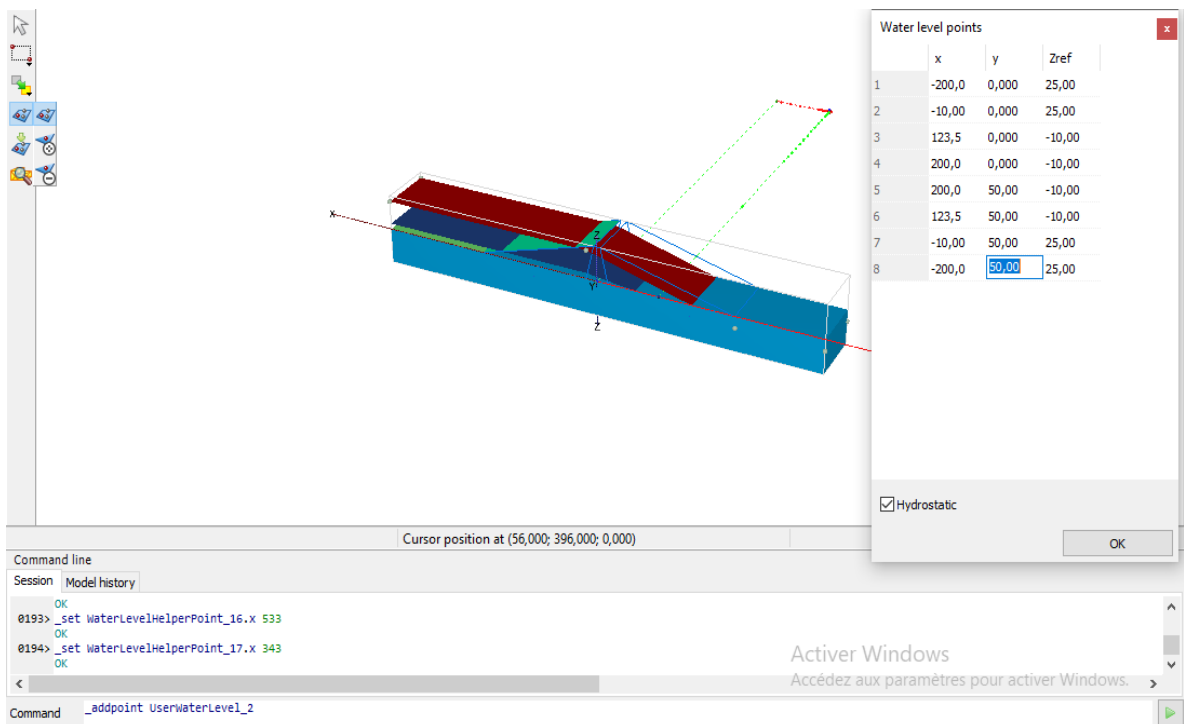


Figure IV.23 : mettre les points du niveau d'eau

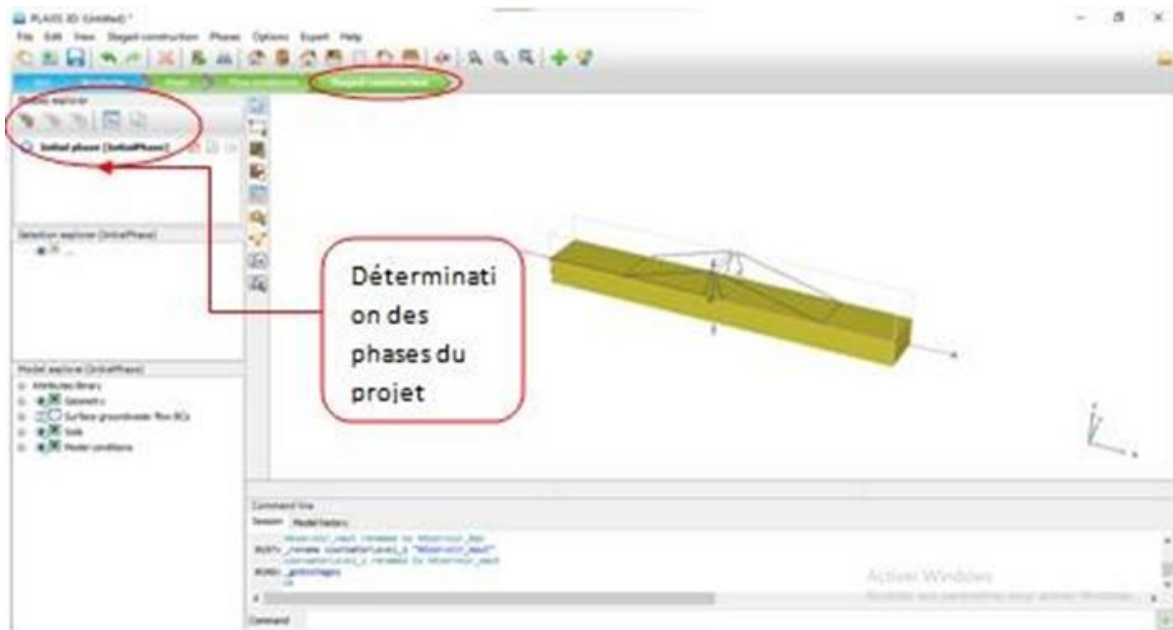


Figure IV.24 : l'étape des phases

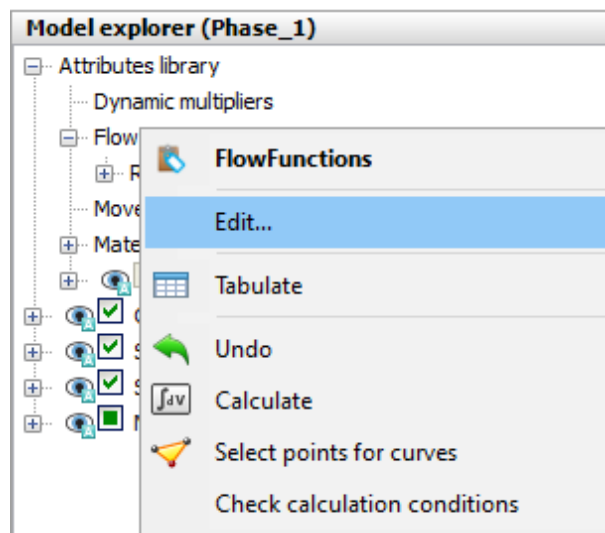


Figure IV.25 : détermination du rabattement rapide et lent

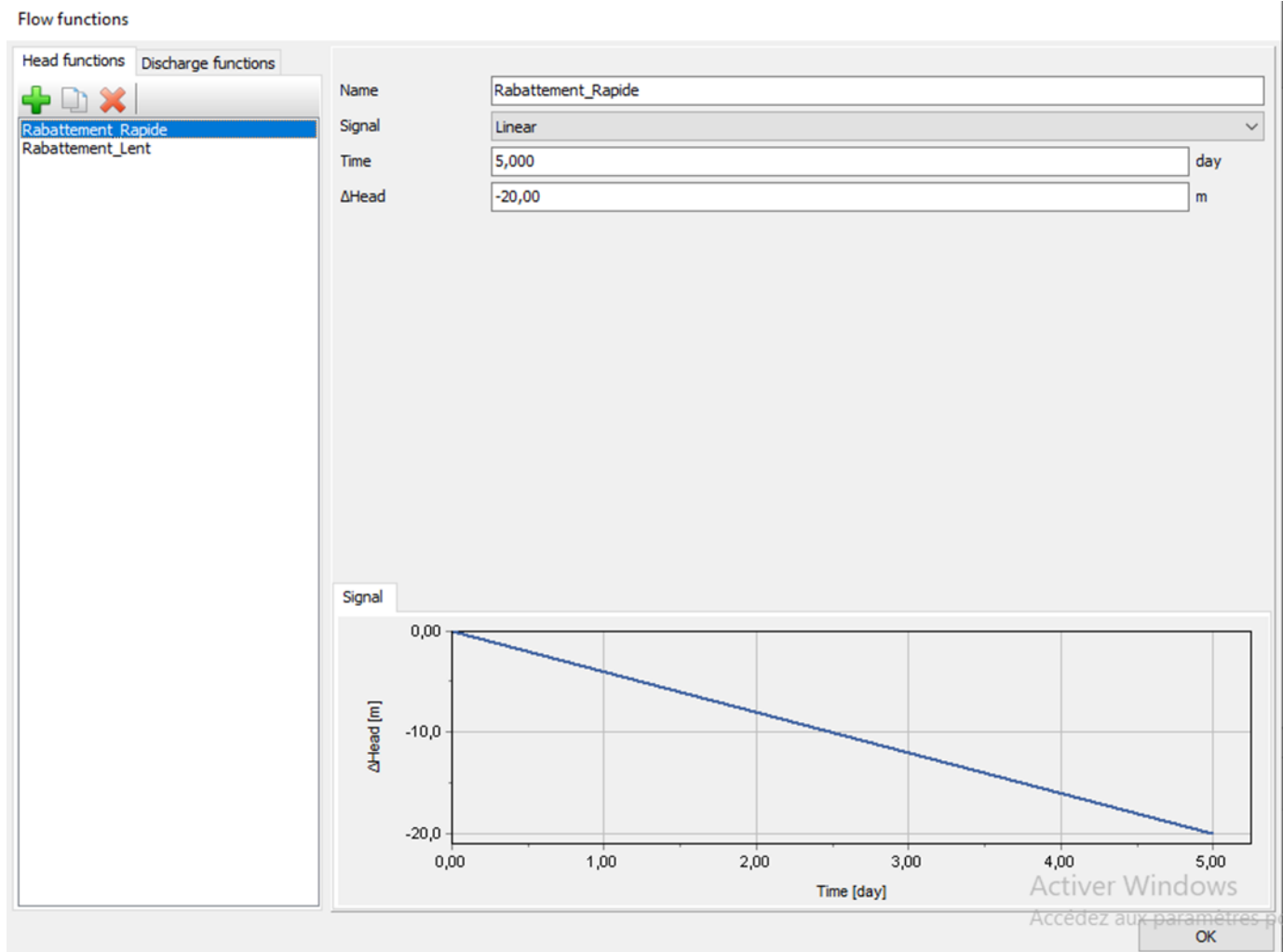


Figure IV.26 : étape du rabattement rapide et lent

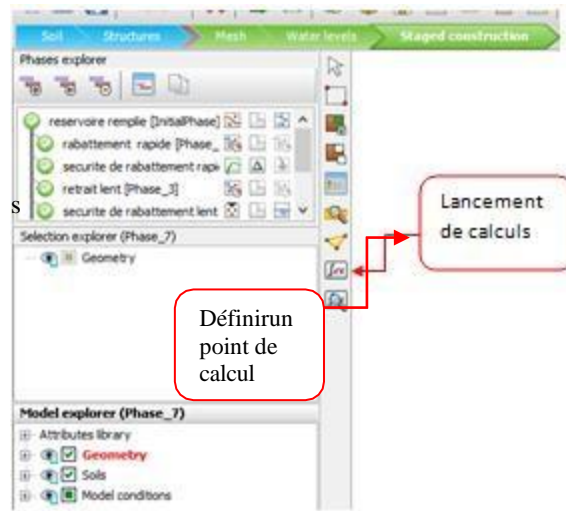


Figure IV.27 : l'étape de calculs

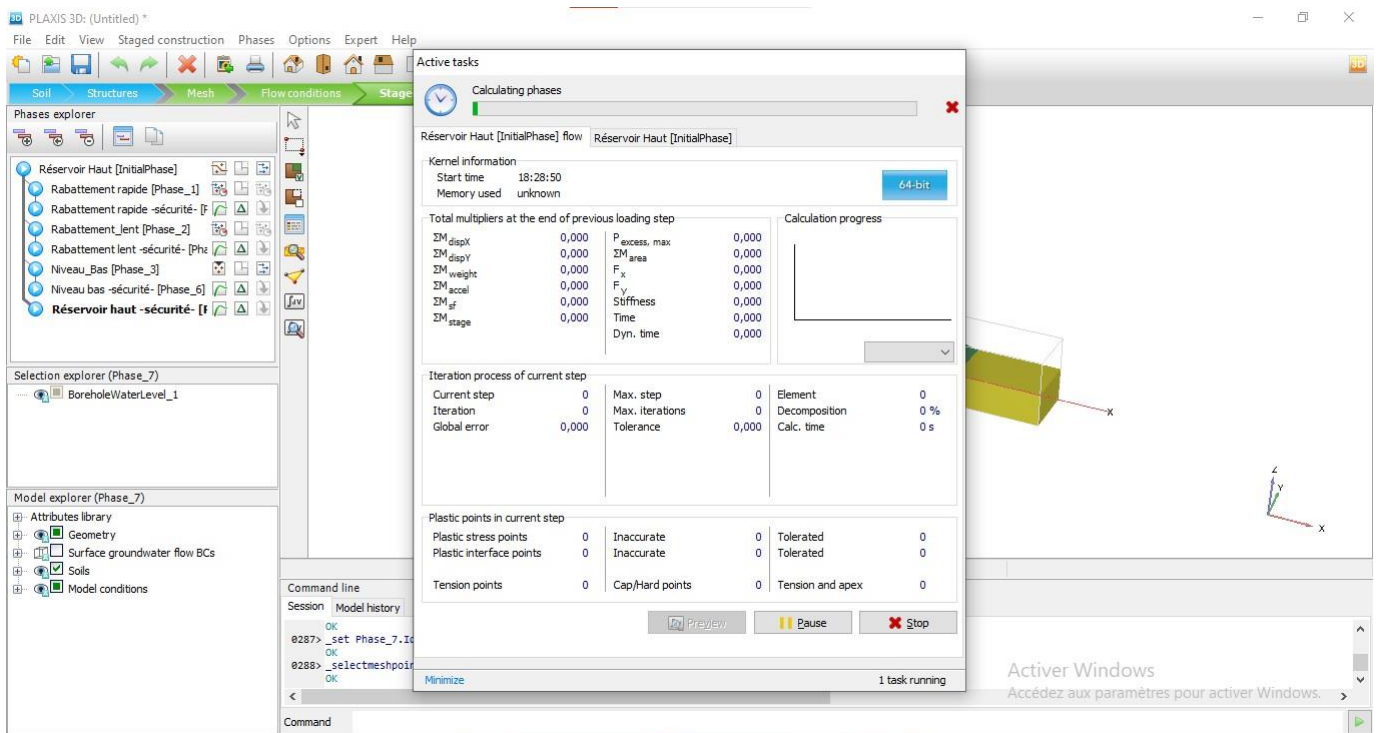


Figure IV.28 : préparation de calculs

IV.4. Résultats de la modélisation du Barrage en terre :

Les résultats des quatre calculs d'écoulement des eaux souterraines en termes de distribution de la pression interstitielle sont présentés dans la série de figures ci-dessous. Quatre situations différentes ont été envisagées :

• **Phase initial (Réservoir Remplie) :**

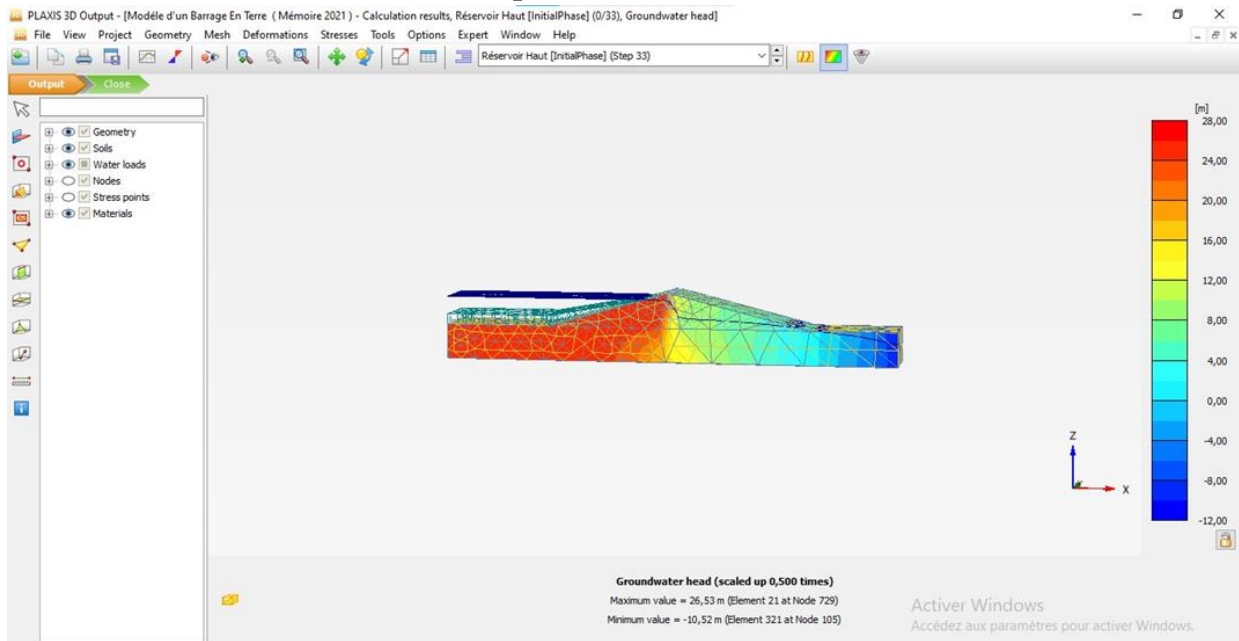


Figure IV.29 : Distribution de la pression interstitielle pour un niveau de réservoir élevé

• **Phase 1 (Rabattement Rapide) :**

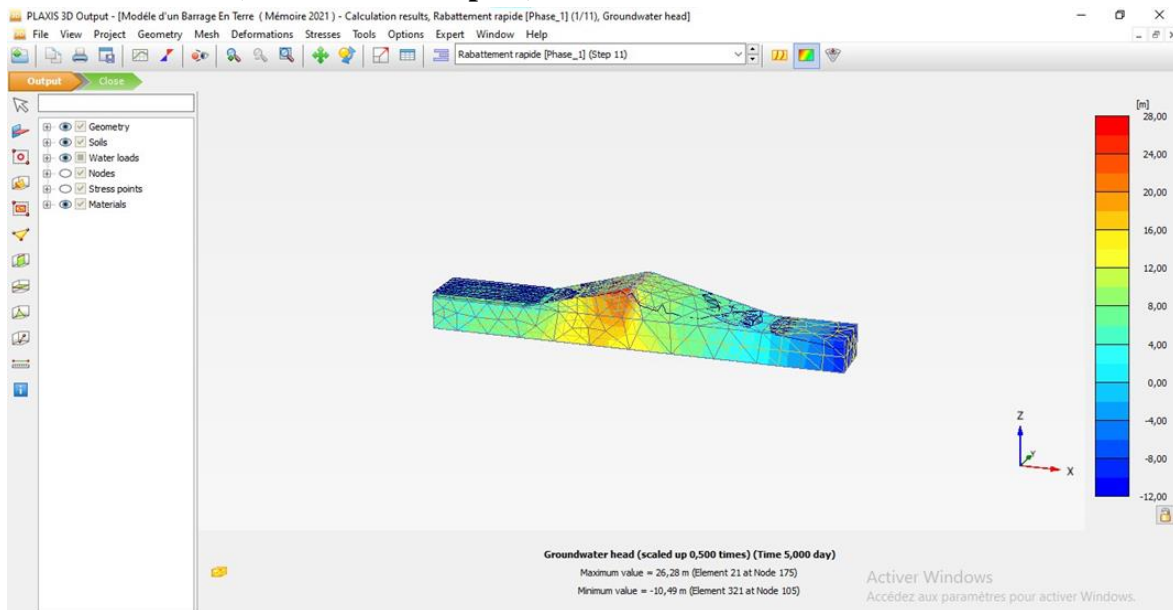


Figure IV.30 : Distribution de la pression interstitielle après rabattement rapide

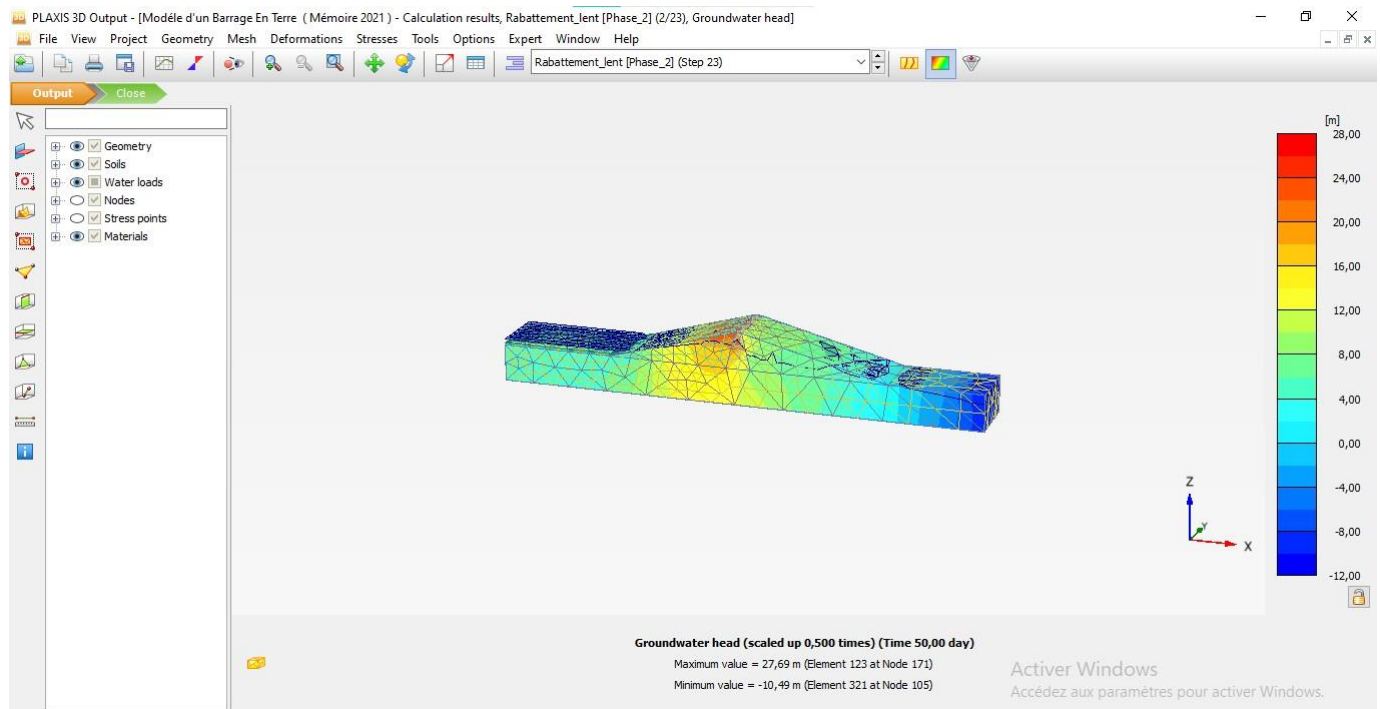


Figure IV.31 : Distribution de la pression interstitielle après un rabattement plus lent

- Phase 03 (Niveau Bas) :

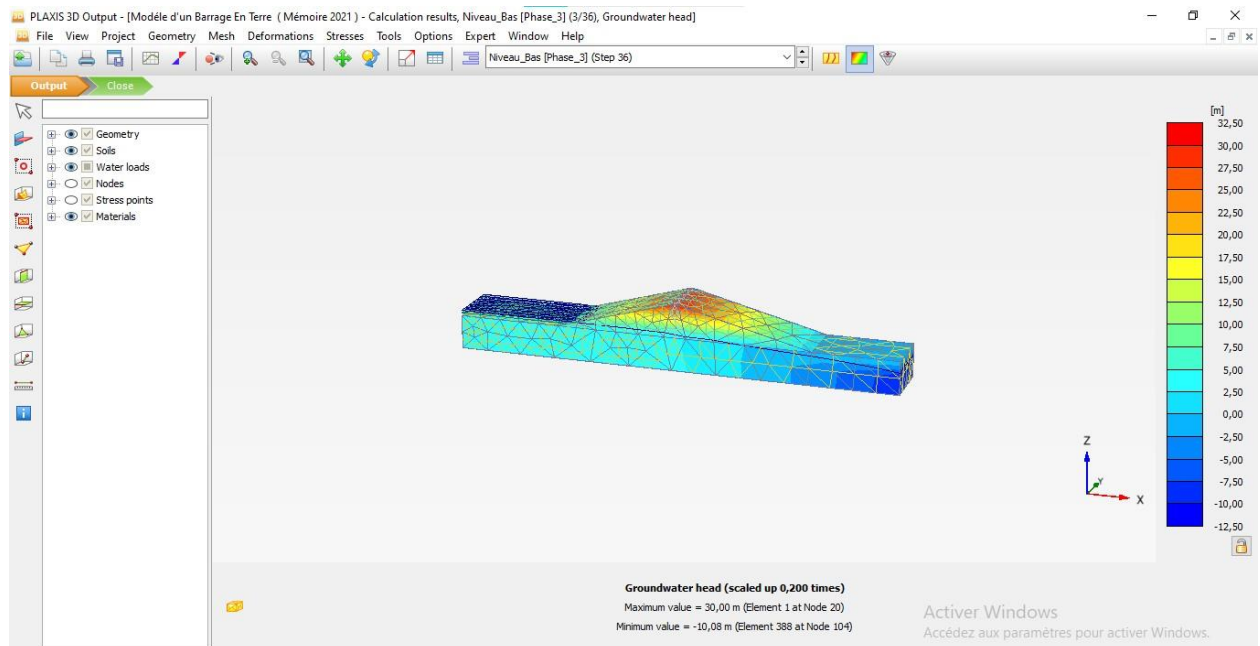


Figure IV.32 : Distribution de la pression interstitielle pour un faible niveau de réservoir

Dans cette modélisation, l'attention est centrée sur la variation du facteur de sécurité du barrage pour les différentes situations. Ainsi, l'évolution de ΣMsf est tracée en fonction du déplacement du point de crête du barrage :

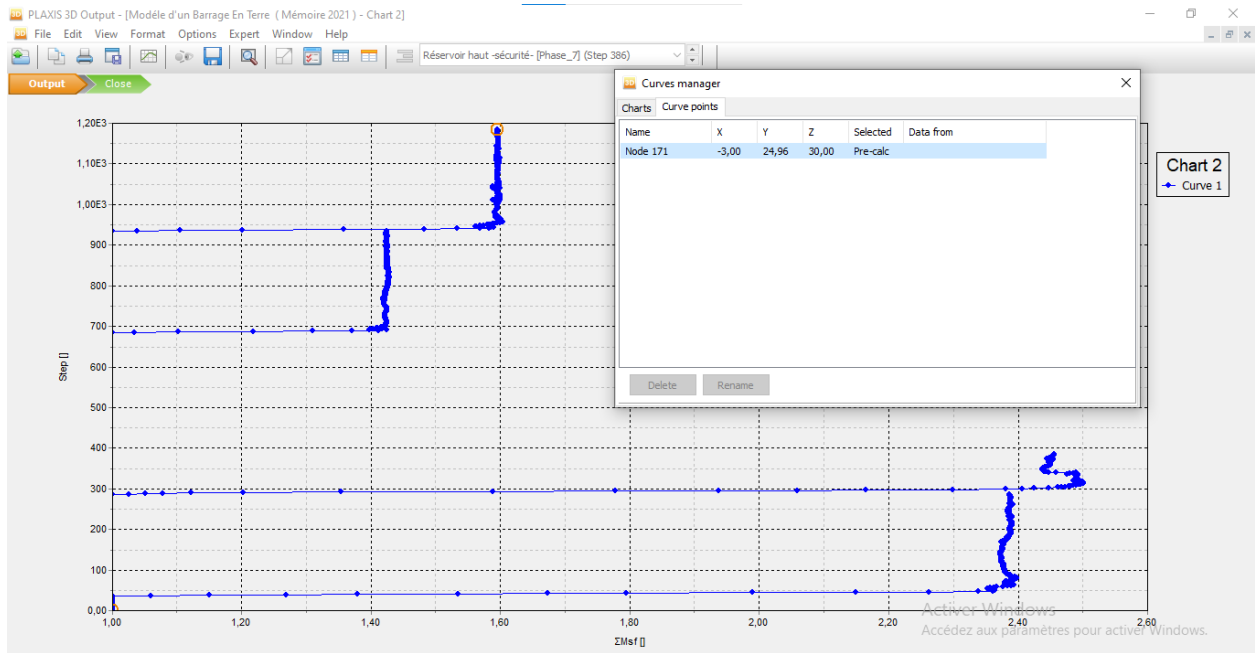


Figure IV.33 : Fenêtre de la courbe qui montre le facteur de sécurité du réservoir remplie

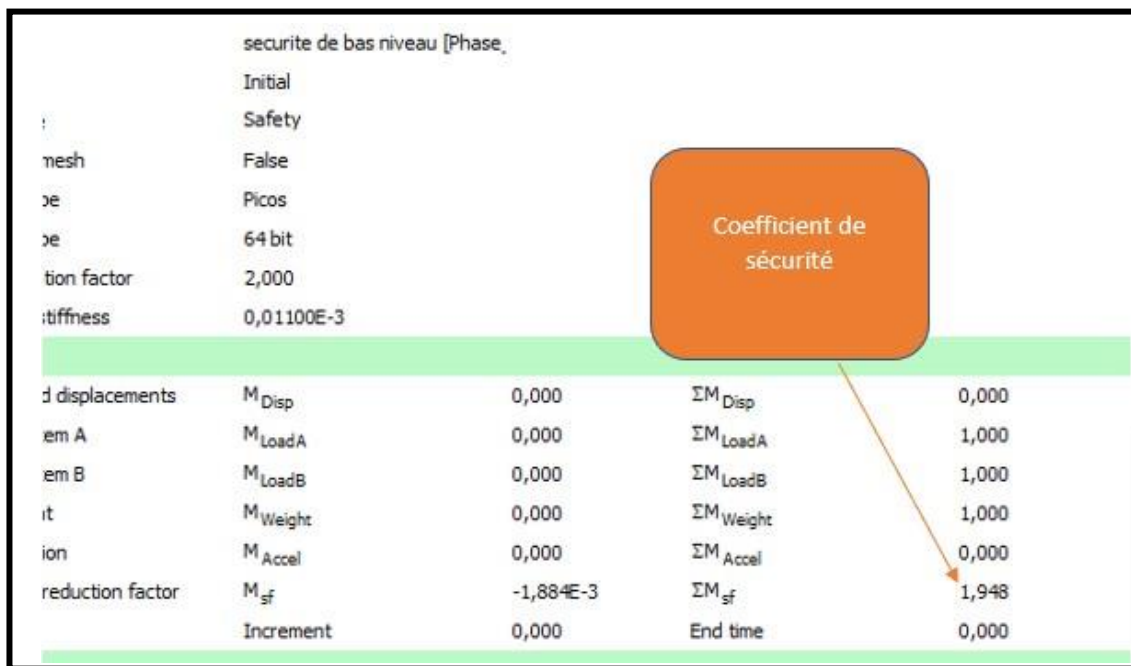


Figure IV.34 : Fenêtre d'information de calculs

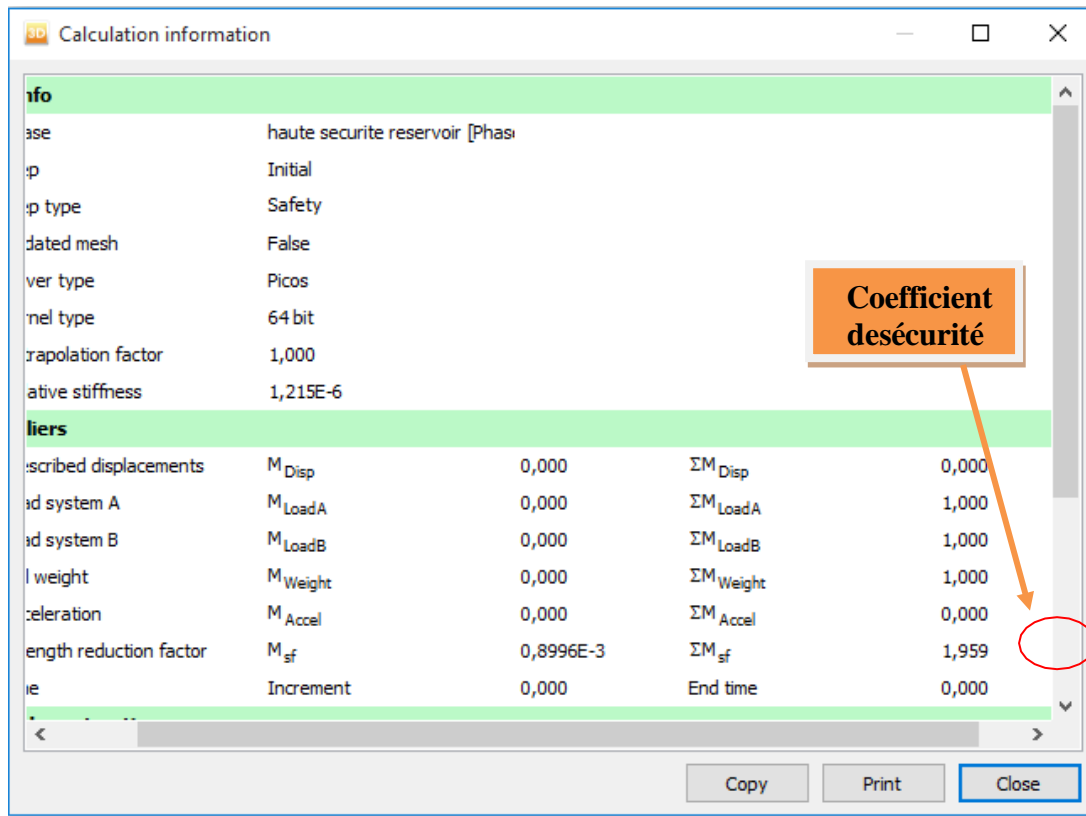


Figure IV. 35 Déformation du sol pour la phase du rabattement rapide
On constate que $\Sigma M_{sf} = 1.959$ et d’après le tableau II .1

>1.4	satisfaisante pour les barrages
------	---------------------------------

Lorsque le changement de pression interstitielle est pris en compte dans une analyse de déformation, une certaine déformation supplémentaire du barrage se produira. Ces déformations et la répartition effective des contraintes peuvent être visualisées en figure IV.34

IV.5. Conclusion:

Dans cette partie de notre travail, on a pu établir le model correspond au Barrage en terre objet de notre étude en basant sur le programme PLAXIS 3D V20 pour l’étude de stabilité

Dans cette étude, la vidange rapide de 5jours n’a pas eu d’influence sur le coefficient de sécurité passant $\Sigma M_{sf} = 1,959$ a la valeur de la dernière phase $\Sigma M_{sf} = 1,948$

Ainsi, le remplissage du réservoir a donc pour effet de produire des déformations supplémentaires. Par après, le taux des déformations diminue généralement avec le temps, à l’exception des variations associées aux variations périodiques du niveau du réservoir.

CONCLUSION

CONCLUSION

Conclusion Générale

Ce travail se concentre sur l'analyse de la stabilité d'un barrage en terre à l'aide de la méthode des éléments finis et du logiciel PLAXIS 3D. L'objectif est de prendre en compte les caractéristiques des matériaux constituant le barrage.

La stabilité des talus d'un barrage est un processus complexe en raison de divers facteurs, notamment l'incertitude liée aux paramètres de résistance du sol.

Ce modèle numérique offre une représentation mécanique qui se rapproche de la réalité, ce qui permet d'examiner la stabilité des versants. La précision des résultats obtenus dépend de divers paramètres tels que la dimension globale du modèle, la configuration du maillage, le comportement du matériau, les conditions limites et les caractéristiques géotechniques des sols. Ces paramètres sont établis en se basant sur les données géologiques et géotechniques disponibles pour le versant concerné.

Dans notre étude, nous avons réussi à établir un modèle correspondant au barrage en terre étudié en utilisant le logiciel PLAXIS 3D pour l'analyse de stabilité.

La vidange rapide effectuée sur une période de 5 jours n'a eu aucun effet significatif sur le coefficient de sécurité du barrage. Ce coefficient, qui était initialement de 1,95 (indiquant une grande stabilité), est resté pratiquement constant à 1,939 dans la dernière phase encore considérée comme stable.

Après le remplissage du réservoir, des déformations supplémentaires ont été observées. Toutefois, par la suite, le taux de déformation a généralement diminué au fil du temps, à l'exception des variations périodiques résultant des fluctuations du niveau du réservoir.

Pour conclure, nous pouvons affirmer de manière générale que l'utilisation de la modélisation en 3D a aboutie à des résultats satisfaisants grâce aux méthodes numériques employées.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

- [1] **Heragmi. A**, Choix et Conception de L'organe de L'étanchéité des Barrages en Terre Barrage EL-AGREM JIJEL ; Mémoire de Magister, Université Badji-Mokhtar-Annaba ,2009.
- [2] **Bouakrif .B** , Mémoire find'étude "étude unedigué'un barrage" université de Jijel 2012.
- [3] **Djemili.L** , Critères de choix de projet des barrages en terre ; Etanchéité par le masque en béton bitumineux ; Thèse de doctorat l'Université Colonel Hadj Lakhdar-Batna 2006.
- [4] **Heragmi.A** , CHOIX ET CONCEPTION DE L'ORGANE DE L'ETANCHEITE DES BARRAGES EN TERRE BARRAGE ELAGREM JIJEL. Diplôme de magister. Annaba, 94p ,2009.
- [5] **Amara. F** Optimisation de la largeur en crête des petits barrages et retenues collinaires ; Mémoire de master Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique -Arbaoui Abdellah 2018.
- [6] **Messaid.B**, ETUDE DE LA POSITION EFFICACE DES DRAINS DANS LES BARRAGES EN TERRE. Université de Batna, pp. 34-35, vol. 263,2009.
- [7] **Damien .S** « évaluation de la performance des digues de protection contre les inondations» thèse de doctorat, université de marne-lavallée,2005..
- [8] **Messaid. B** , *Etude de la position efficace des drains dans les barrages en terre* ; Mémoire doctorat université de batna -Algérie, 2009.
- [9] **Masekanya. J. ,P.** *Stabilité des pentes et saturation partielle etude expérimentale et modélisation numérique* ; mémoire doctorat université de Liege -Belgique , 2008.
- [10] **Baghzim. H**, Etude numérique de la conception des barrages en terre, Mémoire de Magister 2015.
- [11] **JANTZEN.J, MARCHE. C, MAHD T.F**, Détermination de l'hydrogramme de rupture par déversement en crête pour barrages en terre et en enrochement disposant d'un rideau en béton. Dans: Canadian Journal of Civil Engineering / Revue canadienne de génie civil, v. 40, n. 6 (juin 2013), pp. 537-546.
- [12] **Terzout. Y, Selmamedjber.M**, " Etude comparative et analyse de la stabilité du barrage en terre de soubella, w.m'sila. Mémoire de Master, Université de Saad Dahlab Blida 1, JUIN 2020.
- [13] **Djemili. L**, Critères de choix de projet des barrages en terre « étanchéité par le masque en béton bitumineux », thèse de Doctorat, 2006.
- [14] **LEHBAB. Z**, Les barrages en remblai de terre, Polycopie. Université d'Oran.
- [15] Jean-mauris DURAND-paul ROYET- patrice MERIAUX; technique des petites barrages en Afrique sahélienne et équatoriale; imprimé par Jouve, 18, rue saint-denis , 75001 Paris, avril 1999.
- [16] Hassiba BAGHZIM; étude numérique de la conception des barrages en terre; mémoire

Références Bibliographiques

- magister université mohamed khider-biskra-Algérie, 2005.
- [17] Minister de l'agriculture français; technique des barrages en aménagement rural.
- [18] Le risque rupture de barrage, 21 mai 2013.
- [19] Le Delliou, P. (2003). Les barrages : conception et maintenance. Presses Universitaires Lyon.
- [20] Choix et conception de l'organe de l'étanchéité des barrages en terre barrage el-agrem jijel: UNIVERSITE BADJI-MOKHTAR-ANNABA , 2009.
- [21] Reference manuel PLAXIS