République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE de JIJEL

Département de Génie Civil et Hydraulique



PROJET DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du Diplôme de

MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Option : Géotechnique



Étude de la stabilité d'un barrage

'Cas d'un barrage en terre sur Oued Fates'

(W.MEDEA)

Présenté par :

- Bouakrif Bilal

Membre de jury :

- Président :
- Examinatrice :
- Promotrice :
- MrRatiat AbdelkaderM.A.AMme Zeroual FatimaM.A.AMme Krimil FaridaM.A.B

Université de Jijel Université de Jijel

Université de Jijel

& Promotion 2018 &

-Alioua Fekhreddine

REMERCIEMENT

Nous remercions tout d'abord Dieu, le tout puissant de nous avoir accordé santé, courage et la volonté

pour élaborer ce travail.

Nous tenons à témoigner notre gratitude envers notre Promotrice **M**^{me} **Krimil Farida**, pour tous les efforts déployés, sa bienveillance à notre égard et sa modestie.

C'est grâce à elle que notre labeur a vu le jour.

Nous exprimons notre reconnaissance à le président du jury **Mr Ratiat Abdelkader**, pour avoir accepté d'examiner, enrichir et améliorer notre travail. Nous remercions très chaleureusement notre examinatrice **M^{me} Zeroual Fatima**, pour avoir accepté de superviser notre travail.

Nos remerciements les plus sincères à **M**^{ene} **Arabat Leila ,** pour son aide, ses orientations et ses conseils.

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

A celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation, son affection, À ma mère, ma mère, ma mère.

A celui qui m'a indiqué la bonne voie en me rappelant que la volonté fait toujours les grands hommes ... à mon père.

A tous mes frères et à toutes mes sœurs.

A tous mes oncles et mes tantes.

A tous mes amis chacun à son nom.

A tous mes enseignants.

A toute la promotion 2018.

A mon collègue Alioua Fekhreddine et sa famille.

Bilal

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de celle qui vient de nous quitter, et qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation, son affection, À ma mère, ma mère, ma mère qu'elle repose en paix.

A celui qui m'a indiqué la bonne voie en me rappelant que la volonté fait toujours les grands hommes … à mon père.

A tous mes frères et à toutes mes sœurs.

A tous mes oncles et mes tantes.

A tous mes amis chacun à son nom.

A tous mes enseignants.

A toute la promotion 2018.

A mon collègue Bouakrif Bilal et sa famille.

Fekhreddine

SOMMAIRE

Remerciement

Dédicaces

Introduction générale

Chapitre I : Généralités sur les barrages

I.1 Introduction :	1
I.2. Définition d'un barrage :	1
I.3.Les différents usages des barrages :	2
I.4. Technique de construction :	2
I.5. Différents types des barrages :	2
I.5.1. Les barrages rigides (en béton ou en maçonnerie) :	3
I.5.1.1. Barrage poids :	3
I.5.1.1.1. Les Avantages et les inconvénients des barrages poids :	4
I.5.1.2. Barrage voûte :	5
I.5.1.2.1.Les avantages et les inconvénients des barrages voûtes :	6
I.5.1.3.Barrage à contreforts :	6
I.5.1.3.1. Les avantages et les inconvénients des barrages à contreforts :	7
I.5.2.Les barrage souples (en remblai) :	7
I.5.2.1. Barrage en terre :	8
I.5.2.1.1 Barrage homogène :	9
I.5.2.1.2 Barrage zoné avec un noyau étanche :	9
I.5.2.1.3. Barrage à masque amont :	0
1.5.2.2 Barrage en enrochement :	2
I.5.2.2.1. Barrage en enrochements à noyau d'argile :	2
I.7.2.2.2 Barrage en enrochements à masque amont (béton ou bitume) 1	3
I.5.2.2.3.Barrage en enrochements à écran interne d'étanchéité (membrane) en bétor bitumineux :	n 3
I.5.2.3.Les avantages et les inconvénients des barrages en remblai : 14	4

I.6.Choix du site et du type de barrage :
I.6.1.Etudes topographiques
I.6.2.Quelques études géologiques et géotechniques et hydrauliques :
I.6.2.1.Etudes géologiques et géotechniques d'APS (Avant-Projet Sommaire) : 15
I.6.2.2.Etudes géologiques et géotechniques d'APD (Avant-Projet Détaillée) : 17
I.6.2.3.Etudes hydrauliques :17
I.7.Ouvrages annexes :
I.7.1.Evacuateur de crues :
I.7.2.Ouvrages de vidange :
I.7.3.Ouvrages de prise :

Chapitre II : Analyse de la stabilité d'un barrage en terre

II.1 Introduction :
II.2. Profil général du barrage :
II.2.1. Hauteur du barrage :
II.2.2.Largeur en crête du barrage :
II.2.3.Revanche :
II.2.3 Pentes des talus :
À l'aide le tableau II.01, on peut déterminer l'inclinaison des pentes (amont-aval) 21
II.3. Drains et filtres du barrage en terre :
II.3.1. Rôle des drains et filtres :
II.3.2. Constitution des drains et filtres :
II.3.3. Types des drains et filtres dans un barrage en terre :
II.4 Actions s'appliquent sur un barrage :
II.4.1 Actions permanentes :
II.4.1.1. Poids propre G ₀ :
II.4.1.2.Poussé des sédiments G1 :
II.4.1.3Poussé d'une recharge aval G2 :
II.4.1.4Action de tirant précontrainte G3 :
II.4.2 Actions variables :

II.4.2.1Poussée hydrostatique amont Q ₁ :	. 26
II.4.2. 2 Poussée hydrostatique aval Q ₃ :	. 27
II.4.2. 3Action des sous pressions Q ₂ :	. 27
II.4.2. 4 Action de la glace Q4 :	. 28
II.4.2. 5. Variation de température :	28
II.4.3 Actions accidentelles :	. 28
II.4.3.1 Forces d'inerties provoquées par la structure :	. 28
II.4.3. 2. Forces hydrodynamiques dues à la vibration :	. 29
II.5. Influence des écoulements d'eau sur la stabilité des talus :	. 29
II.6. Rupture dans un barrage en terre :	. 30
II.6.1. Les causes de rupture :	. 30
II.6.1.1.Rupture par renard :	. 30
II.6.1.2.Rupture par glissement :	. 31
II.6.1.3.Rupture par surverse (submersion) :	. 32
II.6.1.4. rupture par tassement :	. 33
II.7. Notion du coefficient de sécurité :	. 34
II.7.1. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :	. 35
II.8.Méthodes de calculs :	. 35
II.8.1.Méthodes de calculs de stabilité des glissements de terrain :	. 35
II.8.1.1. Les méthodes de calculs manuels :	36
II.8.1.1.1.Méthode globale :	. 36
II.8.1.1.2 Méthodes des tranches :	. 37
II.8.1.1.2.1 Méthode de Fellenius (1927) :	. 40
II.8.1.1.2.2 Méthode de BISHOP :	. 41
II.8.1.1.2.3 Méthode de Bishop simplifiée (1955) :	43
II.8.1.1.2.4 Méthode de Janbu simplifiée (1965) :	. 44
II.8.1.1.2.5 Méthode de Morgenstern et Price (1965) :	. 44
II.8.1.2. méthodes numériques :	. 45
II.8.1.2.1 La méthode des éléments finis:	. 45
II.8.1.2.2 La méthode des différences finies :	. 45
II.9. Etude de stabilité par logiciel :	. 46

II.9.1. Préser	ntation de Logiciel Plaxis :	46
II.9.1.1. O	ption par défaut :	46
II.9.1.2 Le	es éléments finis et la géomécanique:	48
II.9.1.3. le	s modèles de comportements utilisés par plaxis:	48
A.	Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles :	48
В.	Modèle élastique :	49
C.	Modèle de Mohr-Coulomb :	49
D.	Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model. H.S.M) :	50
E.	Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M):	51
F.	Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Mode	el):51
II.10. Présentat	tion du code de calcul Géo Studio :	52
II.10.1. Le fe	onctionnement du logiciel:	53

Chapitre III: Présentation du site du barrage

III.1.Introduction :	56
III.2.Présentation de la wilaya :	56
III.3.choix du site du barrage	57
III.4.Etude et reconnaissances réalisées sur le site :	57
III.4.1.Etudes topographie et climatique :	57
III.4.1.1Situation géographique du site :	57
III.4.1.2.Le climat :	58
III.4.2.Etudes géologiques et géotechniques :	59
III.4.2.1Etudes géologique :	59
III.4.2.1.1Stratigraphie générale :	59
III.4.2.1.2.Sismicité da la région :	60
III.4.2.2.ETUDE GEOTECHNIQUE :	63
III.4.2.2.1But de l'étude :	63
III.4.2.2.2Recherches effectuées et études de fondation :	63
III.4.2.2.3Lithologie de la cuvette :	63
III.4.2.2.4Analyse lithologique de la zone d'emprunt de la digue :	64
III.4.2.2.5Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue :	64
III.4.2.2.6.Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :	65

III.4.2.2.7.Matériaux de construction du petit barrage :
III.4.2.2.8.Prospection géotechnique de laboratoire :
III.4.2.2.9Interprétation des résultats des essais de laboratoire :
III.4.2.2.10.Conclusion géotechnique :
III.4.2.2.11Résultats et interprétation des essais de laboratoire donné par SETAM.71
III.4.2.2.12.CONCLUSIONS :
III.4.3.Etude hydrologique72
III.4.3.1. Description du bassin versant :
III.4.3.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant :
III.4.3.2.1. Température :
III.4.3.2.2. L'évaporation :
III.4.3.2.3 Humidité relative :
III.4.3.2.4 Tension de vapeur d'eau :
III.4.3.2.6.la pluviométrie:
III.4.3.3. Irrégularité des apports :
III.4.3.3.1 Estimation fréquentielle des apports:
III.5. Etude des crues:
III.5.1. Hydrogramme de crue:
III.6. Courbes caractéristiques de la retenue :

Chapitre IV : Modélisation numérique

IV.1. Introduction :	
IV.2 caractéristiques géotechniques utilisées :	87
IV.3. Modélisation barrage homogène :	88
IV.3.1. Profil géométrique	88
IV.3.2. Modélisation sous Plaxis :	89
IV.3.2.1. Conditions aux limites :	89
IV.3.2.2. Génération de maillage :	
IV.3.2.3. Contraintes initiales :	
IV.3.2.4. Les phases de calcul :	
IV.3.2.5. Les résultats de calcul :	
IV.3.3. Modélisation sous GEOSLOPE :	

IV.3.3.1. Modèle numérique
IV.3.3.2. Les résultats de calcul :
IV.3.4. Récapitulatif des résultats obtenus : 103
IV.3.5. Interprétation des résultats : 104
IV.4. Modélisation barrage zoné a noyau d'argile :
IV.4.1. Profil géométrique 105
IV.4.2. Modélisation sous Plaxis :
IV.4.2.1. Conditions aux limites :
IV.4.2.2. Contraintes initiales :
IV.4.2.3. Les résultats de calcul :
IV.4.3. Modélisation sous GEOSLOPE : 109
IV.4.3.1. Modèle numérique :
IV.4.3.2. Les résultats de calcul :
IV.4.4. Récapitulatif des résultats obtenus : 118
IV.4.5. Interprétation des résultats : 119
IV.5. Modélisation barrage remblai en masque en béton :
IV.5. Modélisation barrage remblai en masque en béton :
IV.5. Modélisation barrage remblai en masque en béton : 120 IV.5.1. Profil géométrique 120 IV.5.2. Modélisation sous Plaxis : 121
IV.5. Modélisation barrage remblai en masque en béton : 120 IV.5.1. Profil géométrique 120 IV.5.2. Modélisation sous Plaxis : 121 IV.5.2.1. Conditions aux limites : 121
IV.5. Modélisation barrage remblai en masque en béton : 120 IV.5.1. Profil géométrique 120 IV.5.2. Modélisation sous Plaxis : 121 IV.5.2.1. Conditions aux limites : 121 IV.5.2.2. Contraintes initiales : 122
IV.5. Modélisation barrage remblai en masque en béton : 120 IV.5.1. Profil géométrique 120 IV.5.2. Modélisation sous Plaxis : 121 IV.5.2.1. Conditions aux limites : 121 IV.5.2.2. Contraintes initiales : 122 IV.5.2.3. Les résultats de calcul : 122
IV.5. Modélisation barrage remblai en masque en béton :120IV.5.1. Profil géométrique120IV.5.2. Modélisation sous Plaxis :121IV.5.2.1. Conditions aux limites :121IV.5.2.2. Contraintes initiales :122IV.5.2.3. Les résultats de calcul :122IV.5.3. Modélisation sous GEOSLOPE :123
IV.5. Modélisation barrage remblai en masque en béton :
IV.5. Modélisation barrage remblai en masque en béton :120IV.5.1. Profil géométrique .120IV.5.2. Modélisation sous Plaxis :121IV.5.2.1. Conditions aux limites :121IV.5.2.2. Contraintes initiales :122IV.5.2.3. Les résultats de calcul :122IV.5.3. Modélisation sous GEOSLOPE :123IV.5.3.1. Modèle numérique :123IV.5.3.2. Les résultats de calcul :124
IV.5. Modélisation barrage remblai en masque en béton :120IV.5.1. Profil géométrique120IV.5.2. Modélisation sous Plaxis :121IV.5.2.1. Conditions aux limites :121IV.5.2.2. Contraintes initiales :122IV.5.2.3. Les résultats de calcul :122IV.5.3. Modélisation sous GEOSLOPE :123IV.5.3.1. Modèle numérique :123IV.5.3.2. Les résultats de calcul :124IV.5.4. Récapitulatif des résultats obtenus :133
IV.5. Modélisation barrage remblai en masque en béton :120IV.5.1. Profil géométrique120IV.5.2. Modélisation sous Plaxis :121IV.5.2.1. Conditions aux limites :121IV.5.2.2. Contraintes initiales :122IV.5.2.3. Les résultats de calcul :122IV.5.3. Modélisation sous GEOSLOPE :123IV.5.3.1. Modèle numérique :123IV.5.3.2. Les résultats de calcul :123IV.5.4. Récapitulatif des résultats obtenus :133IV.5.5. Interprétation des résultats :133
IV.5. Modélisation barrage remblai en masque en béton :
IV.5. Modélisation barrage remblai en masque en béton :
IV.5. Modélisation barrage remblai en masque en béton :120IV.5.1. Profil géométrique120IV.5.2. Modélisation sous Plaxis :121IV.5.2.1. Conditions aux limites :121IV.5.2.2. Contraintes initiales :122IV.5.2.3. Les résultats de calcul :122IV.5.3. Modélisation sous GEOSLOPE :123IV.5.3.1. Modèle numérique :123IV.5.3.2. Les résultats de calcul :123IV.5.3.4. Kécapitulatif des résultats obtenus :133IV.5.5.5. Interprétation des résultats :133IV.6 Conclusion :134Conclusion générale134Bibilliographie134

Liste des figures

Chapitre I : Généralités sur les barrages

Figure I.1 : Les différentes parties d'un barrage	1
Figure I.2 : Les familles des barrages en béton	3
Figure I.3 : Le barrage de Sarrans	4
Figure I.4 : Barrage voûte	5
Figure I.5 : Barrage à contreforts	7
Figure I.6 : Les différents types des barrages en remblai.	8
Figure.I.7 : Barrage en terre	8
Figure I.8 : Barrage en terre homogène	9
Figure I.9 : Barrage zoné avec un noyau étanche	10
Figure I.10 : Barrage à masque étanche.	11
Figure I.10 : Barrage en remblais a noyau d'argile	12
Figure I.11 : Barrage en remblais a masque externe.	13
Figure I.12 : Barrage en remblais a Barrage en remblais à masque interne	13
Figure I.14 : Caisses de carottes	15
Figure I.15 : Granulométrie des matériaux constituée dans les barrages	16
Figure I.16 : Evacuateur de crues	18

Chapitre II : Analyse de la stabilité d'un barrage en terre

Figure II.1 : Schéma de répartition des hauteurs.	20
Figure II.2 : Action de poids propre	24
Figure II.3 : Action de Poussé des sédiments	25
Figure II.4 : Poussé d'une recharge aval	25
Figure II.5 : Poussée hydrostatique amont	26
Figure II.6 : Action de la poussée hydrostatique aval	27

Figure II.7 : Action des sous pressions	27
Figure.II.8 : Action des glaces	28
Figure II.9 : Différentes actions sur les barrages	29
Figure II.10 : Rupture par renard	31
Figure II. 11 : types de glissements	32
Figure II.12 : Rupture par surverse.	33
Figure II.13 : Tassement des fondations.	34
Figure II.14 : Différentes forces agissantes sur une masse en mouvement	37
Figure II.15 : Schéma des forces mécanique.	38
Figure II.16 : Équilibre d'une tranche de sol	39
Figure II.17 : Equilibre d'une tranche de sol	40
Figure II.18 : Méthode Bishop	42
Figure II.19 : Equilibre d'une tranche de sol	43
Figure II.20 : Représentation graphique des forces sur une tranche	45
Figure II.21:Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	50
Figure II.22 : Effet du temps sur les essais oedométriques	51
Figure II.23:Diagramme de pec dans le plan p-q	52
Figure II.24 : Présentation du logiciel GeoslopeGeostudio 2012	52
Figure II.25 : Menus disponibles sur logiciel SLOPE/W	53
Figure II.26 : Affichage des informations des sols	54
Figure II.27 : Insertion des caractéristiques mécaniques des différentes couches	54
Figure II.28 : Conditions complémentaires nécessaires pour le calcul	55
Figure II.29 : Géométrie du problème	55
Figure II.30 : Vérification des données du problème.	55

Chapitre III: Présentation du site du barrage

Figure III.1 : la wilaya de Médéa	56
Figure III.2 : Plan de situation	58
Figure III.3 :Carte géologique (Ech : 1/50000)	61
FigureIII.5: courbe hypsométrique	75

Figure III.6. Répartition mensuelle de la température.	76
Figure III.7 : répartition mensuelle de l'évaporation	77
Figure III.8 : répartition mensuelle de l'humidité	77
Figure .III.9 : répartition mensuelle de la précipitation.	79
FigureIII.10 : Répartition mensuel des apports.	81
Figure .III.11 : les Hydrogrammes de crue	83
Figure .III.12: courbe capacité -Hauteur et surface -Hauteur.	85

Chapitre IV : Modélisation numérique

Figure IV.1 : Coupe géométrique d'un barrage homogène	88
Figure IV.2 : Modèle numérique barrage homogène	89
Figure IV.3 :maillage	90
Figure IV.4 : Position de la nappe phréatique dans le cas de barrage vide	91
Figure IV.5 : Position de la nappe phréatique dans le cas de barrage plein	
Figure IV.6 : Les étapes de calcul	92
Figure IV.7 : Cercle de glissement barrage homogène vide	92
Figure IV.8 : coefficient de sécurité de barrage homogène vide.	93
Figure IV.9 : Cercle de glissement barrage homogène plein.	93
Figure IV.10 : Coefficient de sécurité de barrage homogène vide	94
Figure IV.11:Le modèle numérique du barrage homogène vide sous GEOSLOPE	94
Figure IV.12:Le modèle numérique du barrage homogène plein sous GEOSLOPE	95
Figure IV.13 : La surface de glissement barrage homogène vide obtenue par la méthode	
Bishop (coté amont).	95
Figure IV.14 : La surface de glissement barrage homogène vide obtenue par la méthode	
Bishop (coté aval)	96
Figure IV.15 : La surface de glissement barrage homogène plein obtenue par la méthode	
Bishop (coté amont).	96
Figure IV.16 : La surface de glissement barrage homogène plein obtenue par la méthode	
Bishop (coté aval)	97

Figure IV.17 : La surface de glissement barrage homogène vide obtenue par la méthode	
Janbu (coté amont)	97
Figure IV.18 : La surface de glissement barrage homogène vide obtenue par la méthode	
Janbu (coté aval)	98
Figure IV.19 : La surface de glissement barrage homogène plein obtenue par la méthode	
Janbu (coté amont)	98
Figure IV.20 : La surface de glissement barrage homogène plein obtenue par la méthode	
Janbu Bishop (coté aval).	99
Figure IV.2 : La surface de glissement barrage homogène vide obtenue par la méthode	
Fellinus (coté amont)	99
Figure IV.22 : La surface de glissement barrage homogène vide obtenue par la méthode	
Fellinus (coté aval)	100
Figure IV.23 : La surface de glissement barrage homogène plein obtenue par la méthode	
Fellinus (coté amont)	100
Figure IV.24 : La surface de glissement barrage homogène plein obtenue par la méthode	
Fellinus(coté aval).	101
Figure IV.25 : La surface de glissement barrage homogène vide obtenue par la méthode	
Morgensten price (coté amont).	101
Figure IV.26 : La surface de glissement barrage homogène vide obtenue par la méthode	
Morgenstenprice (coté aval)	102
Figure IV.27 : La surface de glissement barrage homogène plein obtenue par la méthode	
Morgensten price (coté amont).	102
Figure IV.28 : La surface de glissement barrage homogène plein obtenue par la méthode	
Morgensten price (coté aval)	103
Figure IV.29 : Coupe géométrique d'un barrage zoné à noyau d'argile	105
Figure IV.30 : Modèle numérique barrage zoné a noyau d'argile	106
Figure IV.31 : Position de la nappe phréatique dans le cas de barrage vide	106
Figure IV.32 : Position de la nappe phréatique dans le cas de barrage plein	107
Figure IV.32 : Cercle de glissement barrage zoné a noyau d'argile vide	107
Figure IV.33 : coefficient de sécurité de barrage zoné à noyau d'argile vide	108

Figure IV.34 :Cercle de glissement barrage zoné à noyau d'argile plein	108
Figure IV.35 : Coefficient de sécurité de barrage zoné à noyau d'argile plein	109
Figure IV.36 :Le modèle numérique du barrage zoné a noyau d'argile vide sous GEOSLO	PE.
	109
Figure IV.37 : Le modèle numérique du barrage zoné à noyau d'argile plein sous	
GEOSLOPE	110
Figure IV.38 : La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile vide obtenue par la	
méthode Bishop (coté amont)	110
Figure IV.39 : La surface de glissement barrage zoné a noyau d'argile vide obtenue par la	
méthode Bishop (coté aval)	111
Figure IV.40 : La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile plein obtenue par la	
méthode Bishop (coté amont)	111
Figure IV.41 : La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile plein obtenue par la	
méthode Bishop (coté aval)	112
Figure IV.42 : La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile vide obtenue par la	
méthode janbu (coté amont)	112
Figure IV.43 : La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile vide obtenue par la	
méthode janbu (coté aval)	113
Figure IV.44 : La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile plein obtenue par la	
méthode janbu(Coté amont)	113
Figure IV.45 : La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile plein obtenue par la	
méthode janbu (coté aval).	114
Figure IV.46 : La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile vide obtenue par la	
méthode Fellinus (coté amont)	114
Figure IV.47 : La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile vide obtenue par la	
méthode Fellinus (coté aval)	115
Figure IV.48 : La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile homogène plein	
obtenue par la méthode Fellinus (coté amont).	115
Figure IV.49 : La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile plein obtenue par la	
méthode Fellinus (coté aval).	116

Figure IV.50 :La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile vide obtenue par la	
méthode Morgenstenprice (coté amont)	116
Figure IV.51 :La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile vide obtenue par la	
méthode Morgensten price(coté aval).	117
Figure IV.52 : La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile plein obtenue par la	
méthode Morgensten price (coté amont)	117
Figure IV.53 : La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile plein obtenue par la	
méthode Morgensten price(coté aval).	118
La figure IV :54.coupe géométrique d'un barrage remblai en masque en béton	120
Figure IV.55 : Modèle numérique barrage remblai en masque en béton	121
Figure IV.56 : Position de la nappe phréatique dans le cas de barrage vide	121
Figure IV.57 : Position de la nappe phréatique dans le cas de barrage plein	122
Figure IV.58 : Cercle de glissement barrage remblai en masque en béton vide	123
Figure IV.59 : coefficient de sécurité de barrage remblai en masque en béton vide	123
Figure IV.60 : Le modèle numérique du barrage remblai en masque en béton vide sous	
GEOSLOPE	124
Figure IV.61 :Le modèle numérique du barrage remblai en masque en béton plein sous	
GEOSLOPE	124
Figure IV.62 : La surface de glissement barrage remblai en masque en béton vide obtenue	par
la méthode Bishop (coté amont) 12	5
Figure IV.63 : La surface de glissement barrage remblai en masque en béton vide obtenue	
par la méthode Bishop (coté aval)	125
Figure IV.64 : La surface de glissement barrage remblai en masque en béton plein obtenue)
par la méthode Bishop (coté amont) 12	6
Figure IV.65 : La surface de glissement barrage remblai en masque en béton plein obtenue	
par la méthode Bishop (coté aval)	126
Figure IV.66 : La surface de glissement barrage remblai en masque en béton vide obtenue	
par la méthode Janbu (coté amont) 12	:7
Figure IV.67 : La surface de glissement barrage remblai en masque en béton vide obtenue	
par la méthode Janbu (coté aval)	127

Figure IV.68 : La surface de glissement barrage remblai en masque en béton plein obtenue	
par la méthode Janbu (coté amont) 12	8
Figure IV.69 : La surface de glissement barrage remblai en masque en béton plein obtenue	
par la méthode Janbu (coté aval)	128
Figure IV.70 : La surface de glissement barrage remblai en masque en béton vide obtenue	
par la méthode Fellinus (coté amont)	129
Figure IV.71 :La surface de glissement barrage remblai en masque en béton vide obtenue	
par la méthode Fellinus (coté aval).	129
Figure IV.72 : La surface de glissement barrage remblai en masque en béton plein obtenue	
par la méthode Fellinus (coté amont)	130
Figure IV.73 : La surface de glissement barrage remblai en masque en béton plein obtenue	
par la méthode Fellinus (coté aval).	130
Figure IV.74 : La surface de glissement barrage remblai en masque en béton vide obtenue	
par la méthode Morgensten price (coté amont)	131
Figure IV.75 :La surface de glissement barrage remblai en masque en béton vide obtenue	
par la méthode Morgensten price (coté aval)	131
Figure IV.76 : La surface de glissement barrage remblai en masque en béton plein obtenue	1
par la méthode Morgensten price (coté amont)	132
Figure IV.77 : La surface de glissement barrage remblai en masque en béton plein obtenue	
par la méthode Morgensten price (coté aval).	132

Liste des tableaux

Chapitre II : Analyse de la stabilité d'un barrage en terre

Tableau II.1 : Inclinaison de talus approximatifs	. 21
Tableau II.2 : Les valeurs de F en fonction de l'importance de l'ouvrage	. 35

Chapitre III : Présentation du site du barrage

Tableau III.1 : Résultats de l'essai de perméabilité.	. 67
Tableau III.2: teneur en eau naturelle	. 67
Tableau III.3: Limite d'Atterberg	. 68
Tableau III.4 : Résultats de compactage (essai de Proctor normal)	. 68
Tableau III.5 : Résultats des essais de compressibilité à l'oedométre :	. 68
Tableau III.6 : résultats d'Analyse chimiques	. 69
Tableau III.7: caractéristiques géotechniques	. 70
Tableau III.8: Description du bassin versant	. 72
Tableau III.9 : Répartition mensuelle de la température	. 75
Tableau III.10 : Répartition mensuelle de l'évaporation	. 76
Tableau III.11: Répartition mensuelle de l'humidité relative	. 77
Tableau III.13: la Répartition mensuelle de la vitesse de vent	. 78
Tableau III.14: Station pluviométrique	. 78
Tableau III.15 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle	. 79
Tableau III.16 : Les caractéristiques pluviographiques de la région	. 79
Tableau III.17: les apports fréquentiels	. 80
Tableau III.18: Répartition mensuelle des apports	. 80
Tableau III.19 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.	. 82
Tableau III.20 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue	. 82
Tableau III.21 : les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface	. 84

Chapitre IV : Modélisation numérique

Tableau IV.1 : caractéristiques géotechniques utilisées	87
Tableau. IV.2 : les dimensions des différentes parties du barrage homogène	88
Tableau IV.3 : les coefficients de sécurité obtenue par les différentes méthodes étudiées	
pour le barrage homogène 10	03
Tableau IV.4 : présente les dimensions des différentes parties du barrage zoné à noyau	
d'argile :	05

Tableau IV.5 : Les coefficients de sécurité obtenue par les différentes méthodes é	étudiées
pour le barrage zoné à noyau d'argile.	118
Tableau IV.6 : présente les dimensions des différentes parties du remblai en masq	ue en
béton	120
Tableau IV.7 : Les coefficients de sécurité obtenue par les différentes méthodes é	étudiées
pour le barrage remblai en masque en béton	133

Liste des notations

- h_b : la hauteur totale de barrage
- h: la hauteur de la retenue
- L : la largeur en crête d'un barrage
- R: La revanche
- V : vitesse des vagues d'après R.ROLLEY
- d : la densité moyenne des matériaux.
- 1 : l'inclinaison du parement généralement compris entre 75% et 80%
- δ_b : Poids volumique du béton.
- $\gamma'_{sediment}$: Poids volumique déjaugé des sédiments.
- γ_w : poids volumique de l'eau
- S : la section de l'ouvrage.
- α : le coefficient de sismique
- r_u: est un coefficient de proportionnalité constant tout le long du cercle de glissement,
- ΔH : tassement.
- H0 : épaisseur initiale de la couche compressible.
- e_0 = : indice des vides initial.
- $\Delta \sigma'_p$: pression de pré-consolidation.
- $\Delta \sigma'_z$: contraintes dues aux surcharges.
- $\Delta \sigma'_{\nu 0}$: contrainte effective verticale naturelle.
- *W_L*: limite de liquidité
- Wp : limite de plasticité
- Ip : indice de plasticité
- Pc: pression de consolidation (bars)

- Cc : coefficient de compressibilité
- Cg : coefficient de gonflement
- Cv : Coefficient de variation ;
- CS : Coefficient d'asymétrie
- tm : temps de montée de la crue.
- td : temps de la décrue
- h.ds : Poids de la tranche
- dx : épaisseur des tranches verticales
- G : le module de cisaillement
- σw : est la surpression interstitielle
- n : la porosité
- Kw : le module volumique de l'eau
- εv : la déformation volumique.
- w_i : poids de chaque tranche
- b : largeur de la tranche
- ΔV_i : Paramètre de perturbation
- R : rayon de la tranche
- τ : La contrainte au cisaillement.
- N : la contrainte normale.
- U : pression interstitielle.
- ϕ : Angle de frottement interne
- γ = poids volumique du sol
- $\gamma d = poids$ volumique sec du sol
- γ sat = poids volumique saturé du sol
- v : coefficient Poisson
- Ψ : Angle de dilatance du sol

- Msf : coefficient total de sécurité
- K0 = coefficient des terres au repos
- kx = perméabilité du sol selon la direction des x
- ky = perméabilité du sol selon la direction des y
- c = cohésion du sol
- c' = cohésion effective du sol
- E = module d'élasticité du sol (module d'Young)
- Eref = module de référence
- E50 = module sécant
- FS = coefficient de sécurité
- HSM: Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil model).
- MC: Modèle de Mohr Coulomb.
- MEF: Méthode des éléments finis.
- OCR : Degré de sur consolidation.
- SSM: Soft Soil Model.
- SSCM : Soft Soil Creep Model.
- UU: Non consolidé non drainé.
- CD: Consolidé drainé.
- CU: Consolidé non drainé

Résumé

Le phénomène d'instabilité des talus des barrages est un problème d'intérêt pour les chercheurs et les patriciens dans le domaine de la géotechnique. Le but de ce mémoire est de faire une étude numérique de la stabilité d'un barrage en terre pour plusieurs variantes proposées pour la digue du barrage, par les méthodes de l'équilibre limite à l'aide du logiciel GEOSLOPE et ensuite par la méthode des éléments finis à l'aide du code PLAXIS 2D. Les résultats obtenus feront l'objet d'une étude comparative entre les calculs du facteur de sécurité par les méthodes classiques à l'équilibre limite et les méthodes en éléments finis. Finalement nous avons trouvé qu'il y une différence entre les résultats de ces deux outils numériques cela dû à la différence entre les paramètres d'entrées des deux outils numériques (les caractéristiques géotechniques et les lois de comportement des matériaux).

Mots clés : stabilité -barrage- talus -facteur de sécurité - GEOSLOPE - PLAXIS.

Abstract

The phenomenon of dam slope instability is a problem of interest to researchers and patricians in the field of geotechnical engineering. The purpose of this paper is to make a numerical study of the stability of an earth dam for several proposed dam variants by the equilibrium limit methods with the GEOSLOPE software and then using the finite element method with the PLAXIS 2D code. The obtained results will be the subject of a comparative study between the calculations of the safety factor by the classical methods with the equilibrium limit and the finite element methods. Finally we found that there is a difference between the results of these two numerical tools due to the difference between the input parameters of the two numerical tools (the geotechnical characteristics and the constitutive laws of the materials).

Keywords: stability - dam-slope- safety factor - - GEOSLOPE - PLAXIS.

ملخص

تعتبر ظاهرة عدم استقرار انحدار السد من المشاكل التي تهم الباحثين و الممارسين في مجال الجيوتقنية. الغرض من هذه المذكر ة هو عمل دراسة تحليلية لاستقرار السد بمختلف أشكاله ، وحساب معامل الأمان وذلك بطريقة التوازن المحدود باستعمال برنامج جيوسلوب تليها طريقة العناصر المنتهية باستعمال برنامج بلاكسيس ثنائي الأبعاد .النتائج المتحصل عليها تخضع لدراسة مقارنة لمعامل الأمان المتحصل عليه من خلال هاتين الطريقتين. أخيرًا وجدنا أن هناك اختلاف بين نتائج هاتين الطريقتين وذلك نظرًا للاختلاف بين معطيات الإدخال (الخصائص الجيوتقنية وقوانين سلوك للمواد) الكلمات المفاتيح :استقرار -السد - منحدر - عامل الامن - بلاكسيس -جيوسلوب.



La nécessité de l'énergie et de l'eau potable pour différentes utilisations c'est la cause principale de la construction des différents types des barrages dans le monde entier, le type le plus ancien et le plus utilisé c'est les barrages en terre, fabriqué par des matériaux naturels et moins chères que les autres types des barrages en plus la facilité de sa mise en œuvre.

Les barrages sont des constructions particulières qui en cas de rupture peuvent entraîner d'énormes dégâts. En effet, une rupture peut entraîner des pertes en vies humaines et de considérables dommages aux biens. Pour garantir un haut niveau de sécurité et pour minimiser le risque résiduel, il s'agit particulièrement d'être en mesure de détecter toute anomalie du comportement des ouvrages ainsi que de leurs fondations et de leurs environs.

L'analyse de la stabilité d'un barrage (glissement, tassement, infiltrations...etc.) n'est pas une tâche difficile en présence d'une compagne de reconnaissance géologique et géotechnique bien conduite. Une étude géotechnique rigoureuse peut assurer la stabilité de notre ouvrage dans différentes situations de chargements.

L'étude de la stabilité ne s'arrête pas dans les points précédents, elle dépasse à l'analyse des infiltrations au sein du barrage qui créent des problèmes menaçant son stabilité interne, pour minimiser ces problèmes il faut étudier la ligne d'écoulement d'eau, le gradient hydraulique et le débit des eaux écoulées à travers la digue.

De nombreuses méthodes de calcul ont été proposées pour traiter le problème de stabilité des barrages, on utilise les méthodes classiques (méthodes d'équilibre limite) et les méthodes numériques (méthodes des éléments finis). Dans ce contexte, ce travail de fin d'étude consiste à étudier la stabilité d'un barrage en terre d'où nous utilisons les différentes méthodes d'analyse du problème de stabilité c'està-dire une étude comparative entre ces différentes méthodes.

Le présent travail nous permet d'analyser la stabilité d'un barrage en terre à partir de cinq chapitres comme suite :

- ✓ Le premier chapitre est consacré aux aspects généraux sur les barrages, leurs types, ainsi les paramètres qui peuvent influencer le choix d'un barrage.
- ✓ Le second chapitre, présente les différentes actions qui peuvent menacer la stabilité des barrages et provoquent un risque de rupture ainsi que les différentes méthodes manuelles et numériques d'analyse de la stabilité d'un barrage.
- ✓ Le troisième chapitre, est une Présentation du barrage d'Oued Fates, sa situation géographique, une synthèse du contexte géologique et hydrologique, la séismicité de la région, et les matériaux de construction utilisés dans ce projet.
- Le quatrième chapitre, est le calcul du coefficient de sécurité par logiciels (PLAXIS
 8.6 + GEOSLOPE) pour trois variantes de construction de la digue du barrage oued
 Fates :
 - 1. barrage homogène.
 - 2. à noyau d'argile.
 - 3. en remblais en masque en béton.

Chapitre I

Généralités sur les barrages

I.1.Introduction :

Depuis très longtemps, les besoins notamment en eau potable et l'irrigation ont conduit à réaliser des ouvrages de dimensions considérables afin d'assurer une meilleure utilisation et satisfaction des besoins en eau.

Ces ouvrages sont appelés les ouvrages d'accumulations qui sont constitués d'un ouvrage de retenue (barrage), et d'une zone de retenue (ou bassin d'accumulation).

I.2. Définition d'un barrage :

Un barrage est un ouvrage d'Art placé en travers d'un cours d'eau, destiné à retenir et stocker de l'eau ou à la dériver, Par leur complexités, ils sont considérés comme des ouvrages hydrauliques qui barrent sur toute la largeur une section de vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche, il peuvent être considérés comme des ouvrages particulier, ils présentent pas ailleurs la caractéristique de pouvoir être affectés à différentes fonctions comme celui d'une part, de stocker les apports d'eau (eau potable, irrigation, fourniture d'énergie, ainsi que la navigation), la protection contre les effet destructeurs de l'eau [1].



Figure I.1 : Les différentes parties d'un barrage [3].

I.3.Les différents usages des barrages :

L'eau stockée derrière les barrages peut avoir de nombreux usages tels que :

- ✓ La production d'énergie électrique.
- ✓ L'alimentation en eau potable.
- ✓ L'irrigation des terres agricoles.
- ✓ L'alimentation des canaux de navigations.
- ✓ La régularisation du débit des cours d'eau avec l'écrêtement des crues et le soutien des étiages.
- \checkmark Le tourisme et les loisirs aquatiques.
- ✓ La protection contre les crues [3].

I.4. Technique de construction :

Un barrage soumis à plusieurs forces. Les plus significatives sont :

- La poussée hydrostatique exercée par l'eau sur son parement exposé à la retenue d'eau
- Les sous pression (poussée d'Archimède), exercées par l'eau percolant dans le corps du barrage ou la fondation
- Les éventuelles forces causées par accélération sismique

Pour résistera ces forces deux stratégies sont utilisées :

- Construire un ouvrage suffisamment massif pour résister par son simple poids, qu'il soit rigide (barrage poids en béton) ou souple (barrage en remblai)
- Construire un barrage capable de reporter ces efforts vers des rives ou une fondation rocheuse résistante (barrage voûte, barrage à voûtes multiples ...) [2].

I.5.Différents types des barrages :

Chaque barrage est un cas particulier par ses dimensions, sa nature du terrain sur lequel il s'appuie, l'importance des débits dans la rivière, par sa conception générale et les matériaux qui le constituent, il peut généralement être classé en deux groupes :

- Les barrages rigides (en béton ou en maçonnerie)
- Les barrages souples (en remblai) : (terre ou enrochement) [5].

I.5.1.Les barrages rigides (en béton ou en maçonnerie) :

- Les barrages en maçonnerie sont des matériaux moins utilisée actuellement mais composant un grand nombre des barrages existants
- Les barrages en béton : Comme l'illustre la figure I.2, on distingue trois grandes familles de barrages en béton, chacune comportant un certain nombre de sous-familles [6].



Figure I.2 : Les familles des barrages en béton.

I.5.1.1.Barrage poids :

Par leur poids et par leur section trapézoïdale, ils résistent à la poussée de l'eau. Tout comme les barrages en maçonnerie, les barrages en béton sont des ouvrages rigides et en conséquence leur conception sera aussi conditionnée par la qualité des fondations.

La plupart des barrages poids sont massif et plein avec un profil triangulaire. Le parement amont est vertical ou légèrement incliné, ce sont des ouvrages rigides et en conséquence leur conception sera aussi conditionnée par la qualité des fondations **[7]**.



Figure I.3 : le barrage de Sarrans, France [18].

I.5.1.1.1.Les Avantages et les inconvénients des barrages poids :

Les avantages des barrages poids sont les suivants :

- Faibles contraintes dans le béton.
- Faibles contraintes transmises par la fondation au rocher.
- Les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes.
- L'évacuateur de crue peut facilement combiner avec le barrage (diriger les crues directement par dessous).
- Le gradient des sous-pressions à travers la fondation est faible.
- Les points délicats sont : la résistance mécanique et l'étanchéité [9-11].

Les inconvénients des barrages poids sont les suivants :

- Les sous-pressions sont importantes dans la fondation.
- Moyen risque de tassement.
- Le volume du béton est important (pour le barrage-poids évidé, il est plus faible).
- Le volume d'excavation de la fouille est important.
- Fragilité au séisme (si les joints entre les blocs ne sont pas faits par injections).
 L'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique [4-11].

I.5.1.2.Barrage voûte :

Il est généralement en béton dont la forme courbe permet report des efforts de poussée de l'eau sur les rives rocheuses de la vallée.

Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite **[7]**.

Les barrages voûtes sont en effet peu employés pour les retenues de petite hauteur. Les conditions pour adopter une telle solution sont par ailleurs assez strictes. Nous envisageons en effet la construction d'un barrage-voûte que lorsque la vallée est étroite et rocheuse.

La qualité mécanique de la fondation est à vérifier scrupuleusement. Sa rigidité doit être suffisante pour que les arcs trouvent leurs appuis en première approximation, nous devrons s'assurer que le module de déformation du rocher dépasse 4 ou 5 Gpa. Mais elle devra également ne pas se rompre sous l'effet des contraintes élevées transmises par la voûte [7]. Le choix d'un barrage voûte est donc à réserver à des situations géomorphologiques bien particulières.

Cependant, lorsqu'elles sont réunies, c'est une solution qui peut être économiquement viable en regard des quantités de matériaux nécessaires à la réalisation d'un ouvrage poids

En outre, face aux incertitudes hydrologiques, ce type de construction supporte des submersions [7].



Figure I.4 : Barrage voûte [18].

I.5.1.2.1.Les avantages et les inconvénients des barrages voûtes :

Les avantages des barrages voûtes sont les suivants :

- Le volume du béton est faible.
- La fouille est assez petite.
- La résistance au séisme est haute.
- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles (la surface de la fondation est petite) [4-11].

Les inconvénients des barrages voûtes sont les suivants :

- Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher.
- Les forces sont transmises obliquement dans les appuis.
- Moyen risque de tassements.
- L'échauffement du béton par la prise du ciment est à considérer.
- L'intégration de l'évacuateur de crues (grands débits) dans le barrage est difficile.
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est très grand.
- Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis [9-11].

I.5.1.3.Barrage à contreforts :

Les barrages à contreforts sont constitués d'une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts).

Une bouchure entre contreforts inclinées de manière à transmettre directement au pied des contreforts et donc à la fondation rocheuse une partie de la poussée de l'eau sur le parement amont, les barrages à contreforts sont bien adaptés aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité **[1]**.



Figure I.5 : Barrage à contreforts [18].

I.5.1.3.1.Les avantages et les inconvénients des barrages à contreforts :

Les avantages des barrages à contreforts sont les suivants :

- Les contraintes transmises par la fondation au rocher sont moyennes.
- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles.
- Le volume du béton est faible.
- L'échauffement du béton est faible.
- Les risques de tassements sont moyens [9-11].

Les inconvénients des barrages à contreforts sont les suivants :

- Très susceptible au séisme. La résistance à l'accélération latérale est presque inexistante.
- La fouille est importante.
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est localement très élevé.
- Les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importantes à la tête du contrefort **[9-11]**.

I.5.2.Les barrage souples (en remblai) :

On appelle barrages en remblai tous les barrages constitués d'un matériau meuble, qu'il soit très fin (argile) ou très grossier (enrochement), cette famille regroupe plusieurs catégories, très différentes, Selon les types de matériaux utilisés, et de la méthode employée pour assurer l'étanchéité **[1]**.



Figure I.6 : Les différents types des barrages en remblai.

I.5.2.1.Barrage en terre :

Les barrages en terre présente notamment l'avantage de pouvoir reposé sur des fondations de médiocre qualité c'est à dire compressible. Tout les barrages en terre peuvent être considéré comme des barrages poids parce qu'ils résistent à la pression de l'eau par leur propre poids **[1]**.



Figure.I.7 : Barrage en terre [18].

On a 3 types de barrage en terre :

- Le barrage homogène,
- Le barrage à noyau étanche,
- Le barrage à masque d'étanchéité.

I.5.2.1.1.Barrage homogène :

Le barrage en terre homogène est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du batillage dans sa partie amont **[4-7]**.



Figure I.8 : Barrage en terre homogène [18].

I.5.2.1.2.Barrage zoné avec un noyau étanche :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche (figure I.9.) [4].

Dans ce cas, une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent suivant le rôle que doit jouer chaque zone [4].

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériau argileux qui pourra être placé en amont du barrage ou au centre de celui-ci [4].

Les barrages zonés, comme le barrage de Serre-Ponçon (Hautes Alpes h=24 m), sont des barrages en remblai constitués de plusieurs types des matériaux disposées de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et l'étanchéité **[8]**.
Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site. Le noyau imperméable est constitué de terres argileuses, d'argile de terres caillouteuses ou tout autre matériau terreux comportant une forte proportion de matériaux fins lui peut avoir recours à des matériaux de substitution tels qu'une paroi moulée ou bien une superposition de couche de béton bitumineux ou d'asphalte **[9].**

Les zones encadrant le noyau imperméable sont en tout venant compacté, elles assurent la résistance et la stabilité du barrage, en particulier pour le talus amont en cas de vidange rapide **[9]**.



Figure I.9 : Barrage zoné avec un noyau étanche [29].

I.5.2.1.3.Barrage à masque amont :

Les barrages à masque sont constitués d'un remblai plus ou moins perméable assurant la stabilité d'ensemble. Un écran imperméable, appelé masque, est mis en place sur le parement amont de façon à rendre le barrage étanche et lui permettre de retenir l'eau du réservoir (figure I.10) **[4].**

Le masque qui constitue l'organe d'étanchéité amont est classiquement réalisé en béton, avec des produits bitumineux ou encore au moyen d'une géo membrane. Son épaisseur est limitée, ce qui lui permet de s'adapter aux déformations faibles mais inévitables du massif support (les géo membranes peuvent même accepter des déformations importantes). La présence du masque en parement amont présente le double avantage de permettre des réparations en cas de dégradation du masque, mais aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides **[9]**.

Le corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable **[9].**

De nombreux barrages à masque sont réalisés en enrochements. La qualité du compactage lors de la mise en œuvre du matériau a une grande influence sur les déformations et tassements ultérieurs [7].

Pour améliorer la sécurité du barrage, il n'est pas rare de trouver dans les barrages à masque d'autres matériaux fonctionnels [10].

- Un matériau de réglage ou de transition servant de support à l'étanchéité mince et la mettant à l'abri de tout poinçonnement par des éléments grossiers du massif support.
- Une cheminée drainant, un tapis drainant ou les deux pour évacuer les infiltrations éventuelles à travers le masque.
- des matériaux de protection soit du parement aval (terre végétale engazonnée, enrochements, maçonnerie de pierres sèches, soit du masque d'étanchéité comme des dalles de protection ou des pavés autobloquants mettant l'étanchéité mince à l'abri des agressions extérieures telles que la glace, les projectiles ou les chutes de blocs).



Figure I.10 : Barrage à masque étanche [28].

1.5.2.2.Barrage en enrochement :

Un barrage en enrochement n'est pas autre chose qu'un tas de cailloux à grande échelle, qui résiste par sa masse aux efforts auxquels il est soumis mais n'étant pas étanche par luimême, il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui Constitue la partie la plus délicate, aussi bien au stade du projet qu'à celui de la réalisation [4], on trouve 3 types :

I.5.2.2.1.Barrage en enrochements à noyau d'argile :

- Constitués de plusieurs zones (matériaux différents).
- Construits en fonction des matériaux se trouvant sur le site [12].



Figure I.10 : Barrage en remblais a noyau d'argile [18].

I.7.2.2.2.Barrage en enrochements à masque amont (béton ou bitume)

- Remblai de matériaux recouvert en amont d'une couche imperméable.
- Le masque s'adapte bien aux déformations [13].



Figure I.11 : Barrage en remblais a masque externe [18].

I.5.2.2.3.Barrage en enrochements à écran interne d'étanchéité (membrane) en béton bitumineux :



Figure I.12 : Barrage en remblais à masque interne [18].

I.5.2.3.Les avantages et les inconvénients des barrages en remblai :

Les avantages des barrages en remblai sont les suivants :

- Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain
- Peu susceptible aux tassements et aux séismes.
- Petite à moyenne fouille. La digue n'est pas forcément fondée sur un rocher sain.
- La compression du sol est faible.
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation ou du noyau est faible [9-11].

Les inconvénients des barrages en remblai sont les suivants :

- Mise en place de grands volumes de matériaux.
- Le remblai du noyau en argile est influencé par les conditions atmosphériques (climat pluie).
- L'inconvénient majeur est les infiltrations à travers le massif [4-11].

I.6. Choix du site et du type de barrage :

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

- ✓ Topographie du bassin versant ;
- ✓ Morphologie de vallée ;
- ✓ Les conditions géologiques et géotechniques ;
- ✓ La disponibilité des matériaux ;
- ✓ Risque sismique ;
- \checkmark condition climatique ;
- \checkmark crues a maitriser ;
- ✓ But de l'ouvrage.

I.6.1. Etudes topographiques

Les données topographiques nécessaires concernent : le bassin versant, l'amont et l'aval du barrage, les zones d'emprunt, le site du barrage.

I.6.2. Quelques études géologiques et géotechniques et hydrauliques :

I.6.2.1. Etudes géologiques et géotechniques d'APS (Avant-Projet Sommaire) :

Ces études sont réalisées pour étudier la faisabilité et pour décider le maitre d'ouvrage l'engagement du projet.

Reconnaissances de terrain :

- Tranche à la pelle hydraulique tous les 15 à 20 m pour définir la nature des matériaux disponible et le niveau de la nappe.
- Nombre et profondeur de sondage, on utilise le forage carotté en cas des barrages dont la hauteur est supérieure de 20 m car son coût élevé.
- Faire une description lithologique des terrains pénétrés en fonction de la profondeur et dessiner les coups géologiques.



Figure I.14 : Caisses de carottes [18].

- Quelques essais en laboratoire :
- Essais d'identification (poids volumique, teneur en eau, limite d'atterberg, bleu de méthylène, analyse granulométrique, sédimentométrie....etc.)



Figure I.15 : Granulométrie des matériaux constituée dans les barrages [14].

- Etude minéralogique.
- Essai de compactage : essai Proctor Normal.
- Essais mécaniques et hydrauliques : résistance à la compression simple, essai triaxial,
- l'odomètre, perméabilité, essai los Angeles, essai micro-deval.
- Quelques essais in situ :
- Le pénétromètre statique ou dynamique.
- Le pressiomètre: obtenir une relation entre contrainte-déformation.
- Le scissomètre : mesurer la cohésion du sol.
- RQD: Rock Quality Désignation.
- Prospection géophysique : déterminer la succession et la profondeur des couches.
- Prélèvements des échantillons en fonction des changements de nature de terrain notamment sous la nappe phréatique.
- Mesurer le pendage et la direction des discontinuités.
- Le géologue peut estimer le risque d'envasement à cause des apports solides dépendent d'érosion des pentes et du couverte végétale de bassin versant.
- Etudier la fondation (substratum rocheux) :

Fondations rocheuses :

- Sur les fondations rocheuses on peut construire tous types de barrages, exceptionnellement les roches très fissurée s c'est-à-dire très médiocres.
- Fondations graveleuses ou sablo-silteuses :
- On rencontre ce type de fondation dans les rivières à grand débit, ce type est pour les barrages en remblai (terre, enrochement) et en béton avec une hauteur très petite, mais il doit contrôler les fuites sous les fondations (risque de renard et de tassement).

> Fondations argileuses :

Dans ce type de fondation on choisit automatiquement les barrages en remblai, mais la pente des parements doit être compatible avec les caractéristiques des matériaux in situ.

I.6.2.2.Etudes géologiques et géotechniques d'APD (Avant-Projet Détaillée) :

- Estimer le volume des matériaux disponibles dans la zone d'emprunt.
- Des essais géotechniques in situ et en laboratoire sur l'échantillon de la fondation.
- Des essais chimiques sur l'échantillon de la fondation et des matériaux d'emprunts.
- Choix définitif le type du barrage et les ouvrages annexes et ses matériaux de construction.
- Calculer la stabilité de l'ouvrage.
- Suivre les travaux de construction du barrage et contrôler l'ouvrager en service.

I.6.2.3. Etudes hydrauliques :

L'objectif principal d'un barrage est de stocker un volume d'eau pour différentes utilisations, donc il doit définir le volume de ce réserve qui constitue de :

- Le volume mort : situé au-dessous du barrage et remplit par des apports solides, ce volume peut réduire de volume total du barrage.
- Le volume utile : représente le volume exploitable situé au-dessus le volume mort.
- Tranche supérieure : représente la tranche d'évaporation et d'infiltration.
- Etude la perméabilité et l'infiltration à travers les fondations (tracer les lignes des courants et équipotentielles).
- Etude les risques à la stabilité du barrage phénomène de renard par exemple.

I.7.Ouvrages annexes :

I.7.1.Evacuateur de crues :

On utilise l'évacuateur comme un déversoir libre des eaux (charge hydraulique) de l'amont vers l'aval, pour assurer la sécurité au gel et le passage des corps flottants.

L'évacuateur est composé de trois éléments : ouvrage d'entré, ouvrage de transport et sortie.



Figure I.16 : Evacuateur de crues [02].

I.7.2.Ouvrages de vidange :

L'ouvrage de vidange est constitué de conduite d'évacuation des eaux placées au fond de la retenue. Il doit être conçue d'une manière à :

- Assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avaries graves remarquées, afin d'assurer son entretien et évacuer les débits de crue ;
- Vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation ;
- Remplacer la prise d'eau en cas de panne.

I.7.3.Ouvrages de prise :

- Les ouvrages de prise sont destinés principalement à :-assurer le débit de pointe de la demande aval, entre le niveau normal et le niveau des basses eaux.
- Permettre le prélèvement d'eau de qualité compatible avec la destination.
 Généralement l'ouvrage de prise est groupé avec l'ouvrage de vidange sauf, lorsque la prise se fait par pompage ou siphonage. Par ailleurs, la prise d'eau peut être fixée au fond de la retenue, elle peut consister en un simple piquage en dérivation, en aval de la retenue.

Chapitre II

Analyse de la stabilité d'un barrage

en terre

II.1 Introduction :

La destruction complète ou partielle d'un barrage est dite rupture de barrage. Cette rupture peut rendre le barrage inopérable. Il est évident que les barrages en terre sont moins résistants que les barrages en béton, mais n'empêche qu'ils peuvent être inopérables. Car d'une part on ne peut pas prévoir les dégâts (endommagements) causés par les phénomènes naturels tels que les séismes et les crues et d'autre part l'erreur humaine (une mauvaise conception, une mauvaise étude des matériaux utilisés, une mauvaise étude géotechnique et géologique ...etc.)

Dès les premières constructions des barrages, le nombre de rupture des barrages augmentent et devient plus fatale pour la vie de l'être humain et une perte économique considérable et des destructions remarquables malgré les progrès technologiques rapides. La Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) formule la définition de la rupture comme suit : rupture d'une partie du barrage ou de sa fondation, tel que l'ouvrage ne puisse retenir l'eau. En général, le résultat sera une perte d'un volume d'eau important, entraînant des risques pour les personnes ou les biens à l'aval **[1].**

II.2. Profil général du barrage :

II.2.1. Hauteur du barrage :

La hauteur totale H_T est égale à la hauteur normale des eaux maximales (voir figure II.01). Où :

- H₁ : volume des dépôts solides.
- H₂ : volume utile.
- H₃ : volume perdu.



Figure II.01 : Schéma de répartition des hauteurs [16].

II.2.2.Largeur en crête du barrage :

Généralement la largeur en crête d'un barrage doit être supérieure à 3 m, on peut calculer la largeur L (m) à partir de ces formules :

1. Formule de T.KNAPPEN : $L = 1,65 \sqrt{H}$ (II.1)

2. Formule de ROLLEY :
$$L = 3, 6 \sqrt[3]{H} - 3$$
 (II.2)

Où :

- H : la hauteur totale du barrage (m).

II.2.3.Revanche :

La revanche R c'est la différence de cote entre les PHE (Plus Hautes Eaux correspondant à la crue de projet) et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues, d'après J.DUNGLAS on a cette formule [19] :

$$R = 0.75h + v^2/2g$$
 (II.3)

Avec :

- H : hauteur des vagues.
- V : vitesse des vagues d'après R.ROLLEY on a :

$$v = 1.5 + 2h$$
 (II.4)

- g : accélération gravitationnelle.

II.2.3 Pentes des talus :

À l'aide le tableau II.01, on peut déterminer l'inclinaison des pentes (amont-aval).

Hauteur du barrage	Type du barrage	Pentes des talus	
(m)		Amont	Aval
Inférieure à 5 m	-homogéne.	1/2,5	1/2
	-a zones .	1/2	1/2
5 à 10 m	-homogéne,granularité étendue	1/2,5	1/2
	-homogéne, a fort pourcentage d'argile .	1/2	1/2,5
	-à zones.	1/2	1/2,5
10 à 20 m	-homogéne,granularité étendue	1/2.5	1/2,5
	-homogéne, a fort pourcentage d'argile .	1/3	1/2,5
	-à zones	1/2	1/3

Tableau II.1 : Inclinaison de talus approximatifs [15].

II.3. Drains et filtres du barrage en terre :

II.3.1. Rôle des drains et filtres :

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltre progressivement dans le massif même du barrage et dans ses fondations, bien que le choix des matériaux de construction et de l'implantation de l'ouvrage ait été fait de manière à limiter les débits d'infiltration [21].

- Un drain : est un organe qui évacue les eaux prévenant d'une infiltration à travers un massif ou d'un ressuyage.
- Un filtre : est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entrainées par la circulation de l'eau dans un massif. Filtre et drain sont le plus souvent associés, le filtre pouvant jouer lui-même le rôle de drain, surtout dans les petits ouvrages.

II.3.2. Constitution des drains et filtres :

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont les suivants :

- Mesure du coefficient de friabilité des sables ;
- Essai Los Angeles (chocs) et essai Micro-Deval (usure) pour les graviers ;
- Équivalent de sable, essai au bleu de méthylène (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc une fissuration du matériau), teneur en matières organiques. Les matériaux calcaires sont à éviter. Les critères granulométriques à retenir sont les suivants (les deux premiers sont issus des règles de TERZAGHI élaborées pour des matériaux granuleux uniformes) :
- (d15 F / d85 M) < 5 avec F pour le filtre et M pour le matériau plus fin à protéger (le filtre doit empêcher la migration des particules).
- Filtres et drains relativement uniformes (pour éviter ségrégation et assurer stabilité interne) règle préconisée 2 < (d60 / d10) < 8.

Dans le cas d'un sol très fin le premier critère d15 F < 5 d85 M n'est pas utilisable ; il est alors recommandé de prendre un sable 0 - 5 mm en appliquant les autres critères, à condition toutefois qu'il ne s'agisse pas d'argiles dispersives.

Dans le cas d'un sol très gradué, avec d60/d10 > 16, le filtre contigu à ce matériau doit être déterminé avec le d85 de la partie inférieure de la courbe granulométrique du sol, après le changement de pente [22].

II.3.3. Types des drains et filtres dans un barrage en terre :

- drain prisme : il est utilisé dans le cas, ou la quantité des enrochements est suffisante pour la construction et dans la période de construction le drain-prisme est utilisé en qualité des batardeaux. La crête du drain doit être supérieure au niveau d'eau en aval. Le drainprisme est utilisé le plus souvent pour raisons :
 - Structure est simple
 - Augmentation de la stabilité du parement aval.
- 2. drain tapis superficiel : il est utilisé dans le cas, où la quantité des enrochements n'est pas suffisante et il est nécessaire seulement pour la protection du talus aval, non pas pour l'abaissement de la ligne de saturation.
- **3. drain tuyau** : il est utilisé seulement dans le cas de l'absence de l'eau dans l'aval .Pour évacuer l'eau d'infiltration vers l'aval on établit des tuyaux d'évacuation de l'eau avec un écartement de 50m ; ce type de drain abaisse bien la ligne de saturation et la pression de filtration dans la fondation.
- 4. drain tapis internes : il est utilisé dans le cas de l'absence de l'eau en aval .Pour évacuer l'eau du drain vers l'aval on établit aussi les tuyaux avec un écartement de 50 m, il est permet :
 - D'abaisser bien la ligne de saturation
 - Évacuer bien l'eau de filtration à travers le barrage et sa fondation.
- drain combiné : il a des avantages de tous les deux types de drains examinés plus haut, c'est pourquoi, s'il y'a une quantité suffisante de matériaux on établit souvent des drains combinés.

II.4 Actions s'appliquent sur un barrage :

Les actions s'appliquent sur un barrage peuvent influencer sur son stabilité, donc il faut connaitre-elles pour comprendre son comportement et pour déterminer ses dimensions sous ces forces, en fonction de leur variation avec le temps et leur mode d'application on peut classer les actions en trois catégories comme suite :

II.4.1 Actions permanentes :

Ces actions constante ou très peu variable avec le temps on les notés G.

II.4.1.1. Poids propre G₀ :

$$P = d\delta l/2h_b^2 \tag{II.5}$$

Où
$$P=0.8 \ \delta_b \frac{{h_b}^2}{2}$$
 (II.6)

Ou :

- d : La densité moyenne des matériaux.
- δ : Le poids volumique des matériaux.
- 1 : L'inclinaison du parement généralement compris entre 75% et 80%
- h_b : La hauteur totale du barrage.
- δ_b : Poids volumique du béton.



Figure II.2 : Action de poids propre [17].

II.4.1.2.Poussé des sédiments G1 :

Au cours de temps les sédiments (l'envasement) exercent une pression latérale au niveau de parement amont pour calculer cette pression nous avons :

$$G_{1} = \frac{1}{2} \gamma'_{sedim} h^{2} t g^{2} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$
(II. 7)

Où :

- $\gamma'_{sediment}$: Poids volumique déjaugé des sédiments.
- h : l'épaisseur de la couche des sédiments.
- φ : Angle de frottement interne sédiments.



Figure II.3 : Action de Poussé des sédiments [17].

II.4.1.3Poussé d'une recharge aval G2 :

Cette recharge est un remblai avec une petite dimension située au fond de fouille de fondation et contribuée à la stabilité du barrage



Figure II.4 : Poussé d'une recharge aval [16].

CHAPITRE II

II.4.1.4Action de tirant précontrainte G3 :

Cette action est contribuée à la stabilité du barrage parce que la force d'ancrage apportée par les tirants précontraints est augmentée de la traction de blocage, donc on peut considérer le tirant précontraint comme un soutènement.

On peut ajouter cette action même avec les barrages en service.

II.4.2 Actions variables : On note les actions variables Q.

II.4.2.1Poussée hydrostatique amont Q₁ :

Au niveau du parement amont l'eau toujours exercée une pression horizontale mais variable en fonction de la hauteur du barrage on la calcule :

$$\checkmark \mathbf{P} = \frac{1}{2} \gamma_{w} \mathbf{h}^{2} \qquad (\text{sans déversement}) \qquad (II.8)$$

$$\checkmark \mathbf{P} = \frac{1}{2} \gamma_{w} (\mathbf{h} + 2\mathbf{H}) \mathbf{h} \quad (\text{avec déversement}) \qquad (II.9)$$

Où :

- γ_w : poids volumique de l'eau
- h : la hauteur de la retenue
- H: quand il y a un déversement



Figure II.5 : Poussée hydrostatique amont [17].

II.4.2. 2 Poussée hydrostatique aval Q₃ :

L'eau revient comme un résultat de la poussée hydrostatique amont est appliquée sur le parement amont du barrage, sa valeur n'est pas importante par rapport Q1 mais il faut la prendre en considération.



Figure II.6 : Action de la poussée hydrostatique aval [17].

II.4.2. 3Action des sous pressions Q₂ :

Le principe de calcul basé sur la détermination du diagramme de sous pressions appliquées sur le barrage (entre barrage-fondation). La valeur de cette action liée aux plusieurs paramètres, ces paramètres sont en fonction de pressions Q_3 , Q_1 , les propriétés du site et les matériaux (stratification de la roche, perméabilité des matériaux, qualité du voile d'injection....etc.). Cette action on peut la considérer comme une partie de la pression hydrostatique

$$\mathbf{Q}_2 = \frac{3}{8}\rho \mathbf{g} \mathbf{h}^2 \tag{II.10}$$



Figure II.7 : Action des sous pressions [16].

II.4.2. 4 Action de la glace Q4 :

Cette action liée aux changements climatiques et caractéristique de la glace et ne concerne que les retenues située en altitude.



Figure.II.8 : Action des glaces [15].

II.4.2. 5. Variation de température :

Le retrait et le gonflement du béton, ou bien la diminution et l'augmentation de volume sont des phénomènes liés aux variations de températures et la teneur en eau, elles peuvent créer des contraintes thermiques locales complémentaires sur notre ouvrage représentant dans l'élongation ou la contraction (l'apparition des fissures) des dimensions de la conception notamment au côté amont.

II.4.3 Actions accidentelles :

L'un des problèmes qui peuvent menacer la stabilité du barrage c'est le risque du séisme, lors ce risque il y a deux types de sollicitations mécaniques :

II.4.3. 1 Forces d'inerties provoquées par la structure :

On utilise la méthode pseudo- statique :

$$\mathbf{F} = \alpha \mathbf{S} \boldsymbol{\gamma}_{\mathbf{b}} \tag{II.10}$$

Où :

- α : le coefficient de sismique (l'accélération au sol multipliée par 0,67 pour la composante horizontale et multipliée par 0,20 pour la composante verticale).
- S : la section de l'ouvrage.
- γb : le poids volumique de l'ouvrage

II.4.3. 2. Forces hydrodynamiques dues à la vibration :

Ces forces s'appliquent sur le côté amont du barrage, on les calcule par la méthode de westergaard

$$p(z) = 0,875\alpha\gamma_w (h_b Z)^{1/2}$$
 (II.11)

Où :

- α : le coefficient de sismique
- h_b : la hauteur du barrage
- Z : la profondeur de l'eau



Figure II.9 : Différentes actions sur les barrages.

II.5. Influence des écoulements d'eau sur la stabilité des talus :

Les calculs de stabilité des talus nécessitent la plupart du temps la connaissance de contrainte effective, ce qui demande la détermination de la pression interstitielle. Cette détermination n'est pas toujours chose aisée car l'eau est rarement en équilibre hydrostatique.

Bishop et Morgenstern ont proposé une méthode approchée pour le calcul de la pression interstitielle, ils supposent que cette pression est de la forme :

$$\mathbf{U} = \mathbf{r}_{\mathbf{u}} \boldsymbol{\gamma} \mathbf{h} \tag{II.12}$$

Dans cette expression,

- **r**_u : est un coefficient de proportionnalité constant tout le long du cercle de glissement,
- γ : Le poids volumique du sol saturé,
- h : La distance verticale entre le point considéré de la ligne de glissement et la surface du talus.

Autrement dit, la pression interstitielle en un point de la ligne de glissement est une fraction constante du poids de la colonne de terre qui surmonte cette ligne .A partir de cette hypothèse simplificatrice, Bishop et Morgenstern ont bâti des abaques pour le calcul de la stabilité des talus .Mais cette méthode a ses limites et l'on doit souvent calculer de manière plus précise la pression inertielle.

II.6. Rupture dans un barrage en terre :

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

II.6.1. Les causes de rupture :

- Le phénomène de renard au niveau du contact fondations-barrage ou fondation-ouvrages annexes.
- Glissement des talus du barrage.
- Submersion du barrage par une crue à cause d'une mauvaise estimation de la crue, ou d'un mauvais fonctionnement des vannes.
- Risque de tassement

II.6.1.1.Rupture par le phénomène de renard :

Les ruptures consécutives à une érosion interne (effet renard) sont peu fréquentes. (4 à 6% des cas observés). La rupture par effet renard est fréquente lorsque les matériaux Constitutifs du barrage ont pour propriétés d'être :

- perméables,
- fortement érodables,

Les barrages naturels sont constitués de matériaux hétérogènes ayant été peu Compactés (en comparaison aux barrages de construction. De ce fait ces barrages sont souvent poreux, non imperméabilisés et non drainés. Il y a donc présence d'écoulements internes.

Ces écoulements peuvent entraîner de l'érosion interne, qui peut aboutir à une rupture par renard. Des écoulements sont souvent observés à la base de nombreux barrages. Mais ces écoulements Sont rarement assez importants pour provoquer un « renard ».

L'érosion interne peut aussi provoquer un affaissement partiel du barrage, suivi du débordement, de la formation d'une brèche et de la rupture (donc rupture par surverse).

Il y a peu d'exemple de rupture par renard car celle-ci arrive rarement. Deux cas ont Tout de même pu être observés. En 1966, rupture de l'éboulement ayant entraîné la formation du lac Yashinkul sur la rivière Isfayramsay (Centre sud de l'ex URSS) et en 1906 rupture de l'éboulement sur le cache creek (Californie).



Figure II.10 : Rupture par renard [28].

II.6.1.2.Rupture par glissement :

Le glissement de terrain est un phénomène géologique qui correspond au déplacement de terrains meubles ou rocheux le long d'une surface de rupture.

Des glissements de terrain peuvent être à l'origine de catastrophes naturelles engendrant des morts. Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles). Un glissement de terrain se produit lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture. Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements :

- Glissement plan.
- Glissement rotationnels simples.
- Glissement rotationnels complexes (composés).

CHAPITRE II



Figure II. 11 : types de glissements [28].

II.6.1.3.Rupture par surverse (submersion) :

La surverse est la principale cause de rupture des barrages naturels. Elle représente 92 à 95 % des cas de rupture Observés. Si il n'y a pas d'infiltration d'eau dans le barrage, le barrage se remplit jusqu'au déversement. Il y a alors apparition d'un écoulement, sur le parement aval de la masse éboulée. L'écoulement emporte progressivement les matériaux constituants le barrage pour aboutir par érosion régressive à la formation d'une brèche. Une fois la brèche formée, la rupture du barrage et la vidange de la retenue peuvent alors être très rapides.

La brèche due à la surverse se forme localement au point le plus bas ou le plus faible de la crête du barrage, puis se développe jusqu'au point bas du barrage, avant de s'élargir jusqu'à une situation d'équilibre (qui n'atteint pas la largeur totale du barrage). Il est rare que la brèche descende jusqu'au niveau d'origine du cours d'eau car la présence de matériaux grossiers au sein de l'éboulement limite l'incision.

Comme dit précédemment, la plupart des ruptures de barrages sont dues à la surverse. On peut notamment citer le cas du barrage de « La Josefina » sur le Rio Paute, en Equateur en 1993.



Figure II.12 : Rupture par surverse [28].

II.6.1.4. rupture par tassement :

Dans les barrages en terre on a deux types du tassement, tassement du corps de la digue et tassement de la fondation, on peut négliger le premier pour les petits barrages où la hauteur moins de 20 à 30 m et où la digue est bien compactée, le deuxième il varie en fonction de la nature de terrain (les couches au-dessous de la digue voir la figure (II.13) et ses caractéristiques qu'on peut les déterminer à l'aide de la courbe de l'essai œdométrique et de cette formule :

$$\Delta H = H_0 \frac{\Delta e}{1+e_0} \tag{II.13}$$

$$\Delta H = H_0 \frac{C_c}{1+e_0} \log\left(\frac{\Delta \sigma' \ \nu_{0+\Delta \sigma_z}}{\sigma' p}\right)$$
(II.14)

Où :

- ΔH : tassement.
- H₀ : épaisseur initiale de la couche compressible.
- C_c : indice de compression.
- e₀ : indice des vides initial.
- $\Delta \sigma' p$: pression de pré-consolidation.
- $\Delta \sigma' z$: contraintes dues aux surcharges.
- $\Delta \sigma' v_0$: contrainte effective verticale naturelle.

Pour les petits barrages qui ne dépassent pas la hauteur de 20 m, on peut prendre le tassement entre 0,5-1,5 % de la hauteur totale du barrage, ou bien par cette formule **[23]** :

$$T = 0.01H_b$$
 (II.15)

Avec :

- h_b : la hauteur du barrage



Figure II.13 : Tassement des fondations [17].

II.7. Notion du coefficient de sécurité :

Pour juger si un talus naturel ou artificiel est stable ou non il est nécessaire d'introduire la notion de coefficient de sécurité qui est une grandeur adimensionnelle.

Quand on dit F_s on aura deux types de forces, des forces motrices (provoque le glissement) et des forces résistent (empêcher le glissement) le rapport entre ces deux forces tout simplement c'est le facteur de sécurité,

Le coefficient de sécurité (Fs) est par définition donné par l'expression suivante :

$$F_{S} = \Sigma \frac{moments \ résistants}{moments \ moteurs}$$
(II.16)

Ainsi en considérant qu'une rupture dans le talus est sur le point de se produire pour des conditions données, on suppose une ligne de glissement probable et on cherche l'équilibre de la masse en mouvement. Cette opération consiste à comptabiliser les forces qui sollicitent cette masse et engendre le moment moteur déclenchant le mouvement du matériau. Pour garder son équilibre, le matériau constituant le talus développe sur la ligne de glissement des contraintes de cisaillement qui s'opposent au moment moteur ce qui donne le moment résistant [23].

II.7.1. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :

Théoriquement :

- Le talus est dit stable si $F_s > 1.5$,
- Le glissement est pratiquement inévitable si $F_s < 1$,

Entre ses deux valeurs s'étend un domaine ou il y'a un risque de rupture d'autant plus grande que F_s diminue il tenant compte des facteurs suivants [26] :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord,
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif,
- Les incertitudes de la détermination de l'influence des fissures,
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.
 - Le talus est dit douteux si $1 < F_s < 1,5$.

FS	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1,0-1,25	Sécurité contestable
	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants
1,25-1,4	Sécurité contestable pour les barrages. Ou bien quand la rupture serait
	catastrophique
>1,4	Satisfaisante pour les barrages

Tableau II.2 : Les valeurs de F en fonction de l'importance de l'ouvrage.

II.8.Méthodes de calculs :

II.8.1.Méthodes de calculs de stabilité des glissements de terrain :

Le calcul de la stabilité peut être effectué dans deux circonstances bien distinctes : avant ou après déclenchement de mouvement (glissement). Dans le premier cas. le versant est apparemment stable, l'objectif du calcul de stabilité est alors de définir une surface de glissement qui aurait le plus de chance d'apparaître. Autrement dit. le calcul de stabilité permet à la fois d'apprécier la marge de sécurité du versant vis-à-vis de la rupture, de définir dans le site la zone la plus menacée par l'instabilité et d'examiner l'influence de certains

travaux (terrassements, constructions etc.) sur la marge de sécurité qui a été définie pour le versant vierge. Cette étape de calcul apparaît donc très importante car elle permet de choisir les paramètres nécessaires pour l'ouvrage, afin de garantir la stabilité de l'ensemble (ouvrage et site). Contrairement au premier cas et lorsque le glissement est déjà apparu sur le versant, le calcul de la stabilité s'effectue donc pour apprécier la marge de sécurité qui sépare l'état actuel du site de l'état d'équilibre. Dans ce deuxième cas, les valeurs des paramètres nécessaires à introduire dans le calcul sont en principe données par les investigations déjà exécutées sur site, ce sont donc des valeurs réelles tel que : La géométrie de la surface du glissement, les caractéristiques géotechniques du terrain surtout ceux sur la surface de glissement, les forces extérieures à prendre en compte....etc. Dans ce cas le calcul de stabilité présente aussi un grand intérêt car il permet de repérer les causes qui jouent un rôle décisif dans l'apparition du glissement et de définir les dispositifs confortatifs nécessaires pour limiter le risque.

II.8.1.1. Les méthodes de calculs manuels :

Selon la tonne de la surface de glissement adoptée, plusieurs méthodes de calcul de la stabilité ont été développées par les chercheurs et ceci pour estimer l'état d'équilibre du versant en se basant sur la valeur du coefficient de sécurité FS. Le fait est que l'application

II.8.1.1.1.Méthode globale :

Il est à noter que les premières indications sur la stabilité globale d'un massif homogène peuvent être données à partir de la méthode globale. Cette méthode nous permet aussi d'énumérer d'une manière générale toutes les forces qui peuvent entrer enjeu en sollicitant le corps en question. La méthode globale considère que le massif est homogène et isotrope, il est défini par les caractéristiques suivantes : la cohésion (C). L'angle de frottement $\boldsymbol{\varphi}$ et le poids volumique. On étudie l'équilibre du massif en supposant que la rupture va se produire le long de la ligne AMB assimilée à un arc de cercle de centre O et de rayon r. Le mouvement du corps (1) se ramène donc à une rotation de centre O. Les forces susceptibles d'intervenir dans l'équilibre du corps (1) sont :

- Le poids W des terres, appliqué au centre de gravité G.
- Les forces de résistance au cisaillement mobilisées le long de la ligne de rupture AMB, La résistance en un point M est la somme de :
- La résistance due à la cohésion C", portée par la tangente en M. en admettant que la valeur de C" soit constante en tout point d'AMB :

C" =C/FS Avec : FS : le coefficient de sécurité recherché.

• La résultante de ces forces K" parallèle à AB et passe par le point D tel que :

 $K'' = 2rsin \alpha c'' OD = r (\alpha 0/sin \alpha 0)$

- Le moment de cette force par rapport au centre O est égale à $2r2\sin \alpha$ c".
- La résistance due au frottement dont la résultante est R.
- Les efforts transmis par l'eau de la nappe admettant pour résultante U appelée pression interstitielle.
- L'équilibre du volume ACBMA est vérifié si la somme géométrique des forces appliquées, et la somme de leurs moments par rapport au centre O sont nulles ; ceci traduit par les deux équations respectives :

Wl - Um - Rn- 2r2a0-C/FS= 0.



Figure II.14 : Différentes forces agissantes sur une masse en mouvement [29].

II.8.1.1.2 Méthodes des tranches :

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes. Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

- les bords des blocs sont devenus verticaux ;
- le point de passage de la force à la base de la tranche est situé au centre de Cette base ;
- le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches [18].

Il existe plusieurs méthodes des tranches, on définit parmi les plus utilisées, les suivantes :

✓ Équation d'équilibre :

On considère l'équilibre du volume AMB considéré comme monolithe rigide. On note :

- Z (x) l'équation de la ligne de talus
- Y(x) l'équation de la ligne de rupture étudiée
- Tg $\alpha(x) = dy/dx$ la tangente à la ligne de rupture

 α (x) l'équation de la "ligne d'action" de la force interne s'exerçant sur une section verticale V(x), H(x) les composantes verticales et horizontale de cette force.



Figure II.15 : Schéma des forces mécanique [29].

L'équilibre d'une tranche de sol est donné par la figure II.16:



Figure II.16 : Équilibre d'une tranche de sol [29].

Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces extérieures qui lui sont appliquées.

- Forces volumiques (poids volumique, eau...)
- Forces surfaciques (réactions entre tranches, réactions à la base de la partie stable sur la partie qui glisse)

Les forces en présence sont les suivantes :

- Poids de la tranche vh.ds
- Forces inter tranches horizontales H et (H+ dH)
- Forces inter tranches verticales V et (V+dV)
- Les forces inter tranches ont leur point d'application sur la courbe e(x)
- Contrainte normale totale σ, pression interstitielle μ et contrainte tangentielle τ à la Base de la tranche appliquée sur la surface ds.l

D'autre part, l'équation d'équilibre de l'ensemble du volume de sol AMB par rapport à O fournit une équation supplémentaire.

II.8.1.1.2.1 Méthode de Fellenius (1927) :

Cette méthode néglige les forces qui existent entre les tranches, elle consiste à admettre que, la résultante de Hi et Vi est égale à Hi+1 et Vi+1 avec une ligne d'action qui coïncide. Cette résultante parallèle à la base de la tranche. Quand les tranches adjacentes ont différentes inclinaison de la base, cette hypothèse simplificatrice conduit à des erreurs **[26]**.



Figure II.17 : Equilibre d'une tranche de sol [28].

Les équations de la statique ne sont donc pas respectées. Avec les mêmes notations que précédemment pour une tranche i, on obtient :

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\gamma} * \mathbf{h} \cos 2 \boldsymbol{\alpha} \tag{II.17}$$

$$\boldsymbol{\zeta} = -\boldsymbol{\gamma}^* \mathbf{h} \cos \alpha^* \sin \alpha \qquad (II.18)$$

Pour la tranche élémentaire, les contraintes se rapportant au même élément de surface

$$\tau = \frac{\tau max}{F} \tag{II.19}$$

$$\tau max = (\sigma - u)tg\phi' + C$$
 (II.20)

$$\frac{[(\gamma h * \cos^2 \alpha) - u] * tg \phi' + C']}{F} = -\gamma h * \cos \alpha * \sin \alpha \qquad (II.21)$$

Pour une tranche élémentaire, on retrouve la même définition que pour le glissement plan. Pour l'ensemble des tranches, on écrit l'équation des moments par rapport au centre du cercle pour avoir un calcul simple

$$\sum_{1}^{n} \frac{\left(\left[\left(\gamma_{i}h_{i}\cos^{2}\alpha_{i}\right)-\mathbf{u}_{i}\right]*\mathbf{tg}\,\varphi'_{i}+c'_{i}\right]}{F}*R\tag{II.22}$$

$$\sum_{1}^{n} [(\gamma_{i} h_{i} * \cos \alpha_{i} * \sin \alpha_{i}) * ds_{i}] * R$$
(II.23)

R est constant et F par hypothèse le même dans chaque tranche, d'où

$$F_{S} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left[\left[(\gamma_{i}h_{i}\cos^{2}\alpha_{i}) - u_{i} \right] * tg \phi'_{i} + c \gamma_{i} \right] * ds_{i}}{\sum_{i=1}^{n} [\gamma_{i}h_{i} * \cos\alpha_{i} * \sin\alpha_{i}] * ds_{i}}$$
(II.24)

Pratiquement, on ne découpera pas suivant des tranches infiniment petites (30 à 50) tranches maximum, généralement) et on fera le calcul à partir des poids de chaque tranche.

$$w_i = \gamma_i h_i * dx_i \operatorname{Avec} dx_i = ds_i * \cos \alpha_i$$
 (II.25)

D'où $w_i = \gamma_i h_i * ds_i$ et en remplacant dx_i par \mathbf{b}_i (largeur d'une tranche)

$$F_{S} = \frac{\sum_{1}^{n} (w_{i} \cos \alpha_{i} - \left(\frac{u_{i} * b_{i}}{\cos \alpha_{i}}\right) t g \varphi'_{i} + \frac{c'_{i} * b_{i}'}{\cos \alpha_{i}}}{\sum_{i}^{n} w_{i} \sin \alpha_{i}}$$
(II.26)

II.8.1.1.2.2 Méthode de BISHOP :

Une méthode qui est souvent utilisée dans la pratique du génie est la méthode de BISHOP. Dans ce procédé, les forces entre les tranches ne sont pas négligées, mais il est supposé que la force résultante est horizontale. En tentant compte de l'équilibre vertical de chaque tranche seulement, les forces horizontales n'entrent pas dans les calculs, cependant. L'équation de base est de nouveau l'équation d'équilibre moment, équilibre vertical d'une tranche exige maintenant que **[25]:**



Figure II.18 : Méthode Bishop [28].

Si dans cette équation la valeur d'est (to) écrit :

$$\frac{1}{F}(c+\sigma'_n+tg\varphi) \tag{II.26}$$

Le résultat est :

$$\sigma n'(1 + \frac{tg \, a \, tg \varphi}{F}) = \gamma h - u - \frac{c}{F} tg a \qquad (II.27)$$

Remplacement des $\sigma n'$ en (**II.27**) conduit maintenant à l'équation finale pour la méthode De Bishop :

$$F_{S} = \frac{1}{\sum_{1}^{n} w_{i} \sin \alpha_{i}} \sum_{1}^{n} \frac{c_{i}^{\prime} L_{i} * \cos \alpha_{i} + (w_{i} + \Delta v_{i} - u_{i} L_{i} \cos \alpha_{i}^{2}) tg \varphi_{i}^{\prime}}{\cos \alpha_{i} + \sin \alpha_{i} \frac{1}{F} tg \varphi_{i}^{\prime}}$$
(II.28)

En partant d'une estimation initiale (pour : F = 1), et ensuite calcul d'une valeur mise à jour en utilisant de la équation (**II.28**).

Ceci doit être répété jusqu' à ce que la valeur de F ne change plus. En général, la procédure converge assez rapidement. Comme les calculs doivent être exécutés par un programme informatique de toute façon (de nombreux cercles doivent être étudiés) les itérations peuvent être facilement intégrées programme.

- Si φ = 0 les méthodes Bishop et Fellenius sont identiques.
- Si $\phi > 0$ Méthode évêque donne habituellement des valeurs un peu plus faibles.

Parce que la méthode Bishop est plus cohérente (équilibre vertical est satisfaite), et il confirme les résultats connus pour des cas particuliers, il est souvent utilisé en géotechnique Ingénierie. D'autres méthodes ont été développées, mais les résultats diffèrent Généralement que légèrement de ceux obtenus par la méthode de Bishop.



II.8.1.1.2.3 Méthode de Bishop simplifiée (1955) :

Figure II.19 : Equilibre d'une tranche de sol [28].

Dans cette méthode, on suppose également que la surface de rupture potentielle est circulaire ; on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse qu'il y a seulement une réaction horizontale entre les tranches : Vi = 0 et Hi $\neq 0$

En écrivant directement la projection sur l'axe vertical, avec

$$\tau = \frac{(\sigma - u)tg\varphi'}{F} + \frac{c'}{F}$$
(II.31)

W=
$$[(\sigma' + u)b + \sigma'] * b * tga\left(\frac{tg\varphi'}{F}\right) + (\frac{c}{F}b * tga)$$
 (II.32)

D'où l'on tire la valeur de σ ' que l'on reporte dans l'équation des moments par rapport au centre du cercle I, de l'ensemble des tranches.

$$\frac{1}{F}\sum_{i=1}^{n}\left[\left(\sigma' * tg\varphi'_{i}\right) + c'\right] + \frac{b_{i}}{\cos\alpha_{i}} = \sum_{i=1}^{n}w_{i} \sin\alpha_{i} * R \qquad (\text{II.33})$$

Tous calculs faits, on obtient l'expression implicite de Fs.

$$F_{S} = \frac{1}{\sum_{i=1}^{n} w_{i} \sin \alpha_{i}} \sum_{i=1}^{n} \frac{\left((w_{i} - ui * b_{i}) t g \varphi' \right) + c_{i} b_{i} \right)}{\cos \alpha_{i} + \sin \alpha_{i} \frac{1}{F} t g \varphi'_{i}}$$
(II.34)

La valeur initiale du coefficient **F0** est obtenue, en général, par la méthode de fellenius : on opère ensuite par itérations successives jusqu'à la précision désirée **[25]**.

II.8.1.1.2.4 Méthode de Janbu simplifiée (1965) :

La méthode simplifiée de janbu est un indice composite basé sur des surface de cisaillement (c'est à dire non circulaire) et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère les forces intertranches normales, mais néglige les forces de cisaillement T.

La base de la force normale (N) est déterminée de la même manière que de la méthode de Bishop.

$$\boldsymbol{F}_{\boldsymbol{s}} = \frac{b_i \, s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum (w_i + \Delta v_i) \tan \alpha_i} \tag{II.35}$$

Avec Δv_i et s_i : force agissants sur la tranche.

II.8.1.1.2.5 Méthode de Morgenstern et Price (1965) :

En générale cette méthode :

- Considère les deux forces inter tranches,
- suppose une fonction des forces inter-tranches f (x),
- Permet la sélection de la fonction des forces inter tranches,
- Le coefficient de sécurité est calculé à la fois par les équations d'équilibres des forces et des moments.

Les forces considérées sont indiquées dans la figure :



Figure II.20 : Représentation graphique des forces sur une tranche [29].

II.8.1.2. méthodes numériques :

Depuis une vingtaine d'années, encouragées par l'augmentation exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des coûts d'accès et de mise en œuvre, les méthodes numériques ont connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique. Leur utilisation est aujourd'hui très courante et la conception de grands projets passe forcément par des analyses de ce type afin de vérifier la stabilité des ouvrages en interaction avec leur environnement, de contrôler que les valeurs des déplacements et des contraintes soient admissibles et d'aider au dimensionnement des structures. Pour l'analyse des contraintes et des déformations autour d'une excavation, on peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :
II.8.1.2.1 La méthode des éléments finis :

En analyse numérique, la méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui consiste à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet), ces sous-ensembles sont appelés éléments **[26]**.

II.8.1.2.2 La méthode des différences finies :

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977), c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres **[26]**.

II.9. Etude de stabilité par logiciel :

II.9.1. Présentation de code Plaxis :

Le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité (5paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés, ainsi que de procédures de chois automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (Initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage).

II.9.1.1. Option par défaut :

Le système d'options par défaut est la solution approchée spécifique, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillage : l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales).

L'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran. L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante et réaliste dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis. Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulement en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique, si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède, Plaxis offre cette possibilité qui est souvent très appréciable. La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : l'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de

l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement, ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis. Le critère de « rupture » est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur, en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats : des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect, c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

II.9.1.2 Les éléments finis et la géomécanique:

Il existe une grande analogie entre le développement de la résistance des matériaux (RDM) au 19ème siècle et celui de la méthode des éléments finis (MEF) aujourd'hui. La RDM a vu le jour grâce à des hypothèses cinématiques judicieuses (ligne moyenne et Déformations linéaires dans la section d'une poutre droite) qui ont permis de simplifier considérablement l'élasticité. De même, la MEF courante, formulée en déplacements, est née à partir d'hypothèses cinématique locales (le champ de déplacement au sein d'un solide est continu par morceaux (un morceau = un élément), c'est localement un polynôme de faible degré par rapport à l'espace.

La RDM continue bien sûr à exister, fécondée par la MEF, et la MEF continue à se développer grâce aux progrès permanents sur les lois de comportements, et dans le domaine informatique

II.9.1.3. les modèles de comportements utilisés par plaxis:

A. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles :

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette : il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence du non variation de volume ; celle-ci est-elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles : en fait, celles-ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que :

$$\sigma W = KW/n \varepsilon V$$
(II.36)

 Où σ_w est la surpression interstitielle, n la porosité, Kw le module volumique de l'eau et ε_v la déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pression interstitielle. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recaler par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

B. Modèle élastique :

Le modèle élastique linéaire utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson v.

L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau (Gu = G'), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre.

Les relations entre le module d'Young E est les autres modules sont données par les équations :

$$\mathbf{G} = \frac{E}{2(1+V)} \quad (\mathbf{II.37}) \qquad \mathbf{k} = \frac{E}{3(1+V)} \quad (\mathbf{II.38}) \qquad E_{oed} = \frac{(1-V)E}{(1-2V)(1+V)} \quad (\mathbf{II.39})$$

Le modèle élastique linéaire de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches

C. Modèle de Mohr-Coulomb :

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$\tau = \sigma n \tan \phi + c$ (II.40)

- Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.



Figure II.21 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure **II.21**). Les deux premiers sont E et v (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ , respectivement et l'angle de dilatance ψ

Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité :

- Module d'Young
- Coefficient de poisson
- Angle de frottement
- Cohésion
- Angle de dilatance
- Les contraintes de traction
- Les paramètres avancés

D. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model. H.S.M) :

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

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedo-métriques en contraintes-déformation ne sont pas des droites
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module E50 n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes efforts déformation avant d'atteindre la plasticité.
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

E. Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M):

Ce modèle (en abrégé SSM) est modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modelée Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Sheffield et al.. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne.

Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

F. Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (SoftSoilCreepModel.S.S.C.M) :

Le SSM permet de prendre en compte l'écrouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre C α . Elle génère ce qui est appelé la Quasi pré-consolidation dans des sols déposés depuis longtemps. La figure (II.22) résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.



Figure II.22 : Effet du temps sur les essais œdométriques

Le Soft Soil Model élargit ces résultats dans le plan p-q en introduisant des surfaces de charges qui " s'appuient " sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.



Figure II.23 : Diagramme de pec dans le plan p-q

II.10. Présentation du code de calcul GEOSLOPE :

GEOSLPOE est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :



Figure II.24 : Présentation du logiciel Geoslope.

- SEEP/W: Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments Finis).
- SIGMA/W: Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes –déformations (Par la méthode des éléments finis).
- ✓ QUAKE/W: Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis).
- TEMP/W : Permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol (Par la méthode des Éléments finis). Et autres logiciels.
- ✓ SLOPE/W : Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques, et c'est le programme qui nous intéresse dans la présente étude.

Le programme de calcul **SLOPE** est un programme d'analyse de la stabilité des pentes, basé sur la théorie d'équilibre limite qui consistes à respecter les deux règles de la stabilité statique, c'est-à-dire il faut satisfaire les conditions d'équilibres des moments et d'équilibre des forces.

Cette analyse consiste à calculer un facteur de sécurité en visualisant les résultats graphiques du volume instable correspondant.

Les méthodes de calcul du facteur de sécurité intégrées dans SLOPE sont la méthode de Fellenius, de Morgenstern-Price, de Jumbo et celle de Bishop simplifiée. Elles permettent de calculer un coefficient de sécurité vis-à-vis d'un type de rupture bien défini. Le modèle géométrique est subdivisé en tranches verticales en 2D. Il exécute plusieurs méthodes de recherches automatiques du centre de rotation de la surface de glissement potentiel jusqu'à atteindre le plus faible coefficient de sécurité.

II.10.1. Le fonctionnement du logiciel :

Le présent logiciel comme tous les autres programmes de calcul servent à fournir des résultats issus d'un nombre défini des paramètres, donc il est nécessaire de suivre les étapes suivantes pour l'achèvement de l'opération de calcul :

2										(sans titre) -	GeoStudi	o 2012 (SLOPE/	W Définir
Fichier	Édition	Définir	Afficher	Entrer	Tracer	Croquis	Modifier	Fenêtre	Aide					
1		1				4				1	1	1		

Figure II.25 : Menus disponibles sur logiciel SLOPE/W

- Fichier : ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.
- Edition: permet de copier le dessin dans la Presse-papiers du Windows.
- Définir : définir les paramètres de la grille, le zoom, les axes et de la page.
- Afficher : options d'affichage des contrôles, des informations des sols et des points, et d'affiche les forces inter-tranche sur un schéma corporel de chaque tranche et le polygone force.



Figure II.26 : Affichage des informations des sols

Entrer : permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristiques mécaniques des déférentes couches constituant le talus, des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, de sélectionner les déférentes méthodes de calcul, les surcharges, l'effort sismique confortements.



Figure II.27 : Insertion des caractéristiques mécaniques des différentes couches
Tracer : permet d'introduire manuellement les paramètres géométriques de la pente
(coordonnées et couches), des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul,

le niveau de la nappe, les surcharges et les confortements.



Figure II.28 : Conditions complémentaires nécessaires pour le calcul

 Croquis : définit les objets graphiques d'étiqueter, d'améliorer et de clarifier les résultats du problème.





- **Modifier :** cette instruction permet aux utilisateurs de rajouter, éliminer, supprimer et modifier des objets dans le problème.
- **Fenêtre** : à l'aide de cette icône on peut vérifier toutes les données de ce problème ainsi faciliter l'accès pour sa résolution.



Figure II.30 : Vérification des données du problème

Chapitre III

Présentation du site du barrage

III.1. Introduction :

L'objet du présent chapitre est de résumer les différentes analyses concernant les données naturelles servant de base au dimensionnement des ouvrages et qui vont nous servir pour vérifier sa stabilité suivant diverses sollicitations.

III.2. Présentation de la wilaya :

La wilaya est située au Nord de l'Algérie, Le Chef-lieu de la wilaya est à 88 km à l'Ouest de la capitale, Alger. Constitué actuellement de 19 daïra et 64 communes. Elle s'étend sur une superficie de 892 315 km² avec une population de 819 932 habitants Selon le recensement de 2008.

La wilaya est une zone de transit principale et un trait d'union entre le Tel et le Sahara, d'une part, et entre les Hauts Plateaux de l'Est et ceux de l'Ouest, d'autre part.



Figure III.1 : la wilaya de Médéa.

III.3. choix du site du barrage

Le choix du site est basé essentiellement sur des connaissances et des études topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'un petit barrage, on distingue les différents points suivants :

- ✓ Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans le barrage ;
- ✓ Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;
- ✓ Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum.
- ✓ Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- ✓ Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes. Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologiques et des conditions topographiques, nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable.

III.4. Etude et reconnaissances réalisées sur le site :

Le site étudié se trouve à 15km au nord Est de la commune de Sebt Aziz au sud de la wilaya de MEDEA, il est localisé sur la carte d'état-major de LETOURNEUX n° 135 au 1/50.000^e.

III.4.1. Etudes topographie et climatique :

Deux études topographiques sont réalisées sur l'oued Fates :

- un levé topographique de la cuvette à l'échelle de 1/1000^e système de coordonnées Lambert approchées altitude NGA.
- un levé topographique du site à l'échelle 1/500^e système de coordonnées Lambert approchées altitude NGA.

III.4.1.1. Situation géographique du site :

Le site du petit barrage de Oued Fates se situé à une distance de 1.5 Km de la RN 19, il est rattachée administrativement à la Daïra de SEBT AZIZ wilaya de MEDEA. (Voire Figure III.2 : Plan de situation)

- Au Nord par la commune d'OULED Anteur.
- A l'Est par la commune d'Oum El Djelil.
- Au Sud par la commune de Chahbounia.

• A l'ouest par la commune de Derruag.

Les coordonnées Lambert selon la carte 1/50000 sont :

X = 491.90 km Y = 285.25 km Z = 745.00 m NGA

Le plan de situation de l'ouvrage est montré dans la figure III.2.



Figure III.2 : Plan de situation.

III.4.1.2. Climat :

Le climat de la région de FATES est caractérisé par des étés chauds et des hivers froids, la température moyenne est de 15.8°c.

- Le mois le plus pluvieux est septembre avec une moyenne de 26 mm
- Le mois le moins pluvieux est juillet avec une moyenne de 8 mm.

III.4.2. Etudes géologiques et géotechniques :

Cinque sondages de reconnaissance ont été réalisé sur l'axe du site jusqu'à une profondeur de 6m.

Des fouilles à l'aide de la pelle mécanique et main d'œuvre ont été réalisées pour la recherche des zones d'emprunts aux alentours immédiats et sur l'axe de la digue.

Une compagne de mesure géotechnique a été effectuée sur les échantillons remaniés.

III.4.2.1. Etudes géologique :

La géologie c'est la science qui étudié les sols, et les processus géologiques qui influent sur les conditions de construction et d'exploitation des ouvrages (notamment hydrotechnique)

Les caractéristiques de la géologie de le site sont estimée à l'aide de la carte géologique de la région (établie à l'échelle 1/50 000 éditée en 1963) voir Figure III.3

Le site étudie se situe en général sur des Marne et grés blancs repérés et marnes grises franches.

Les sondages réalisés sur l'axe montrent l'existence des alluvions centimétriques a décimétrique et Marne argileuse grisâtre a jaunâtres. L'épaisseur des alluvions à été estimé à 3.50 mètres environs.

III.4.2.1.1. Stratigraphie générale :

Cénomanien :

Calcaires et marnes a ammonites (c) en couches bien réglées, les bancs calcaires, parfois puissants donnent lieu à des escarpements remarquables. La séparation des couches marneuses avec le sénonien n'est pas toujours facile, mais les blancs calcaires établissent nettement la limite.

Albien inférieur et moyen :

Argiles feuilletées intercalées et quartzites, avec principaux bancs de quartzites, les fossiles sont très rares.

Trias :

Complexe triasique: dolomies, cargneules, gypse, argiles bariolées, ophite avec blocs de calcaire jurassique et de roches éruptives ou métamorphiques.

* Anti-Nappe:

Marnes et grées bancs repérés et aussi marnes grises franche.

Maestrichtien - paléocène :

Est caractérisé par des marnes noires qui peuvent comporter des petits bancs de marno calcaires en minces couches.

(a) : Marnes noires ou vert olive de la partie supérieure du paléocène (ei) localement différenciées. Mais le style en plus couché qui se manifeste occasionne des accumulations donnant l'impression d'épaisseur plus forte (cuvette et flanc droit du bassin versant).

Lutétien supérieur :

Marne et argile lumachelle d'huître et rares bancs de glauconite.

***** Eocenne moyen :

Calcaire et marno calcaires (a silex) et aussi calcaire a gros silex.

***** Alluvions moderne :

Eboulins –gros boulins avec teinte de l'étage.

III.4.2.1.2. Sismicité da la région :

L'activité sismique en Algérie est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaines et eurasienne, en mouvement compressif permanent.

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans le R.P.A (règles parasismiques Algériennes) en prenant en considération deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de I à III en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

Le site du petit barrage Oued Fates est situé dans la zone « II » (zone à activité tellurique intense. Des cartes iso accélération utilisant un model Bayésien ont été établies pour des périodes de 1000, 500 et 10 ans.



Figure III.3 :Carte géologique (Ech : 1/50000)

LEGENDE :





III.4.2.2. ETUDE GEOTECHNIQUE :

III.4.2.2.1. But de l'étude :

Notre étude géotechnique consiste à :

- Etablir une reconnaissance de la nature des sols et de leurs caractéristiques géologiques et géotechniques.
- Définir, d'une part, le degré d'attaque et d'autre part les mesures à prendre pour éviter l'agressivité du sol et de l'eau qu'il contient par rapport au béton.
- Et enfin constater et recenser les risques naturels éventuels.

L'étude géologique a pour but d'étudier la géologie du barrage et de définir les caractéristiques géologiques principales, ainsi que la perméabilité et la stabilité de fondation de la digue et de la cuvette et de recherches les zones d'emprunts.

L'étude géotechnique de ce site s'est basée sur :

- Sept puits et une coupe lithologique d'Oued ont été réalisés pour nous permettre d'identifier la nature de la couche de fondation ainsi que la détermination de la succession lithologique du site.
- 2. des essais de laboratoire, comprenant les essais d'identification, des essais mécaniques ainsi que des essais chimiques.

Ces essais nous permettent de mieux décrire et connaître la nature, les caractéristiques géotechniques des couches traversées et en particulier ceux de la couche de fondation.

III.4.2.2.2. Recherches effectuées et études de fondation :

• Fouilles sondages carottes:

Trois sondages sur les rives gauche et droite ont été réalisés jusqu'à une profondeur de 6m ainsi que cinq fouilles sur l'axe de la digue nous pouvons dire que le substratum marne schisteuse se situe entre 3.50 et 6.00 m au niveau de l'oued.

Donc la digue prendra assise sur la roche mère, après élimination et nettoyage de la couche superficielle.

• Observation de la nappe phréatique : La nappe phréatique n'a pas été observée sur les sondages ni dans les fouilles.

III.4.2.2.3. Lithologie de la cuvette :

Cette analyse se base essentiellement sur les observations faites lors de la compagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et son assiette et la description lithologique des sols et sous-sol rencontrés lors de l'exécution des puits et tranchées). La géologie locale est représentée, en fond de lit de l'oued et sur les versants, par des argileux brunâtres, alors qu'au sommet de la colline affleurent des marnes argileuses grisâtres jaunâtres et argiles brunâtres.

III.4.2.2.4. Analyse lithologique de la zone d'emprunt de la digue :

A partir de la compagne de prospection et de reconnaissance géologique du site barrage accentuée par l'exécution de nombreuses fouilles et spécialement trois sondages carottés à fin de déterminer la lithologie du terrain.

La structure géologique de la zone d'emprunt de la digue, montre la présence d'un substratum marneux grisâtre à brunâtre.

III.4.2.2. 5Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise de la digue :

• Perméabilité :

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature argileuse peu plastique et imperméable.

Le sol est de faible humidité et de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et de bonne cohésion. Les argiles soient imperméables. Leur perméabilité est de l'ordre de 3,4 .10⁻⁶ cm/s.

Du point de vu perméabilité le problème ne se pose pas vu la présence des formations marne grisâtre compacté presque en surface au niveau des argiles de l'oued dont l'épaisseur a été estimé à 5.00 m doit être excavée au niveau du para fouille ainsi que la couche superficielle (végétale) en dessous de la digue.

En ce qui concerne la cuvette, il n'y a aucune recommandation à faire parce qu'il n'y a pas de probabilité de fuite vers les bassins voisins.

• Stabilité :

Les marnes qui constituent la roche mère sont stables mais il faut veuillez a ce que le para fouille soit refermée immédiatement pour éviter une altération par l'aire des marnes.

• Etanchéité :

Elle est garantie par la présence d'une couche de marne argileuse brunâtre qui joue le rôle de tapis étanche pour les infiltrations verticales de l'eau, néanmoins les dépôts alluvionnaires au fond de la vallée, considérés perméable.

III.4.2.2.6. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :

• Corps de la digue :

Afin d'éviter la couche alluvionnaire de forte perméabilité en surface, il est recommandé d'ancrer le remblai de la digue de barrage à partir de 5 mètres de profondeur au niveau de l'Oued.

• Evacuateur de crue :

Implanté sur côté Est du barrage, ayant comme assise de fondations les argiles jaunâtres carbonatées

• La prise d'eau et la vidange de fond :

Elles seront implantées au fond du thalweg du barrage d'Oued Fates, elles seront fondées dans les alluvions centimétrique et décimétrique.

✓ Mesure a envisagé :

• Alluvions : Le décapage de la couche alluvionnaire afin d'éviter la perte des eaux du barrage.

III.4.2.2.7. Matériaux de construction du petit barrage :

• Matériaux d'étanchéité :

Les matériaux nécessaires à l'étanchéité de la digue seront exploités des sols argileux (argiles marneuses brunes) se trouvant dans la cuvette du petit barrage.

• Matériaux de Rip-Rap (enrochement) :

L'enrochement sera réalisé en roches gréseuses provenant de Tagguenssa à partir des bancs métriques de calcaires bordant la R.w.19 (à 5km environ du petit barrage).

Ces matériaux ont de bonnes propriétés géotechniques même à l'état saturé. Ils seront exploités en blocs de 200 mm à 300 mm de diamètre.

• Zone d'emprunt :

Cette zone est constituée essentiellement par des argiles dont la superficie dépasse 60.000 m². Après décapage de la terre végétale d'une épaisseur maximale de 0.50 m et avec l'exploitation moyenne de 4.50 m on aura finalement une réserve de plus de 270 000 m³, trois fois celui de la digue.

Les limites d'atterberg varient de 23.87 à 52,38 avec un IP de 15,97 à 27, 38.En conclusion toutes les caractéristiques de cette zone tombent dans les limites convenables.

III.4.2.2.8. Prospection géotechnique de laboratoire :

a. Mode opératoire des essais :

Ces analyses sont réalisées dans le but de permettre une étude plus précise du sol une meilleure identification des horizons géotechniques.

- Essais de compressibilité : ont été effectués à l'œdomètre et chaque essai sous des charges normales.
- Essai de cisaillement rectiligne : ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés sous des contraintes normales : 1,2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1,20 mm/mn.
- Essai de compactage : effectués sur des échantillons de sols selon proctor normal (pression constante).
 - $\gamma_d \max$
 - W_{opt}
- Essai chimique : réalisés selon les normes mondialement reconnues.
- b. Essai mécanique :

• Oedométre :

L'essai Oedomètre est destiné à l'étude de la consolidation et la compressibilité des sols en fonction de la contrainte verticale, il permet de prévoir l'importance et la durée du tassement des terrains. Il s'agit d'un sol moyennement compressible et peu gonflant.

- **Cisaillement :** D'après les résultats Il s'agit d'un sol de bonne cohésion.
- Essai Proctor normal :

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol, cette action augmente la compacité du sol, donc ressert la texture des matériaux, réduit la porosité de déformation du terrain et améliore sa capacité portante.

L'expérience montre que ce poids volumique sec n'est qu'une caractéristique du sol que dons une certaine mesure, car il varie également avec l'énergie de compactage et la teneur en eau.

Si L'on fait varier la teneur en eau de l'échantillon et que l'on représente graphiquement la variante de δd en fonction de W, on obtient une courbe en cloche qui Représente un point haut que l'on appelle « optimum proctor ». Ce Phénomène peut être expliqué comme suit :

Lorsque la teneur en eau est élevée, l'eau absorbe une importante partie de l'énergie de compactage sans aucun profit, de plus elle prend la place de grains solides, par contre, lorsque la teneur en eau est faible, l'eau à un rôle lubrifiant non négligeable et la densité sèche augmente la teneur en eau.

Sur le versent gauche de la courbe, appelé versent sec, le volume des vides est occupé par l'eau et de l'air, sur le versent droit appelé versent mouillé l'eau occupe pratiquement tous les vides ce qui facilite les déformations par cisaillement

• Influence de la nature du sol :

L'allure des courbes de compactage varie avec la nature du sol très aplati, pour un sable et elles présentent un maximum très marqué pour une Argile Plastique.

Lorsque la courbe est aplatie, le compactage est peu influencé par la teneur en eau, les matériaux de ce genre constituent les meilleurs remblais.

• Essai de perméabilité :

Tableau III.1. Résultats de l'essai de perméabilité.

Dates	Heurs	mn	Temps partiels	Temps cumulé	Débit partiel	Débit cumulé	Débit à la seconde	K en cm/s	K en m/s	
P4 E2 4.00 m Argiles										
28/08/04	10h00	25	-	-	-	-	-	-	-	
	09h00	25	1380'	1380'	22.13	22.13	26.7*10 ⁻⁵	34*10-7	34 *10-7	
	Perméabilité moyenne : $K = 3.4*10^{-6}$ cm/s									

III.4.2.2.9. Interprétation des résultats des essais de laboratoire :

Résultats des essais physiques:

N°de puits	Profondeur	γh (t/m ³)	$\gamma s(t/m^3)$	Wn%
S1	1.50/6.00	1.83	1.50	14.9
S2	1.50/6.00	1.69	1.53	11.2

 Tableau III.2 : teneur en eau naturelle

Sol faiblement humide.

N°de puits	Profondeur	WI%	Wp%	Ip %
P1	4.50	40	24	16
P2	3.00	46	26	22
P3	4.50	47	20	27
P4	3.00	52	25	27
P5	4.50	48	27	21
P6	4.50	51	29	22

Tableau III.3. Limite d'Atterberg

- Wl : limite de liquidité
- Wp : limite de plasticité
- Ip : indice de plasticité

D'après le diagramme de Casagrande, c'est une argile peu plastique.

• Résultats des essais mécaniques:

Tableau III.4.	Résultats de	compactage	(essai de	Proctor	normal)
		1 0	\		

N°depuit	Profondeur	Densité sèche max	Teneur en eau optimale
S1	6.00	2.08g/cm3	18.00%
S2	6.00	1.98g/cm3	18.80%

Tableau III.5. Résultats des essais de compressibilité à l'oedométre :

N°de puits	Profondeur	Рс	Cc	Cg
P1	3.00	0.363	0.171	0.022
P2	4.50	1.054	0.187	0,010
P3	3.00	0.704	0.165	0.028
P4	4.50	0.523	0.195	0.027

- Pc: pression de consolidation (bars)
- Cc : coefficient de compressibilité
- Cg : coefficient de gonflement

CHAPITRE III

Les résultats des essais mécaniques montrent que le sol après compactage est Compressible et peu gonflant Cohérent, frottant.

• Résultats des essais chimiques:

Sondage	Prof (m)	Sulfates (%)	Carbonates (%)	РН
P1	1.20/6.00	0	32 -34	8.2-8.14
P2	1.50/3.00	0	10-22	8.20-8.21
P3	1.50/6.00	0	10-36	8.12-8.18
P4	1.50/6.00	0	35-39	8.15-8.12

Tableau III.6.résultats d'Analyse chimiques

- Le PH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est faible à moyen.
- Agressivités vis-à-vis au béton : Les résultats obtenus montrent que l'agressivité du sol est nulle par rapport au béton.

III.4.2.2.10. Conclusion géotechnique :

Nature de la couche de fondation :

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature argileuse peu plastique et Imperméable.

Le sol est de faible humidité et de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et de bonne cohésion.

Nature du sol	Caractéristiques	Plage de valeurs	moyenne
	Lu solCaractéristiquesPlage de valeursm $Densité (kg/m^3)$ $1.88 < d < 2.06$ $1.88 < d < 2.06$ Teneur en eau (Wn %) $12.34 < Wn < 16.86$ $1.88 < d < 2.06$ Degré de saturation (%) $90.02 < Sr < 91.45$ $91.02 < Sr < 91.45$ Perméabilité (cm/s)- $1.88 < d < 2.06$ fraction argileuse $44\% < 2.4 < 50\%$ $1.88 < d < 2.06$ fraction fine (<80 µ %)	1.83	
Nature du sol Caractéristiques Plage de valeurs m Densité (kg/m³) 1.88< d <2.06	14.6		
	a solCaractéristiquesPlage de valeursma solDensité (kg/m³) $1.88 < d < 2.06$ $1.88 < d < 2.06$ Teneur en eau (Wn %) $12.34 < Wn < 16.86$ $1.88 < d < 2.06$ Degré de saturation (%) $90.02 < Sr < 91.45$ $1.88 < d < 2.06$ Perméabilité (cm/s) $ 1.88 < d < 2.06$ $1.88 < d < 2.06$ Fraction argileuse $44\% < 2.06 < Sr < 91.45$ $1.88 < d < 2.06$ fraction argileuse $44\% < 2.06 < Sr < 91.45$ $1.88 < d < 2.06$ fraction fine (<80 μ %) $ 1.88 < d < 2.06$ fraction fine (<80 μ %) $ 1.88 < d < 2.06$ fraction fine (<80 μ %) $ 1.88 < d < 2.06$ fraction fine (<80 μ %) $ 1.88 < d < 2.06$ fraction fine (<80 μ %) $ 1.88 < d < 2.06$ fraction fine (<80 μ %) $ 1.6 < IP < 2.2$ indice de plasticité (IP) $16 < IP < 2.2$ $1.6 < IP < 2.2$ indice de plasticité (IP) $16 < IP < 2.2$ $1.6 < IP < 2.2$ Coefficient de compressibilité (Cc) $ 1.6 < IP < 2.2$ Coefficient de gonflement (Cg) $ 0.6 < IP < 1.6 $	-	
		-	
	Granulo	métrie	
	fraction argileuse	44%<2 µ <50%	47
E	Iu solCaractéristiquesPlage de valeursmIn solDensité (kg/m³) $1.88 < d < 2.06$ $12.34 < Wn < 16.86$ Teneur en eau (Wn %) $12.34 < Wn < 16.86$ $12.34 < Wn < 16.86$ Degré de saturation (%) $90.02 < Sr < 91.45$ $12.34 < Wn < 16.86$ Degré de saturation (%) $90.02 < Sr < 91.45$ $12.34 < Wn < 16.86$ Perméabilité (cm/s)- $12.34 < Wn < 16.86$ Perméabilité (cm/s)- $12.34 < Wn < 16.86$ Fraction argileuse $44\% < 2 \mu < 50\%$ $12.34 < Wn < 16.86$ fraction fine (<80 µ %)	93	
ÆUG	Plasti	cité	
ARN	limite de liquidité (WL%)	40 <wl<52< td=""><td>46</td></wl<52<>	46
ILE MA	indice de plasticité (IP)	16 <ip<22< td=""><td>19</td></ip<22<>	19
RG	Compressibilité	à l'œdomètre	
V	Pression de consolidation (bar)	-	0.661
	Coefficient de compressibilité (Cc)	-	0.18
	Coefficient de gonflement (Cg)	Plage de valeurs mo $1.88 < d < 2.06$ 1 $12.34 < Wn < 16.86$ 1 $90.02 < Sr < 91.45$ 1 $90.02 < Sr < 91.45$ 1 $10métrie$ - 1 $44\% < 2 \mu < 50\%$ - 1 $5ticité$ - 1 $40 < WL < 52$ 1 1 $16 < IP < 22$ 1 1 $16 < IP < 22$ 1 1 $10 < Texture$	0.0218
	Cisaillement	trectiligne	
	Cohésion apparente (bar)	-	0.415
	Angle de frottement (°)	Prage de valeurs moyen \S (kg/m ³) 1.88< d <2.06	15.75
Chimie du sol	Teneur en carbonate (Ca CO3)	10% <ca 39%<="" <="" co3="" th=""><th>24.5%</th></ca>	24.5%
	Teneur en sulfate	Néant	-

Tableau III.7: caractéristiques géotechr	niques
--	--------

• Stabilité du site :

Nos investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain.

On note la circulation de l'eau au niveau de l'oued.

• Recommandation :

Afin d'éviter les dommages des travaux nous recommandons les mesures préventives suivantes :

- Le décapage de la couche alluvionnaire afin d'éviter la perte des eaux du barrage.
- Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.
- Procéder à un dallage périphérique autour des constructions
- Et enfin faire appel à notre laboratoire pour tout problème rencontré.

III.4.2.2.11. Résultats et interprétation des essais de laboratoire donné par SETAM.

Les résultats sont illustrés dans les figures qui sont représenté dans l'annexe (A).

III.4.2.2.12. CONCLUSIONS :

L'analyse des données obtenues sur le terrain et au laboratoire dans le cadre de cette chapitre que ce soit au niveau de l'assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes ou, à une échelle plus grande, au niveau des versants de le Petit barrage sur Oued Fates, nous a permis de faire les conclusions et les recommandations suivantes :

L'assiette destinée à recevoir le petit barrage est caractérisée par des formations géologiques qui sont des marne argileuse marneuses jaunâtre a grisâtre surmontant un substratum marneux grisâtre ; cette formation présente une bonne assise pour la réalisation d'une digue en terre homogène. Il est recommandé un ancrage de 5 mètres pour éviter le niveau alluvionnaire.

Le site du petit barrage est stable, le seul problème pouvant se développer après la réalisation est le phénomène de l'érosion. La digue sera réalisée avec des sols argileux, par conséquent, la protection des talus de celle-ci par des enrochements est nécessaire.

Les matériaux argileux destinés à l'étanchéité de la digue seront exploités de la zone d'emprunt située sur la cuvette du petit barrage, elle est constituée par des argiles peu plastiques et pratiquement imperméables.

Les données sont illustrées dans l'annexe (A).

III.4.3.Etude hydrologique

L'objet de l'étude hydrologique est de réévaluer les crues rares au droit du barrage dans le but de vérifier la capacité des ouvrages d'évacuation et des ouvrages de dérivation provisoire, et si nécessaire proposer des aménagements aux dispositions de l'avant-projet détaillé.

L'étude hydrologique comprend les parties suivantes :

- La description du bassin versant
- L'étude des crues.

III.4.3.1. Description du bassin versant :

Tableau III.8: Description du bassin versant.

DESIGN	ATION	SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Super	rficie	S	km ²	28.17
Périn	nètre	Р	km	29.00
Longueur du th	alweg principal	L _P	km	10
Pente du thalv	weg principal	Ι	%	15.14
Indice de o	compacité	K _C	-	1,53
Coefficient d'	allongement	Ca	-	3.55
Rectangle	longueur	Lr	km	12.19
équivalent	Largeur	lr	Km	2.31
	maximale	H _{max}	m	1655
Altitudes	moyenne	H _{moy}	m	1143.35
2 xittutes	médiane	H _{med}	m	1151.69
	minimale	H _{min}	m	745
Pente moye	nne de B.V	I_{moy}	m/km	148.3
Indice de pe	ente globale	Ig	%	5.58
Indice de per	nte moyenne	I _{pm}	%	9.1
Indice de pent	e de M Roche	Ip	%	2.60
Densité de	drainage	D _d	Km/Km ²	2.47
Temps de co	ncentration	T _c	h	2.27

A. forme:

La forme du B.V influence fortement l'écoulement global et notamment le temps de réponse du bassin versant. C'est la configuration géométrique projetée sur un plan horizontal.

B. Caractéristiques hydrographiques :

• Le relief : Le relief est un facteur essentiel, il est caractérisé par :

-La courbe hypsométrique.

-L'altitude moyenne

-L'indice de pente globale Ig.

-L'indice de pente roche I_p

-L'indice de pente moyenne du bassin versant Im

-Densité de drainage Dg.



FigureIII.4 : Topographie du bassin versant.

C. Hypsométrie du bassin versant:

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes côtes.



FigureIII.5 : courbe hypsométrique.

III.4.3.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

L'altitude et le relief étant les facteurs influant sur la climatologie et en particulier la première cité, la station de MEFATHA est la seule qui soit représentative concernant les valeurs des évaporations, température et le vent.

La station pluviométrique la plus proche du site étudié est celle qui au code 011509 elle est située à proximité de Fates.

III.4.3.2.1. Température :

La saison chaude s'étend du mois de juin à août, où les températures moyennes mensuelles dépassent la moyenne annuelle, Alors que la saison froide correspond à la période comprise entre le mois de décembre et février.

Les différents types de la température pour une période d'observation allant de 1993 à 2005 sont représentés dans le tableau suivant :

La température moyenne annuelle est égale à 15.8 °C.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Température (°C)	21.7	16.7	11.9	9.3	8	9	10.8	13	15.9	22	26	25.1

Tableau III.9. Répartition mensuelle de la température



Figure III.6. Répartition mensuelle de la température.

III.4.3.2.2. L'évaporation :

La valeur de 1787 mm pour l'évaporation totale sur nappe d'eau libre au niveau de la cuvette du petit barrage sur oued Fates est ainsi retenue comme valeur représentative.

Elle est minimale durant les mois d'hiver (Décembre et janvier), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (Juillet et Août).

Source : O.N.M												
Mois	Sep	oct	nov	dec	janv	Fev	mars	avril	mai	jui	Juil	Août
Evaporation	207	126	60.7	35.8	35.6	55 5	88	125	105	256	314	288
Moyenne (mm)	207	120	00,7	55,6	55,0	55,5	00	123	195	230	514	200
% de la valeur												

2

Tableau III.10. Répartition mensuelle de l'évaporation

3

5

7

11

14

18

16

12

7

3

2

annuelle (mm)

annuel

1787

100



Figure III.7 : répartition mensuelle de l'évaporation.

III.4.3.2.3 Humidité relative :

L'humidité relative moyenne est de 63%. Elle présente un maximum en Décembre (77.4 %) et un minimum en Juillet (45.7 %)

La moyenne annuelle est de 65.1%

Tab.III.11: Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aoû	Sep	Oct	Nov	Dec
L'humidité relative (%)	74,7	75,6	68,9	67,2	65,4	55,4	45,7	50,9	58,7	66,5	73,3	77,4



Figure III.8 : répartition mensuelle de l'humidité.

III.4.3.2.4 Tension de vapeur d'eau :

Tab.III.12: Répartition mensuelle de la tension de vapeur

Source : O.N.M

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aoû	Sep	Oct	Nov	Dec
Tension de vapeur	8.1	8.6	8.7	9.8	11.6	14.1	14.7	15.5	14.8	12.2	10	9
(mb)	0,1	0,0	0,7	,0	11,0	1 .,1	1 1,7	10,0	1 1,0	12,2	10	-

La tension de vapeur passe de 8.1 Mb en janvier à 15.5 au mois d'août.

III.4.3.2.5 Vitesse du vent :

Tab.III.13: la Répartition mensuelle de la vitesse de vent

Source : O.N.M

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aoû	Sep	Oct	Nov	Dec
Vitesse de vent	2.4	2.5	2.7	3	31	33	3	3	2.7	2.5	2.2	2.5
(m/s)	2, 1	2,5	2,7	5	5,1	5,5	5	5	2,7	2,0	2,2	2,0

Les vitesses moyennes mensuelles du vent varient de 2.2 à3.3 m/s.

III.4.3.2.6. la pluviométrie:

Données disponibles :

Les précipitations moyennes interannuelles Pa représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

Aucune donnée d'observation directe n'est disponible au niveau du bassin versant de l'oued Fates, de cela on est mené à considérer les stations pluviométriques voisines ayant les similitudes et pourvues d'un nombre satisfaisant des années d'observation.

Les stations disponibles au voisinage du bassin et la plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau III.14: Station pluviométrique
--

Station	Code	Source	Co	ordonnée	Année de	N	
	couc	Dource	X (km)	Y (km)	Z (m)	service	
MEFETHA	011509	A.N.R.H	504.85	329.8	935	1975-2004	30ans
KSAR EL BOUKHARI	011301	A.N.R.H	503,8	287,9	630	1980-2006	26ans

La station de MEFATHA est à une altitude voisine à l'altitude moyenne du bassin versant, donc on choisir cette série comme une série de base pour l'ajustement des pluies maximales journalières.

Tableau .III.15. Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Source	:	A.N.R	.H
	•		•

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mars	Avr	Mais	Juin	Juil	Août	Total
P (%)	4.48	8.61	12.78	15.37	15.78	12.78	9.43	10.16	7.62	1.42	0.71	0.86	100
Р (<i>mm</i>)	26.9	51.71	76.74	92.34	94.77	76.74	56.65	61	45.75	8.54	4.27	5.18	600.10

A travers ce tableau, on déduit que la saison pluvieuse s'étale de Décembre à Janvier par contre la saison sèche s'étale de juin à août.

Tableau .III.16 : Les caractéristiques pluviographiques de la région.

Source :	A.N.R.H
----------	---------

Pluie moyenne	Pluie moyenne max.	Exposant climatique
Annuelle	journalier [mm]	В
600.10 mm	50.00	0.40



Figure .III.9 : répartition mensuelle de la précipitation.
III.4.3.3. Irrégularité des apports :

III.4.3.3.1. Estimation fréquentielle des apports :

Les apports fréquentiels ou de période de retour donnée sont nécessaires pour le dimensionnement de la cuvette et de la digue de l'ouvrage .Les apports annuels s'ajustent bien à la loi de distribution PEARSON III dont l'équation est :

$$A_{P\%} = \bar{A} (F_{P\%} * C_{V} + 1)$$
 (III.1)

- $A_{P\%}$: Apport de fréquence donnée ;
- A : Apport moyen annuel (Hm³);
- $F_{P\%}$: Fonction RYBKINE-FAUSTER qui tabulée en fonction de C_V, C_S et $P_\%$;
- Cv : Coefficient de variation ;
- C_S: Coefficient d'asymétrie.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.17: les apports fréquentiels.

Période de retour	5	10	50	100
Fréquence (%)	80	10	2	1
Fonction	-0,84	1,28	2,05	2,33
apport (%) (10 ⁶ m ³)	1.92	5.66	7.02	7.52

Tableau III.18: Répartition mensuelle des apports.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû	total
Pluies (mm)	26.9	51.71	76.74	92.34	94.77	76.74	56.65	61	45.75	8.54	4.27	5.18	600.1
Apport mens (10 ⁶ m3)	0.086	0.165	0.240	0.294	0.303	0.240	0.210	0.195	0.129	0.027	0.014	0.017	1.92



FigureIII.10 : Répartition mensuel des apports.

III.5. Etude des crues:

Les dimensions des évacuateurs de crue des barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation sont essentiellement déterminées par le maximum probable de la crue au quel ses ouvrages devront faire face compte tenu de certaines considérations d'optimum économique.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

III.5.1. Hydrogramme de crue:

Les Hydrogrammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de Sokolovsky qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques

- La montée de la crue :
$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_{\text{m}}}\right)^2$$
 (III.2)

- La décrue :
$$Q_{déc} = Q_{max} \left(\frac{T_d - T}{T_d}\right)^3$$
 (III.3)

Sachant que :

- **t**_m : temps de montée de la crue.
- **t**_d : temps de la décrue

Avec :

- $T_d = \delta T_m$ (Sokolovski)
- δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, il est pris en général compris entre (2 ÷ 4), celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin.

	Tableau III.19:	Coefficient	de forme de	l'hydrogramme	de crue.
--	-----------------	-------------	-------------	---------------	----------

Condition	γ
$-S \le 50 \text{ Km}^2$	2
- pour du petit bassin non boisé, sol peu perméable	2 à 2,5
-pour des bassins boisés, sol perméable	3 à 4

Pour notre bassin

 $\gamma = 2$

Les débits de crues des différentes périodes de retour de chaque bassin versant sont donnés aux tableaux suivants et les Hydrogrammes correspondants.

td=tm =2.27 h et td=4.54 h

temps	Qmax(2%)	Qmax (5%)	Qma(10%)	Qmax (20%)
0	0	0	0	0
0,2	0,69	0,51	0,39	0,27
0,4	2,77	2,06	1,57	1,07
0,6	6,24	4,63	3,54	2,41



Figure .III.11 : les Hydrogrammes de crue.

III.6.1. Courbes caractéristiques de la retenue :

Si on suppose que notre cuvette est compris entre une côte minimale de 745m et une côte maximale de 765m.

L'approximation des volumes a été fait selon l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \tag{III.4}$$

 $S_i \;\; :$ surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2

 S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2

 ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives

 ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³)

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Courbe capacité hauteur H=f (V)

Courbe surface hauteur. H=f(S)

Le tableau suivant donne les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface.

Tableau III.21 : les coordonnées des courbes Hauteur- Capacité- Surface.

Cote (m)	Surface	Surface moy	Hauteur	Volume partiel	Volume cumule (m ³)
	(m²)	(m²)	(m)	(m ³)	
745	0	2366.05	0	2543.67	0
748	4732.1	6402.47	2	15866.67	9464.20
749	8072.84	0464.00	5	25221.65	15866.67
750	10857.12	9404.98	1	25551.05	25331.65
751	16486.12	13671.62	1	39003.27	39003.27
750	18840.04	17663.08	1	56666.35	56666 35
132	24001.00	21865.56	1	78531.91	70521.01
753	24891.08	27068.09	1	105600	/8531.91
754	29245.1	32471.92	1	138071.92	105600
755	35698.74	30328.06	1	177400.88	138071.92
756	42959.18	39328.90	1	1//400.88	177400.88
757	48104.98	45532.08	1	222932.96	222932.96
750	68557.6	58331.29	1	281264.25	281264.25
/58	55000 50	62269.19	1	343533.44	201204.23
759	55980.78	78133.68	1	421667.12	343533.44
760	100286.58	86198.9	1	507866.02	421667.12
761	72111.22		1	502(70.7)	507866.02
762	99514.26	85812.74	1	593678.76	593678.76
763	115260.5	107387.38	1	701066.14	701066.14
703		116199.39	1	817265.53	
764	117138.28	127952 32	1	945217.85	817265.53
765	138766.36	121732.32		775217.05	945217.85



Figure .III.12: courbe capacité -Hauteur et surface -Hauteur.

Chapitre IV

Modélisation numérique

IV.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 les coefficients de sécurités par les deux méthodes :

- Méthode des éléments finis, en utilisant le code de calcul PLAXIS V8.6
- Méthode d'équilibres limite, en se basant sur les différentes méthodes de calcul « Bishop, Fellinus, Junbu et Morgensten price »; en utilisant le code de calcul GEOSLOPE 2012.

Donc l'objectif principal de ce travail est la détermination de coefficient de sécurité par les outils numériques (PLAXIS V8.6 + GEOSLOPE) et pour trois propositions de barrage en site d'oued Fates (barrage homogène, à noyau d'argile, en remblais a masque en béton) pour les deux cas suivants :

- Barrage vide
- Barrage plein (avec ligne de saturation)

Le tableau IV.1 montre les caractéristiques physiques et mécaniques utilisés dans les différentes couches constituantes du corps du barrage pour faire la modélisation numérique.

IV.2 caractéristiques géotechniques utilisées :

Matériaux	<i>Y_d</i> (kn/m3)	Y _{sat} (kn/m3)	C' (kn/m2)	φ (°)	E (kpa)	K (m/s)	Poisson	Modèle
Argile compacté	19,7	21	48,5	16	-	3,4*10 ⁻⁶	-	S.S.M
Argile marneuse	18,3	21	41,5	15,75	-	-	-	S.S.M
Béton armé	25	-	-	-	3,2*E4	-	0,2	Linéaire élastique
Bitume	24	-	-	-	5,4 E6	1E-10	0,35	Linéaire élastique
Enrochement	25	-	-	-	3,5 E4		0,2	Linéaire élastique
Sable + gravier	18	28	1 E-3	50	2,4 E5	5 E-3	0,3	Mohr- coulomb
Gravier	18	21,3	10	38	4 E4	1 E-3	0,3	Mohr- coulomb
Sable	17	19,5	1	30	3 E4	2,23E-3	0,3	Mohr- coulomb

Tableau IV.1 : caractéristiques géotechniques utilisées

IV.3. Modélisation barrage homogène :

IV.3.1. Profil géométrique

La figure IV.1 montre une coupe géométrique d'un barrage homogène repose sur une couche d'argile marneuse



Figure IV.1.

Tableau. IV.2 les dimensions des différentes parties du barrage homogène

Caractéristique de la digue	Unités	Val	eur			
Côte de retenue normale (NNR)	m	76	1,3			
Côte de terrain	m	745				
Côte des plus hautes eaux (PHE)		762	2,5			
Côte de noyau	m	763,3				
Côte de la crête de la digue	m	764,2				
Largeur en crête	m	7				
Longueur en crête	m	112	2.6			
		Amont	Aval			
Bermes	m	10m=>cote 755	10m=>côte 755			
			3.86m=>côte 748,8m			
Ponto do la diguo		3	2,5			
I ente de la digue		3	2,5			

IV.3.2. Modélisation sous Plaxis :

IV.3.2.1. Conditions aux limites :

L'utilisation des méthodes numériques avec l'utilisation de la méthode des éléments finis à l'aide du code Plaxis nécessite des hypothèses de calcul :

- Modèle en deux dimensions ;
- Éléments à 15 nœuds ;
- Maillage continue au niveau de la digue ;
- Rabattement de la nappe "hydrostatique" ;
- Les déformations horizontales dans les côtés sont fixes ;
- Substratum au fond d'argile marneuse ;
- Au début, pour calculer les contraintes initiales la fondation est modélisée sans le barrage. Le modèle complet sera préparé sous Plaxis ;
- Les filtres, de faible taille par rapport au barrage, ne sont pas pris en compte dans la modélisation, de même que la galerie et autres organes hydrauliques.

La figure IV.2 montre le modèle numérique avec l'utilisation de la méthode numérique avec le code Plaxis.



Figure IV.2. Modèle numérique barrage homogène.

IV.3.2.2. Génération de maillage :

On règle le niveau de finesse du maillage sur moyen, ce modèle se fait par des éléments à 15 nœuds (Figure IV.3).



Figure IV.3.

IV.3.2.3. Contraintes initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que les contraintes effectives initiales avec l'utilisation de la procédure K₀.

On prend le poids volumiques de l'eau de 10 KN/ m³. La pression initiale de l'eau est générée à partir du niveau de la nappe phréatique qui se situe à la surface de la couche d'argile marneuse (Figure IV.4) dans le cas de barrage vide.



Figure IV.4.Position de la nappe phréatique dans le cas de barrage vide.



La figure IV.5 présente le niveau de la nappe phréatique dans le cas de barrage plein.

Figure IV.5.Position de la nappe phréatique dans le cas de barrage plein.

IV.3.2.4. Les phases de calcul :

Dans le cas de barrage homogène vide et plein, le calcul du modèle de référence se fait en trois phases (Figure IV.6):

- Phase 0 : Initiale des contraintes (procédure K₀), on détermine les contraintes effectives initiales ;
- Phase 1 : Calcul plastique de la construction de barrage homogène avec l'utilisation de la méthode « stage de construction » ;
- Phase 2 : calcul de coefficient de sécurité « Fs » avec l'utilisation de la méthode « phi/C réduction ».

G				Plaxi	s 8.5 Calo	culations - b	arrage	e homoge	ne vide.PLX				×
File	Edit	View	Calculate	Help									
۲			🗠 🔒	a	+ + + + + + + + + + + + + + - +	+ Output							
Gene	ral <u>P</u> ar	ameters	Multipliers	Preview									
ſ	Phase							Calculation	type				
	Numbe	r / ID.:	2	fs				Phi/c redu	uction	-			
	Start fi	rom phas	e: 1-0	onstruction			•			Advanced			
	Log info							Comments			_		
	ОК						^						
							~						
										Parameters			
									Next	Ins	ert	🖳 De	elete
Ident	tification		Phase no.	Start f	rom Ca	alculation		Loading inpu	ut	Time	Water	First	Last
In	itial pha	se	0	0	N/	/A		N/A		0,00	0	0	0
🖌 🗸 🛛	onstructio	on	1	0	Pl	astic analysis		Staged cons	struction	0,00	0	1	2
🖌 fs			2	1	Ph	ni/c reduction		Incremental	multipliers	0,00	0	3	102
	_												
<													>
													//.

Figure IV.6 : Les étapes de calcul.

IV.3.2.5. Les résultats de calcul :

D'après les calculs des phases, on peut voir les résultats de chacune de ces phases avec l'utilisation de sous-programme Plaxis output.

• Barrage homogène vide :

La figure IV.7. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage homogène avec un rayon égal à $330,60*10^{-3}$ m



Figure IV.7.Cercle de glissement barrage homogène vide

La figure IV.8. donne la valeur de coefficient de sécurité avec l'utilisation de code Plaxis. Le coefficient de sécurité égal à 1,922.

Step Info					
Step 204 of 204	Extrapolation facto	or	0,500		
Plastic STEP	Relative stiffness		0,000		
Multipliers					
	Incremental m	nultipliers	Total multi	pliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ-Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ-MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ-MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ-Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ-Maccel:	0,000	
Strength reduction factor	Msf:	0,001	Σ-Msf:	1,922	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure IV.8. coefficient de sécurité de barrage homogène vide.

• Barrage homogène plein :

La figure IV.9. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage homogène avec un rayon égal à $82,87*10^{-3}$ m



Figure IV.9. Cercle de glissement barrage homogène plein.

La figure IV.10. donne la valeur de coefficient de sécurité avec l'utilisation de code Plaxis. Le coefficient de sécurité égal à 1,756.

	0				
Step Info	Extrapolation factor		1.000		
Step 130 01 130	Extrapolation ractor		1,000		
Plastic STEP	Relative surmess		0,003		
Multipliers					
	Incremental multip	oliers	Total multip	liers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ-Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ-MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ-MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ-Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ-Maccel:	0,000	
Strength reduction factor	Msf:	0,004	Σ-Msf:	1,756	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure IV.10.Coefficient de sécurité de barrage homogène vide.

IV.3.3. Modélisation sous GEOSLOPE :

IV.3.3.1. Modèle numérique

L'utilisation des méthodes numériques avec l'utilisation de la méthode d'équilibre limite à l'aide de logiciel GEOSLOPE nécessite des hypothèses de calcul suivantes :

- Modèle en deux dimensions ;
- Rabattement de la nappe "hydrostatique" ;
- Les déformations horizontales dans les côtés sont fixes ;
- Substratum au fond d'argile marneuse ;

La figure IV.11.présente le modèle numérique de barrage homogène vide sous le code GEOSLOPE





La figure IV.12.présente le modèle numérique de barrage homogène plein sous le code GEOSLOPE.



Figure IV.12:Le modèle numérique du barrage homogène plein sous GEOSLOPE.

IV.3.3.2. Les résultats de calcul :

• Méthode de Bishop :

- Barrage homogène vide :

La figure IV.13. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté amont du barrage homogène avec un rayon égal à 51,407m et un coefficient de sécurité égal à 2,123.



Figure IV.13.La surface de glissement barrage homogène vide obtenue par la méthode Bishop (coté amont).

La figure IV.14. Montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage homogène avec un rayon égal à 46,126 m et un coefficient de sécurité égal à 1,902.



Figure IV.14.La surface de glissement barrage homogène vide obtenue par la méthode Bishop (coté aval).

- Barrage homogène plein :

La figure IV.15. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté amont du barrage homogène avec un rayon égal à 40,247 m et un coefficient de sécurité égal à 2,827.





La figure IV.16. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage homogène avec un rayon égal à 35,703 m et un coefficient de sécurité égal à 1,744.



Figure IV.16.La surface de glissement barrage homogène plein obtenue par la méthode Bishop (coté aval).

• Méthode de Janbu

- Barrage homogène vide :

La figure IV.17. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du côté amont du barrage homogène avec un rayon égal à 40,291 m et un coefficient de sécurité égal à 1,918.





CHAPITRE IV

La figure IV.18. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage homogène avec un rayon égal à 32,879 m et un coefficient de sécurité égal à 1,744.



Figure IV.18.La surface de glissement barrage homogène vide obtenue par la méthode Janbu (coté aval).

- Barrage homogène plein :

La figure IV.19.montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté amont du barrage homogène avec un rayon égal à 40,270 m et un coefficient de sécurité égal à 2,460.





La figure IV.20. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage homogène avec un rayon égal à 35,703 m et un coefficient de sécurité égal à 1,553.



Figure IV.20.La surface de glissement barrage homogène plein obtenue par la méthode Janbu Bishop (coté aval).

• Méthode de Fellinus (Ordinaire) :

- Barrage homogène vide :

La figure IV.21. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté amont du barrage homogène avec un rayon égal à 40,202 m et un coefficient de sécurité égal à 1,998.



Figure IV.21.La surface de glissement barrage homogène vide obtenue par la méthode Fellinus (coté amont).

La figure IV.22. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage homogène avec un rayon égal à 32,879 m et un coefficient de sécurité égal à 1,786.



Figure IV.22.La surface de glissement barrage homogène vide obtenue par la méthode Fellinus (coté aval).

- Barrage homogène plein :

La figure IV.23. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté amont du barrage homogène avec un rayon égal à 40,276 m et un coefficient de sécurité égal à 2,529.



Figure IV.23.La surface de glissement barrage homogène plein obtenue par la méthode Fellinus (coté amont).

CHAPITRE IV

La figure IV.24. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage homogène avec un rayon égal à 35,703 m et un coefficient de sécurité égal à 1,627.



Figure IV.24.La surface de glissement barrage homogène plein obtenue par la méthode Fellinus (coté aval).

• Méthode de Morgensten price :

- Barrage homogène vide :

La figure IV.25.montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté amont du barrage homogène avec un rayon égal à 51,470 m et un coefficient de sécurité égal à 2,120.





CHAPITRE IV

La figure IV.26.montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage homogène avec un rayon égal à 46,126 m et un coefficient de sécurité égal à 1,906.



Figure IV.26.La surface de glissement barrage homogène vide obtenue par la méthode Morgensten price (coté aval).

Barrage homogène plein :.

_

La figure IV.27. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté amont du barrage homogène avec un rayon égal à 40,276 m et un coefficient de sécurité égal à 2,822.



Figure IV.27.La surface de glissement barrage homogène plein obtenue par la méthode Morgensten price (coté amont).



La figure IV.28. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage homogène avec un rayon égal à 35,703 m et un coefficient de sécurité égal à 1,741.

Figure IV.28.La surface de glissement barrage homogène plein obtenue par la méthode Morgensten price (coté aval)

IV.3.4. Récapitulatif des résultats obtenus :

Le tableau IV.3. montre les résultats obtenus par les différentes méthodes utilisées dans le cas d'un barrage homogène : vide et plein.

			Gl	EOSLOPE		
Méthodes ı	ıtilisées	Bishop	Janbu	Fellinus	Morgensten price	PLAXIS
Barrage vide	Coté amont	2,123	1,918	1,998	2,120	1.922 (aval)
Durruge vide	Coté aval	1,902	1,774	1,786	1,906	1,,, <u>22</u> (a t a f
Parrage plain	Coté amont	2,827	2,460	2,529	2,822	1.756 (aval)
Darrage piein	Coté aval	1,744	1,553	1,627	1,741	1,750 (aval)

Tableau IV.3. Les coefficients de sécurité obtenue par les différentes méthodes étudiées pour le barrage homogène

IV.3.5. Interprétation des résultats :

4 Résultats obtenus par GOESLOPE :

- Barrage homogène vide :
 - Le coefficient de sécurité " F_S " le plus élevé dans le coté amont est obtenu par la méthode de « **Bishop** » parce que cette méthode ne tient pas compte des forces inter-tranches verticales.
 - Le coefficient de sécurité " F_S " le plus élevé dans le coté aval est obtenu par la méthode de « **Morgensten price** », c'est la méthode la plus précise par rapport aux autres méthodes parce qu'elle satisfaite à la fois les forces et les moments.

Barrage homogène plein :

- Le coefficient de sécurité " F_s " le plus élevé est obtenu par la méthode de « **Bishop** » soit dans le côté amont ou aval parce que cette méthode néglige les forces verticales inter- tranches.
- Les valeurs du coefficient de sécurité " F_S " obtenues par les méthodes de « **Bishop** » et « **Morgensten price** », sont très proches.
- La valeur du coefficient de sécurité " F_S " la plus précise est celle obtenue par la méthode de « Morgensten price » parce que cette méthode satisfaite à la fois les forces et les moments.

4 Comparaison des résultats de GEOSLOPE et PLAXIS :

- La surface de glissement critique se trouve au côté aval dans les deux cas (barrage vide et plein) soit par le calcul avec le logiciel GEOSLOPE ou par le code **PLAXIS**.
- Le coefficient de sécurité " F_s " obtenu par la méthode de « Morgensten price » c'est le plus proche au résultat obtenu par le code **PLAXIS** parce que c'est deux méthodes satisfaites à la fois les forces et les moments.

IV.4. Modélisation barrage zoné a noyau d'argile :

IV.4.1. Profil géométrique

La figure IV.29. montre une coupe géométrique d'un barrage zoné à noyau d'argile repose sur une couche d'argile marneuse



Figure IV.29

Tableau IV.4. présente les dimensions des différentes parties du barrage zoné à noyau
d'argile :

Caractéristique de la digue	Unités	Val	eur
Côte de retenue normale (NNR)	М	76	1,3
Côte de terrain	М	74	45
Côte des plus hautes eaux (PHE)		76	2,5
Côte de noyau	М	76	3,3
Côte de la crête de la digue	М	76	4,2
Largeur en crête	М		7
Longueur en crête	М	11	2.6
		Amont	Aval
Bermes	М	10m=>cote 755	10m=> Côte 755
			3.86m=> Côte 748,8m
Ponto do la diguo		2,5	3
i ente de la digue		2,5	3

IV.4.2. Modélisation sous Plaxis :

IV.4.2.1. Conditions aux limites :

La figure IV.30. Montre le modèle numérique avec l'utilisation de la méthode numérique avec le code Plaxis.



Figure IV.30. Modèle numérique barrage zoné a noyau d'argile.



IV.4.2.2. Contraintes initiales :

Figure IV.31.Position de la nappe phréatique dans le cas de barrage vide.



Figure IV.32. Position de la nappe phréatique dans le cas de barrage plein.

IV.4.2.3. Les résultats de calcul :

D'après les calculs des phases, on peut voir les résultats de chacune de ces phases avec l'utilisation de sous-programme Plaxis output.

• Barrage zoné a noyau d'argile vide :

Figure IV.32. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du côté amont du barrage zoné à noyau d'argile avec un rayon égal à $29,05*10^{-3}$ m



Figure IV.32. Cercle de glissement barrage zoné a noyau d'argile vide.

La figure IV.33. donne la valeur de coefficient de sécurité avec l'utilisation de code Plaxis. Le coefficient de sécurité égal à 1,988.

Step Info					
Step 122 of 21	4 Extrapolation factor	Extrapolation factor 1,000			
Plastic STEP	Relative stiffness		0,005		
Multipliers					
	Incremental multip	Incremental multipliers		oliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ-Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ-MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ-MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ-Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ-Maccel:	0,000	
Strength reduction factor	Msf:	0,002	Σ-Msf:	1,988	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:	0.000	

Figure IV.33.coefficient de sécurité de barrage zoné à noyau d'argile vide.

• Barrage homogène plein :

La figure IV.34.montre l'existence de la surface de glissement au niveau du côté aval du barrage zoné à noyau d'argile homogène avec un rayon égal à $48,78*10^{-3}$ m.



Figure IV.34.Cercle de glissement barrage zoné à noyau d'argile plein.

La figure IV.35. donne la valeur de coefficient de sécurité avec l'utilisation de code Plaxis. Le coefficient de sécurité égal à 1,893.

Step Info	·				
Step 236 of 23	6 Extrapolation factor	Extrapolation factor 1,000			
Plastic STEP	Relative stiffness	Relative stiffness 0,037			
Multipliers					
	Incremental m	Incremental multipliers		oliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ-Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ-MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ-MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ-Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ-Maccel:	0,000	
Strength reduction factor	Msf:	0,010	Σ-Msf:	1,893	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure IV.35.Coefficient de sécurité de barrage zoné à noyau d'argile plein.

IV.4.3. Modélisation sous GEOSLOPE :

IV.4.3.1. Modèle numérique :

La figure IV.36.Présente le modèle numérique du barrage zoné à noyau d'argile vide sous le code GEOSLOPE.



Figure IV.36.Le modèle numérique du barrage zoné a noyau d'argile vide sous GEOSLOPE.

La figure IV.37. Présente le modèle numérique du barrage zoné à noyau d'argile plein sous le code GEOSLOPE.



Figure IV.37 : Le modèle numérique du barrage zoné à noyau d'argile plein sous GEOSLOPE.

IV.4.3.2. Les résultats de calcul :

• Méthode de Bishop :

- Barrage zoné à noyau d'argile vide :

La figure IV.38. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du côté amont du barrage zoné à noyau d'argile homogène avec un rayon égal à 34,837 m et un coefficient de sécurité égal à 2,201.



Figure IV.38.La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile vide obtenue par la méthode Bishop (coté amont).

La figure IV.39. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du côté aval du barrage zoné à noyau d'argile avec un rayon égal à 40,175 m et un coefficient de sécurité égal à 2,337.



Figure IV.39.La surface de glissement barrage zoné a noyau d'argile vide obtenue par la méthode Bishop (coté aval).

- Barrage zoné à noyau d'argile plein :

La figure IV.40. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté amont du barrage zoné à noyau d'argile avec un rayon égal à 34,73m et un coefficient de sécurité égal à 2,989.



Figure IV.40.La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile plein obtenue par la méthode Bishop (coté amont).

La figure IV.41. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du côté aval du barrage zoné à noyau d'argile avec un rayon égal à 48,769 m et un coefficient de sécurité égal à 1,924.



Figure IV.41.La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile plein obtenue par la méthode Bishop (coté aval).

• Méthode de Janbu

- Barrage zoné à noyau d'argile vide :

La figure IV.42. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté amont du barrage zoné à noyau d'argile avec un rayon égal à 34,837 m et un coefficient de sécurité égal à 1,927.



Figure IV.42.La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile vide obtenue par la méthode janbu (coté amont).

La figure IV.43. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du côté aval du barrage zoné à noyau d'argile avec un rayon égal à 40,175 m et un coefficient de sécurité égal à 1,975.



Figure IV.43.La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile vide obtenue par la méthode janbu (Coté aval).

- Barrage zoné a noyau d'argile plein :

La figure IV.44. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du côté amont du barrage zoné à noyau d'argile avec un rayon égal à 34,73 m et un coefficient de sécurité égal à 2,619.



Figure IV.44.La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile plein obtenue par la méthode janbu (Coté amont).

La figure IV.45. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du côté aval du barrage zoné à noyau d'argile avec un rayon égal à 48,769 m et un coefficient de sécurité égal à 1,674.



Figure IV.45.La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile plein obtenue par la méthode janbu (coté aval).

• Méthode de Fellinus (Ordinaire) :

- Barrage zoné à noyau d'argile vide :

La figure IV.46. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté amont du barrage zoné à noyau d'argile avec un rayon égal à 34,837 m et un coefficient de sécurité égal à 2,010.




La figure IV.47. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage zoné à noyau d'argile avec un rayon égal à 40,175 m et un coefficient de sécurité égal à 2,082.



Figure IV.47.La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile vide obtenue par la méthode Fellinus (coté aval)

- Barrage zoné a noyau d'argile plein :

La figure IV.48. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du côté amont du barrage zoné à noyau d'argile avec un rayon égal à 34,73 m et un coefficient de sécurité égal à 2,685.



Figure IV.48.La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile homogène plein obtenue par la méthode Fellinus (coté amont).

La figure IV.49. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du côté aval du barrage zoné à noyau d'argile avec un rayon égal à 48,769 m et un coefficient de sécurité égal à 1,702.



Figure IV.49.La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile plein obtenue par la méthode Fellinus (coté aval).

• Méthode de Morgensten price :

- Barrage zoné a noyau d'argile vide :

La figure IV.50. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du côté amont du barrage zoné à noyau d'argile avec un rayon égal à 34,837 m et un coefficient de sécurité égal à 2,180



Figure IV.50.La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile vide obtenue par la méthode Morgenstenprice (coté amont).

La figure IV.51. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du côté aval du barrage zoné à noyau d'argile avec un rayon égal à 40,175 m et un coefficient de sécurité égal à 2,331



Figure IV.51.La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile vide obtenue par la méthode Morgensten price(coté aval).

- Barrage zoné a noyau d'argile plein :

La figure IV.52. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté amont du barrage zoné à noyau d'argile avec un rayon égal à 34,73 m et un coefficient de sécurité égal à 2,964.





La figure IV.53. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage zoné à noyau d'argile avec un rayon égal à 48,769 m et un coefficient de sécurité égal à 1,924.



Figure IV.53.La surface de glissement barrage zoné à noyau d'argile plein obtenue par la méthode Morgensten price(coté aval).

IV.4.4. Récapitulatif des résultats obtenus :

Le tableau IV.5. Montre les résultats obtenus par les différentes méthodes utilisées dans le cas de barrage zoné à noyau d'argile : vide et plein.

Tableau IV.5. Les coefficients	s de sécurité obtenue	par les différentes méthodes
étudiées pour le	barrage zoné à noya	u d'argile.

Méthodes utilisées		GEOSLOPE				
		Bishop	Janbu	Fellinus	Morgensten price	PLAXIS
Barrage vide	Coté amont	2,201	1,927	2,010	2,180	1,988 (amont)
	Coté aval	2,337	1,975	2,082	2,331	
Barrage plein	Coté amont	2,989	2,619	2,685	2,964	1 893(aval)
	Coté aval	1,924	1,674	1,702	1,924	1,095(aval)

IV.4.5. Interprétation des résultats :

4 Résultats obtenus par GOESLOPE :

Barrage zoné à noyau d'argile vide :

- Le coefficient de sécurité " F_S " le plus élevé soit dans le coté amont ou aval est obtenu par la méthode de « **bishop** » parce que cette méthode ne tient pas compte des forces inter tranches verticales.
- Le coefficient de sécurité " F_S " le plus précis c'est celui de la méthode de « Morgenstern Price », parce qu'elle satisfaite à la fois les forces et les moments.

Barrage homogène plein :

- Le coefficient de sécurité " F_s " le plus élevé est obtenu par la méthode de « **bishop** » soit dans le côté amont ou aval parce que cette méthode néglige les forces verticales inter tranches.
- Les valeurs du coefficient de sécurité "F_S" obtenues par les méthodes de « bishop » et « Morgenstern Price » sont très proches.
- La valeur du coefficient de sécurité " F_S " la plus précise est celle obtenue par la méthode de « Morgensten price » parce que cette méthode satisfaite à la fois les forces et les moments.

4 Comparaison des résultats de GEOSLOPE et PLAXIS :

- Dans le cas d'un barrage vide la surface de glissement critique se trouve dans le coté amont soit pour le calcul par le logiciel GEOSLOPE ou par le code PLAXIS.
- Dans le cas d'un barrage plein la surface de glissement critique se trouve dans le coté aval soit pour le calcul par le logiciel GEOSLOPE ou par le code PLAXIS.
- Le coefficient de sécurité " F_s " obtenu par la méthode de « Morgensten price » c'est le plus proche au résultat du code PLAXIS parce que c'est deux méthodes satisfaites à la fois les forces et les moments.

IV.5. Modélisation barrage remblai a masque en béton :

IV.5.1. Profil géométrique

La figure IV.54.montre une coupe géométrique d'un barrage remblai en masque en béton repose sur une couche d'argile marneuse.



Figure IV.54.

Tableau IV.6.présente les dimensions des différentes parties du remblai en masque en béton

Caractéristique de la digue	Unités	Valeur			
Côte de retenue normale (NNR)	m	761,3			
Côte de terrain	m	74	15		
Côte des plus hautes eaux (PHE)		762,5			
Côte de la crête de la digue	m	764,2			
Largeur en crête	m	7			
Longueur en crête	m	103			
			Aval		
Bermes	m	Amont	10m=> Côte 755		
			3.86m=> Côte 748,8m		
Ponto do la digue		2,5	2,5		
r ente de la ulgue			2,5		

IV.5.2. Modélisation sous Plaxis :

IV.5.2.1. Conditions aux limites :

La figure IV.55.montre le modèle numérique avec l'utilisation de la méthode numérique avec le code Plaxis



Figure IV.55.Modèle numérique barrage remblai en masque en béton



Figure IV.56.Position de la nappe phréatique dans le cas de barrage vide.

IV.5.2.2. Contraintes initiales :

La figure IV.57.présente le niveau de la nappe phréatique dans le cas de barrage plein.



Figure IV.57. Position de la nappe phréatique dans le cas de barrage plein.

IV.5.2.3. Les résultats de calcul :

D'après les calculs des phases, on peut voir les résultats de chacune de ces phases avec l'utilisation de sous-programme Plaxis output.

• Barrage remblai a masque en béton vide :

La figure IV.58. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage remblai en masque en béton avec un rayon égal à 3,12 m



Figure IV.58.Cercle de glissement barrage remblai en masque en béton vide.

La figure IV.59. donne la valeur de coefficient de sécurité avec l'utilisation de code Plaxis. Le coefficient de sécurité égal à 2,917.

Calculation information					
ultipliers Additional Info Step Inf	io				
Step Info					
Step 111 of 111	Extrapolation factor		2,000		
Plastic STEP	Relative stiffness		0,000		
Multipliers					
	Incremental mu	Itipliers	Total multi	pliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ-Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ-MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ-MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ-Mweight:	1,000	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ-Maccel:	0,000	
Strength reduction factor	Msf:	-0,001	Σ-Msf:	2,917	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
	1		1		
				Print	<u>0</u> K

Figure IV.59. coefficient de sécurité de barrage remblai en masque en béton vide.

IV.5.3. Modélisation sous GEOSLOPE :

IV.5.3.1. Modèle numérique :

La figure IV.60.présente le modèle numérique de barrage remblai en masque en béton vide sous le code GEOSLOPE.



Figure IV.60.Le modèle numérique du barrage remblai en masque en béton vide sous GEOSLOPE.

La figure IV.61 présente le modèle numérique de barrage remblai en masque en béton plein sous le code GEOSLOPE.



Figure IV.61 : Le modèle numérique du barrage remblai en masque en béton plein sous GEOSLOPE.

IV.5.3.2. Les résultats de calcul :

• Méthode de Bishop :

- Barrage remblai en masque en béton vide :

La figure IV.62. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté amont du barrage remblai en masque en béton avec un rayon égal à 77,677 m et un coefficient de sécurité égal à 1,381.



Figure IV.62.La surface de glissement barrage remblai en masque en béton vide obtenue par la méthode Bishop (coté amont).

La figure IV.63. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage remblai en masque en béton avec un rayon égal à 77,211 m et un coefficient de sécurité égal à 1,299.



Figure IV.63.La surface de glissement barrage remblai en masque en béton vide obtenue par la méthode Bishop (coté aval).

- Barrage remblai en masque en béton plein :

La figure IV.64. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté amont du barrage remblai en masque en béton avec un rayon égal à 45,426 m et un coefficient de sécurité égal à 1,986.



Figure IV.64.La surface de glissement barrage remblai en masque en béton plein obtenue par la méthode Bishop (coté amont).

La figure IV.65. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage remblai en masque en béton avec un rayon égal à 46,536 m et un coefficient de sécurité égal à 1,256.



Figure IV.65.La surface de glissement barrage remblai en masque en béton plein obtenue par la méthode Bishop (coté aval).

• Méthode de Janbu

Barrage remblai en masque en béton vide :

La figure IV.66. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté amont du barrage remblai en masque en béton avec un rayon égal à 46,354 m et un coefficient de sécurité égal à 1,290.



Figure IV.66.La surface de glissement barrage remblai en masque en béton vide obtenue par la méthode Janbu (coté amont).

La figure IV.67. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage remblai en masque en béton avec un rayon égal à 75,783 m et un coefficient de sécurité égal à 1,289.





- Barrage remblai en masque en béton plein :

La figure IV.68. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté amont du barrage remblai en masque en béton avec un rayon égal à 45,426 m et un coefficient de sécurité égal à 1,771.



Figure IV.68.La surface de glissement barrage remblai en masque en béton plein obtenue par la méthode Janbu (coté amont).

La figure IV.69. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage remblai en masque en béton avec un rayon égal à 46,327 m et un coefficient de sécurité égal à 1,161.



Figure IV.69.La surface de glissement barrage remblai en masque en béton plein obtenue par la méthode Janbu (coté aval).

• Méthode de Fellinus (Ordinaire) :

Barrage remblai en masque en béton vide :

La figure IV.70. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté amont du barrage remblai en masque en béton avec un rayon égal à 77,677 m et un coefficient de sécurité égal à 1,378.



Figure IV.70.La surface de glissement barrage remblai en masque en béton vide obtenue par la méthode Fellinus (coté amont).

La figure IV.71. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage remblai en masque en béton avec un rayon égal à 76,599 m et un coefficient de sécurité égal à 1,226.



Figure IV.71.La surface de glissement barrage remblai en masque en béton vide obtenue par la méthode Fellinus (coté aval).

- Barrage remblai en masque en béton plein :

La figure IV.72. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté amont du barrage remblai en masque en béton avec un rayon égal à 46,354 m et un coefficient de sécurité égal à 1,901.



Figure IV.72.La surface de glissement barrage remblai en masque en béton plein obtenue par la méthode Fellinus (coté amont).

La figure IV.73. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du coté aval du barrage remblai en masque en béton avec un rayon égal à 46,091 m et un coefficient de sécurité égal à 1,252.



Figure IV.73.La surface de glissement barrage remblai en masque en béton plein obtenue par la méthode Fellinus (coté aval).

• Méthode de Morgensten price :

Barrage remblai en masque en béton vide :

La figure IV.74. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du côté amont du barrage remblai en masque en béton avec un rayon égal à 77,677 m et un coefficient de sécurité égal à 1,385.



Figure IV.74.La surface de glissement barrage remblai en masque en béton vide obtenue par la méthode Morgensten price (coté amont).

La figure IV.75. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du côté aval du barrage remblai en masque en béton avec un rayon égal à 76,599 m et un coefficient de sécurité égal à 1,268.





- Barrage remblai en masque en béton plein :

La figure IV.76. montre l'existence de la surface de glissement au niveau du côté amont du barrage remblai en masque en béton avec un rayon égal à 46,354 m et un coefficient de sécurité égal à 1,970.



Figure IV.76.La surface de glissement barrage remblai en masque en béton plein obtenue par la méthode Morgensten price (coté amont).

La figure IV.77. Montre l'existence de la surface de glissement au niveau de côté aval de barrage remblai en masque en béton avec un rayon égal 77,244 m et un coefficient de sécurité égal 1,283.





IV.5.4. Récapitulatif des résultats obtenus :

Le tableau IV.7. Montre les résultats obtenus par les différentes méthodes utilisées dans le cas de barrage remblai en masque en béton : vide et plein.

Tableau IV.7. Les coefficients de sécurité obtenue par les différentes méthodes
étudiées pour le barrage remblai en masque en béton

Méthodes utilisées						
		Bishop	Janbu	Fellinus	Morgensten price	PLAXIS
Barrage vide	Coté amont	1,381	1,290	1,378	1,385	2,917
	Coté aval	1,299	1,289	1,266	1,268	
Barrage plein	Coté amont	1,986	1,771	1,901	1,970	2,563
	Coté aval	1,256	1,161	1,252	1,283	

IV.5.5. Interprétation des résultats :

4 Résultats obtenus par GEOSLOPE :

> Barrage remblai en masque en béton vide :

- Le coefficient de sécurité " F_S " le plus élevé dans le coté amont est obtenu par la méthode de « **Morgenstern price** », c'est la méthode la plus précise par rapport aux autres méthodes parce qu'elle satisfaite à la fois les forces et les moments.
- Le coefficient de sécurité " F_S " le plus élevé dans le coté aval est obtenu par la méthode de « **Bishop** » parce que cette méthode ne tient pas compte que des forces inter tranches horizontaux.

> Barrage remblai en masque en béton plein :

- Le coefficient de sécurité " F_s " le plus élevé est obtenu par la méthode de « **Bishop** » dans le côté amont parce que cette méthode néglige les forces verticales inter tranches.
- Le coefficient de sécurité " F_S " le plus élevé est obtenu par la méthode de « Morgenstern price », dans le côté aval parce qu'elle satisfaite à la fois les forces et les moments.

- Les valeurs du coefficient de sécurité " F_S " obtenues par les méthodes de « **Bishop** » et « **Morgenstern price** »sont très proches.
- La valeur du coefficient de sécurité "F_S" la plus précise est celle de « Morgenstern price » parce qu'elle satisfaite à la fois les forces et les moments.

4 Comparaison des résultats de GEOSLOPE et PLAXIS :

Le coefficient de sécurité calculé par le code **PLAXIS** est très grand par rapport au coefficient calculé par le logiciel de **GEOSLOPE** cet écart revient à la différence qui se trouve entre les paramètres d'entrée des deux outils numériques (caractéristiques géotechniques et le comportement des matériaux).

IV.6 Conclusion :

Les résultats obtenus par la modélisation numérique par les deux outils numériques **PLAXIS** et **GEOSLOPE** des trois variantes (barrage homogène, zoné à noyau d'argile et barrage remblai en masque en béton) nous indiquons que :

- Le coefficient de sécurité « Fs » le plus élevé est celui du barrage zoné à noyau d'argile et nous remarquons aussi que les résultats obtenus par PLAXIS et GEOSLOPE sont très proches donc c'est la variante la plus favorable.
- Le coefficient de sécurité « Fs » du barrage remblai en masque en béton < 1,5 sa signifie que le barrage est instable donc cette variante est défavorable.



I .Conclusion générale :

 \mathcal{I} analyse de la stabilité d'un barrage est une opération complexe dans la mesure où une multitude d'aspect s'interférent, notamment l'incertitude sur les paramètres géotechniques.

 \mathcal{I} es méthodes d'équilibre limite sont les plus classiques en mécanique des sols mais elles nécessitent une prédétermination des lignes de rupture. Quant aux méthodes par éléments finis dans laquelle la courbe de glissement la plus probable se déduire naturellement de l'analyse de l'état des contrainte et déformation, elles nécessitent la connaissance des caractéristiques du massif en plus de celles de résistance.

 \mathcal{I} 'étude présentée dans ce mémoire est l'analyse de la stabilité d'un petit barrage en terre sur Oued Fates la wilaya de MEDEA on s'est appuyé sur une modélisation par deux logiciels à savoir **PLAXIS** et **GEOSLOPE**, selon trois variantes (barrage homogène, zoné a noyau d'argile et remblai a masque en béton), ainsi que les calculs du coefficient de sécurité par les différentes méthodes (analytiques et numériques) à titre de comparaison entre les résultats.

 \mathcal{I} 'analyse de la stabilité de la digue par les méthodes de l'équilibre limite implantés dans le logiciel GEOSLOPE a montré que "Bishop et Morgenstern price " sous-estime les valeurs du facteur de sécurité par rapport à ceux calculés par "Fellenius et Janbu".

 \mathcal{I} e calcul par la méthode dite "phi-c réduction" implémenté dans le code **PLAXIS** en éléments finis donne des valeurs en termes en de coefficient de sécurité très proches de ceux calculés par la méthode de "**Morgensten price** " parce que ces deux méthodes satisfaites à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranches.

 \mathcal{I} e choix favorable c'est le barrage zoné à noyau d'argile, parce que dans cette variante on a obtenue « **Fs** » le plus élevé par rapport aux autres variantes.

II. Perspective et recommandation :

 \mathcal{I} es perspectives et les suites à ce travail sont nombreuses :

- Étudier la stabilité du barrage par la méthode des différences finies (en utilisant le logiciel FLAC).
- Étudier la stabilité du barrage dans le cas de la vidange rapide.
- Faire une étude paramétrique (vérifier l'influence du changement des caractéristiques géométriques sur la stabilité du barrage).
- Étudier la stabilité du barrage dans le cas où nous modifions les pentes des talus.



Références Bibliographiques

[1] : A.Schleiss et H.Pougatsch : Traité de Gini civil, volume 17 : les barrages, du projet a la mise en service 2011.

[2] : Laboratoire de constructions hydrauliques, école polytechnique de Lausanne.

[3] : Mémoire fin d'étude "étude une digue d'un barrage" université de Jijel 2012.

[4]: Djemili. L: Critères de choix de projet des barrages en terre « étanchéité par le masque en béton bitumineux », thèse de Doctorat, 2006.

[5]: Rapport sur l'alimentation de la sécurité des barrages et des ouvrages hydrauliques « Office parlementaire d'Evaluation des choix Scientifiques Et Technologies ».

[6]: Comité françaisdes grands barrages, petits barrages.

[7]: http://www.barrages-cfgb.org/Info/pr_barC4.html (se site présente les raisons de la construction d'un barrage et les premier barrages construit par des civilisations)

[8] Manojlovic (J.), Herment (R.), Perrés au mastic butimineux pour les digues submersibles, Revue Générale des routes et des aérodromes ,1992.

[9]: Ministère de l'agriculture française: Technique des barrages en aménagement rural, édition, 1977.

[10]: Alonso (E.), Poulain (D.), Influence des caractéristiques mécaniques et des pressions interstitielles sur la stabilité des barrages en terre homogènes, journées nationales d'étude AFEID-CFGB « petits barrages », Bordeaux, Cemagref édition, 1994.

[11]: ROLLEY R. Dir. Technique des barrages en aménagement rural, 1989.

[12]: Kevin,B (Octobre 1998) Solutions de rechange aux sacs de sable.

[13]: Maalel, K et hafsia, Z(mai 2012) polycopié du cours

[14]: Alain,M(1995) les barrages.

[15]: Berga, A (2003/2004) Eléments de Mécanique des Sols. Université de Béchar

[16]: Recommandation pour la justification de la stabilité des barrages poids janvier 2006.

[17]: MOULAY ELBOUDKHILI, A(juin 2014) étude paramètre de la stabilité des barrages poids.

[18]:www.Google image.com

[19]: Rodriguez, Bernardo La Rosa, Santos(2003/2004)Manuel

[20]: Etude et analyse géotechnique de construction d'un barrage de rétention d'eau a ambatovy.Universitéd'Antananarivo, 2009

[21]: Ministère de l'agriculture technique des barrages en aménagement rural

[22]: Baghzimhassiba.2015.étude numérique de la conception des barrage en terre

[23]: Gérard degoutte :Petits barrage(Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi)

[24]: Berga, A (2003/2004) Eléments de Mécanique des Sols. Université de Béchar

[25]: Boubidi, S(23janvier 2012) étude de la stabilité d'un remblai cas de glissement de l'autoroute

EST-OUEST AU PK210(Constantine). Universitéde Tébessa.

[26]: Massaid bekacem.2009.Etude de la position efficace des drains dans les barrages en terre.

[27]: Baghdad abdelmalek.2009.Etude géotechnique du barrage de kissir wilaya de jijel

[28]: Mémoire fin d'étude" etude numirique de la conception des barrages en terre" Université de Biskra 2015.

[29]: Mémoire fin d'étude "Effet de la variation de la cohetion sur le comportement" des pentes" Université de Biskra 2015.





<u>Coupe de sondage : P1 (digue).</u>



Coupe de sondage : P2 (digue).



Coupe de sondage : P4 (zone d'emprunt).



Coupe de sondage : P5 (zone d'emprunt).





Annexe I



-

1.