

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE DE LA DIGUE DU BARRAGE D'OUED DJEDRA
W.SOUK-AHRAS**

PRESENTE PAR :

M^{elle} DIB SOUHIR

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} B.TOUAIBIA	Professeur	Président
M ^r M.BOUZIANE	M.A.A	Examineur
M ^r A.ZEROUAL	M.A.A	Examineur
M ^r M.BOUKHELIFA	M.A.B	Examineur
M ^{me} A.ADDOU	M .A.A	Promotrice

Septembre - 2014

REMERCIEMENTS

Nous remercions dieu de nous avoir donné le courage d'accomplir ce travail.

À l'issus de ce modeste travail, je tiens à exprimer mes sincères remerciements à :

** À ma promotrice Madame : ADDOU ANISSA pour ces conseils et ses consultations qui m'ont tout aidé à la réalisation de mon projet.*

** Mon frère SAMIR que je voudrais exprimer ma gratitude pour l'effort qu'a fourni dans l'élaboration de ce travail.*

** À mon chère AMINE qui m'a donné du courage pour réussir et qui me partage mes rêves pour être à la hauteur.*

** À tout le corps enseignants et le personnel de l'ENSH qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.*

** Aux membres de jury qui auront à juger et à apprécier ce travail.*

** Je tiens aussi à remercier mes amis qui m'ont aidé pendant la réalisation de projet.*

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

✱ *Mes parents qui m'ont toujours soutenue dans mon travail et à qui je serais éternellement reconnaissant. que dieu puisse leur accorder longue vie afin qu'ils puissent trouver en moi toute gratitude et l'attention voulue.*

✱ *Mon frère SAMIR qui m'a toujours soutenue et ça petite famille.*

✱ *Mes chères sœurs « Linda, Razika, Samia, Ardjouna »*

✱ *Mes bons frères « Yacin, Youcef, Mohamed »*

✱ *Toute la famille « Dib et Gamouzie »*

✱ *Mon chère M. AMINE et ma future belle famille*

✱ *Tous mes amis de l'ENSH et sans oublier mes amis de EPST*

✱ *Et à toute personne que j'ai connue et que j'ai aimée.*

ملخص :

في إطار الاستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية و ترقيتها، تعمل الدولة على تخزين أكبر كمية من المياه. لذا تقوم الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات بدراسة و بناء عدد كاف من السدود والحوجز المائية . إن هذه الدراسة تتعلق بالتقدير الدقيق للمتطلبات الهندسية والاختيار الأمثل للمنشآت و مواقعها وجميع ملحقاتها ومحيطها.

في إطار مذكرتنا هذه تناولنا دراسة تفصيلية لسد جدرة بولاية سوق أهراس والتي تتضمن عدة جوانب منها الدراسة الطبوغرافية ، جيولوجية و هيدرولوجية و دراسة للنماذج من أجل تحديد النموذج الأمثل لجسم السد الذي سننجزه و دراسة ثباته. ثم أتممنا الدراسة بتنظيم الورشة والحماية و الأمن من حوادث العمل.

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de promotion du secteur de l'hydraulique par la mobilisation de la ressource en eau, l'ANBT s'est vue attribuer la charge de réaliser des barrages, des retenues collinaires et des transferts.

Pour notre étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, les recherches que nous avons menées dans ce mémoire est une étude détaillée de la digue de oued Djedra dans la Wilaya de Souk –Ahras. Le travail consiste en une étude topographique, géologique, hydrologique et une étude des variantes pour fixer le choix du type de la digue la plus adéquate et vérifier sa stabilité. L'étude est achevée par l'organisation de chantier, la protection et la sécurité de travail.

Abstract:

Within the framework of the national strategy aimed at preserving water resource, the Algerian state works to store the largest quantity of water. Therefore, the National Agency for dams and transfers studies and builds the largest possible number of dams and small dams.

This work considers these facilities in terms of accurate estimate of the engineering requirements and choice of sites and study all the accessories and surroundings. We have made a detailed study of embankment of wadi Djedra (Souk-Ahras). We studied topographical, geological and hydrological aspects of the models in order to determine the ideal model for the body of the dam and check it stability. The complete the study, We organized the workshop and the protection and security of work accidents.

TABLEAU DES MATIERE

Introduction général

Chapitre I : Synthèse de faisabilité

Introduction	01
I.1. Situation géographique et topographique du site	01
I.2. Géologie de la zone d'étude	02
I.2.1. Stratigraphie	02
I.3. Situation géologique.....	05
I.3.1. Travaux de reconnaissances effectuées.....	05
I.3.2. Géologie du site.....	07
I.3.3. Caractéristiques mécaniques des terrains de fondation.....	09
I.3.4. Tectonique	10
I.3.5. Etude Hydrogéologique	12
I.3.6. Séismicité.....	14
I.3.7. Zone d'emprunt des matériaux.....	16
I.4. Qualité des eaux.....	20
I.5. Etude Hydrologique	21
I.5.1. Données Climatologiques.....	21
I.5.2. Conceptions de barrage et ouvrages annexes.....	22
I.5.3. Auscultation du barrage.....	23
Conclusion.....	23

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction.....	24
II.1. Bassin versant.....	24
II.1.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	24
II.1.2. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant	33
II.2. Caractéristiques climatique du bassin versant.....	37
II.2.1. Température.....	37
II.2.2. Répartition mensuelle du vent.....	37
II.2.3. L'évaporation	38
II.3. Etude des Précipitations.....	39
II.3.1. Ajustement des pluies maximales journalières.....	39
II.3.2. Choix de la loi l'ajustement.....	40
II.3.2.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	41
II.3.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale.....	43
II.3.2.3. Teste de validité de l'ajustement (Teste de Khi carrée).....	45
II.4. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	45
II.5. Etude des apports.....	49
II.5.1. Méthode par Analogie avec la station de Majerda -souk Ahras (120101)	49
II.5.1.1. La Station Hydrométrique de référence.....	49
II.5.2. Caractéristiques de l'écoulement.....	50
II.5.3. Les apports fréquents	51
II.5.4. Apport solide et estimation du volume mort.....	53

II.5.4.1. Apport solide en suspension	53
II.5.4.2 calcul du volume mort.....	54
Conclusion.....	55
II.6. Etude des crues.....	55
II.6.1. Formule utilisées pour le calcul des débits fréquentiels	55
II.6.2. Hydrogrammes des crues.....	56
II.6.3. Choix de la crue de projet.....	59
II.6.4. Choix de la crue de la crue de chantier.....	60
II.7. Régularisation	60
II.7.1. Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	61
II.7.2. Répartition mensuelle des besoins.....	61
II.7.3. Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces.....	61
II.7.4. Calcul du volume utile.....	63
II.8. Laminage des crues.....	72
II.9. Etude d'optimisation.....	80
II.9.1. La revanche.....	80
II.9.2. Le tassement.....	81
II.9.3. La largeur en crête	81
II.10. Calcul des coûts.....	82
II.10.1. Calcul du coût de la digue.....	82
II.10.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	83
II.10.3. Le coût total du barrage.....	85
Conclusion.....	86

Chapitre III : Etude des variantes

III.1. Généralités	86
III.2. les variantes à choisir.....	86
III.3. Objectif de l'étude des variantes.....	88
III.4. Définition du profil général du barrage.....	88
III.4.1. Hauteur du barrage.....	88
III.4.2. La largeur en crête.....	88
III.4.3. La longueur en crête.....	89
III.4.4. Pentes des talus.....	89
III.4.5. Les bermes.....	90
III.4.6. Revêtement de la crête et des talus de la digue.....	90
III.4.7. Etanchéité du barrage.....	92
III.4.7.1. Le noyau.....	92
III.4.7.2. Les drains.....	94
III.4.7.3. Les Filtres.....	94
III.5. Calcul du volume des différents matériaux.....	95

III.5.1. Barrage homogène en argile avec drain vertical.....	96
III.5.2. Barrage zoné a noyau d'argile.....	100
III.5.3. Barrage en enrochement avec masque en béton.....	104
III.6. Estimation du coût des variantes.....	107
Conclusion.....	107

Chapitre IV : Conception détaillé de la digue

Introduction.....	108
IV.1. Dimensionnement de la digue.....	108
IV.2 Drainage de la digue.....	110
IV.2.1 But de drainage.....	110
IV.2.2. Constitution et fonctionnement des filtres et drains.....	110
IV.2.3. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres.....	111
IV.3. Etanchéité du barrage.....	117
IV.3.1 Le noyau.....	117
IV.3.2. La clé d'étanchéité.....	117
IV.4. Calcul des infiltrations.....	118
IV.4.1. Définition.....	118
IV.4.2. Les causes des infiltrations.....	118
IV.4.3. Les conséquences des infiltrations	118
IV.4.4. Tracé de la ligne de saturation.....	119
IV.4.5. Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite).....	121
IV.4.6. Calcul des fuites à travers la fondation.....	122
IV.4.7. Barrage (digue + fondation).....	122
IV.4.8. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	122
IV.5. Calcul de stabilité.....	124
IV.5.1. Methode de calcul.....	125
IV.5.2. Principe de la méthode.....	125
IV.5.3. Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	126
IV.5.4. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	127
Conclusion.....	129

Chapitre V : Organisation de chantier

Introduction.....	130
V.1. Organisation technique de préparation.....	130
V.2. Installation de chantier.....	131
V.2.1. Définition de chantier.....	131
V.2.2. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	131
V.3. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	131
V.3.1. Installations destinées au personnel.....	132
V.3.2. Installations destinées au stockage des matériaux.....	132
V.3.3. Installations destinées à la réparation des engins.....	132
V.3.4. Installation destinée pour la préfabrication.....	132

V.4. Ordre d'exécution des travaux.....	132
V.5 Travaux de réalisation.....	132
V.5.1 Travaux de terrassements.....	132
V.5.2 Travaux d'excavations.....	133
V.5.3 Travaux secondaires.....	133
V.6 Les moyens de chantier.....	133
V.7. Planification.....	134
V.7.1 Définition.....	134
V.7.2 Techniques de la planification.....	134
V.8.programme de travaux.....	137
V.9. Détermination du chemin critique.....	141
V.10. Devis estimatif.....	141
Conclusion.....	142

Chapitre VI : Protection et sécurité du travail

Introduction.....	143
VI.1. Organisation de la prévention des accidents du travail.....	143
IV.2.Causes des accidents de travail.....	144
VI.3. Conditions dangereuses dans le chantier.....	144
VI.4. Actions dangereuses.....	145
VI.5. Mesures préventives.....	145
VI.6. Principales fonctions du service de sécurité.....	145
Conclusion.....	146
Conclusion générale	
Références bibliographiques	
Annexes	

Liste des tableaux

Tableau I.01 : Sondage réalisés en phase d'étude d'APD	06
Tableau I.02 : Récapitulatif des essais géotechniques du rocher de la fondation.....	10
Tableau I.03 : Coefficient d'accélération du séisme.....	15
Tableau I.04 : Récapitulatif des résultats des essais granulométriques.....	16
Tableau I.05 : Récapitulatif des résultats des essais Proctor normal.....	17
Tableau I.06 : Résumé des résultats géotechniques.....	18
Tableau I.07 : Résumé des résultats géotechniques (pour l'argile).....	19
Tableau I.08 : Résumé des résultats géotechniques (pour Limon).....	19
Tableau I.09 : Granulométrie de pierres cassées.....	20
Tableau I.10 : Récapitulatif des résultats de la qualité d'eau.....	21
Tableau II.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	27
Tableau II.02 : Détermination de la pente de Roche Ip.....	31
Tableau II.03: Classification du relief.....	32
Tableau II.04 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux.....	33
Tableau II.05 :Résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant.....	36
Tableau II.06 : Répartition mensuelle de la température.....	37
Tableau II.07 : Répartition mensuelle du vent en m/s.....	37
Tableau II.08. : valeurs moyennes de l'évaporation selon l'évaporateur «Colorado».....	38
Tableau II.09 : Station utilisée pour les différents calculs.....	39
Tableau II.10: Caractéristiques de la série pluviométrique (41ans).....	40
Tableau II.11 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	43
Tableau II.12 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon.....	43
Tableau II.13 : résultat de l'ajustement à la loi de Galton.....	44
Tableau II.14 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.....	44
Tableau II.15 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	46
Tableau II.16 : la pluie de courte durées et l'intensité de différentes fréquences.....	48
Tableau II.17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.....	49
Tableau II.18: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.....	50
Tableau II.19: résultat de l'ajustement à la loi normale.....	51
Tableau II.20. Comparaison des caractéristiques de la loi normale et de l'échantillon.....	52
Tableau II.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	52
Tableau II.22: Récapitulatif des pluies de courte durée pour différentes période de retour...	56
Tableau II.23 : Détermination des débits maximaux, fréquentielles par les formules empiriques.....	56
Tableau II.24: coefficient de forme de l'Hydrogrammes de crue δ	57
Tableau II.25 : Hydrogrammes de crues pour différentes période de retour.....	58
Tableau II.26 : Crues de projet recommandé.....	59
Tableau II.27: Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	61
Tableau II.28 : Répartition mensuelle des besoins en eau.....	61
Tableau II.29 : coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.....	62
Tableau II.30 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3).....	65

TableauII.31 : Les volumes des pertes dans la retenue.....	67
Tableau II.32 : Calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes.....	68
TableauII.33 : Les volumes des pertes dans la retenue.....	69
TableauII.34 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm^3).....	70
TableauII.35 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	73
TableauII.36 : Détermination de H et Q en fonction de b.....	74
TableauII.37 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	74
TableauII.38 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage.....	76
Tableau II.39 : Calcul de l'hydrogramme laminé.....	77
Tableau II.40 : Calcul de la revanche.....	80
TableauII.41: Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur de la crête.....	81
TableauII.42: Variation de la hauteur du barrage en fonction de H déversant.....	82
TableauII.43: Coût et volume de la digue.....	83
Tableau II.44: Résultats de calculs du cout du déversoir pour les différentes largeurs.....	84
TableauII.45 : Résultats de calculs du cout du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes.....	84
Tableau II.46:Récapitulatif des couts du coursier par différentes largeurs déversantes.....	85
TableauII.47 : Coût Total du barrage.....	85
Tableau II.48 : Caractéristiques du barrage.....	86
TableauIII.01 : Récapitulatif des résultats de calcule de largeur de crête.....	89
Tableau III.02 : Valeurs indicatives des fruits de talus.....	89
Tableau III.03 :Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p	91
Tableau III.04 : Epaisseur de l'enrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....	91
Tableau III.05 : Classe de l'ouvrage en fonction du type d'ouvrage.....	93
Tableau III.06 : Calcul des volumes des recharges (argile).....	96
Tableau III.07 : Calcul des volumes du rip-rap.....	97
Tableau III.08 : Calcul des volumes des graviers.....	98
Tableau III.09 : Calcul des volumes des sables.....	99
Tableau III.10 : Calcul des volumes du noyau.....	100
Tableau III.11: Volumes des recharges.....	101
Tableau III.12 : Calcul des volumes du rip-rap.....	102
Tableau III.13: Calcul des volumes des graviers.....	103
Tableau III.14 : Calcul des volumes des sables.....	103
Tableau III.15 : Calcul des volumes des recharges (enrochement).....	104
Tableau III.16 : Calcul des volumes du béton.....	105
Tableau III.17 : Calcul des volumes des graviers.....	106
Tableau III.18 : calcul des volumes des sables.....	106
Tableau III.19 : Les couts des différentes variantes étudiées.....	107
Tableau IV.01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	108
Tableau IV.02 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	109
Tableau IV.03 : Récapitulatif des résultats de la 1ère couche de filtre.....	115
Tableau IV.04 : Récapitulatif des résultats de la 2ème couche de filtre.....	115
Tableau IV.05 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	120
Tableau IV.06 : Débit de fuite à travers la digue.....	121
Tableau IV.07 : Débit de fuite de la fondation.....	122
Tableau IV.08: Débit de fuite de barrage.....	122

Tableau IV.09 : Gradient hydraulique admissible.....	123
Tableau IV.10 : Gradient d'infiltration admissible.....	123
Tableau IV.11 : Détermination du coefficient de sécurité.....	124
Tableau IV.12 : Détermination des rayons max et min en fonction de la pente du talus.....	125
Tableau IV.13 : Caractéristiques géotechniques des sols.....	128
Tableau IV.14 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	128
Tableau IV.15 : Rayon max et min pour chaque talus.....	129
Tableau IV.16 : Coefficients de sécurité pour différentes cas de fonctionnements.....	129
Tableau V.01 : Liste et symbole des opérations.....	137
Tableau V.02 : Programme des travaux pour la réalisation de barrage Djedra (Diagramme de GANTT).....	140
Tableau V.03 : Devis estimatif.....	141

Liste des figures

Figure I.01 : Localisation du barrage Djedra.....	02
Figure I.2 : Carte géologique.....	05
Figure I.03 : Carte géologique - structurale simplifié.....	11
Figure I.03: Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003.....	14
Figure II.01 : Rectangle équivalent.....	26
Figure II.02 : Répartition des courbes de niveaux.....	28
Figure II.03 : Réseau hydrographique du bassin versant.....	29
Figure II.04 : Courbe hypsométrique de l'oued Djedra.....	30
Figure II.05 : Répartition mensuelle de la température.....	37
Figure II.06 : Répartition mensuelle du vent.....	38
Figure II.07 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	39
Figure II.08 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	43
Figure II.09 : Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).....	44
Figure II.10 : Carte de situation de la station et du site.....	49
Figure II.11 : Répartitions mensuelle de l'apport moyen.....	50
Figure II.12 : Répartition mensuelle des apports 80%.....	53
Figure II.13 : L'Hydrogrammes probables en fonction de temps.....	58
Figure II.14 : l'hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 10000ans.....	60
Figure II.15 : L'hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 5ans.....	60
Figure II.16 : Courbe Hauteur –Surface.....	63
Figure II.17 : Courbe Hauteur –Capacité.....	63
Figure II.18 : 1 ^{ère} consigne d'exploitation.....	71
Figure II.19 : 2 ^{ème} consigne d'exploitation	72
Figure II.20 : Courbes $H=f(Q,q)$	75
Figure II.21 : Courbes $V=f(Q,q)$	75
Figure II.22 : Courbe caractéristique du barrage.....	76
Figure II.23 : courbe de débit entrant et débit sortant	78
Figure II.24 : courbe de débit entrant et débit sortant	78
Figure II.25 : Les différents niveaux du barrage.....	82
Figure II.26 : Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir.....	86
Figure III .01 : Barrage homogène.....	86
Figure III.02: Barrage à noyau.....	87
Figure III.03 : Barrage à masque en béton.....	87
Figure IV.01 : Principe graphique de détermination de fuseau granulométrique d'un filtre.....	113
Figure IV.02 : La ligne de saturation.....	121
Figure IV.03 : Principe du calcul de stabilité.....	125
Figure V.01 : Réseau à nœud.....	138
Figure VI.01 : Organigramme de la prévention.....	143

Liste des planches

Plans N°1: Vue en plan de la digue du barrage d'oued Djedra W.SOUK-AHRAS

Plans N°2: Coupe géologique à l'axe de la digue du barrage d'oued Djedra W.SOUK-AHRAS

Plans N°3: Coupes types des variantes du barrage d'oued Djedra W.SOUK-AHRAS

Plans N°4: Schémas de calcul de stabilité de la digue du barrage d'oued Djedra W.SOUK-AHRAS

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique à savoir agricole ou industriel, Elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente.

Pour satisfaire cette demande en eau, on a recours à la mobilisation en construisant les ouvrages hydrauliques à savoir les barrages.

C'est dans ce cadre que la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de de Souk Ahras a bénéficié d'un nombre de projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels le barrage de Djedra qui est destiné à l'approvisionnement en eau pour l'alimentation en eau potable et l'irrigation de la wilaya.

A la base de la faisabilité, une étude d'avant-projet (APD) sera établie dans ce présent travail qui va englober tous les détails constructifs du barrage de Djedra.

Nous avons étudié les variantes de barrages suivantes :

- Barrages en terre homogène
- Barrages en terre zoné avec noyau en argile lumineux
- Barrages en enrochement avec masque amont.

Le contenu comprendra cinq chapitres. Nous allons faire une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable.

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques pour le calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation, le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports, de laminage des crues, l'étude d'optimisation pour déterminer la largeur de déversoir et la charge déversante.

On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi qu'une étude détaillée de la conception, d'infiltration et de stabilité des talus.

En fin chapitre pour l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

La protection et la sécurité de travail sera traitée à la fin de mémoire.

Introduction

Dans cette partie nous allons donner une synthèse de l'étude de faisabilité faite par le bureau d'étude russe ZARUBEZH Vodostroy dans le cadre de l'étude d'avant-projet détaillée du barrage sur le site Oued Djedra dont l'objectif est de stocker les eaux provenant de l'Oued Djedra pour l'utilisation en AEP et irrigation.

I.1. Situation géographique et topographique du site

Le site de barrage est situé sur l'Oued Djedra, un des affluents de l'Oued Majarda, juste à proximité des frontières tunisiennes. Ce dernier est situé dans la commune de Souk Ahras à une trentaine de kilomètres de la ville de Souk Ahras.

Cette région présente généralement des reliefs modérés au type montagneux avec des pentes moyennes. Les altitudes les plus basses du bassin versant de l'Oued Djedra se trouvant dans le parcours aval sont de 500 - 550m et les lignes de partage des eaux au Nord et à l'Est s'élèvent jusqu'à 1300 - 1550m, le bassin versant a une forme allongée, avec un coefficient de compacité de 1,57.

Les communes limitrophes du site du barrage sont :

- ✓ Au Nord, la commune de Bouhadjar
- ✓ Au Sud, la commune de Zarouria
- ✓ Au l'Est, la commune de Sakiet Sidi Youcef
- ✓ Au West, la commune de Machroha

Le site de bassin est localisé sur la carte du ministère de la Défense Nationale Institut National de cartographie par les coordonnées du site (système de Lambert) sont :

- ✓ $X=967,25\text{Km}$
- ✓ $Y=342,25\text{Km}$
- ✓ $Z=590\text{Km}$ (lit de l'Oued)

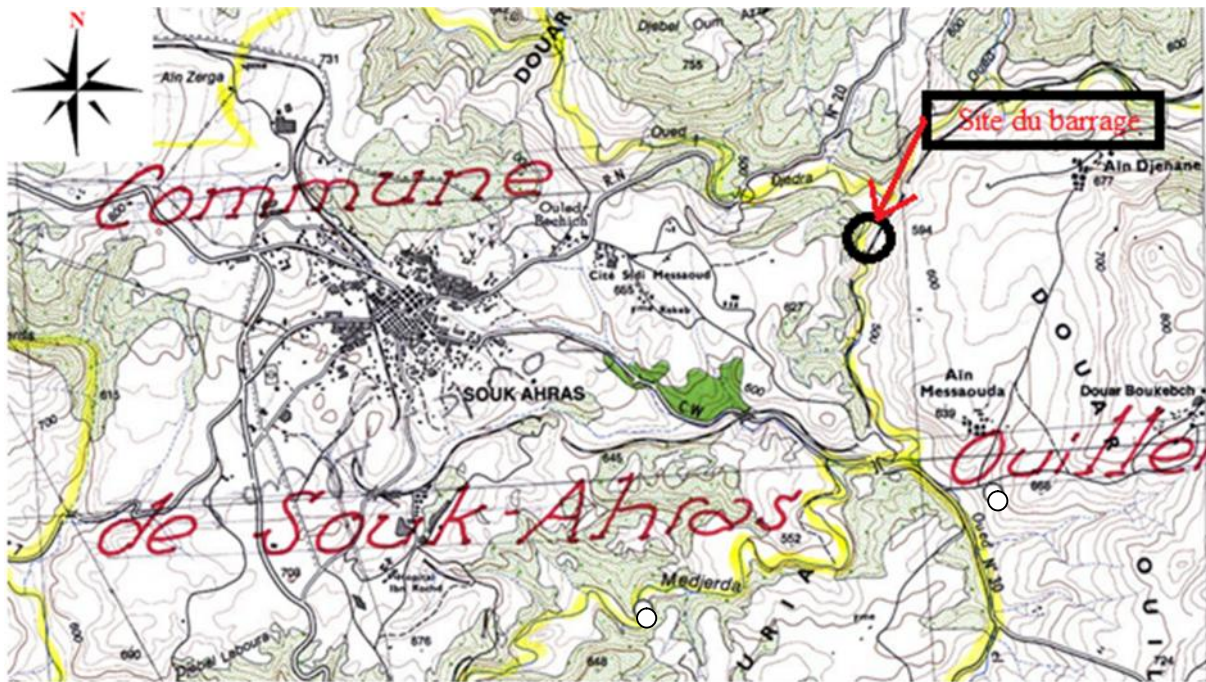


Figure I.01 : Localisation du barrage Djedra

Les relevés topographiques ont été faits à grande échelle sur une surface suffisamment étendue.

Le bassin versant de l'oued Djedra est vaste et peu profond. Sa superficie peut être chiffrée à près de 127 km² et d'un de périmètre de 61,2m.

Dans le site du barrage le bassin de l'oued Djedra est en général constitué des terrains rocheux (d'une puissance supérieure à 100m) représentés par des calcaires, marnes denses, avec des intercalations de calcite.

I.2.Géologie de la zone d'étude

Dans la zone des ouvrages en projet (barrage, retenue d'eau) sont reconnus les terrains carbonatés, marins, carbonato-terrigènes et terrigènes du Trias, Crétacé supérieur et Paléogène. Les faciès continentaux représentent les formations meubles et faiblement cimentées du Pléistocène-Holocène.

I.2.1.Stratigraphie

Sur la carte géologique à l'échelle 1:50000 parmi les terrains triasiques on a mis en relief :

✓ Formations grés-gypso-argileuses à fragments de roches variées (t) :

Il s'agit d'une formation plastique représentée par un mélange chaotique de marnes et d'argiles bariolées avec grès et gypse en moindres quantités qui renferme de petits fragments

de roches carbonatées ou terrigènes d'âge varié et, quelquefois mêmes des fragments de roches d'origine plutonique.

Dans le diapir triasique en amont de l'oued Djedra prédominent les marnes argileuses jaunes et les marnes gréseuses verdâtres. Les argiles et les marnes du diapir de la zone du site de barrage sont colorées en tons rougeâtre, violet, ocré et jaune.

✓ **Calcaires**

Les fragments et blocs de calcaires de teinte grise ou noire intercalés de marnes et de dolomies jaunes sont omniprésents dans les diapirs. Le calcaire est à grains fins, souvent dolomitisé, à texture massive affleurant sous forme lenticulaire d'une épaisseur de quelques centimètres jusqu'à 2m et plus.

✓ **Grès, argiles, marnes**

Des blocs isolés constitués de grès micacés, intercalés d'argiles bariolées et de marnes de teinte rougeâtre ou verdâtre, sont constatés dans les diapirs.

✓ **Dolomies**

Les dolomies sont généralement à grain fin, légèrement poreuses, quelques fois remarquablement litées. Les cargneules sont sous forme de blocs de teinte jaune et brune.

L'épaisseur des formations triasiques dépasse 1000m.

Les roches du Crétacé supérieur affleurant dans la vallée de l'oued Djedra sont représentées par des formations du Santonien et du Campanien.

- **Le Santonien supérieur–Campanien inférieur** (C^{4b-5a}) est représenté par les marnes et de rares bancs calcaireux. Les marnes sont argileuses de couleur grise et gris foncé avec les nuances bleuâtre ou verdâtre. Leur densité change suivant la coupe, souvent avec les couches qui contiennent les matériaux détritiques. La puissance de cette assise monotone dépasse 200m.
- **Le Campanien supérieur** se subdivise en deux séries : série inférieure (C^{5b}) représentée de préférence par des calcaires et série supérieure (C_m^{5b}) marneuse.

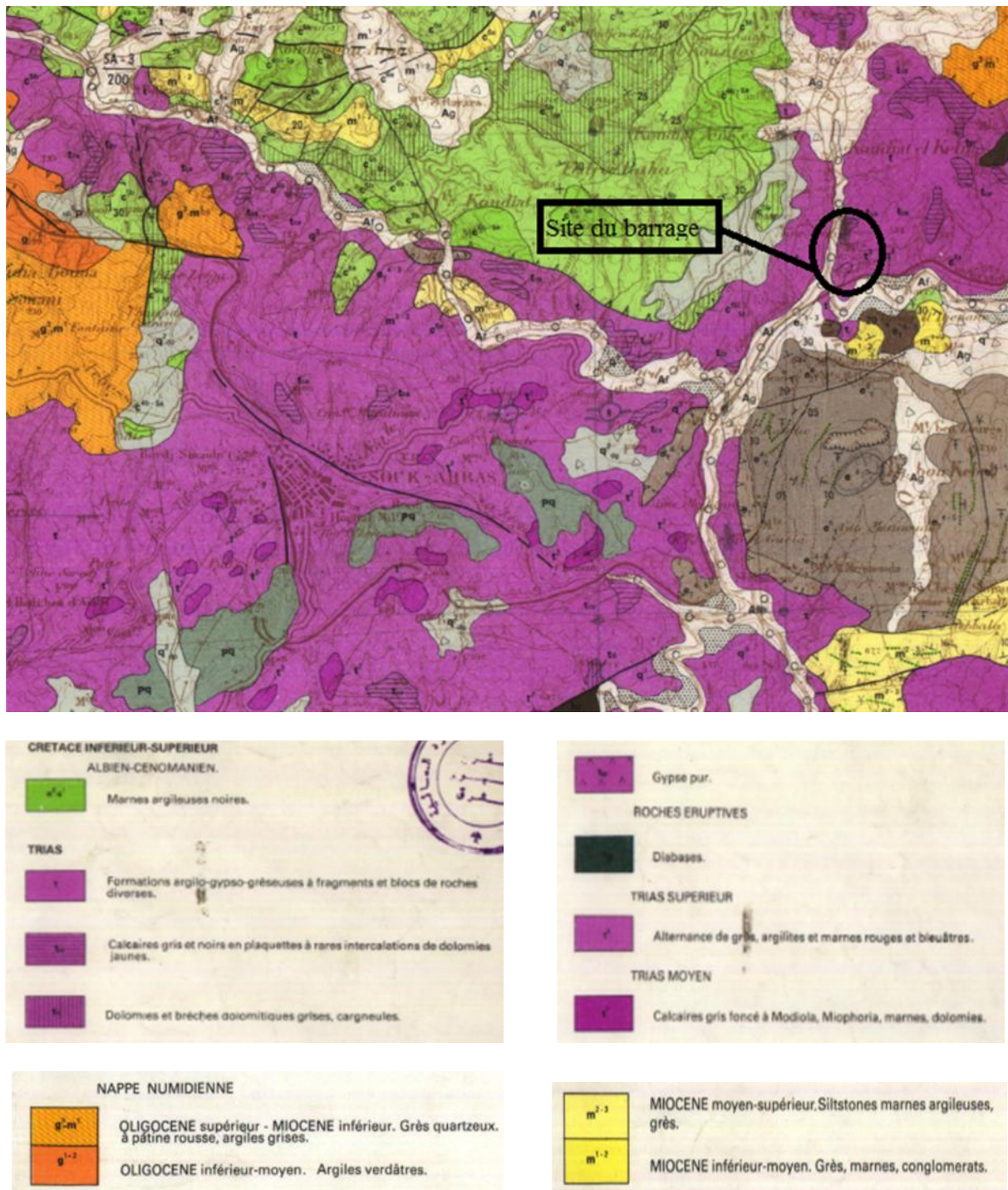
La coupe de la série inférieure est représentée par des calcaires péliteomorphes gris clair et gris à jaunâtre (la carrière de pierres est rattachée à ces calcaires) et des calcaires marneux gris clair. Les calcaires (80-95% $CaCO_3$) sont disposés sous forme de bancs massifs de 0,3 à 0,8m en alternance avec de fines couches de marnes grises (0,1m). La puissance de la série varie de 80 à 100m.

La semelle de la série supérieure est formée par un banc (10-15m) de marnes calcaireuses grises avec les couches fines de calcaires argileux. La grande partie de la coupe est représentée par des marnes argileuses gris à verdâtre avec des intercouches décimétriques de calcaires pélitomorphes argileux de couleur grise. La puissance de la série varie de 50 à 70m.

- **Les formations éocènes (e_T^{4-5})** se rencontrent localement et sont représentées par des calcaires bitumineux nummulitiques de couleur noire et brune avec des intercalations de marnes argileuses gris foncé et d'argiles pseu-do-argillitiques. Leurs affleurements rocheux sont décrits à l'endroit du site Djedra.
- **Les formations quaternaires** sont largement développées dans la vallée de l'oued Djedra. Elles se distinguent par leur genèse, rattachement géomorphologique et leur géochronologie relative.

Les formations du Quaternaire moyen supérieur sont représentées par les dépôts déluvio-gravitationnels (q_{dg}^3) ainsi que par ceux alluviaux (q_{al}^2 - q_{al}^3) formant les terrasses fluviales de l'oued Djedra. La carrière de galet est rattachée au faciès d'alluvions du Pléistocène supérieur du lit de l'oued. Les zones du développement des formations argilo-limoneuses sont rattachées au faciès d'alluvions et aux dépôts déluvio-gravitationnels.

- **Les formations contemporaines (holocènes)** sont représentées par les alluvions (Af) des cours d'eau (lit majeur et terrasses fluviales), par celles gravitationnelles-éboulis (Ag) ainsi que par les accumulations dues aux glissements (dP).



Echelle 1/50000

Figure I.2 : Carte géologique

I.3.Situation géologique

I.3.1.Travaux de reconnaissances effectuées

Les travaux de reconnaissances qui ont été réalisés pour la justification géologique de l'Avant-projet Détaillé du barrage sur l'oued Djedra, à la wilaya de Souk Ahras sont les suivants :

- Travaux in situ : l'exécution de 34 forages a été réalisés le long de l'axe de la digue avec 34 sondages carottés avec essais lugeons et Lefranc.
- Essais géotechniques de laboratoire
- Traitement des résultats des travaux in situ et de laboratoire, établissement du rapport général sur la géologie et géotechnique.

1) Sondages :

Les caractéristiques des sondages qui ont été exécutés sont résumées dans le tableau suivant, où on indique aussi les essais in situ et leur localisation par rapport à l'ouvrage.

Tableau I.01. Sondages réalisés en phase d'étude d'APD

Code du sondage	profondeur	Localisation	Essai Lefranc(n)	Essai Lugeon(n)
SD-1	78.0	Terrasse de rive droite	0	0
SD-2	70.5	Rive droite	0	2
SD-3	100.0	Rive droite	0	3
SD-4	78.0	Terrasse rive gauche	0	4
SD-5	75.0	Rive gauche	0	6
SD-6	51.0	Fond d'oued	0	5
SD-7	51.0	Fond d'oued	0	3
SD-8	100.0	Rive gauche	0	4
SD-9	97.5	Rive gauche	0	4
SD-10	81.0	Rive gauche	0	4
SD-11	81.0	Terrasse rive gauche	0	1
SD-12	40.5	Rive droite	0	3
SD-13	30.0	Rive gauche	0	1
SD-14	19.5	Rive gauche	0	2
SD-101	120.0	Terrasse rive gauche	3	19
SD-102	89.0	Rive gauche	2	15
SD-103	50.5	Rive droite	1	9
SD-104	100.0	Rive droite	2	18
SD-105	80.0	Terrasse rive gauche	2	14
SD-106	91.0	Terrasse rive droite	4	16
SD-107	80.0	Rive droite	2	13

SD-108	80.0	Rive droite	2	14
SD-109	80.0	Rive gauche	2	13
SD-110	60.0	Rive droite	1	11
SD-111	80.0	Rive droite	1	15
SD-112	72.0	Rive gauche	4	16
SD-113	80.0	Rive gauche	2	14
SD-114	80.0	Rive gauche	2	13
SD-121	15.0	Rive gauche	0	2
SD-122	15.0	Rive gauche	0	2
SD-123	15.0	Rive gauche	0	2
SD-124	15.0	Rive gauche	1	2
SD-125	30.0	Rive droite	0	5
SD-127	100.0	Terrasse de rive droite	0	19

(Source ANBT)

(n) : nombre d'essais réalisés

2) Essais in situ

Les essais sur site , soient les essais Lugeon ,Lefranc ,ont permis de caractériser le sol rocheux (marnes , marnes argileuse et calcaire marneux) et les alluvions d'oued Djedra ,en terme de caractéristiques géotechniques et de degré de perméabilité.

3) Essais de laboratoire

Les essais de laboratoire ont consisté en identification, essais de compactage, essais oedométriques et essais mécaniques.

I.3.2.Géologie du site

Le site du barrage est planté dans le rétrécissement de la vallée de l'oued Djedra à 50m en aval de son affluent Hammam, en face du mont à la côte absolue 642,0m. Selon les conditions morphologiques le site est assez favorable, La structure géologique de la vallée dans cet endroit est assez compliquée et la tectonique est bien tendue.

❖ Stratigraphie

Les formations triasiques (t) : sont les roches les plus anciennes qui se trouvent dans les limites du territoire à étudier. Elles sont représentées par des blocs de grès, de marnes, d'aérolites gris foncé cimentées par une matrice argileuse avec inclusions du gypse amorphe et cristallin (brèche tectonique).

Les roches du Crétacé supérieur dans la région du site du barrage sont représentées par les deux sous-étages :

- **Santonien supérieur – Campanien inférieur (C^{4b-5a})** est représenté, du point de vue lithologique par les marnes et marnes argileuses de couleur grise et gris foncé avec les nuances bleuâtre ou verdâtre. Ces formations sont développées sur le versant gauche de la vallée de l'oued Djedra à l'endroit du site du barrage et sur le versant droit en bief amont du barrage
- **Sous-étage inférieur du Campanien supérieur (C^{5b})** est reconnu par des calcaires marneux en plaquettes fines blanc à grisâtre et blanc avec intercouchés de calcaires en plaquettes épaisses blanc à jaunâtre.

Les formations de l'Eocène supérieur (e_T^{4-5}) sous forme d'une lamelle fine d'une longueur de 700m à peu près et de 25-160m de largeur se rencontrent sur les versants gauche et droit de la vallée à 80-100m en aval du site du barrage. Du point de vue lithologique ces formations sont représentées par des calcaires bitumineux nummulitiques de couleur brun à jaunâtre jusqu'à noir avec des intercalations de marnes argileuses et d'argiles.

Les formations du Quaternaire supérieur éluvion-gravitationnelles (q_{dg}^3) se caractérisent par un développement préférentiel qui recouvre presque totalement le versant droit et partiellement le versant gauche de la vallée de l'oued Djedra dans la zone du site. Elles sont représentées par une masse argilo-limoneuse avec les inclusions (souvent en quantité importante, jusqu'à 20-30%) de blocs, pierres cassées, arènes de calcaires nummulitiques. Leur épaisseur va jusqu'à 8,0m et 16,5 mètres.

Les alluvions du Quaternaire supérieur (q_{al}^3) participent à la formation des terrasses fluviales de l'oued Djedra sur le versant droit de la vallée et entre les oueds Djedra et Hammam. Sur le versant gauche ces alluvions sont recouvertes par une assise de formations gravitationnelles-éboulis (Ag) représentées par les blocs, graviers et galets remplis de sables et de limon. Leur épaisseur va jusqu'à 9,5m en faisant en moyenne 4-6m.

Les formations contemporaines gravitationnelles-éboulis (Ag) se subdivisent en deux différences génétiques :

- les éboulis représentés par les petits blocs, pierres cassées et arènes de calcaires marneux et de calcaires qui se développent sur les formations du Campanien supérieur (C^{5b})

- les formations déluvio-colluviennes sont représentées par des matériaux limoneux et sablo-limoneux avec de rares inclusions de pierres cassées et d'arènes de calcaires nummulitiques. Dans le cas donné le substratum est formé de marnes du Santonien supérieur – Campanien inférieur (C^{4b-5a}) à la proximité desquelles gisent les formations éocènes.

I.3.3. Caractéristiques mécaniques des terrains de fondation

L'étude de laboratoire des caractéristiques physico-mécaniques des roches formant la fondation des ouvrages a été exécutée par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction. Unité Régionale de Oued Smar et par le Laboratoire de chantier CMO-3 « Vodstroy ». Nous donnons ci-après une caractéristique des éléments géologiques bien déterminés)

1. Barrage :

Les roches mères formant la partie axiale de la fondation du barrage du point de vue lithologique ce sont les marnes gris et gris foncé.

2. Cuvette de la retenue :

La structure géologique de la cuvette de la retenue nous intéresse avant tout comme le facteur d'estimation des pertes par infiltration. Ces dernières dépendent avant tout de la lithologie, du degré de fissuration, de la puissance des roches qui forment la cuvette de la retenue.

Sur la coupe géologique suivant l'axe du barrage une assise de formations du sol semi rocheux se compose par marnes, marnes argileuse et calcaire marneux qui se reposent sur la couche de terrains gypseux triasique, recouvert par une couche d'alluvion de 10m d'épaisseur.

Tableau I.02.Récapitulatif des essais géotechniques du rocher de la fondation

Type de fondation	Structure géologique		ρ	ρ_{sech}	R_{cs}	R'_{cs}
Terrains rocheux	Eocène supérieur	Marne argileuse	2.46	2.35	197	149
		Calcaire nummulitique	2.54	2.52	393	321
	Crétacé supérieur	Calcaire marneux	2.55	2.48	363	234
	Companion supérieure	Marnes	2.44	2.35	187	132
		Marnes argileuses	2.27	2.02	14	5
	Dépôts d'éboulis		2.04	1.79	-	-
Formation argileuse	Formation gravitationnelle méboules		2.06	1.79	-	16.9
	Argiles argilitiques		2.18	1.94	-	3.6
	Formation argileuse triasique		2.11	1.90	-	-
	Trias		2.34	2.16	78	44

(Source ANBT)

Avec :

 ρ : La masse volumique en état naturel en g/cm^3 . ρ_{sech} : la masse volumique sèche. R_{CS} : Résistance à la compression simple en kg/cm^2 . R'_{CS} : Résistance en état saturé.**I.3.4. Tectonique**

Les principaux complexes des formations structurales sont ceux de crétacé-Eocène, Miocène et Pliocène quaternaire.

Le complexe de la formation structurale de :

- Crétacé-Eocène comprend les dépôts marins carbonno-terrigènes (calcaires, marnes, argiles) daté à partir du santonien supérieur jusqu'à l'Eocène inclus.
- Miocène se compose des formations orogéniques (mollasses) gisant de façon transgressive sur le complexe de crétacé-Eocène.
- Pliocène-quaternaire se compose de formations continentales de diverse genèse.

Les failles jouent le rôle important dans la structure contemporaine de la région. Elles ont largement participé dans la formation du système de plissement et de sectionnement. La plupart des failles est concentrée dans les sédiments et seulement une petite partie est

observée dans le socle. C'est une faille régionale principale Batna-Souk Ahras qui représente deux branches orientées vers N-E : la faille Medjerdah et la faille Tifech-El-Gourz. C'est le long de ces failles que les diapirs triasiques s'y sont introduits. Les déplacements le long de ces lignes se poursuivaient jusqu'à la période quaternaire. La faille principale Medjerdah reçoit sous les angles différents les failles de deuxième degré où sont formées les vallées de principaux affluents, y compris celle de l'oued Djedra.

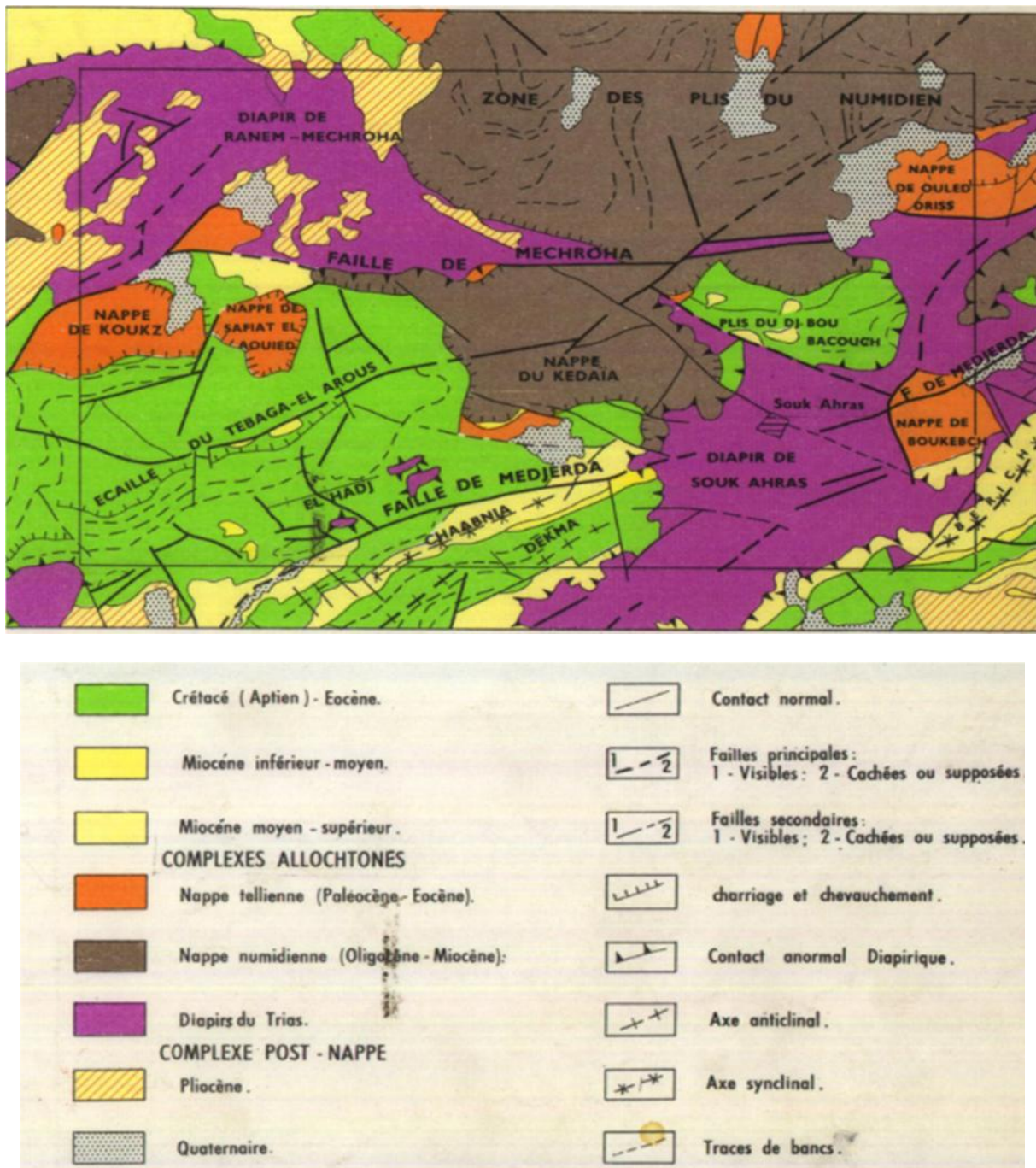


Figure I.03. Carte géologique - structurale simplifiée

I.3.5. Etude Hydrogéologique

Les conditions hydrogéologiques de l'oued Djedra sont conditionnées par sa structure géotectonique, le caractère du relief et le climat. Elles dépendent d'alternance des zones d'alimentation, du transit et de la décharge des nappes aquifères ainsi que de la présence des zones de rupture qui favorisent la venue et l'infiltration d'eau et de la présence des eaux thermales de différentes compositions chimiques.

D'après les données des travaux de reconnaissances, dans **le tronçon de la fondation du barrage I long de 140 m** présenté par une section type 1-1 généralise les caractéristiques d'infiltration de la partie gauche du barrage dans les limites de cote RN formé de roches du Santonien supérieur – Campanien inférieur (C^{4b-5a}) et de l'Eocène e_m^{4-5} . Sur ce tronçon on a observé les zones de fissuration et d'altération intense comme en témoignent les données obtenues pendant les essais dans les sondages réalisés intervalle par intervalle.

Les roches mères de la fondation de la partie centrale du barrage sont présentées par les marnes faiblement perméables. Pourtant, comme le démontrent les résultats des injections d'essai, dans la partie supérieure ces roches sont caractérisées par une filtration hétérogène due à la présence de la zone fissurée.

Pour le schéma de circuit d'infiltration on a retenu les données de calcul suivantes :

- Dans la partie supérieure de l'assise marneuse qui se trouve dans la fondation du barrage, on observe une zone d'altération qui descend à la profondeur d'à peu près 10 m avec le coefficient de filtration $K_f=0,4\text{m/jour}$.
- Dans le reste de la zone le coefficient de filtration des marnes est égal à $0,025\text{ m/jour}$.

En bief amont, dans la fondation du barrage on observe un affleurement d'une petite zone de calcaires marneux du Campanien supérieur (C^{5b}) ayant le coefficient de filtration $K_f=0,035\text{m/jour}$. En bief aval, pour l'étude sur modèle de la filtration, on a inclus trois zones aux coefficients de filtration différents. Ce sont, en général, les formations de l'Eocène (e_t^{4-5}) représentées de calcaires karstiques et fissurés dont le coefficient de filtration varie entre $0,75$ et $1,0\text{ m/jour}$.

Dans la partie inférieure de la fondation les marnes et calcaires se reposent sur les formations triasiques avec le coefficient de filtration $K_f=0,02\text{m/jour}$.

Le coefficient de filtration des petites zones d'affleurement des formations déluvio-gravitationnelles (q_{dg}^3) aux raccordements du barrage est pris égal à $K_f=0,6\text{m/jour}$.

Le tronçon de la fondation II long de 175,0 m comprend le lit de l'oued Djedra.

Une particularité caractéristique de la structure de la fondation du barrage pour cette section consiste en sa lithologie hétérogène, en présence des ruptures et des roches gypseuses à la proximité immédiate de sa fondation.

Dans la partie centrale du barrage se trouvent les roches d'une série diapirique (brèche gypseuse du Trias) qui plongent sous forme d'une bande large sous les marnes calcaireuses à peu près 15 m jusqu'à la fondation du barrage en sa partie centrale.

Dans la fondation du talus aval, sous la couche de marnes calcaireuses de 15 m d'épaisseur se trouvent les calcaires éocènes au coefficient de filtration $K_f=0,75\text{m/jour}$.

Du côté du bief amont et dans la partie supérieure de la fondation du barrage on observe les calcaires marneux qui ont, dans leur partie supérieure, une zone décompactée avec le coefficient de filtration $K_f=0,4\text{m/jour}$, dans le massif principal le coefficient de filtration est égal à $K_f=0,04\text{ m/jour}$. En bief aval il y a également un petit tronçon de marnes argileuses avec le coefficient de filtration $K_f=0,02\text{ m/jour}$.

Les alluvions fluviales présentées de graviers et de galets remplis de sables sont développées sur les deux épaulements du barrage. Leur épaisseur est de 5 à 8 m avec le coefficient de filtration $K_f=10\text{ m/jour}$.

Le tronçon III de 135 m de longueur fait partie du talus droit du barrage formé de roches du Santonien supérieur – Campanien inférieur (C^{4b-5a}). Les calcaires marneux qui y prédominent se reposent sur les formations triasiques.

Dans l'assise marneuse il existe une zone broyée de 10 m d'épaisseur avec le coefficient de filtration des marnes $K_f=0,4\text{ m/jour}$ (SD-103). Dans la partie restante le coefficient de filtration des marnes est égal à $K_f=0,04\text{ m/jour}$.

En bief aval, les roches mères sont recouvertes de formations colluvio-déluvienne représentées d'argiles et de limons avec inclusions de pierres cassées et de blocs. La puissance de ces formations est à peu près 15 m, le coefficient de filtration étant égal à $K_f=0,6\text{ m/jour}$. Sous ces formations se trouvent les calcaires éocènes qui se caractérisent par une bonne perméabilité avec une valeur moyenne du coefficient de filtration $K_f=0,75\text{ m/jour}$.

Dans la partie inférieure du barrage on observe les roches gypseuses du Trias avec le coefficient de filtration $K_f=0,02\text{ m/jour}$.

I.3.6. Séismicité

- Le site de barrage Djedra situé dans la zone saharienne de formation structurale appartient à la zone **I** comprenant :
- La région de Constantine qui est proche de la zone d'étude se trouve dans la zone de la haute activité sismique est conditionnée par la faille tectonique active ainsi que la région de Guelma dont l'intensité sismique de calcul doit être égale : $I_0=IX$ degrés
- L'intensité sismique de calcul doit être prise égale à **VII** degrés (échelle de Mercalli), ce qui correspond à 5,2 degrés de l'échelle de Richter, La présence de la rupture tectonique au site du barrage (contact tectonique d'une structure plissée «Bou-Bakouch» (bord gauche de la vallée) et du massif diapirique du Trias «Souk-Ahras» (bord droit)
- La présence dans la fondation du barrage d'une couche d'alluvions (graviers et galets du Quaternaire) de 10 à 15m d'épaisseur. Conformément aux normes russes SNiP II-7-81 c'est une raison pour augmenter la séismicité de calcul de 1 point par rapport à la séismicité de fond du chantier.
- La présence dans la fondation des terrains fissurés gypseux avec des karsts éventuels qui est un facteur important pour une inondation profonde des terrains de fondation ce qui conduira ultérieurement à la diminution des caractéristiques de résistance des roches remplissant la zone de faille, aux déplacements éventuels des massifs de rocher suivant la faille lors de la mise en eau de la retenue et, par conséquent, à l'action sismique de haut degré.

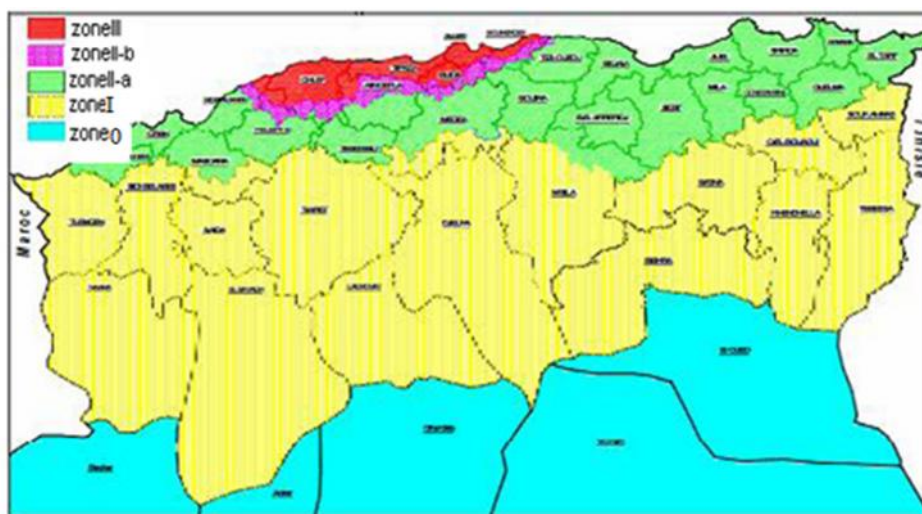


Figure I.03 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003

Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrage :

Tableau I.03. Coefficient d'accélération du séisme.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

La valeur d'accélération au sol de 0.10g pour le séisme de projet.

I.3.7.Zone d'emprunt des matériaux**I.3.7.1.Puits dans la zone d'emprunt :**

Les tableaux suivants récapitulent les résultats des essais géotechniques des puits.

Tableau I.04. Récapitulatif des résultats des essais granulométriques

puits	profondeur	Granulométrie(%)											
		cailloux	gravier		sable					Silt		Argile	
		Sup a 10	10-5	5-2	2-1	1-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05	0.05-0.01	0.01-0.005	0.005-0.002	Inf. à 0.002
PD-1	0.5-1.0	-	-	1	2	1	1	1	4	15	7	10	58
PD-2	1.5-2.0	-	-	-	-	-	-	-	15	40	8	8	29
PD-1B	1.0-3.5	18	5	4	3	3	3	4	4	14	8	6	28
PD-2B	1.0-3.5	12	3	5	2	2	4	6	2	11	7	6	40
PD-3B	1.0-3.5	-	1	1	1	1	1	2	6	17	5	9	57
PD-3	0.5-1.5	-	-	1	2	1	1	1	7	27	8	8	44

(Source ANBT)

Tableau I.05. Récapitulatif des résultats des essais Proctor normal

Puits	profondeur	$\gamma_s(\text{g/cm}^3)$	n(%)	e	W_L	W_P	I_P	W_{opt}	γ_{max}	$\gamma_{d,\text{max}}$
PD-1	0.5-1.0	2.7	40.7	68.8	51	23	28	22.5	1.96	1.6
PD-2	1.5-2.0	2.7	39.8	65.6	57	24	33	20	1.96	1.63
PD-1B	1.0-3.5	2.69	38.3	62.0	55	34.3	20.7	19.1	1.98	1.66
PD-2B	1.0-3.5	2.68	35.8	55.8	55	31	24	18	2.03	1.72
PD-3B	1.0-3.5	2.71	39.9	66.3	52	31.1	20.9	22.2	1.99	1.63
PD-3	0.5-1.5	2.70	35.8	55.2	31	16	15	16.5	2.7	1.74

(Source ANBT)

I.3.7.2. Matériaux de constructions

Pour la caractérisation géotechnique des matériaux de construction, on a pris en considération les résultats des études réalisées dans le cadre de l'étude d'Avant-Projet Détaillé ; dans le cadre du présent rapport, on prendra en considération les résultats des essais réalisés pour les suivants matériaux de construction :

❖ Carrière de pierres :

Cette carrière se situe à 1,5 km en amont du barrage suivant la vallée de l'oued Hammam et elle est rattachée aux formations du Campanien supérieur-Crétacé supérieur, à la structure synclinale partiellement érodée dont le noyau est représenté par les marnes argileuses et marno-calcaires (C^{5b}_m) de couleur gris foncé.

Tableau I.06.Résumé des résultats géotechniques.

Paramètres	symbole	unité	La valeur
Calcaires			
La masse volumique	ρ	g/cm^3	2,56
La masse volumique sèche	ρ_d	g/cm^3	2,54
La porosité	n	%	5,6
L'indice de vide	e	%	6
limite de résistance à la compression simple	R_{CS}	kg/cm^2	782
Calcaires marneux			
La masse volumique	ρ	g/cm^3	2,57
La masse volumique sèche	ρ_d	g/cm^3	2,52
limite de résistance à la compression simple fait	R_{CS}	kg/cm^2	342
cisaillement simple : Les valeurs normatives (CU) :			
-angle de frottement interne	φ	degré	25
-La cohésion	C	kg/cm^2	0, 55

❖ **Carrière de terrains cohérents :**

Les formations argilo-limoneuses cohérents qu'on pourrait utiliser pour les éléments d'étanchéité du barrage, sont développées dans la vallée de l'oued Djedra d'une manière restreinte. Elles se rencontrent sous forme de zones limitées (fragments de terrasses) rattachées aux formations délovions- colluviennes de l'Holocène- Pléistocène ($Ag-q^3_{dg}$) et d'enveloppe qui recouvre les formations alluviales du Pléistocène supérieur (q^3_{al}).

Tableau I.07. Résumé des résultats géotechniques (pour l'argile).

Paramètres	symbole	unité	La valeur
la teneur en eau optimale	W_{opt}	%	18,0-22,5
La teneur en eau à la limite de fluidité	W_L	%	0,540
la teneur en eau à la limite de plasticité	W_P	%	0,267
L'indice de plasticité	I_P	%	0,253
la densité moyenne sèche	ρ_d	g/cm ³	1,65
cisaillement simple ; Les valeurs normatives (CU) : -angle de frottement interne -La cohésion	φ	degré	15
	C	kg/cm ²	0,26

Tableau I.08. Résumé des résultats géotechniques (pour Limon).

Paramètres	symbole	unité	La valeur
la densité moyenne sèche	ρ_d	g/cm ³	1,74
la teneur en eau optimale	W_{opt}	%	16,5
La teneur en eau à la limite de fluidité	W_L	%	0,31
la teneur en eau à la limite de plasticité	W_P	%	0,16
L'indice de plasticité	I_P	%	0,15
cisaillement simple ; Les valeurs normatives (CU) : -angle de frottement -La cohésion	φ	degré	19
	C	kg/cm ²	1,13

❖ Carrière de galets :

La carrière de galets est située à 150m en amont de l'oued Djedra à partir du confluent avec l'oued Hammam. Elle se rattache au lit et à la première terrasse fluviale de l'oued Djedra formés de dépôts alluviaux de l'Holocène-Pléistocène supérieur (Af-q³_{al}).

Du point de vue granulométrique ce sont les galets (teneur en particules plus de 10mm dépasse 50%), avec les inclusions, parfois en quantité importante (20-30%), de blocs remplis de sable et gravier et plus rarement de gravier et limons sableux. La pétrographie des blocs et des galets est suivante : les grès quartzeux et feldspathiques sont en quantité prédominante, les calcaires pélitomorphes de couleur blanche et grise se rencontrent en quantité un peu moins,

les calcaires brunâtres marneux et nummulitiques sont présentés en quantité insignifiante, parfois on rencontre les blocs de brèche triasique qui se caractérisent par une texture caverneuse due au lessivage du gypse sous l'effet des eaux de pluies et d'oued.

❖ Pierres cassées et sable pour la fabrication du béton

Les besoins en pierres cassées pour la fabrication du béton font à peu près 40-50 mille m³.

On suppose de les obtenir à partir des calcaires provenant de la carrière de pierres (Etage Campanien, sous-étage supérieur - C^{5b}). Les calcaires sont denses, de couleur gris à jaunâtre, en plaquettes fines et grosses.

Tableau I.09. Granulométrie de pierres cassées.

Dimensions des fractions en mm, teneur en %			
30-20(mm)	20-10(mm)	10-5(mm)	moins 5
20,1%	44,4%	21,3%	14,2 %

I.4. Qualité des eaux

Les cours d'eau du bassin de l'oued Madjerda sont caractérisés par l'augmentation de la minéralisation, de la concentration des ions principaux dès la source vers l'embouchure. La variabilité de la composition chimique de l'écoulement fluvial à l'intérieur de l'année est conditionnée par le rapport des composantes d'alimentation des oueds (eaux superficielles/eaux souterraines). Pendant la période sèche (l'été), quand l'écoulement se forme à partir des eaux de terrains et des eaux souterraines en charge, on constate un dépassement de concentrations des impuretés par rapport aux mêmes indices pendant la période humide (la crue automne/hiver).

Tableau I.10. Récapitulatif des résultats de la qualité d'eau

date	température	Unité de mesure	Résidu sec	anion			Cation			
				HCO ₃	Cl	SO ₄	Ca	Mg	Na	K
3-11-1998	16	Mg/l	784	207	150	210	70	40	94	12
24-02-2001	14	Mg/l	960	250	115	200	130	28	97	4
19-05-2003	20	Mg/l	914	256	150	278	150	18	114	6

Matière organique et MES				Azote et phosphate				PH
MOdO ₂	DCO	oxygen dissolu	MES	NH ₄	NO ₃	NO ₂	PO ₄	
9.9	56	0	40	0.6	10	0.05	0	7.9
12.6	38	10.7	30	0.65	8	0	0.5	8.1
11.8	43	9.5	140	0	6	0.015	0.6	8.9

(Source ANBT)

I.5. Etude Hydrologique

L'étude hydrologique a permis de définir les paramètres hydrologiques utiles pour le projet du barrage Djedra sur l'oued Djedra.

Les principaux résultats de l'étude hydrologique du bassin versant Djedra :

- ✓ superficie du bassin versant (km) 127
- ✓ apport liquides (hm³/an) 26.5
- ✓ Débit de crue de projet (Q_{0,01%})(m³/s) 920.85
- ✓ Volume mort(Hm³) 3.5

I.5.1. Données Climatologiques

1-pluviosité :

La pluviosité est estimée par rapport au poste météorologique des Souk-Ahras de code 120101.

2-Température :

La température moyenne annuelle sur le bassin versant est de 14,8°C°. Les valeurs mensuelles maximales moyennes sont respectivement de 24°C°, et 7°C°. Le mois de janvier présente les plus basses températures, alors que les mois de juillet et août sont les mois les plus chauds.

3-Humidité :

L'humidité relative moyenne annuelle dans cette région est d'environ 69%. Les valeurs extrêmes seraient alors atteintes en décembre (77%) et en juillet –aout (58%).

4-Vents :

La vitesse annuelle moyenne du vent dans la région du bassin versant de Djedra est de 3,4m/s. Cette vitesse est plutôt constatée à la cour de l'année, oscillant entre 2,8 et 4,1m/s. les directions préférentielles sont le Nord et le Sud-ouest, mais varient du Sud au Nord-Est en sens horaire.

I.5.2.Conceptions de barrage et ouvrages annexes**1. Barrage :**

Au stade de l'étude des variantes dans l'étude de faisabilité le bureau d'études russe a proposé les variantes suivantes :

- Barrage homogène en argile.
- barrages en enrochement avec masque en béton armé.
- barrages zoné à noyau d'argile.

2. Evacuateur des crues :

Au stade de l'Etude des variantes de passage des débits de crue on examine les variantes d'évacuateur de crue de surface et en souterrain.

L'évacuateur de crue en souterrain, à raison des conditions topographiques et géologiques, peut être construit sur la rive droite.

Pour l'évacuateur de crue de surface on a examiné la possibilité de construction sur la rive droite tout comme sur la rive gauche.

3. Prise d'eau :

La prise d'eau en tour de section semi-circulaire est posée sur un bloc massif de la fondation et liée rigidement avec le puits de l'évacuateur qui se situe en aval. L'épaisseur des murs de la tour de prise d'eau varie de 0,8 m en haut à 1,3 m en bas de la tour. La cote du haut de la tour de prise d'eau est de 560,0 m. Entre la rive et la tour de prise d'eau on a prévu la construction d'une passerelle de service. La prise d'eau peut s'effectuer à partir de 4 niveaux : 552,0; 541,0; 530,0; 519,0. Chacune de ces cotes aura deux ouvertures de prise d'eau de 1 × 1m de dimension. Les ouvertures sont munies de grilles de protection contre les déchets.

4. Vidange du fond :

La vidange de fond est dimensionnée pour vider la retenue en 10 jours en cas d'urgence. Elle sert également à purger de temps en temps les sédiments qui s'accumuleront au pied des prises et la vidange de fond afin d'augmenter la pérennité de ces organes (envasement).

I.5.3. Auscultation du barrage

Le système d'auscultation prévu est adapté au type et aux dimensions de l'ouvrage. Il tient compte aussi de l'environnement de l'aménagement et des conditions d'exploitation

Toutes les mesures doivent être réalisées par du personnel compétent, formé à l'utilisation des divers instruments d'auscultation, elles sont consignées et envoyées au plus à un organisme compétent pour leur suivi, leur analyse et leur évaluation.

Conclusion

La synthèse de faisabilité est un élément indispensable à l'élaboration du mémoire de fin d'étude car elle donne un aperçu global sur les diverses caractéristiques à prendre en compte dans le choix du type du barrage, ainsi que la géologie de la fondation et l'hydrogéologie du bassin versant, pour notre cas toutes les conditions font appel à la réalisation d'un barrage en terre.

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions d'écoulement d'une part, et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger l'ouvrage hydraulique. Les analyses peuvent être basées sur les statistiques si l'on dispose déjà d'un échantillon d'observations de mesures du site étudié.

II.1. Bassin versant

Le bassin versant d'un oued au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par un exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

II.1.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Les paramètres physiographiques ont été estimés en se basant sur les cartes d'état-major (1/25000), après avoir été scannées et numérisées.

a) Caractéristiques physiographiques du bassin versant

Les paramètres physiographiques étudiés du bassin versant sont définis comme suit :

❖ Surface du bassin versant

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S = 127 \text{ Km}$$

❖ Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant mesuré est de :

$$P=61,2\text{km}$$

❖ **Longueur du talweg principal**

La longueur du thalweg principal a pour valeur :

$$L = 5 \text{ km}$$

b) Caractéristiques hydromorphologiques❖ **Indice de compacité de Gravelius "Kc"**

Cet indice caractérise la forme du bassin versant. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

$$Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II.1)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

KC : indice de Gravelius

$$KC = 1,52$$

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme du bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux seront courts. Elle sera allongée dans le cas contraire.

-si $Kc = 1 \Rightarrow$ bassin parfaitement circularisé

-si $KC = 1.128 \Rightarrow$ bassin ramassé

-si $KC > 1.128 \Rightarrow$ bassin allongé

Selon la valeur de $KC = 1,52$ on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

❖ **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = L^2/S \dots\dots\dots (II.2)$$

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

$$C_a = 0,19$$

❖ **Rectangle équivalent**

Le rectangle équivalent est défini comme le rectangle de longueur (L) et de largeur (l) qui a la même surface (s), même périmètre (p), même indice de compacité (Kc) et même hypsométrie que le bassin versant étudié.

Ce périmètre permet la comparaison facile du bassin entre eux du point de vue de l'influence de leur caractéristique sur la courbe ; d'où les dimensions rectangles équivalentes qui sont :

- Longueur du rectangle équivalent

$$L_r = \frac{kc\sqrt{s}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II.3)$$

$$L_r = 25,63 \text{ Km}$$

- Largeur du rectangle équivalent

$$l_r = \frac{kc\sqrt{s}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II.4)$$

$$l_r = 4,94 \text{ km}$$

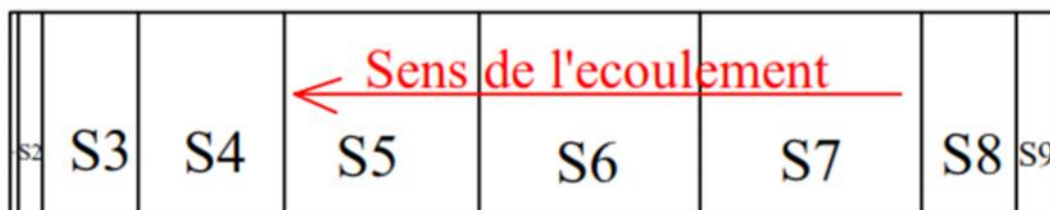


Figure II.01 : Rectangle équivalent

❖ Hypsométrie du bassin versant

-Le relief

Le relief est un facteur essentiel, il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation.

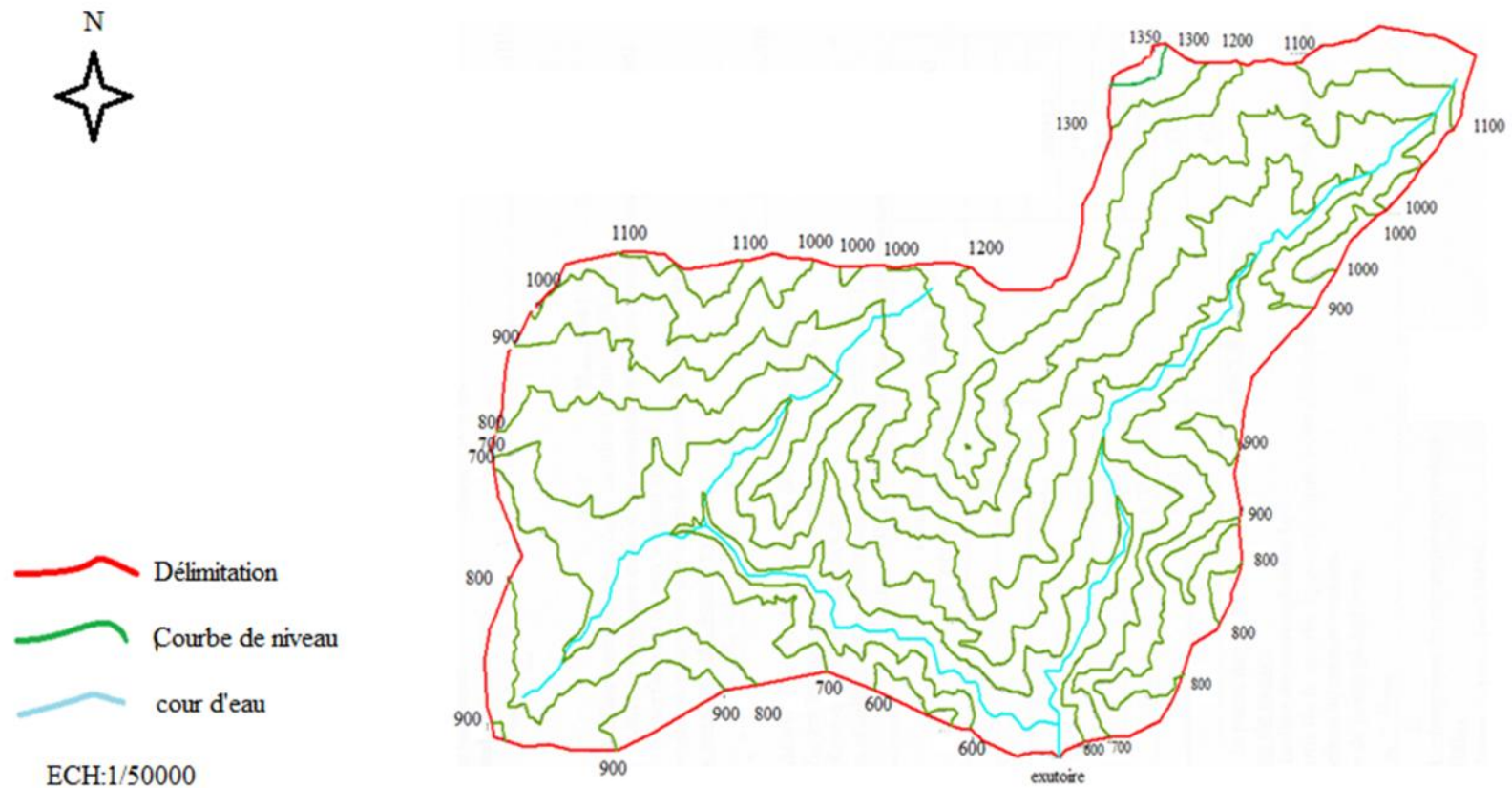
C'est un élément capital dans le comportement hydrologiques d'un bassin .le but cherché ici est la détermination de la classe de relief .la hauteur moyenne et le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau.

La courbe hypsométrique est tracée après avoir planimètre les surface partielles comprises entre les courbes de niveau successives.

On obtient les résultats suivants (voir tableau II.1).

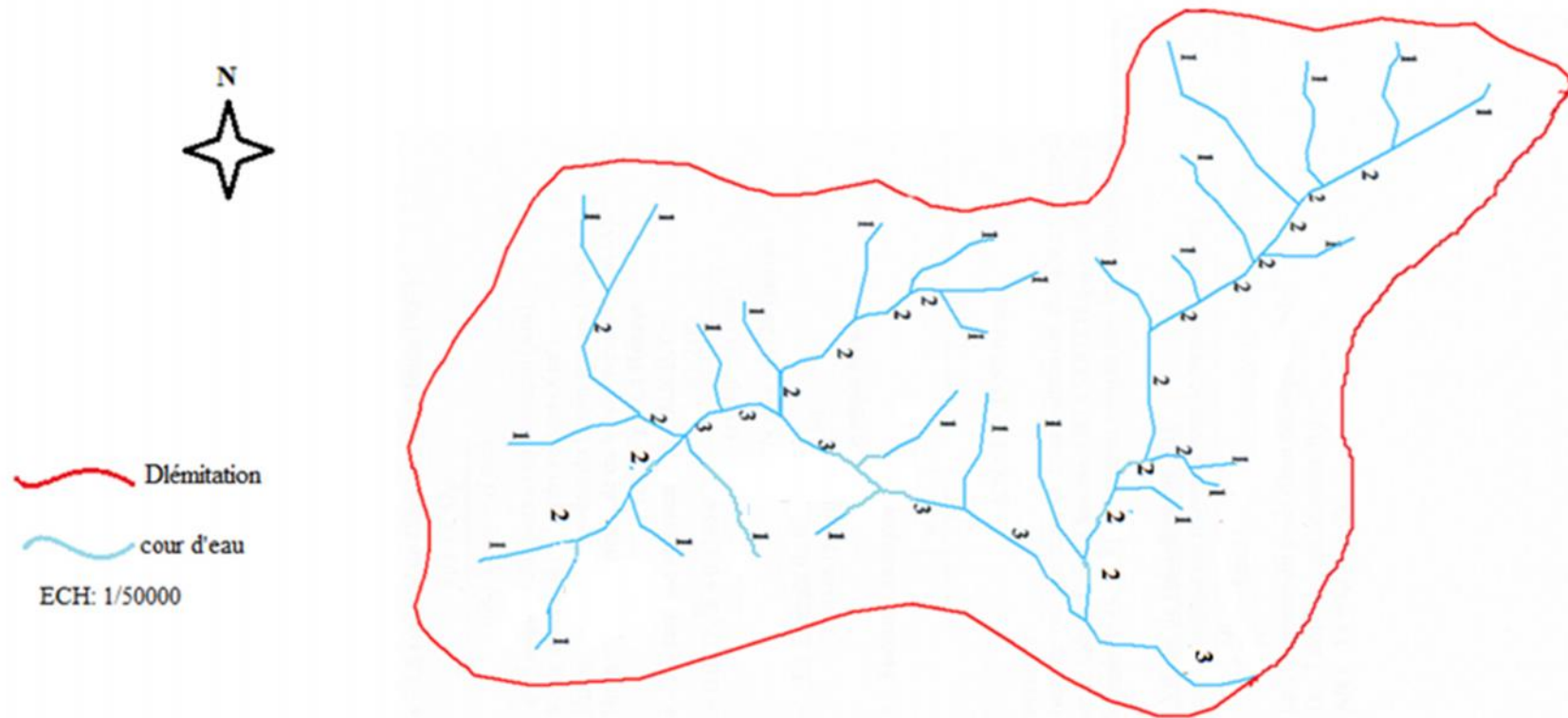
TableauII.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude(m)	$S_i(Km^2)$	$H_i(m)$	$S_i(\%)$	$S_i(\%)$ cumulée
1350-1300	1,01	1325	0,8	0,8
1300-1200	2,92	1250	2,3	3,1
1200-1100	11,68	1150	9,2	12,3
1100-1000	17,78	1050	14	26,3
1000-900	23,62	950	18,6	44,9
900-800	26,79	850	21,1	66,0
800-700	26,92	750	21,2	87,2
700-600	11,55	650	9,1	96,3
600-500	4,69	550	3,7	100



Source synthèse de faisabilité

Figure II.02 : Répartition des courbes de niveaux



Source synthèse de faisabilité

Figure II.03 : Réseau hydrographique du bassin versant

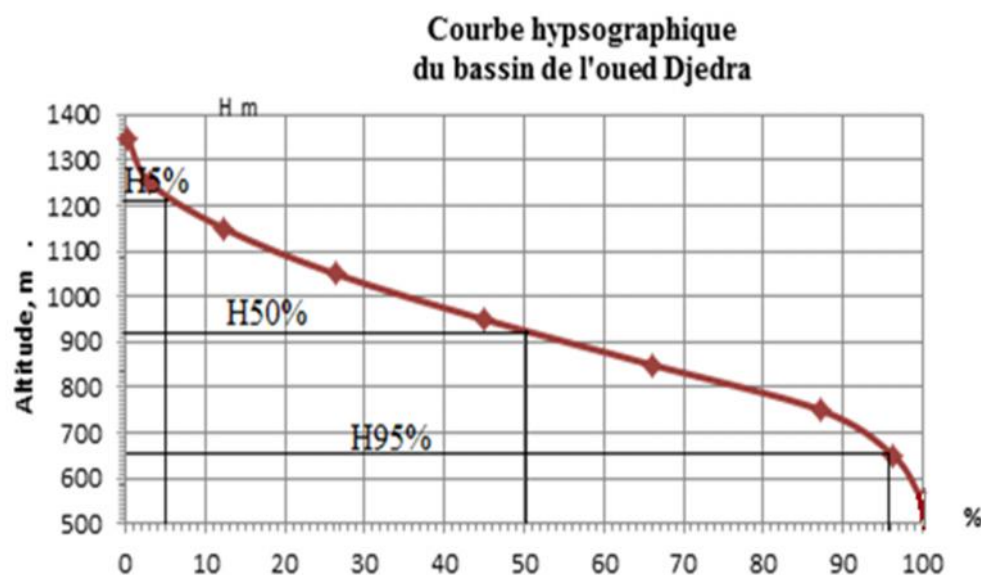


Figure II.04 : Courbe hypsométrique de l'oued Djedra

❖ Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à celle lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique on a :

$$H_{\text{med}} = H_{50\%} = 920 \text{ m.}$$

❖ Altitude moyenne

L'altitude moyenne H_m est calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum SiHi}{S} \dots\dots\dots (II.5)$$

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2)

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m)

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$H_{\text{moy}} = 710 \text{ m}$$

❖ Les indices des pentes

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et permettre ainsi des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

1. Indice de pente de roche

.l'indice de pente de M.ROCHE sert à déterminer la pente moyenne avec les données réelles du bassin versant.

Il est déterminé par la formule suivante :

$$Ip = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{AiDi} \dots\dots\dots (II.6)$$

Ou : **L** : longueur du rectangle équivalent du bassin versant (m).

A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

Les résultats sont enregistrés dans le tableau suivant :

Tableau II.02.Détermination de la pente de Roche I_p

Altitude (m)	$D_i = H_i - H_{i-1}$ (m)	S_i (km)	$A_i = S_i/S$ (%)	<u>$\sum S_i \cdot A_i$</u>
1350-1300	50	1,01	0,79	6,28
1300-1200	100	2,92	2,29	15,13
1200-1100	100	11,68	9,19	30,31
1100-1000	100	17,78	14	37,41
1000-900	100	23,62	18,59	43,11
900-800	100	26,79	21,09	45,92
800-700	100	26,92	21,19	46,03
700-600	100	11,55	9,09	30,14
600-500	100	4,69	3,69	19,20
Somme		127	100	273,53

$$Ip = 1,70$$

2. Indice de pente globale I_g :

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (II.7)$$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

D = Dénivelée entre H5% et H95% tel que :

$$D = H5\% - H95\%$$

Avec:

$$H5\% = 1210m$$

$$H95\% = 665m$$

$$L = 25,63 \text{ Km}$$

Tableau II.03: Classification du relief

Relief		Ig
1	Très faible	$Ig < 0.002$
2	Faible	$0.002 < Ig < 0.005$
3	Assez faible	$0.005 < Ig < 0.01$
4	Modéré	$0.01 < Ig < 0.02$
5	Assez modéré	$0.02 < Ig < 0.05$
6	Fort	$0.05 < Ig < 0.1$
7	Très fort	$0.05 < Ig$

$$Ig = \frac{1210 - 665}{2563} = 0.02 \text{ , donc notre relief est modéré.}$$

3. Indice de pente moyenne Ipm

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle Équivalent. Il est donné par la formule suivante :

$$Ipm = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (II.8)$$

$$Ipm = 3,31\%$$

❖ Pente moyenne du bassin versant

Il est donné par la formule suivante :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H (0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots (II.9)$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1, L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux L en (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²).

Tableau I.04 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux

N°	Courbe	ΔH	Longueur (km)
1	500	100	63,7
2	600		57,15
3	700		101,35
4	800		113,42
5	900		137,5
6	1000		127,6
7	1100		92,85
8	1200		112,39
9	1300		66,31
10	1350		81,71

La pente moyenne du bassin est : $I_{\text{moy}} = 7.26\%$

II.1.2. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant

❖ Le réseau hydrographique

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne.

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

❖ Densité de drainage

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « L_t », du bassin versant, à la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface, elle est exprimée en Km/Km^2 .

$$Dd = \frac{\sum L_t}{S} \dots\dots\dots (II.10)$$

$\sum L_t$: Longueur totale des talwegs de tous les ordres (Km) = 52.56 km

S : surface du bassin versant (Km²).

$$D_d = 0.413 \text{ km/km}^2$$

❖ **Densité du thalweg élémentaire**

$$F_i = \frac{N}{S} \dots\dots\dots (II.11)$$

N1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N1=28

S : Superficie du bassin versant.

$$F_i = 0.22$$

❖ **Coefficient de torrentialité**

Le coefficient de torrentialité est calculé par l'expression suivante :

$$C_t = D_d \cdot F_i \dots\dots\dots (II.12)$$

$$C_t = 0.091$$

❖ **La longueur moyenne des versants**

$$L_v = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (II.13)$$

Dd : densité de drainage en Km/Km²

L : longueur de rectangle équivalent en Km

$$L = 31.02 \text{ km}$$

❖ **La pente moyenne de cours d'eau principale**

La pente moyenne du bassin d'Oued Djedra est calculée selon la relation suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (II.14)$$

ΔH : Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.

ΔL : La distance entre ces deux points.

$$I = 2,4\%$$

❖ **Temps de concentration du bassin versant t_c**

Définition : Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C'est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire. C'est une caractéristique importante de tout bassin versant.

➤ **Formule de GIANDOTTI (1937)** soit :

Le temps de concentration est calculé comme suit :

$$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (II.15)$$

Avec :

S : surface du bassin versant (Km²) ;

Lcp : longueur de cours d'eau principal (Km) ;

Lcp = 5 Km.

Tc : temps de concentrations exprimé en heure

Hmoy : altitude moyenne (m) ;

Hmin : altitude minimale (m) ;

$$T_c = 4.5 \text{ heures.}$$

❖ **Vitesse de ruissellement**

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_C} \dots\dots\dots (II.16).$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

Tc : Temps de concentration (h)

$$V_r = 1.11 \text{ km/h}$$

Tableau II.05 : Résultats de calcul des caractéristiques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	127
Périmètre		P	Km	61,2
Longueur du thalweg Principal		L	Km	5
Indice de compacité		K _C	-	1,52
Coefficient d'allongement		C _a	-	0,19
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	Km	25,63
	Largeur	l _r	Km	4,94
altitudes	Maximale	H _{max}	M	1350
	Moyenne	H _{moy}	M	720
	Médiane	H _{med}	M	920
	Minimale	H _{min}	M	500
Indice de pente de Roche		I _p	%	1,70
Indice de pente globale		I _g	%	21,26
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	3,31
Densité de drainage		D _d	Km/km ²	0,94
Coefficient de torrencialité		C _t	-	0.091
Temps de concentration		T _c	H	4.5
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	1.11

II.2.Caractéristiques climatique du bassin versant

II.2.1.Température

La température moyenne annuelle sur le bassin versant est de 14,8°C. Le mois de janvier présente la plus basse température, alors que les mois de juillet et août sont les mois les plus chauds.

Tableau II.06 : répartition mensuelle de la température.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Année
T(°c)	21	16	11	7,5	7	8,5	9	12,5	16	21	24	24	14,8

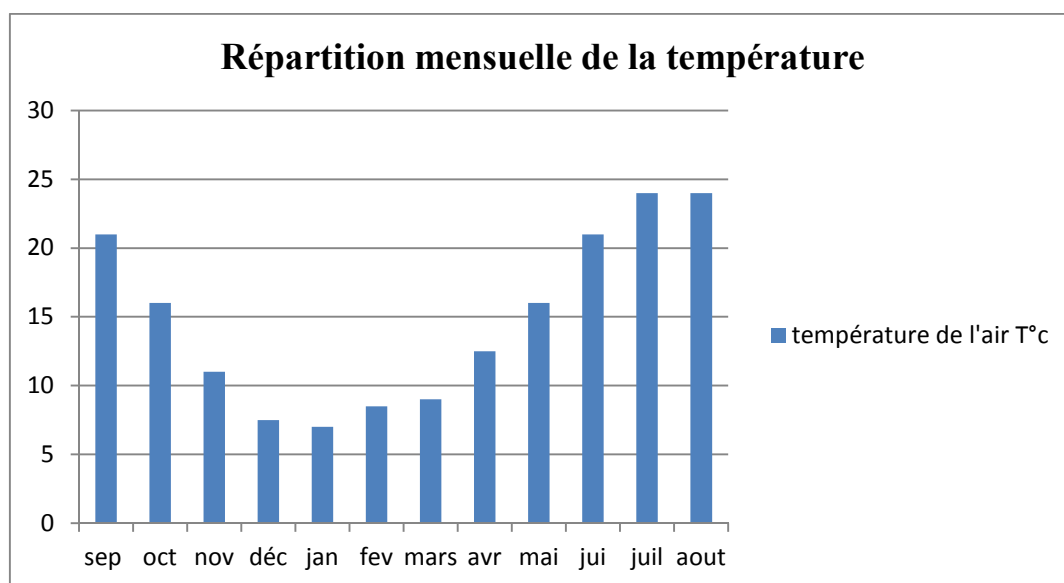


Figure II.05 : Répartition mensuelle de la température

II.2.2. Répartition mensuelle du vent

La vitesse annuelle moyenne du vent dans la région du bassin versant de Djedra est de 3,4m/s. Les directions préférentielles sont le Nord et le Sud-ouest, mais varient du Sud au Nord-Est en sens horaire.

Tableau II.07 : Répartition mensuelle du vent en m/s

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout
V(m/s)	3,4	3,8	4,1	3,9	3,2	3,4	3,4	3,1	3,4	2,8	3,2	3,6

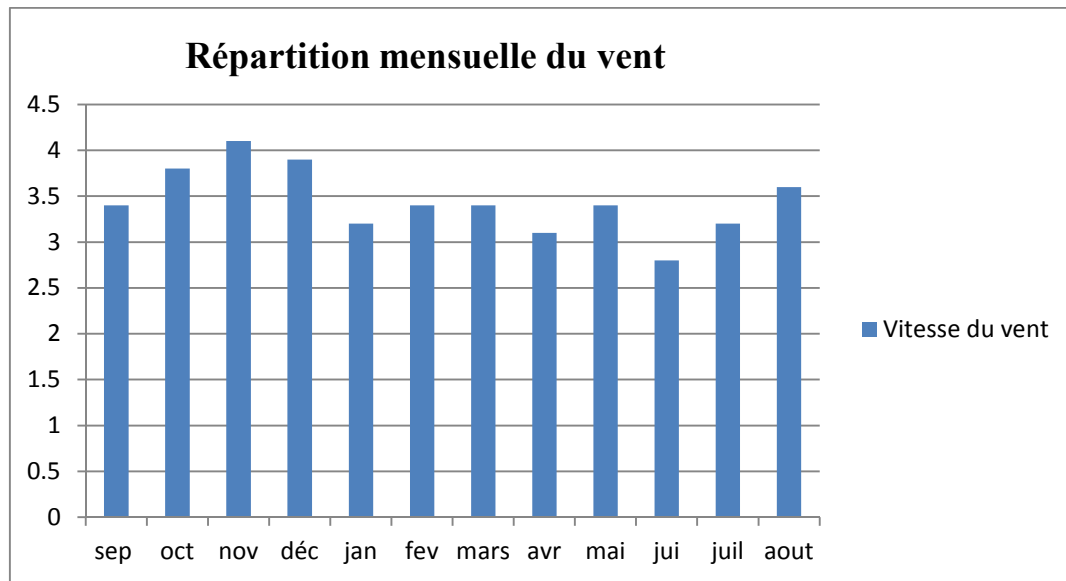


Figure II.06 : Répartition mensuelle du vent

II.2.3.L'évaporation

Les valeurs moyennes interannuelles de l'évaporation obtenues par les résultats des observations sont citées dans le tableau (II.8)

Tableau II.08 : valeurs moyennes de l'évaporation selon l'évaporateur «Colorado»

Unité de mesure	Mois												Année
	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAIS	JUI	JUIL	AOUT	
Mm	142	96	63	50	54	56	69	77	110	143	191	186	1236
%	11,5	7,8	5,1	4,0	4,4	4,5	5,6	6,2	8,9	11,6	15,4	15,0	100

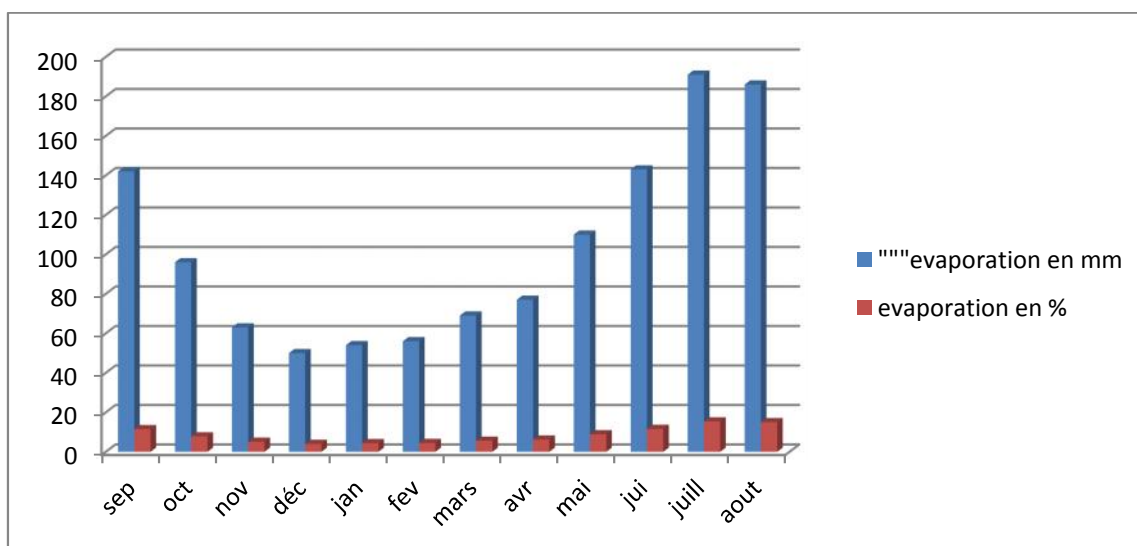


Figure II.07 : Répartition mensuelle de l'évaporation

II.3. Etude des précipitations

L'étude des précipitations est importante dans toute analyse hydrologique, puisqu'elle permet de caractériser le régime pluviométrique et son influence sur les crues, ce qui permet de mieux dimensionner les ouvrages hydrotechniques.

A cause de l'absence des mesures faites directement dans les limites du bassin versant examiné le calcul des précipitations pour le bassin versant de l'oued Djedra jusqu'au site du barrage ainsi que de l'oued Majerda jusqu'au poste SOUK-Ahras est effectué sur la base des données des postes météorologiques de la région (tableau dans l'annexe B).

Tableau II.09 : Station utilisée pour les différents calculs.

poste	Code	Période d'observation,	Nombre d'années			Moyenne (mm)
			observation	Années entières	Avec complément	
Souk- Ahras	120101	1911-1997	87	83	86	644.89

II.3.1. Ajustement des pluies maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour.

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau

Tableau II.10: Caractéristiques de la série pluviométrique (41ans)

Caractéristique	Formules	Valeurs
La somme des $p_{\max j}(\text{mm})$	$\sum_{i=1}^{N=41} X_i$	1857,3mm
La moyenne des $p_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=41} X_i}{N}$	45,3mm
L'écart type σ_x , pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=41} (X_i - \bar{X})^2}{N-1}}$	16,2mm
Coefficient de variation C_v	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,358
Coefficient d'asymétrie C_s	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{N=41} (X_i - \bar{X})^3}{(N-1)\sigma^3}$	0,399

L'exposant climatique pour notre région (**b=0,34**) est donné par l'ANRH de Alger.

(La série des pluies maximales journalières dans l'annexe B)

II.3.2.Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1)-la loi de log-normale.
- 2)-la loi de GUMBEL

II.3.2.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = e^{-e^{\frac{-x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (II.17)$$

Tel que

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} \dots\dots\dots (II.18)$$

Avec :

$F(x)$: fréquence au dépassement de la valeur de x .

α, x_0 : coefficients d'ajustement.

α : paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi (gradex).

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : paramètre de position (mode)

On peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(x)))$

Avant de procéder à l'ajustement, il faut suivre les étapes suivantes :

- ✓ Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3.....n.
- ✓ calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n}$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (41)

- ✓ calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :
 $y = -\ln(-\ln(F(x)))$
- ✓ calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »
- ✓ représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.
- **Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :**

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha)y + x_0$$

Avec :

$(1 / \alpha)$: la pente de la droite de GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	154	19.4	117- 193
1000	0.9990	125	14.6	96.7- 154
100	0.9900	96.2	9.94	76.8 -116
50	0.9800	87.4	8.54	70.7 -104
20	0.9500	75.6	6.68	62.5 -88.7
10	0.9000	66.5	5.29	56.1- 76.9
5	0.8000	57.0	3.92	49.3- 64.7

- **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon de la station**

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celle de l'échantillon de station de Souk-Ahras est résumée dans le tableau ci-après :

Tableau II.12 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	16.2
Maximum	Aucun	90.5
Moyenne	45.3	45.3
Ecart –type	16.2	16.2
Médiane	42.7	44.0
Coefficient de variation(C_v)	0.358	0.358
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.14	0.399
Coefficient d'aplatissement(C_k)	2.40	3.01

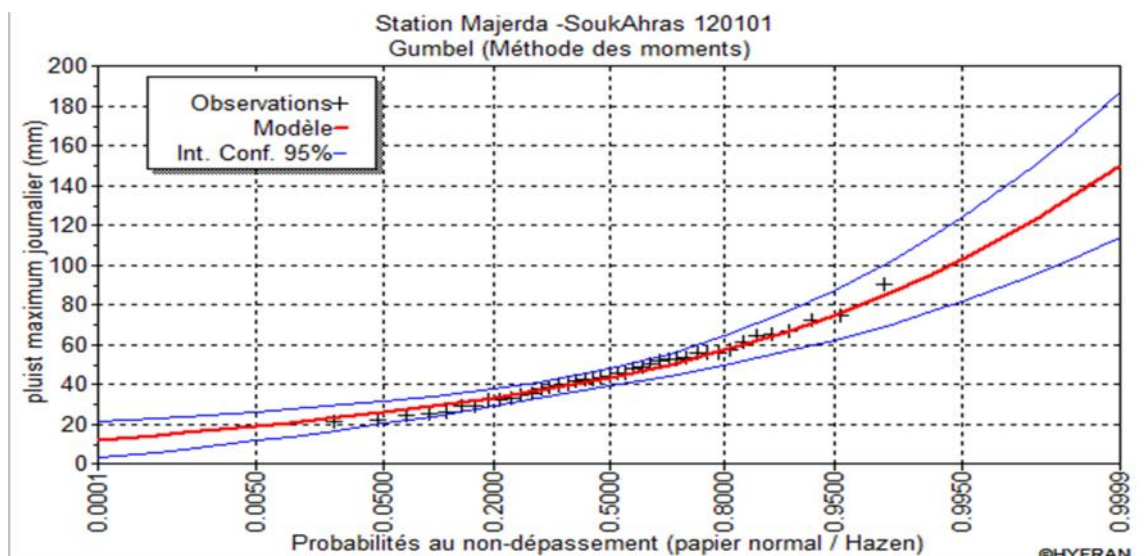


Figure II.08 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel

II.3.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale, comme le montre la figure

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-(1/2)u^2} du \quad \dots\dots\dots (II.19)$$

Ou :

$$U = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma} \quad (\text{variable réduite de GAUSS})$$

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log } x(p\%) = \text{Log } \bar{x} + 6 \cdot \text{Log}(p\%) \quad \dots\dots\dots (II.20)$$

$$\text{Log } \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{41} \log x_i}{N} \quad \dots\dots\dots (II.21)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de log-normal (Galton) sont résumés dans le tableau II.13.

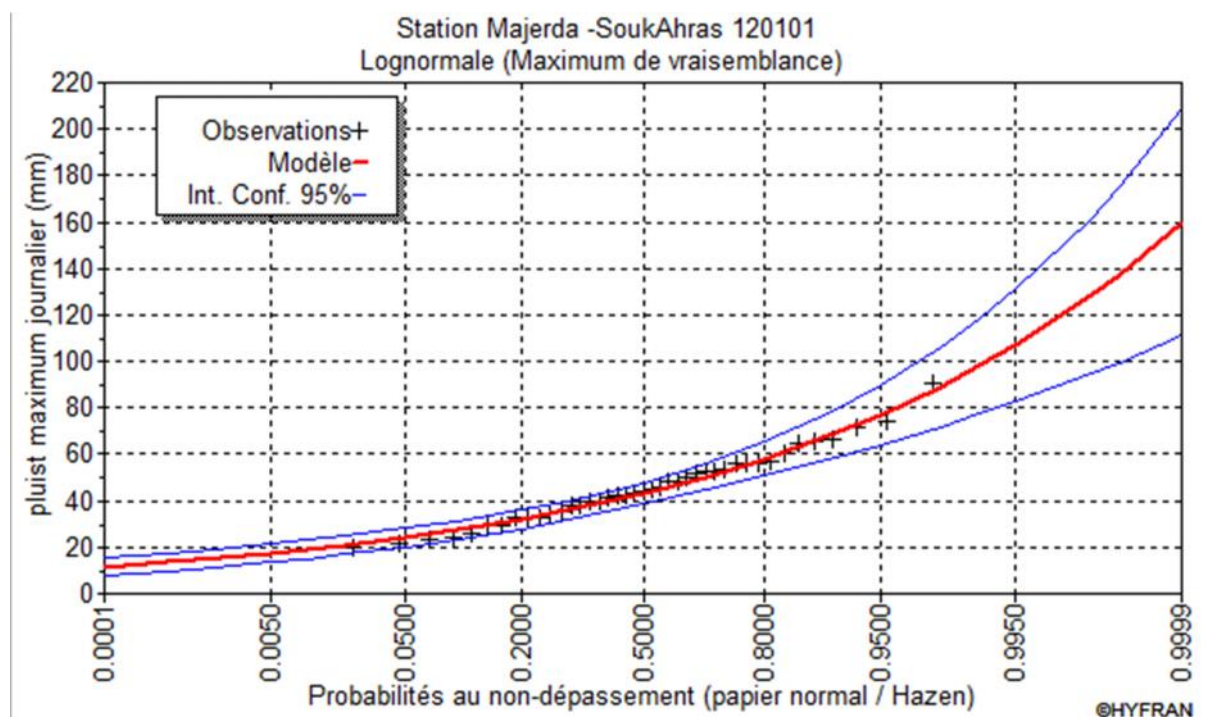
Tableau II.13 : résultat de l'ajustement à la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	182	31.8	120-244
1000	0.9990	142	21.2	101-184
100	0.9900	105	12.6	80.8-130
50	0.9800	94.8	10.3	74.5-115
20	0.9500	80.7	7.64	65.7-95.7
10	0.9000	70.0	5.82	58.6-81.4
5	0.8000	58.9	4.21	50.6-67.1

- **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon de la station**

Tableau II.14. Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	16.2
Maximum	Aucun	90.5
Moyenne	45.7	45.3
Ecart –type	18.7	16.2
Médiane	42.3	44
Coefficient de variation(C_v)	0.408	0.358
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.29	0.399
Coefficient d'aplatissement (C_k)	6.11	3.01

**FigureII.09** : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton)

II.3.2.3. Test de validité de l'ajustement (Test de Khi carrée)

On calcule χ^2 calculé et le nombre de degré de liberté γ :

On détermine χ^2 théorique sur la table de Pearson (voir tableau dans l'annexe B)

Avec : χ^2 théorique = $g(\gamma, \alpha)$

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$ si et seulement si :

χ^2 calculé $< \chi^2$ théorique.

D'après le logiciel HYFRAN ont obtenu les résultats suivant:

χ^2 calculé = 1.33 ; $\gamma = 2$ et d'après la table de Pearson du χ^2 on a :

χ^2 théorique = 5.991 pour $\alpha = 5\%$

χ^2 calculé = 1.33 $< \chi^2$ théorique = 5.991

Donc l'ajustement est bon pour une probabilité de 95%.

- **Conclusion**

D'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi log-normale (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY.

II.4. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Pour une période donnée (24h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule suivante :

$$P_{\max, p\%} = P_{\max, j} \times \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots \dots \dots (II.22)$$

$P_{\max, p\%}$: pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max, j, p\%}$ (mm)

$P_{\max, j}$: pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm)

t: temps [heure]

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0.34)

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante :

$$I_0 = \left(\frac{P_{\max, p\%}}{t} \right) \dots \dots \dots (II.23)$$

Tableau II.15 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	500	100	50	20	10	5
Fréquence	0,2	1	2	5	10	20
Pmaxj p(%)	115	96.2	87.4	75.6	66.5	57

les résultats de calcul de Pmax,p% et I_0 sont donnés dans le tableau :

Tableau II.16 : les pluies de courte durées et l'intensité de différentes fréquences

Tr	5		10		20		50		100		500	
Fréquence	20		10		5		2		1		0.2	
pmax,p%	57		66.5		75.6		87.4		96.2		115	
T(h)	I(mm/h)	Pmax,p%	I(mm/h)	Pmax, p%	I(mm/h)	Pmax,p%	I(mm/h)	Pmax,p%	I(mm/h)	Pmax,p%	I(mm/h)	Pmax,p%
0.5	30.57	15.28	35.66	17.83	40.54	20.27	46.87	23.44	51.59	25.80	61.67	30.84
1	19.35	19.35	22.57	22.57	25.66	25.66	29.66	29.66	32.65	32.65	39.03	39.03
2	12.24	24.49	14.28	28.57	16.24	32.48	18.77	37.55	20.66	41.33	24.70	49.41
3	9.37	28.11	10.93	32.79	12.43	37.28	14.37	43.10	15.81	47.44	18.90	56.71
4	7.75	31.00	9.04	36.16	10.28	41.11	11.88	47.53	13.08	52.31	15.63	62.54
4.5	7.17	32.26	8.36	37.64	9.51	42.79	10.99	49.47	12.10	54.45	14.46	65.09
5	6.69	33.44	7.80	39.01	8.87	44.35	10.25	51.27	11.29	56.44	13.49	67.46
6	5.93	35.58	6.92	41.51	7.86	47.19	9.09	54.55	10.01	60.04	11.96	71.78
7	5.36	37.49	6.25	43.74	7.10	49.73	8.21	57.49	9.04	63.28	10.81	75.64
8	4.90	39.23	5.72	45.77	6.50	52.04	7.52	60.16	8.28	66.21	9.89	79.15
9	4.54	40.84	5.29	47.64	6.02	54.16	6.96	62.62	7.66	68.92	9.15	82.39
10	4.23	42.33	4.94	49.38	5.61	56.14	6.49	64.90	7.14	71.43	8.54	85.39
11	3.97	43.72	4.64	51.01	5.27	57.99	6.09	67.04	6.71	73.79	8.02	88.21
12	3.75	45.03	4.38	52.54	4.98	59.73	5.75	69.05	6.33	76.00	7.57	90.85
13	3.56	46.27	4.15	53.99	4.72	61.37	5.46	70.95	6.01	78.10	7.18	93.36
14	3.39	47.46	3.95	55.36	4.50	62.94	5.20	72.77	5.72	80.09	6.84	95.74
15	3.24	48.58	3.78	56.68	4.30	64.43	4.97	74.49	5.47	81.99	6.53	98.02

16	3.10	49.66	3.62	57.94	4.12	65.86	4.76	76.14	5.24	83.81	6.26	100.19
17	2.98	50.69	3.48	59.14	3.96	67.24	4.57	77.73	5.03	85.56	6.02	102.28
18	2.87	51.69	3.35	60.30	3.81	68.56	4.40	79.26	4.85	87.24	5.79	104.28
19	2.77	52.62	3.23	61.42	3.68	69.83	4.25	80.73	4.68	88.85	5.59	106.22
20	2.68	53.57	3.13	62.50	3.55	71.06	4.11	82.15	4.52	90.42	5.40	108.09
21	2.59	54.47	3.03	63.55	3.44	72.24	3.98	83.52	4.38	91.93	5.23	109.90
22	2.52	55.34	2.93	64.56	3.34	73.40	3.86	84.85	4.25	93.40	5.07	111.65
23	2.44	56.18	2.85	65.54	3.24	74.51	3.75	86.14	4.12	94.82	4.93	113.35
24	2.38	57.00	2.77	66.50	3.15	75.60	3.64	87.40	4.01	96.20	4.79	115.00

II.5. Etude des apports

II.5.1. Méthode par analogie avec la station de Majerda -Souk -Ahras (120101)

Vu l'absence de la station hydrométrique au niveau de notre site, on a optée a la méthode d'analogie qui est basée sur les informations des apports de la station hydrométrique de soukAhras.

II.5.1.1. La Station Hydrométrique

La série des apports liquides est représentée dans l'Annexe B

L'apport moyenne annuelle de la station est de : 52.9 Mm^3

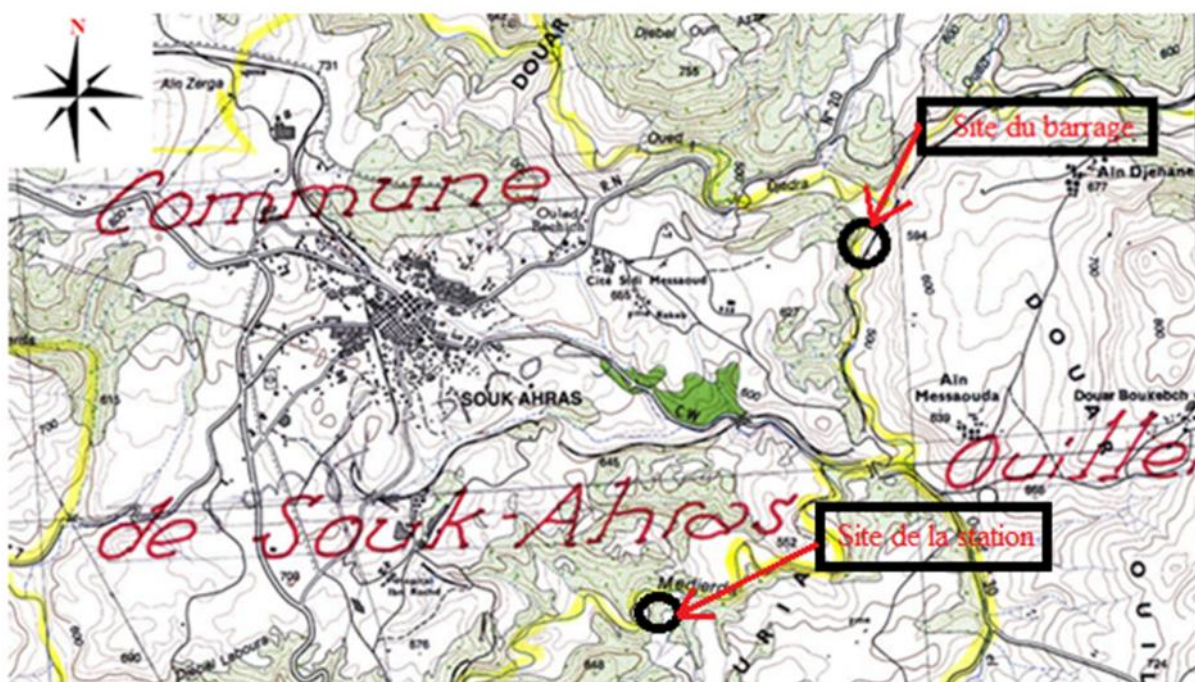


Figure II.10: Carte de situation de la station et du site

Tableau II.17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station

Mois	sep	oct	nov	dec	Jan	fev	mars	avr	Mai	juin	juill	Aout	Total
A(Mm ³)	0.254	0.749	2.04	8.2	11.28	9.77	9.56	6.82	2.86	0.844	0.344	0.182	52.9
Apport (%)	0.48	1.42	3.86	15.50	21.32	18.47	18.07	12.89	5.41	1.59	0.65	0.34	100

L'apport moyen annuel du site est calculé par la formule suivante

$$A_{\text{sit}} = A_{\text{st}} \left(\frac{S_{\text{BV}}^{\text{sit}}}{S_{\text{BV}}^{\text{st}}} \right) \dots\dots\dots (\text{II.24})$$

$$A_{\text{sit}} = 30 \text{ Mm}^3$$

Avec

A_{site} : apport moyen annuel estimé du site

A_{st} : apport moyenne annuelle de la station (120101)

S_{BV}^{sit} : surface du bassin versant du site est de 127 Km²

S_{BV}st : surface du bassin versant où se trouve la station (120101) est de 224 Km²

Tableau II.18: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

Mois	sep	oct	nov	Dec	jan	fev	Mars	Avr	mai	juin	Juill	aout	Total
A(Mm³)	0.14	0.43	1.16	4.65	6.39	5.54	5.42	3.87	1.62	0.48	0.19	0.10	30
Apport(%)	0.43	1.43	3.87	15.5	21.3	18.47	18.07	12.89	5.41	1.59	0.65	0.34	100

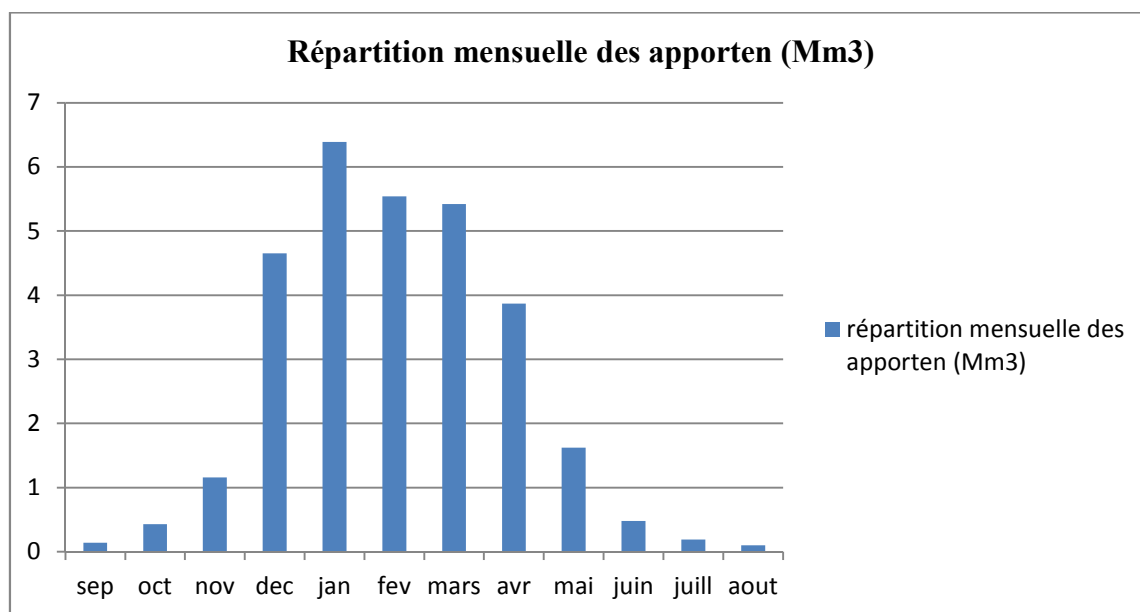


Figure II.11: Répartition mensuelle de l'apport moyenne

II.5.2. Caractéristiques de l'écoulement

A - Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T \dots\dots\dots (\text{II.25})$

Avec : A_0 : Apport moyen annuel

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536 \cdot 10^7 \text{ s}$

$$M_e = 951.29 \text{ l/s}$$

B - Module de l'écoulement relatif :

On a: $M_0 = M_e / S \dots\dots\dots (II.26)$

Avec : M_e : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

$$M_0 = 7.49 \text{ l/s/km}^2$$

C - Lamé d'eau écoulée :

$$L_e = A_0 / S \dots\dots\dots (II.27)$$

Avec : A_0 : Apport moyen annuel

S : Superficie du bassin (Km^2).

$$L_e = 236.22 \text{ mm}$$

D - Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{\text{moy}} \dots\dots\dots (II.28)$

Avec : L_e : lamé d'eau écoulé

P_{moy} : pluie moyenne annuelle.

$$C_e = 0.385$$

II.5.3. Les apports fréquentiels

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports,

II.5.3.1. Ajustement de la série des apports à la loi normale

Tableau II.19: résultat de l'ajustement à la loi normale

Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	419	78.5	265-573
1000	0.9990	290	46.3	199-380
100	0.9900	185	23.7	138-231
50	0.9800	157	18.5	121-194
20	0.9500	124	12.6	99.1-149
10	0.9000	100	8.95	82.4-118
5	0.8000	77.2	5.95	65.5-88.8

Tableau II.20 : Comparaison des caractéristiques de la loi normale et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	13.3
Maximum	Aucun	166
Moyenne	55.9	55.6
Ecart –type	35.9	33.4
Médiane	47.0	45.4

$$A_{80\%sit} = A_{80\%st} \left(\frac{S_{BV}^{sit}}{S_{BV}^{st}} \right) \dots\dots\dots (II.29)$$

II.5.3.2. Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\% sit} = 43.76 \text{ Mm}^3$

Tableau II.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	sep	oct	nov	Dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juill	aout	Total
$A_{80\%}$	0.19	0.63	1.69	6.78	9.32	8.08	7.91	5.64	2.37	0.69	0.28	0.15	43.76
$A_{80\%}(\%)$	0.43	1.43	3.87	15.5	21.3	18.47	18.07	12.89	5.41	1.59	0.65	0.34	100

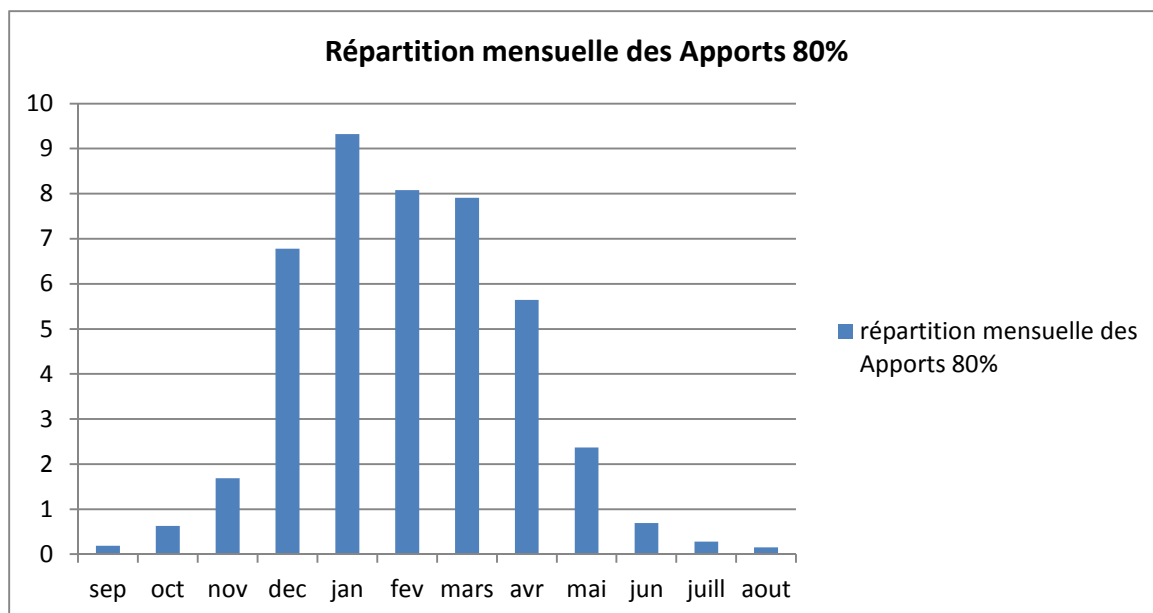


Figure II.12 : Répartition mensuelle des apports 80%

II.5.4. Apport solide et l'estimation du volume mort

II.5.4.1. Apport solide en suspension

A. Formule de Fournier :

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots (II.30)$$

Avec :

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km² /an)

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux =128mm

PA: Pluie moyenne annuelle= 644.89mm

h= 45%(Hmax - Hmin) [m];

S: Surface du bassin versant (km²)

AN:

h= 382.5m

D'où **$E_s = 3758.76 \text{ t/Km}^2 / \text{an}$**

B. Formule de Tixeront (1960)

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$Ts = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (II.31)$$

Avec :

L_0 : la lame écoulée en (mm)(236.22) .

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=350$ (faible à moyenne).

Soit :

$T_s=794.45(t/Km^2 /an)$.

II.5.4.2.alcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

A. Méthode liée à l'érosion spécifique :

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s.T.S.m}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.32)$$

Avec:

T : Durée de vie du barrage (50ans)

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m³)

S : Surface du bassin versant 127Km²

E_s : Erosion spécifique en (t/Km²/an)

m: % d'alluvions qui reste dans la cuvette=1

D'où $V_m=1491757.875m^3$ Pour 50 ans d'exploitation

B. Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \quad (m^3) \dots\dots\dots (II.33)$$

Q_s : Le débit solide (t/an)

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.6 t/m^3$).

$$Q_s = T_s * S \dots\dots\dots (II.34)$$

S : Superficie du bassin versant.

AN : $Q_s = 100894.91 t/an$.

T : Délai de service ; T = 50 ans.

D'où :

$$V_m = 3468262.531 m^3 \rightarrow V_m = 3,5 Mm^3$$

Conclusion :

D'après les résultats trouvés on opte une valeur du volume mort égale à 3.5Mm^3 (formule de TIXERONT) Pour 50 ans d'exploitation.

II.6. Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

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

Les paramètres définissant une crue est :

- ✓ Le débit maximum (débit de pointe).
- ✓ Le volume.
- ✓ Le temps.
- ✓ La forme (Hydrogrammes de crues).

A cause de l'inexistence de station hydrométrique dans le bassin versant de l'oued Djedra, des formules empiriques ont été utilisées pour la prédétermination des débits des crues maximales.

II.6.1. Formule utilisées pour le calcul des débits fréquents**a) formule de Giandoti :**

$$Q_{\max \%} = \frac{C.S.\sqrt{(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})}}{4\sqrt{S} + 1,5L} . P_{tc} \dots\dots\dots (II.35)$$

$Q_{\max \%}$: débit maximum de crue en m^3/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S : superficie de bassin versant

L : longueur du talweg principal

$H_{\text{moy}}, H_{\text{min}}$: altitudes moyennes et minimales (en m).

P_{tc} : pluie de courte durée.

C : coefficient topographique varie entre 66 et 166

b) Formule de Sokolovsky :

$$Q_{\max \%} = \frac{0,28.S.\alpha.P_{tc}}{T_c} \dots\dots\dots (II.36)$$

S : superficie du bassin versant.

P_{tc} : pluie de courte durée.

T_c : temps de concentration.

α :coefficient de ruissellement du bassin versant ($0,6 < \alpha < 0,8$)

\int : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $\int=1,2$

Tableau II.22 : Récapitulatif des pluies de courte durée pour différentes période de retour

Période de retour	5	10	20	50	100	500
Pct(mm)	32.262	37.639	42.790	49.469	54.450	65.091

c)Formule de Mallet –Gauthier :

$$Q_{\max,p\%}=2.K(.S/L^{0.5}).\log_{10}(1+AP).(1+4.\log_{10}.T-\log_{10}.S)^{0.5}/L^{0.5} \dots\dots\dots (II.37)$$

P : précipitation moyenne interannuelle.=644.89mm

S:surface du bassin versant =127km²

L:longueur du talweg principal (5km)

K:constant dépend des caractéristiques du bassin (1÷3) on prend K=1

A : paramètre du bassin =20

T: période de retour en années.

TableauII.23 : Détermination des débits maximaux, fréquentielles par les formules

empiriques en mm

Période de retour	500	100	50	20	10	5
Giandoti	392.58	331.57	301.24	260.56	229.19	196.54
Sokolovsky	370.34	361.40	328.34	284.01	249.82	214.13
Mallet-Gautier	649.73	626.60	567.51	483.01	406.22	307.34

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de Mallet-Gautier.

II.6.2.Hydrogrammes des crues

II.6.2.1Détermination des Hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovski

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous détermine ses caractéristiques principales qui sont:

- ✓ Le volume.
- ✓ La durée.
- ✓ Le débit maximum (débit de pointe).

Pour le tracer de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de la montée:

$$Q_m = Q_{\max} \% \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots (II.38)$$

b) Pour la décrue:

$$Q_d = Q_{\max} \% \left(\frac{(t_d - t)}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots (II.39)$$

Q_m : débit instantané de la montée (m³/s) ;

Q_d : débit instantané de la décrue (m³/s) ;

t_m : temps de la montée de la crue en heures ;

t_d : temps de la décrue en heures ;

Q_{max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s) ;

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

- ✓ t_m = t_c (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).
- ✓ t_d = δt_m ;

Ou δ : coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant

Tableau II.24 : coefficient de forme de l'Hydrogrammes de crue δ

Condition	Δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	3,0-4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues	4,0-7,0

Pour notre bassin on prend δ=2.5, donc : t_d=2.5*t_m

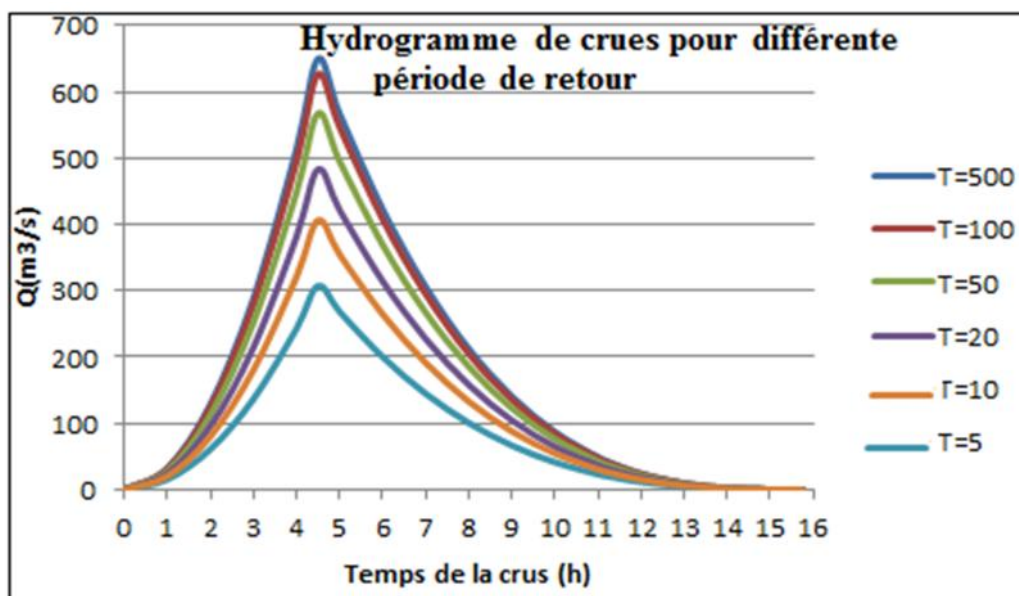
$$t_m = t_c = 4.5h$$

$$t_d = 11.25$$

$$t_b = t_m + t_d = 15.75$$

Tableau II.25 : Hydrogrammes de crues pour différentes période de retour :

Temps	Période de retour					
	500	100	50	20	5	10
0	0	0	0	0	0	0
1	32.09	30.94	28.03	23.85	15.18	20.060
2	128.34	123.77	112.10	95.41	60.71	80.241
3	288.77	278.49	252.23	214.67	136.60	180.542
4	513.37	495.09	448.40	381.64	242.84	320.964
4.5	649.73	626.60	567.51	483.01	307.34	406.22
5	566.89	546.71	495.16	421.43	268.16	354.429
6	422.95	407.89	369.43	314.42	200.07	264.434
7	305.70	294.82	267.02	227.26	144.61	191.130
8	212.41	204.85	185.53	157.91	100.48	132.803
9	140.34	135.35	122.58	104.33	66.39	87.744
10	86.75	83.66	75.77	64.49	41.04	54.238
11	48.91	47.16	42.72	36.36	23.13	30.576
11.25	41.58	40.10	36.32	30.91	19.67	25.998
12	24.06	23.21	21.02	17.89	11.38	15.045
13	9.49	9.15	8.29	7.05	4.49	5.933
14	2.45	2.36	2.14	1.82	1.16	1.529
15	0.19	0.19	0.17	0.14	0.09	0.120
15.75	0	0	0	0	0	0

**Figure II.13** : L'hydrogramme probable en fonction de temps

II.6.3.Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée.

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Pour la détermination de la crue de projet il existe deux approches:

- ✓ l'approche déterministe qui est basé sur l'observation et l'historique.
- ✓ l'approche probabiliste qui est basé sur la statique.

La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de :

- ✓ la qualité et la quantité des données.
- ✓ la précision
- ✓ la bonne estimation.

Tableau II.26 : Crues de projet recommandé.

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : -perte de vie -dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : -pas de pertes de vies -dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : -pas de perte de vies -dommages légers	1/1000 à 1/100

La crue de projet est déterminée pour une période de retour de 500 ans. Donc pour un débit qui vaut $Q_{0.2\%} = 649.73 \text{ (m}^3/\text{s)}$

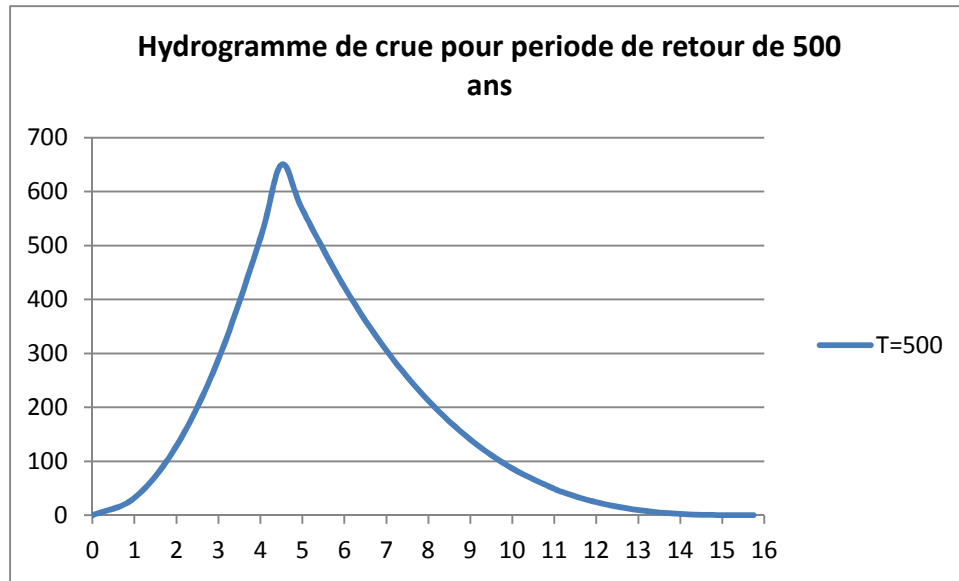


Figure II.14: l'hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 500ans

II.6.4.Choix de la crue de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Dans notre bassin la crue de chantier est calculée avec une probabilité de 5%

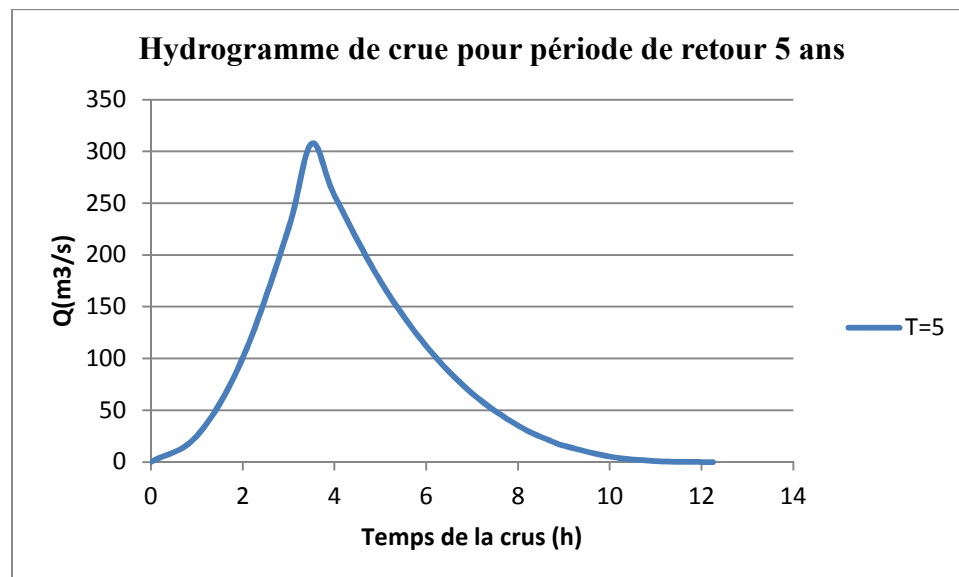


Figure II.15 : L'hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 5ans

II.7.Régularisation

L'étude de régularisation d'un barrage sur l'Oued de Djedra a pour objectif de la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

-La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

-La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Les paramètres générant pour le calcul de la régularisation sont :

- L'apport ($A_{80\%}$ en $M m^3$).
- La consommation totale (Mm^3).
- Les infiltrations et l'évaporation
- Les courbes caractéristiques de la retenue

II.7.1.Répartition mensuelle de l'apport 80%

Tableau II.27: Répartition mensuelle de l'apport 80%

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	Juill	Aout	Total
$A_{80\%}$	0.19	0.63	1.69	6.78	9.32	8.08	7.91	5.64	2.37	0.69	0.28	0.15	43.76
$A_{80\%}(\%)$	0.43	1.43	3.87	15.5	21.3	18.47	18.07	12.89	5.41	1.59	0.65	0.34	100

II.7.2.Répartition mensuelle des besoins

La répartition mensuelle des besoins en eau d'AEP et irrigation obtenue d'après l'ANBT est donnée au tableau :

Tableau II.28: Répartition mensuelle des besoins en eau

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	Mars	avr	mai	juin	Juill	aout	Total
Besoin (Mm^3)	2.76	2.53	0.02	0.02	0.02	0.02	0.23	1.61	2.99	5.91	6.83	7.38	30.32
Besoin %	9.10	8.34	0.065	0.065	0.065	0.065	0.75	5.31	9.86	19.4	22.52	24.34	100

II.7.3.Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante:

$$\Delta V_i = \left(\frac{S_i + S_{i+1}}{2} \right) \cdot \Delta H \dots\dots\dots (II.40)$$

S : 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 niveaux successives.

ΔV : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm^3

Tableau II.29 : coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Cote (m NGA)	S (km^2)	$S_{moy}(km^2)$	$\Delta H(m)$	$V_{par}(Mm^3)$	$V_{cum}(Mm^3)$
500	0	0.09	10	0.2	0
510	0.18	0.275	10	1.16	0.2
520	0.37	0.465	10	2.85	2.6
530	0.56	0.775	10	8.30	7.5
540	0.99	1.33	10	12.14	15
550	1.67	1.87	10	18.06	27.5
560	2.07	2.42	10	27.29	45
570	2.77				70

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans les figures ci-après :

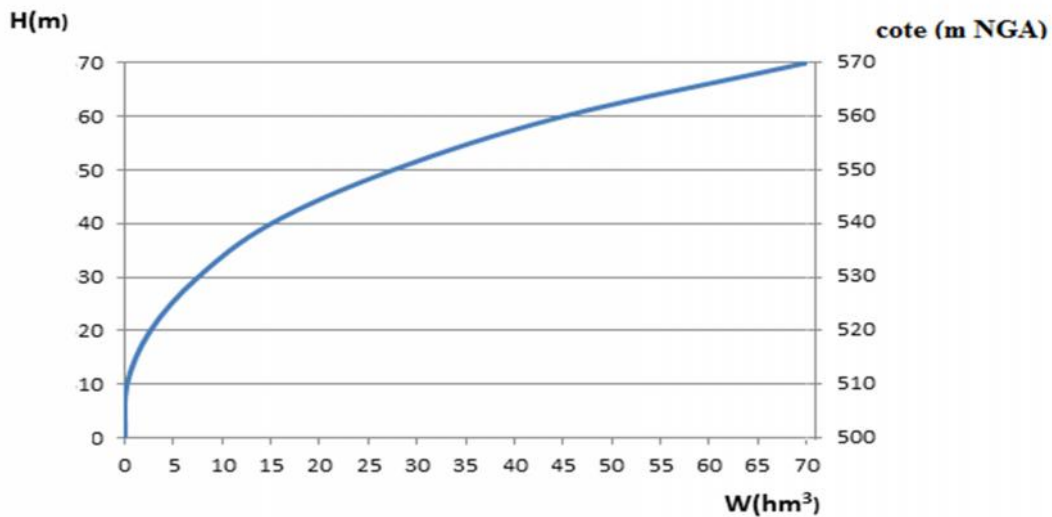


Figure II.16 : Courbe Hauteur -Surface

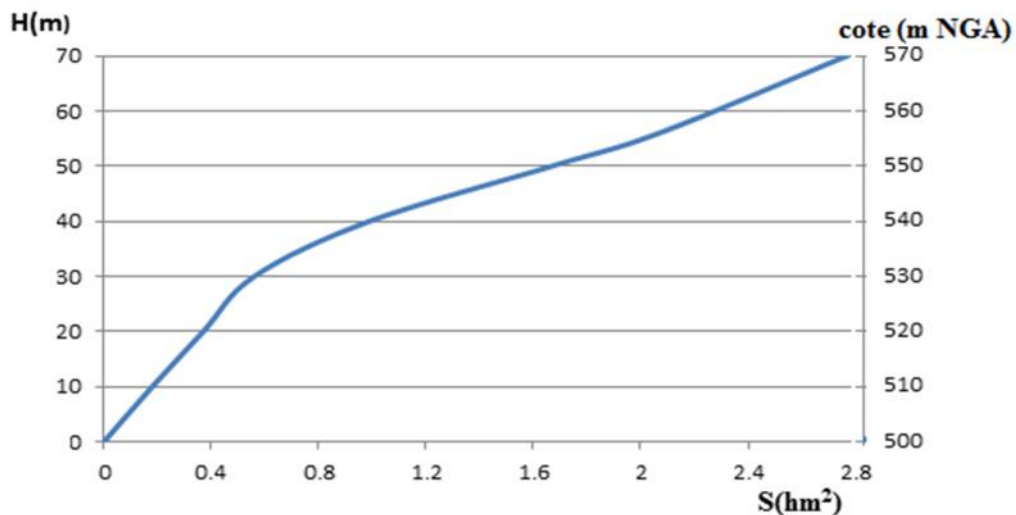


Figure II.17 : Courbe Hauteur -Capacité.

II.7.4.Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage on a besoin de :

- ✓ L'apport annuel A80%.
- ✓ La consommation totale.
- ✓ Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

II.7.4.1. Procédé de calcul

- ✓ Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- ✓ Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.

- ✓ Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- ✓ Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W - U)$.

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

II.7.4.2. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement,

à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

- **1^{ère} Consigne d'exploitation :**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

- On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

- **2^{ème} Consigne d'exploitation :**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.30: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3).

Mois	$A_{80\%}$	$U_{80\%}$	$A_{80\%}-U_{80\%}$	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				V_{rf}	V_{ri}	S	V_{rf}	V_{ri}	S
Nov	1.69	0.02	1.67	5.17	3.5		1.83	3.5	1.67
Dec	6.78	0.02	6.76				-3.26	3.5	6.76
				11.93			-1.48	3.5	4.98
Jan	9.32	0.02	9.3	21.23			7.82		
Fev	8.08	0.02	8.06	29.29	27.59	1.7	15.88		
Mars	7.91	0.23	7.68	35.27	27.59	7.68	23.56		
Avr	5.64	1.61	4.03	31.62	27.59	4.03	27.59		
Mai	2.37	2.99	-0.62	26.97			26.97		
Jun	0.69	5.91	-5.22	21.75			21.75		
Juill	0.28	6.83	-6.55	15.2			15.2		
Aout	0.15	7.38	-7.23	7.97			7.97		
Sep	0.19	2.76	-2.57	5.4			5.4		
Oct	0.63	2.53	-1.9	3.5	3.5		3.5		
Total	43.73	30.32	13.41						13.41

Du tableau on a:

$$V_s = 37.47 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 24.09 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \text{ D'où : } V_u = V_d \text{ Alors :}$$

$$V_u = 24.09 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$V_{NNR} = 27.59 \text{ Mm}^3$$

II.7.4.3. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ✓ Pertes par évaporation.
- ✓ Pertes par infiltration.

A- Pertes par évaporation :

On a : $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots \dots \dots (II.41)$

V_{ep} : volume perdu a cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}).

$$V_{moy} = \frac{V_{rfi} + V_{rfi+1} + 1}{2} \dots \dots \dots (II.42)$$

$V_{rf,i}$ et $V_{rf,i+1}$: les volumes de la retenue de deux mois successifs.

B - Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots \dots \dots (II.43)$$

V_{inf} : volume perdu à cause de l'infiltration.

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.31 : Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	V _{moy}	S _{moy}	E _s	V _{ép}	V _{inf}	Pertes
Nov	4.34	0.53	0.063	0.033	0.0434	0.0764
Déc	8.55	0.95	0.05	0.0475	0.085	0.1325
Jan	16.58	1.75	0.054	0.0945	0.165	0.2595
Fev	24.41	2.55	0.056	0.1428	0.244	0.3868
Mars	27.59	2.88	0.069	0.19872	0.275	0.47372
Avr	27.59	2.88	0.077	0.2217	0.275	0.4967
Mai	27.28	2.73	0.11	0.3003	0.272	0.5723
Jun	24.36	2.32	0.143	0.331	0.243	0.574
Juill	18.48	1.91	0.191	0.364	0.184	0.548
Aout	11.59	1.21	0.186	0.225	0.115	0.34
Sep	6.69	0.71	0.142	0.1008	0.066	0.1668
Oct	4.45	0.47	0.096	0.045	0.044	0.089

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau ci-dessous

Tableau II.32 : Calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes

Mois	A _{80%}	U _{80%}	Pertes	A _{80%} - (U _{80%} +p)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Nov	1.69	0.02	0.076	1.59	5.09	3.5		1.91	3.5	1.59
dec	6.78	0.02	0.132	6.63				-3.13	3.5	6.63
					11.72			2.43	3.5	1.07
Jan	9.32	0.02	0.259	9.04						
					20.76			11.47		
Fev	8.08	0.02	0.386	7.67						
					28.43			19.14		
Mars	7.91	0.23	0.473	7.21						
					35.64	29.88	5.76	26.35		
Avr	5.64	1.61	0.496	3.53						
					33.41	29.88	3.53	29.88		
Mai	2.37	2.99	0.572	-1.19						
					28.69			28.69		
Jun	0.69	5.91	0.574	-5.79						
					22.9			22.9		
Juill	0.28	6.83	0.548	-7.10						
					15.8			15.8		
Aout	0.15	7.38	0.340	-7.57						
					8.23			8.23		
Sep	0.19	2.76	0.166	-2.74						
					5.49			5.49		
Oct	0.63	2.53	0.089	-1.99						
					3.5	3.5		3.5		
total	43.73	34.43	9.3				9.3			9.3

Du tableau : on a

$$V_s = 35.67 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 26.38 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \text{ D'où : } V_u = V_d \text{ Alors :}$$

$$V_u = 26.38 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$V_{NNR} = 29.88 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (26.38 - 24.09) / 24.09 = 9.50\% > 2\% \text{ Alors on refait les calculs}$$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.33 : Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	V_{moy}	S_{moy}	E_s	V_{ep}	V_{inf}	Pertes
Nov	4.30	0.560	0.063	0.03528	0.043	0.078
Déc	8.41	0.971	0.05	0.04855	0.0841	0.133
Jan	16.24	1.72	0.054	0.09288	0.1624	0.255
Fev	24.60	2.56	0.056	0.14336	0.246	0.389
Mars	29.16	2.95	0.069	0.20355	0.2916	0.495
Avr	29.8	2.98	0.077	0.22946	0.298	0.527
Mai	29.29	2.93	0.11	0.3223	0.2929	0.615
Jun	25.80	2.69	0.143	0.38467	0.258	0.643
Juill	19.35	1.95	0.191	0.37245	0.1935	0.566
Aout	12.02	1.30	0.186	0.2418	0.1202	0.362
Sep	6.86	0.79	0.142	0.11218	0.0686	0.181
Oct	4.50	0.56	0.096	0.05376	0.045	0.099

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau

Tableau II.34: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm^3).

Mois	$A_{80\%}$	$U_{80\%}$	Pertes	$A_{80\%}-$ $(U_{80\%}+p)$	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
					V_{rf}	V_{ri}	S	V_{rf}	V_{ri}	S
Nov	1.69	0.02	0.078	1.59	5.09	3.5		1.91	3.5	1.59
dec	6.78	0.02	0.133	6.63				-3.13	3.5	6.63
					11.72			2.64	3.5	0.86
Jan	9.32	0.02	0.255	9.05						
					20.77			11.69		
Fev	8.08	0.02	0.389	7.67						
					28.44			19.36		
Mars	7.91	0.23	0.495	7.19						
					35.63	30.05	5.58	26.55		
Avr	5.64	1.61	0.527	3.50						
					33.55	30.05	3.5	30.05		
Mai	2.37	2.99	0.615	-1.24						
					28.21			28.81		
Jun	0.69	5.91	0.643	-5.86						
					22.95			22.95		
Juill	0.28	6.83	0.566	-7.12						
					15.83			15.83		
Aout	0.15	7.38	0.362	-7.59						
					8.24			8.24		
Sep	0.19	2.76	0.181	-2.75						
					5.49			5.49		
Oct	0.63	2.53	0.099	-1.99						
					3.5			3.5		
total	43.73	34.43	9.08				9.08			9.08

Du tableau II.33 : on a :

$$V_s = 35.62 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 26.55 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \text{ D'où : } V_u = V_d \text{ Alors :}$$

$$V_u = 26.55 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$\text{D'où : } V_{NNR} = 30.05 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (26.55 - 26.38) / 26.38 = 0.64 \% < 2\%$$

Donc le volume utile saisonnier est de **26.55 Mm³**

C. Graphique d'exploitation :

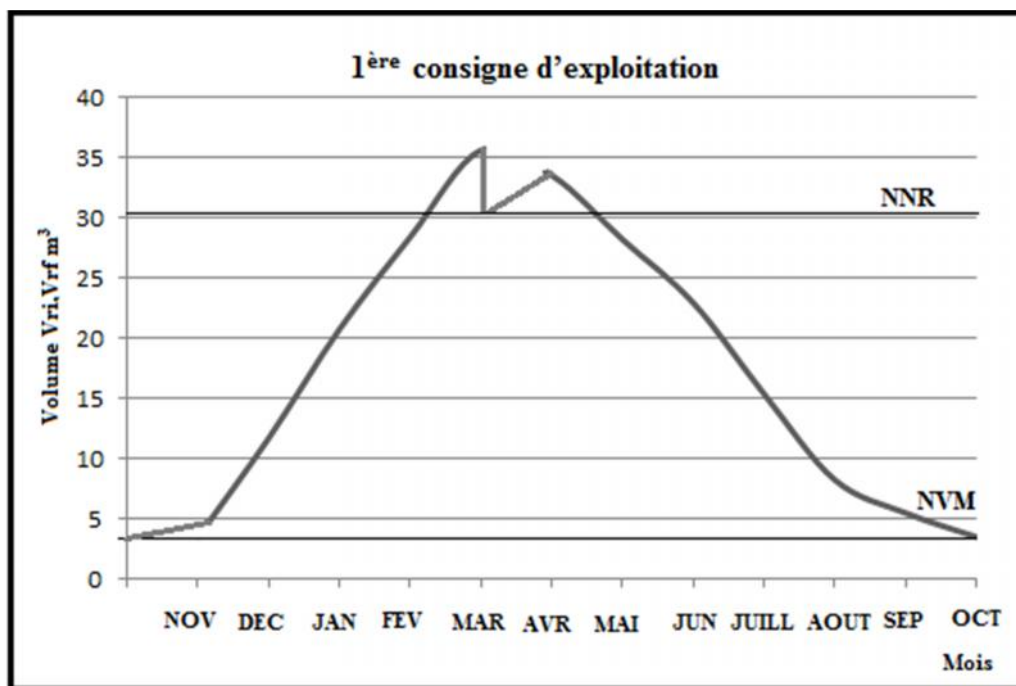


Figure II.18 : 1^{ère} consigne d'exploitation

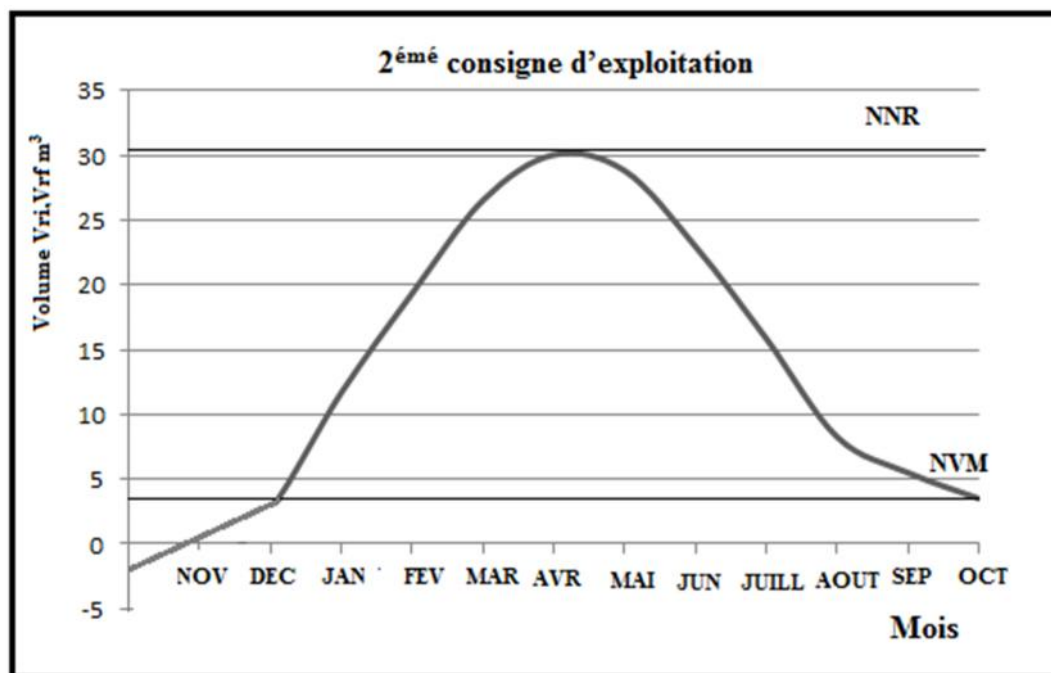


Figure II.19 : 2^{ème} consigne d'exploitation

II.8. Laminage des crues

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Ce type de calcul optimise la capacité de stockage temporaire du barrage et le débit progressive de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit:

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots \dots \dots (II.44)$$

Ou:

Q :le débit entrant de la crue.

q : le débit déversé par l'évacuateur de crue.

S : la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulée à l' instant 't' est:

$$Q - q = S \cdot (dh/dt) \dots \dots \dots (II.45)$$

Ou:

dh/dt : la vitesse de remplissage (ou de montée de la retenue).

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour les méthodes de Kotcherine, et celle de Hildenblate qui sont des méthodes grapho-analytique. Les résultats sont les suivants :

II.8.1.La méthode de KOCHERINE

La méthode se base sur les principes suivants:

1-l'Hydrogramme de crue est considérée comme un triangle ou un trapèze

2-les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire

3-le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR

4-les pertes par infiltration et évaporation sont concéderait comme nulles au moment de la crue.

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante:

$$Q = m.b. \sqrt{2.g. H^{3/2}} \dots\dots\dots (II.46)$$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.49.

b: largeur du déversoir (m).

h: charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (II.47)$$

H_0 : charge globale.

V_0 : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec: } S = b(H+p)$$

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci-après:

Tableau II.35 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

Données	valeur	largeur	hauteur	débit	surface	Vitesse	$V_{\text{forcé}}$
g	9.81	35	3.4	476.247	154	3.09	8020000
α	1	45	3	507.505	180	2.82	7180000
$Q_{0.01\%}$	920.79	55	2.6	500.459	198	2.53	6090000
$W_{0.01\%}$	$2.61 \cdot 10^7$	65	2.2	460.355	208	2.21	5010000
m	0.49	75	1.8	393.111	210	1.87	4110000
		80	1.6	351.411	208	1.69	3880000

On fait le calcul on variant la largeur (**b**) de (35 à 80) m selon la formule:

$$Q = m.b. \sqrt{2.g. H_0^{3/2}},$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau II.36: Détermination de H et Q en fonction de b

H	V	H ₀	Débit					
(m)	(m/s)	(m)	35	45	55	65	75	80
3.4	3.09	3.88	580.58	746.46	912.34	1078.22	1244.1	1327.04
3	2.82	3.41	478.35	615.02	751.69	888.36	1025.03	1093.37
2.6	2.53	2.93	380.99	489.85	598.7	707.56	816.41	870.84
2.2	2.21	2.45	291.31	374.55	457.78	541.01	624.25	665.86
1.8	1.87	1.98	211.65	272.12	332.59	393.06	453.53	483.76
1.6	1.79	1.76	177.37	228.05	278.73	329.4	380.08	405.42

Tableau II.37 : Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue :

H	V forcé	Q _{laminé}	Débit					
(m)	(m ³)	(m ³ /s)	35	45	55	65	75	80
3.4	8020000	637.85	580.58	746.46	912.34	1078.22	1244.10	1327.04
3	7180000	667.48	478.35	615.02	751.69	888.36	1025.03	1093.37
2.6	6090000	705.94	380.99	489.85	598.70	707.56	816.41	870.84
2.2	5010000	744.04	291.31	374.55	457.78	541.01	624.25	665.86
1.8	4110000	775.79	211.65	272.12	332.59	393.06	453.53	483.76
1.6	3880000	783.91	177.37	228.05	278.73	329.40	380.08	405.42

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait

Graphiquement après le traçage du graphe $Q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule:

$$Q_{lam} = Q\% \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots \dots \dots (II.48)$$

Q%: débit maximum de crue considérée en m³/s.

V_{ch}: volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr}: volume de la crue correspondant au Q% en m³.

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q\% T_b \dots \dots \dots (II.49)$$

T_b: temps global de la crue.

D'après le **Tableau II.36**, on trace des courbes croissantes représentées dans la **Figure II.20** la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le **tableau II.37**, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir **Figur II.21**)

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.

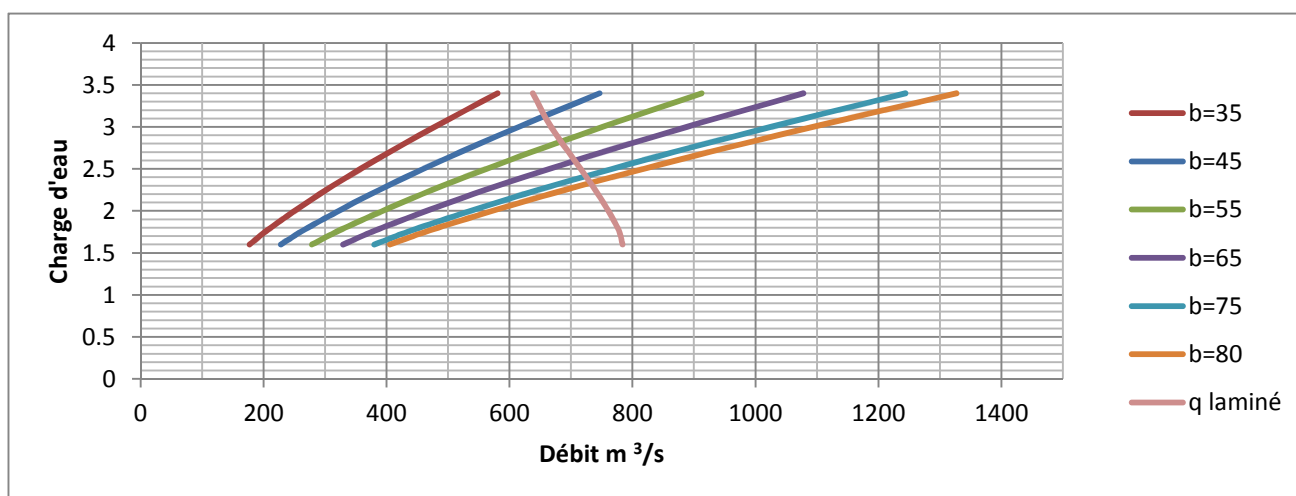


Figure II.20 : courbes de $H=f(Q, q)$

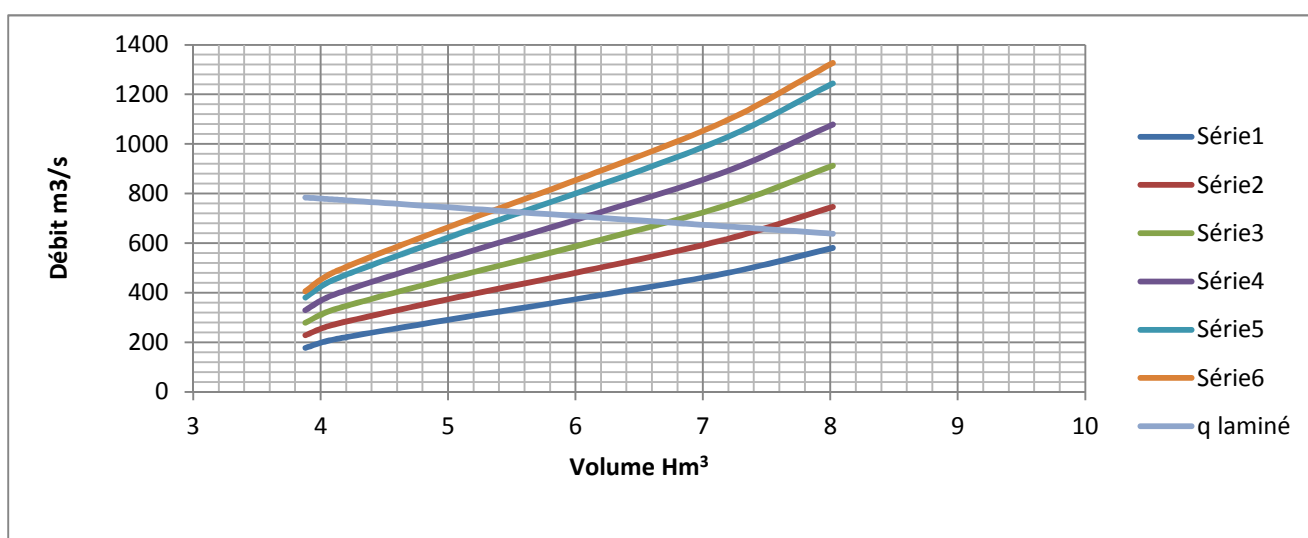


figure II.21 : Courbes de $V=f(Q, q)$

II.8.2.La méthode de MUSKINGUM :

Cette méthode consiste à déterminer l'hydrogramme de sortie d'un barrage correspondant à l'hydrogramme de crue à l'entrée.

Initialement le débit de sortie $Q_s=0\text{m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H=0\text{m}$, le volume stocké $V_s=0\text{m}^3$.

La valeur maximal de débit d'entrée $Q_e=920.75\text{m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $920.75=119.37H^{3/2}$, soit $H_{\max}=4\text{m}$

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau (II.38)

Tableau II.38: Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

H(m)	Côte (m NGA)	A(Km ²)	Q(m ³ /s)	S(Mm ³)	2S/Δt+Q
0	555	1.6	0	0	0
0.5	555.15	1.7	42.20	27	3375.53
1	555.65	1.8	119.37	29	3699.62
1.5	556.15	2.11	219.30	31	4046.46
2	556.65	2.13	337.64	32	4288.26
2.5	557.15	2.15	471.87	35	4792.85
3	557.65	2.16	620.28	36	5064.72
3.5	558.15	2.17	781.65	37	5349.55
4	558.65	2.19	954.98	39	5769.79

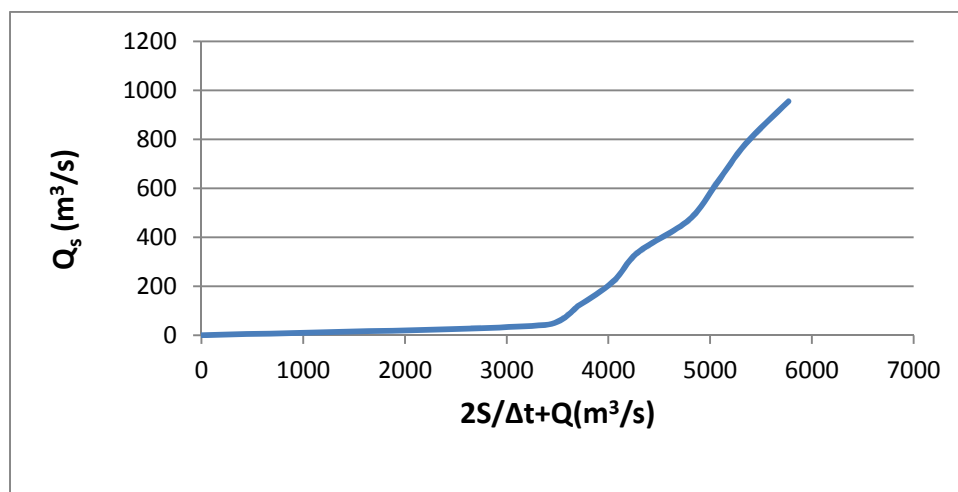


Figure II.22 : Courbe caractéristique du barrage

En utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation :

$2S_2/\Delta t + Q_2 = I_1 + I_2 + 2S_1/\Delta t + Q_1 - 2Q_1$ On détermine l'hydrogramme laminée (tableau II.39)

Tableau II.39 : Calcul de l'hydrogramme laminé

Temps(h)	I	I ₁ +I ₂	2S/Δt+Q	(2S/Δt+Q)-2Q	Q _s
0	0	45.47	0	0	0
1	45.47	227.36	3375.53.53	3284.59	32.65
2	181.89	591.11	3477.79	3114.01	102.26
3	409.22	1136.73	4250.74	3432.3	202.4
4	727.51	1648.26	5080.56	3625.54	378.22
4.5	920.75	1724.11	5349.65	3508.15	456.18
5	803.36	1402.73	4910.88	3304.16	516.62
6	599.37	1032.73	4336.75	3138.01	587.09
7	433.22	734.24	3872.25	3005.81	602.39
8	301.02	499.9	3505.71	2903.67	538.82
9	198.88	321.82	3225.49	2827.73	345.61
10	122.94	192.25	3019.98	2774.1	264.23
11	69.31	103.41	2877.51	2738.89	198.76
12	34.1	47.55	2786.44	2718.24	154.11
13	13.45	16.92	2735.16	2708.26	95.42
14	3.47	3.74	2712	2705.06	43.27
15	0.27	0.27	2705.6	2704.06	31.19
15.75	0	0	2044.41	0	19.36
16	0	0	2025.05	0	11.40
17	0	0	2013.65	0	9.22
18	0	0	2004.43	0	8.71
19	0	0	2003.58	0	0.85
20	0	0	2003.47	0	0.11

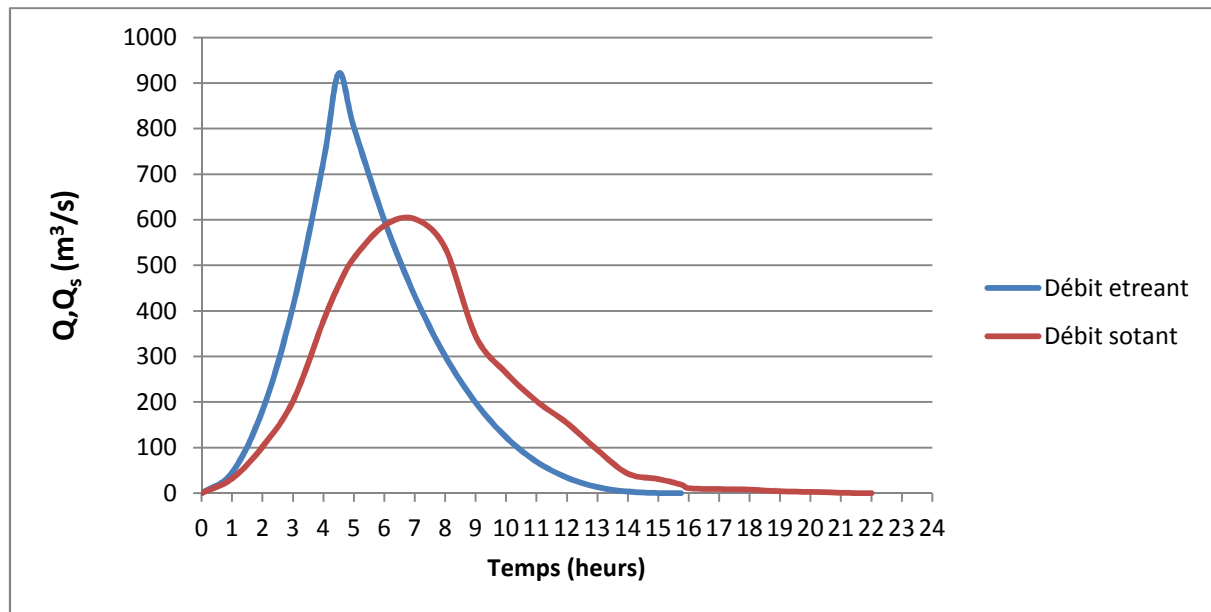


Figure II.23 : Courbe de débit entrant et débit sortant

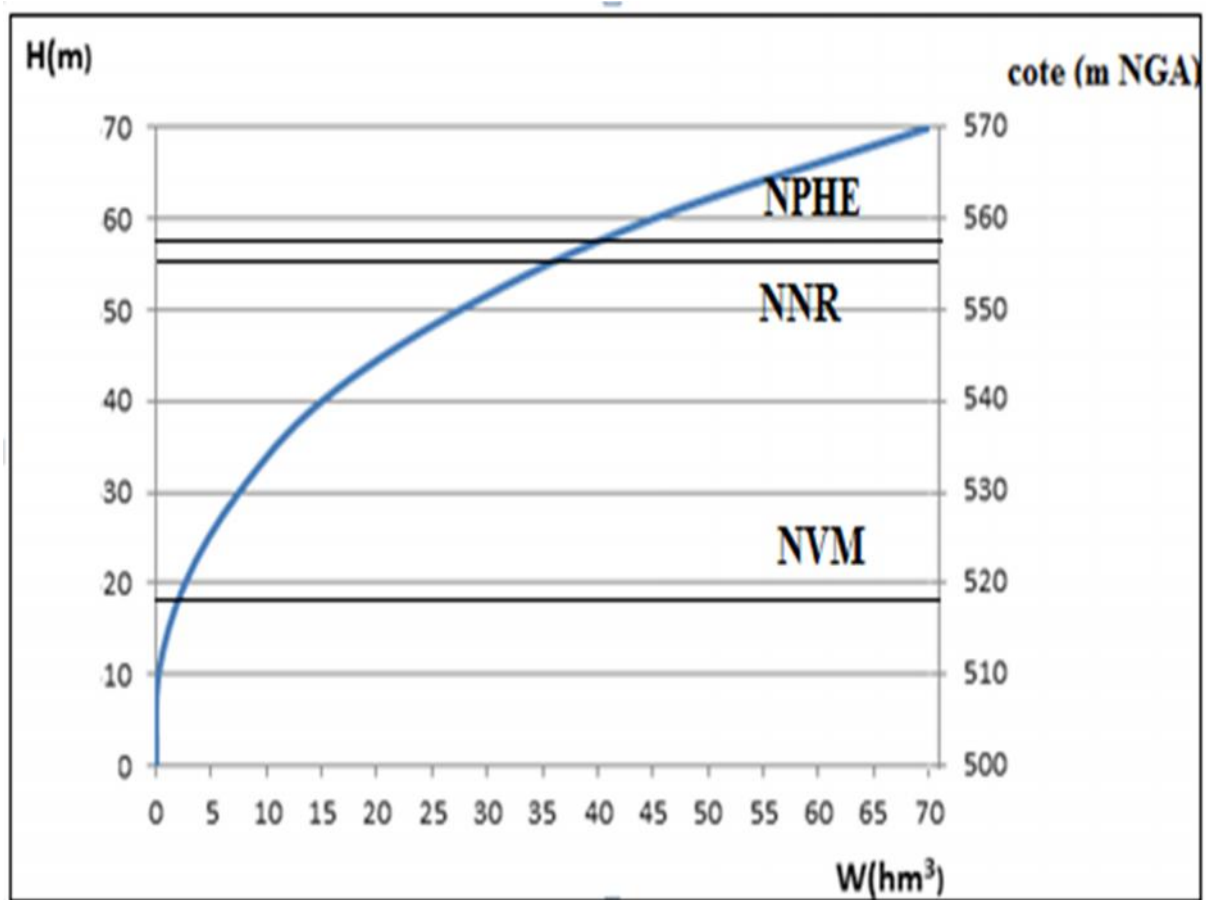


Figure II.24 : les différents niveaux du barrage

II.9. Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversants correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

II.9.1. La revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H , de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = 0.75H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (II.50)$$

La hauteur des vagues H est estimé à l'aide des formules suivantes :

A- Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots (II.51)$$

F: le Fetch $F = 3,5 \text{ Km}$

B- Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032(U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (II.52)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; $U = 140.4 \text{ Km/h}$.

C- Formule de Mallet-paquant :

$$H = 0.5 + 0.33(F)^{0.5} \dots\dots\dots (II.53)$$

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots (II.54)$$

H : hauteur des vagues (m).

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.40 : calcul de la revanche

Formule	$H(\text{m})$	$V (\text{m/s})$	$R(\text{m})$
Stevenson	1.03	3.56	1.68
Molitor	1.09	3.68	1.78
Mallet-paquant	1.12	3.74	1.83

$R = 2$ m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage

II.9.2. Le tassement

On calcule le tassement d' après les formules suivantes :

✓ $T = 0.015 H_b \dots\dots\dots (II.55)$

✓ $T = 0.001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots (II.56)$

Où

T = Tassement de la crête du barrage

H_b = Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés à 0.5 m.

II.9.3. La largeur en crête

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

✓ Formule T.KNAPPEN $b = 1.65 H_b^{0.5} \dots\dots\dots (II.57)$

✓ Formule E.F.PREECE $b = 1.1 H_b^{0.5} + 1 \dots\dots\dots (II.58)$

✓ Formule SIMPLIFIEE $b = 3.6 H_b^{1/3} - 3 \dots\dots\dots (II.59)$

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci-après:

Tableau II.41: Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur de la crête

Largeur de déversoir (m)	Charge déversante (m)	Hauteur du barrage (m)	Largeur en crête			
			Formule T.KANAPPEN	Formule E.F.PREECE	Formule SIMPLIFIER	b_{cr}
35	3.4	60.55	12.866	9.577	11.137	11.193
45	3	60.15	12.823	9.549	11.105	11.159
55	2.6	59.75	12.781	9.521	11.074	11.125
65	2.2	59.35	12.738	9.492	11.043	11.091
75	1.8	58.95	12.695	9.464	11.012	11.057
80	1.6	58.75	12.674	9.449	10.996	11.040

On donne la largeur en crête égale à 11m

Tableau II.42 : variation de la hauteur du barrage en fonction de H déversant

NNR	B	H	NPHE	R+t	Cote de la crête	H _b
555	35	3.4	558.4	2.5	560.9	60.55
555	45	3	558	2.5	560.5	60.15
555	55	2.6	557.6	2.5	560.1	59.75
555	65	2.2	557.2	2.5	559.7	59.35
555	75	1.8	556.8	2.5	559.3	58.95
555	80	1.6	556.6	2.5	559.1	58.75

II.10. Calcul des coûts

II.10.1. Calcul du coût de la digue

En premier lieu, on calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût.

- ✓ Tracer le profil longitudinal du barrage et on va choisir des sections à travers le barrage.
- ✓ On détermine la hauteur de la digue connaissant la cote de crête et celle au pied du barrage.
- ✓ Calcul de la largeur au pied du barrage au droit de la section.

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) * H_{bi}$$

Avec : b_{cr} : largeur en crête

B_{pi} : largeur du pied du barrage au droit de la section i

m_1 et m_2 sont les fruits du talus amont et aval.

- ✓ Calcul de la section $S = ((b_{cr} + B_{pi}) / 2) * H_{bi}$.
- ✓ Calcul du volume total du barrage $V_b = \sum V_i$ avec $V_i = ((S_i + S_{i+1}) / 2) * d$

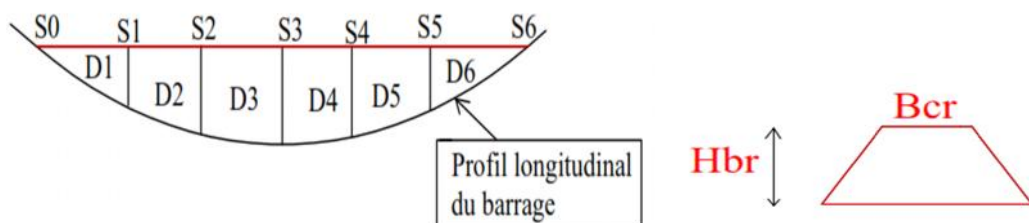


Figure II.25 : Principe de calcul du volume d'un barrage

Remarque : le prix de mètre cube de remblais égale 452DA

Tableau II.43 : coût et volume de la digue

Largeur déversant(m)	Hauteur du barrage(m)	Volume de la digue (m ³)	coût de la digue(DA)
35	60.55	802484.25	182185041
45	60.15	748985.3	338948155.6
55	59.75	730258.2	330076706.4
65	59.35	721504.7	326120124.4
70	58.95	712056.8	321849673.6
80	58.75	357174.3	161442784

II.10.2.Calcul du coût de l'évacuateur de crues**a) Coût du déversoir :**

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Griguer, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant des problèmes d'instabilité de l'ouvrage.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \cdot \left(\frac{X}{H} \right)^{1.80} \dots\dots\dots (II.60)$$

Avec : H : charge sur le seuil(m).

Y : ordonnée du profil(m).

X : abscisse du profil(m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dev} = S \cdot b$$

S: section transversal (m²)

b: largeur déversant(m)

Tableau II.44: Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

b(m)	H _{dév} (m)	X	Y	S(m ²)	V (m ³)	Cout(DA)
35	3.4	4	2.14	10.7	374.5	9362500
45	3	4.4	2.81	9.27	417.15	10428750
55	2.6	4.8	3.68	13.25	728.75	18218750
65	2.2	5.2	4.86	18.95	1231.75	30793750
75	1.8	5.6	6.53	27.43	2057.25	51431250
80	1.6	6	8.11	36.49	2919.2	72980000

b) Coût du canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau «H» et une revanche de 2m avec 1m comme hauteur de pelle.

D'où la hauteur du mur : $H_{ca}=P+H+R$(II.61)

Avec : P : hauteur de pelle

H : la lame déversant

R : la revanche

La longueur du canal d'approche «L» est déterminée d'après la topographie est égal à 70m, l'épaisseur du mur «e» est prise égale à 0.5m.

D'où le volume du canal d'approche est estimé par :

$$V=S.e=L.H_{ca}.e \dots\dots\dots (II.62)$$

Tableau II.45 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes

b(m)	H _{dév} (m)	h _{ca} (m)	S(m)	V (m ³)	Coût (DA)
35	3.4	6.4	448	224	5600000
45	3	6	420	210	5250000
55	2.6	5.6	392	196	4900000
65	2.2	5.2	364	182	4550000
75	1.8	4.8	336	168	4200000
80	1.6	4.6	322	161	4025000

c) Coût du coursier :

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 140 m (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} * L_{\text{cou}} \dots \dots \dots (\text{II.63})$$

L'épaisseur du radier des murs bajoyers est prise égale à 0.5m.

Largeur du coursier est donné par :

$$b_{\text{cour}} = (q_{\text{lam}})^{0.4} \dots \dots \dots (\text{II.64})$$

Tableau II.46: Récapitulatif des coûts du coursier par différentes largeurs déversantes.

b(m)	q(m ³ /s)	b _{cour}	Volume du béton (m ³)	Coût (DA)
35	637.85	13.24	1556.8	38920000
45	667.48	13.48	1573.6	39340000
55	705.94	13.79	1595.3	39882500
65	744.04	14.08	1615.6	40390000
75	775.79	14.32	1632.4	40810000
80	783.91	14.38	1636.6	40915000

II.10.3.Le coût total du barrage

Le coût total (Digue+Evacuateur de crues) est donné ci-après :

Tableau II.47 : Coût Total du barrage.

Largeur déversantes	Coût de la digue	Coût de l'évacuateur de crue			Coût total
		déversoir	Canal d'approche	Coursier	
35	362722881	9362500	5600000	38920000	416605381
45	338948155.6	10428750	5250000	39340000	393966905.6
55	330076706.4	18218750	4900000	39882500	393077956.4
65	326120124.4	30793750	4550000	40390000	401853874.4
75	321849673.6	51431250	4200000	40810000	418290923.6
80	297042784	72980000	4025000	40915000	414962784

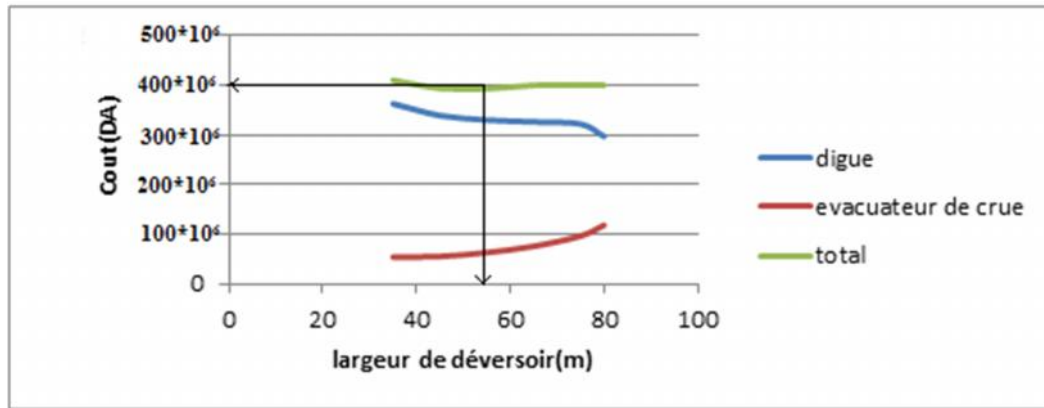


Figure II.26 : Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur du déversoir

D'après la courbe d'optimisation on trouve les paramètres suivants :

- $b=55\text{m}$
- $h=2.6\text{m}$
- $H_b=59.75\text{m}$

Tableau II.48 : Caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm^3	3.5
Volume utile	Mm^3	26.55
Volume au NNR	Mm^3	30.05
Côte du site	m NGA	500
Côte du fond	m NGA	500.35
Côte du NVM	m NGA	519
Côte NNR	m NGA	555
Côte NPHE	m NGA	557.90
Côte en crête	m NGA	560.10
Largeur en crête	m	11
Largeur du déversoir	m	55
Charge déversante	m	2.6
Hauteur du barrage	m	59.75

Conclusion :

A la fin de ce chapitre on a déterminé tous les paramètres et les caractéristiques hydrologiques nécessaires (bassin versant, crues, précipitation ...) qui seront des éléments fondamentaux dans la conception du barrage ainsi que le coefficient de rentabilité tel que

$R = \frac{V_{\text{util}}}{V_{\text{terre}}} = 37.85 > 10$ qui mènera à conclure que la réalisation du barrage est économique.

III.1. Généralités

Un **barrage** est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau pour retenir de l'eau qui permet de créer une retenue d'eau destinée à réguler le débit du cours d'eau et/ou à en stocker l'eau pour différents usages tels que : contrôle des crues, irrigation, industrie, hydroélectricité, pisciculture, réserve d'eau potable, etc.

Les barrages ce sont des structures complexes leur étude et réalisation prennent en compte un grand nombre de paramètres et de données ce qui le rend des ouvrages d'art d'une conception unique.

Le choix du type du barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, des problèmes de transport et d'approvisionnement, des possibilités en matériel et main-d'œuvre, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

III.2. les variantes à choisir

Sur la base de l'expérience de la construction mondiale hydrotechnique et l'expérience de la construction des barrages en Algérie et compte tenu des conditions géologiques et géotechniques de la fondation permettant d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui donne le choix entre les trois variantes :

- Barrage en terre homogène en argile.
- Barrage en enrochement zonée à noyau d'argile.
- Barrage en enrochement avec masque en béton.

A- Barrage homogène

Le barrage homogène est un barrage en remblai construit avec un matériau suffisamment étanche (argile, limon). C'est la technique la plus ancienne de barrages en remblais. La pente du talus sera différente selon la résistance du matériau choisi.

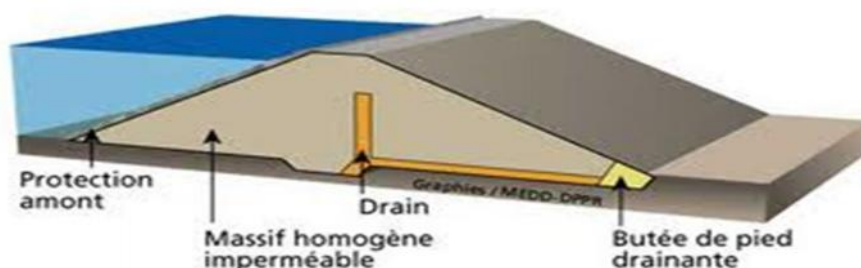


Figure III .01 : Barrage homogène

B- Barrage à noyau

Le barrage à noyau argileux sépare les fonctions d'étanchéité et de résistance. Un matériau le plus étanche possible (argileux) compose le noyau et est entouré par des matériaux plus résistants mais moins étanches (enrochements ou alluvions). En plus de pouvoir construire une pente plus raide et donc d'économiser du matériau, un meilleur contrôle des écoulements qui percent le barrage.

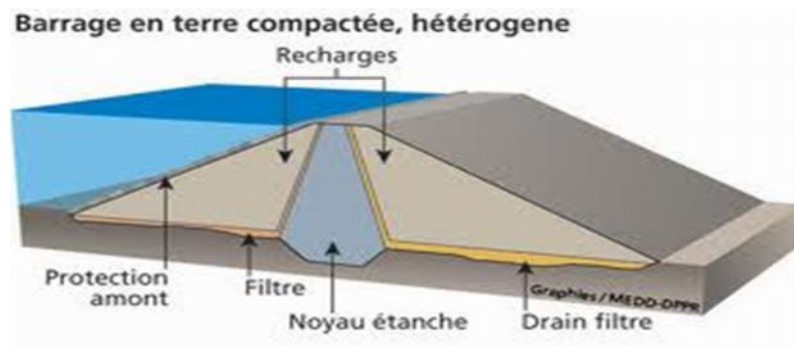


Figure III.02:Barrage à noyau

C- Barrage en enrochement avec masque en béton

Le barrage à masque est une technique plus récente consistant à placer un "masque" de béton ou d'un matériau plus souple (PVC) sur une base très solide d'enrochements, côté amont. Ce type de barrage se rencontre sur des sites où il n'y a pas de terre mais seulement de la roche.

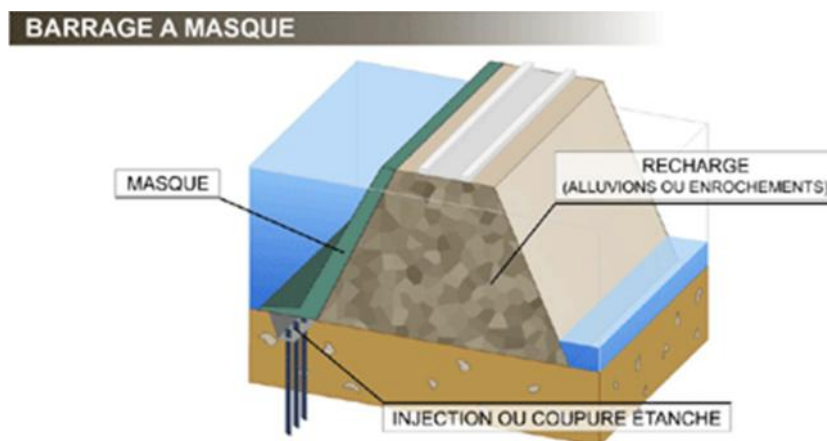


Figure III.03 : Barrage à masque en béton

III.3. Objectif de l'étude des variantes

Pour dégager la variante la plus appropriée, on se base sur la comparaison économique des variantes proposées susceptibles d'être projetées sur le site. Les digues proposées sont dimensionnées approximativement.

III.4. Définition du profil général du barrage

III.4.1. Hauteur du barrage

- **Niveau des plus hautes eaux**

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de la retenue (NNR=555m) plus de la charge déversant ($h=2.60\text{m}$)

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

$$\text{NPHE} = 557.6\text{m}$$

- **La revanche**

A été déjà défini dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie,

On prend $R = 2\text{m}$ est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage

- **Le tassement**

On calcule le tassement d' après les formules suivantes :

- ✓ $T = 0.015 H_b$

- ✓ $T = 0.001 H_b^{3/2}$

Où :

T = Tassement de la crête du barrage

H_b = Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés à 0.5 m .

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t$$

$$H_b = 555 - 500.35 + 2.60 + 2 + 0.5 = 59.75\text{m}$$

Donc la côte en crête : 560.10m NGA

III.4.2. La largeur en crête

A été déjà défini dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.01 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête

formule	b_{cr}
KANAPENT	12.80
E- F-PREECE	9.53
Anonyme	11.11
Pratique	9.70
Moyenne	10

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{ert} = 11 \text{ m}$.

III.4.3. La longueur en crête

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L = 425 \text{ m}.$$

III.4.4. Pentés des talus

- Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, comme montre le tableau ci-après :

Tableau III.02 : valeurs indicatives des fruits de talus.

Hauteur du barrage (m)	Type de barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
$H \geq 20$	-Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	-A zonés	3,0	3,0

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage. On opte pour :

- Parement amont $m_1 = 3,0$.
- Parement aval $m_2 = 2,5$.

Ce qui va être vérifié après avec le calcul de la stabilité.

III.4.5. Les bermes

Pour des hauteurs dépassant les dix mètres de la digue on prévoit des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus. Les bermes sont de (2 – 4) mètres de largeur et de pente (2 à 3) %.

A - talus amont

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposé deux bermes de largeur 4 m chacune à la côte 520.10 m NGA et à la côte 540.10 m NGA.

B - talus aval

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons deux bermes de largeur 4 m à la même cote successivement.

III.4.6. Revêtement de la crête et des talus de la digue

A. Le talus aval

Le talus aval est généralement recouvert de terre végétale et engazonné, ce qui lui permet de mieux résister à l'érosion due à la pluie.

B. Le talus amont

Il sera protégé par un parement en Rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la méthode de « T. V.A. »

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le rip-rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace.

1) Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority)

Cette méthode déterminée par la formule suivante :

$$e = C.V^2 \dots\dots\dots (III.1)$$

Où e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard en [m/s]; sachant que $V = 3,66$ m/s

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique γ_p Du matériau d'enrochement.

La valeur de C est donnée par le tableau suivant :

Tableau III.03 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma_p=2.50$	$\gamma_p=2.65$	$\gamma_p=2.80$
1/12	0.027	0.022	0.020
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1,5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

D'après le tableau $C=0.025$, donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0.33\text{m}$

Mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,4\text{m}$

2) Deuxième méthode :

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau III.04 : Epaisseur de l'enrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues $h(\text{m})$	Epaisseur $e(\text{m})$	D_{50} des blocs (m)
0-0,30	0,30	0,20
0,30-0,6	0,40	0,25
0,6-1,2	0,45	0,30
0,2-1,8	0,55	0,40
1,8-2,4	0,70	0,45
2,4-3,0	0,80	0,55

Pour notre cas, $0.6 < H < 1.2 \text{ m}$ $e = 0,45 \text{ m}$. $D_{\min} = 0,30 \text{ m}$

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,5 \text{ m}$

C. la crête

Pour assurer une bonne stabilité de la crête, on doit réaliser un bon revêtement pour permettre la bonne circulation des engins et cela en utilisant une couche de produit asphaltique épaisse de **1m**.

III.4.7. Etanchéité du barrage

III.4.7.1. Le noyau

Le noyau en matériaux argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité.

a) Dimensionnement du noyau

- **La hauteur du noyau**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1$$

Avec : H_b : hauteur du barrage

H_n : hauteur du noyau

$$H_n = 59.75 - 1 = 58.75 \text{ m}$$

- **La largeur en crête du noyau**

Largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{c,n} = \frac{1}{6} H_b = 10 \text{ m}$$

- **Les fruits des talus**

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm}$$

I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

ΔH : la différence de charge d'eau

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible

Tableau III.05 : Classe de l'ouvrage en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage.			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.60	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la III^{ème} classe alors, on prend $I_{adm}=1,80$

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H_1 - H_2}{b_{moy}}$$

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont ($H_1 = 57.55$ m)

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2 = 0$).

➤ Largeur moyenne en base du noyau

$$b_{moy} = \frac{H_1}{I_{adm}} = \frac{57.55}{1.80} = 32m$$

➤ Largeur en base du noyau

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{c,n}$$

$$L_b = 2 * 32 - 10 = 54m$$

➤ Détermination des fruits des talus:

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{c,n}$$

On aura :

$$m = \frac{L_b - L_{c,n}}{2 * H_n} = \frac{54 - 10}{2 * 58.75} = 0.40$$

- **La côte en crête du noyau**

$$NCN = C_{fond} + H_n = 500.35 + 58.75 = 559.1mNGA$$

III.4.7.2. Les drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

a. Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)

- **Hauteur:**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 59.75\text{m}$)

On prend $H_p = 0,15 H_b$

On aura : $H_p = 9 \text{ m}$

- **Fruit des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2)$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5)$$

Donc, on prend : $m_1 = 1,75$ $m_2 = 2,5$

- **Largeur au sommet :** $b_p = (1/3 \div 1/4) H_p$

On prend $b_p = 1/3 H_p$

Ce qui donne: $b_p = 3 \text{ m}$

b. Dimensionnement du drain tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur $1/4$ à $1/3$ de l'emprise du barrage, On trouve environ une valeur de 118m
On recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80\text{m}$

c. Dimensionnement du drain vertical

Le drain vertical est placé au centre de la digue, d'une largeur minimale de 1m constitué en matériaux grossiers (gravier et sable).

III.4.7.3. Les Filtres

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

Les filtres sont constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fins des terres drainées.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établies par BERTRAM (Université de Harvard), basé sur les conditions de TERZAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'année et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD(1984).

▪ **Critères de conception**

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5$: Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard.

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5$: Condition de perméabilité.

$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25$: Condition de parallélisme des courbes granulométriques.

$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20$: Condition d'uniformité du filtre.

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression :

$$K=0.35(D_{15})^2$$

Ou : D_{15} en mm

K : obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables.....0, 15m
- Couches horizontales de graviers.....0, 30m
- Couches verticales ou inclinées 1,00m

III.5. Calcul du volume des différents matériaux

Pour faire le choix de la variante à retenir, on doit procéder aux calculs des volumes des différentes variantes en ayant les prix unitaires des divers éléments.

La méthode de calcul des volumes a déjà était abordée dans le chapitre II

III.5.1. Barrage homogène en argile avec drain vertical**III.5.1.1. Recharges**

Le tableau ci-après donne le volume des recharges nécessaires pour la construction de la digue homogène en argile.

Tableau III.06 : calcul des volumes des recharges (argile).

N°	Si	Smoy	di	Volume
0	0	4103.215	78.2	320871.413
1	8206.43	9206.725	63.24	582233.289
2	10207.02	11416.465	81.8	933866.837
3	12625.91	11885.245	60.93	724167.978
4	11144.58	9022.93	68.50	618070.705
5	6901.28	3450.64	72.33	249584.791
6	0			
Volume total				3428795.01

III.5.1.2. Protection rip-rap

Le tableau nous résume le volume du rip-rap utilisé pour la protection des talus

Tableau III.07 : calcul des volumes du rip-rap

N°	Si	Smoy	di	Volume
0	0	30.12	78.2	2355.384
1	60.24	68.065	63.24	4304.430
2	75.89	85.18	81.8	6967.724
3	94.47	88.42	60.93	5387.430
4	82.37	66.56	68.50	4559.36
5	50.75	25.375	72.33	1835.373
6	0			
Volume total				25409.703

III.5.1.3.Filtres et drains

Les tableaux suivants récapitulent les volumes des graviers et des sables utilisé pour les filtres et les drains

Tableau III.08 : calcul des volumes des graviers.

N°	Si	Smoy	di	Volume
0	0	49.12	78.2	3841.184
1	98.25	161.5	63.24	10213.26
2	224.75	170.93	81.8	13982.074
3	317.12	247.87	60.93	15102.71
4	178.62	127.7	68.50	8747.45
5	76.78	38.39	72.33	2776.74
6	0			
Volume total				54663.43

Tableau III.09. Calcul des volumes des sables.

N°	Si	Smoy	di	Volume
0	0	20.56	78.2	1607.79
1	41.12	51.67	63.24	3267.61
2	62.23	82.35	81.8	6736.23
3	102.47	78.03	60.93	454.36
4	53.6	38.67	68.50	2648.89
5	23.74	11.87	72.33	858.55
6	0			
Volume total				19873.45

III.5.2. Barrage zoné à noyau d'argile**III.5.2.1.le noyau :**

Il est composé par une argile limoneuse protégée par un filtre des deux cotée. Le tableau suivant nous donne le volume de l'argile nécessaire pour sa réalisation.

Tableau III.10 : calcul des volumes du noyau.

N°	Si	Smoy	di	Volume
0	0	908.95	78.2	71079.89
1	1817.9	2060.45	63.24	130302.85
2	2303	2590.87	81.8	211933.16
3	2878.75	2691.32	60.93	163982.12
4	2503.9	2013.9	68.50	137952.15
5	1523.9	761.95	72.33	55111.84
6	0			
Volume total				
770362.035				

III.5.2.2. Les recharges :

Elles sont constituées des alluvions ou d'enrochement. Le tableau suivant montre le volume des recharges.

Tableau III.11: volumes des recharges.

N°	Si	Smoy	di	Volume
0	0	3144.34	78.2	245887.38
1	6288.68	7006.09	63.24	443065.13
2	7723.25	8547.14	81.8	699156.05
3	9371.03	8889.59	60.93	541642.71
4	8408.16	6847.89	68.50	469080.46
5	5287.62	2643.81	72.33	191226.77
6	0			
Volume total				2590058.53

III.5.2.3.protection rip-rap**Tableau III.12** : calcul des volumes du rip-rap

N°	Si	Smoy	di	Volume
0	0	30.12	78.2	2355.384
1	60.24	68.065	63.24	4304.430
2	75.89	85.18	81.8	6967.724
3	94.47	88.42	60.93	5387.430
4	82.37	66.56	68.50	4559.36
5	50.75	25.375	72.33	1835.373
6	0			
Volume total				25409.703

III.5.2.4. filtre et drain**Tableau III.13:** calcul des volumes des graviers.

N°	Si	Smoy	di	Volume
0	0	30.28	78.2	2367.89
1	60.57	91.37	63.24	5778.23
2	122.18	264.39	81.8	21627.10
3	284.42	234.90	60.93	14312.45
4	185.39	126.39	68.50	8657.71
5	67.92	33.96	72.33	2456.32
6	0			
Volume total				55199.73

Tableau III.14 : calcul des volumes des sables.

N°	Si	Smoy	di	Volume
0	0	19.64	78.2	1535.84
1	39.28	48.93	63.24	3094.33
2	58.59	75.15	81.8	6147.27
3	91.71	69.42	60.93	4229.76
4	47.13	34.48	68.50	2361.88
5	21.84	10.92	72.33	789.84
6	0			
Volume total				18158.93

III.5.3. Barrage en enrochement avec masque en béton

Les masques d'étanchéités amont sont généralement posés sur une forme drainante établie sur le parement amont du barrage. L'organe d'étanchéité proprement dit doit être la plus part du temps protégé.

L'épaisseur du masque en béton est déterminée selon Materon 2007 par la formule suivante :

$$e = 0,3 + 0,002 \cdot H_b$$

Avec : H_b : hauteur du barrage

On trouve $e = 0,42\text{m}$

On prend $e = 0.5\text{m}$ pour la sécurité.

II.5.3.1. Recharges (enrochements)

Tableau III.15. Calcul des volumes des recharges (enrochement).

N°	Si	Smoy	di	Volume
0	0	4152.9	78.2	324756.78
1	8305.8	9384.9	63.24	593501.076
2	10464	11744.75	81.8	960720.55
3	13025.5	12191.65	60.93	742837.235
4	11357.8	9177.8	68.50	628679.3
5	6997.8	3498.9	72.33	253075.437
6	0			
Volume total				3503570.38

III.5.3.2.masque en béton**Tableau III.16 :** Calcul des volumes du béton.

N°	Si	Smoy	di	Volume
0	0	25.3	78.2	1978.46
1	50.60	57.17	63.24	3615.43
2	63.75	71.55	81.8	5852.79
3	79.35	74.25	60.93	4524.05
4	69.16	55.89	68.50	3828.46
5	42.63	21.31	72.33	1541.35
6	0			
Volume total				21340.54

III.5.3.3.filtre et drain**Tableau III.17 :** Calcul des volumes des graviers.

N°	Si	Smoy	di	Volume
0	0	10.23	78.2	799.98
1	20.47	46.065	63.24	2913.15
2	71.66	76.78	81.8	6280.60
3	81.9	71.66	60.93	4366.24
4	61.42	45.57	68.50	3121.54
5	29.72	14.86	72.33	1074.82
6	0			
Volume total				18556.35

Tableau III.18 : calcul des volumes des sables.

N°	Si	Smoy	di	Volume
0	0	5.11	78.2	399.60
1	10.23	23.03	63.24	1456.41
2	35.83	38.39	81.8	3140.30
3	40.95	35.83	60.93	2183.12
4	30.71	23.00	68.50	1575.5
5	15.3	7.65	72.33	553.32
6	0			
Volume total				9308.26

III.6. Estimation du coût des variantes

Le tableau suivant donne le coût des différentes variantes étudiées.

Tableau III.19 : Les coûts des différentes variantes étudiées.

variant	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Coût (DA)	Coût Totale (DA)
Homogène	Recharge (argile)	3428795.01	400	1371518004	1481290020
	Enrochement (rip-rap)	25409.70	800	20327760	
	Filtres et drains	74536.88	1200	89444256	
Zoné	Noyau	770362.03	500	385181015	1529562579
	Recharge	2590058.53	400	1036023412	
	Enrochement (rip-rap)	25409.70	800	20327760	
	Filtres et drains	73358.66	1200	88030392	
masque	Recharge	3503570.38	800	2802856304	3180410708
	Masque en béton	21340.54	12000	256086480	
	Filtre et drains	27864.61	1200	33437532	

Conclusion :

D'après l'estimation du coût des différentes variantes on remarque que les deux types de digues, à Noyau d'argile et homogène, sont les plus économiques.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes et d'autres considérations.

D'après le rapport géologique et géotechnique, ainsi que la disponibilité des matériaux le barrage zoné est le plus faisable du point de vue économique et technique.

Introduction

Situé à l'étude des variantes réalisée dans le chapitre précédent, nous avons opté pour la IIème variante à savoir un barrage en enrochement à noyau central en argile.

Ainsi, on aborder à tous les points essentiels de l'étude détaillée de la digue afin de confirmer la variante et passer à l'exécution.

IV.1.Dimensionnement de la digue

- La revanche du barrage : $R=2m$
- La hauteur du barrage : $H_b=59.75m$
- Largeur en crête : $b_{cr}=11m$
- Longueur en crête : $L=425m$
- Les bermes :

Talus amont deux bermes de 4m aux côtes 520.10m NGA, 540.10m NGA

Talus aval deux bermes de 4m aux côtes 520.10mNGA, 540.10 NGA.

- Classification de l'ouvrage :

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation, en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

Tableau IV.01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs du barrage (m)			
Sols rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sablonneux, pierreux, argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau notre barrage appartient à la classe III.

➤ Pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Tableau IV.02 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type de barrage	Fruit de talus	
		Amont	Aval
H<5	-Homogène	2,5	2,0
	-A zoné	2,0	2,0
5<H<10	-Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	-Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	-A zoné	2,0	2,5
10<H<20	-Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	-Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	-A zonés	2,0	3,0

Pour les talus on prend :

- ✓ Le fruit amont est : $m_1=3,0$
- ✓ Le fruit aval est : $m_2=2.5$

IV.1.1. Protection des talus

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, et aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage. En ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a lieu donc en général de prévoir une protection pour les talus.

A- le talus aval

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 30cm pour plus de sécurité.

B - le talus amont

Le talus amont est protégé de l'effet d'érosion des vagues de forme d'enrochement.

La protection amont est percée de drains permettant l'eau imprégnant le remblai de ne pas être piégée derrière le revêtement pendant les phases de vidange rapide de la retenus.

Le rip-rap est souvent préféré en raison de son cout et sa durabilité.

D'après le chapitre précédant on a trouvé $e=0,5m$

IV.2. Drainage de la digue

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue de la stabilité sous chargement statique et dynamique. Si on n'utilise pas un système de drainage bien adapté pour le remblai, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage. De ce fait il convient de bien concevoir le système de drainage qui pourrait constituer une bonne méthode pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques et cela en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

IV.2.1. But de drainage

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelles soit accidentelles.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

- a) Abaissement de la ligne de saturation ;
- b) Réduction de la pression de courant avec modification du réseau d'écoulement
- c) Réduction de la pression interstitielle ; Contrôle des percolations et du non migration des éléments du remblai.

IV.2.2. Constitution et fonctionnement des filtres et drains

IV.2.2.1 Les filtres

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction principale est de retenir ces particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés :

- Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;

- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

De nos jours, on remplace souvent ces filtres granulaires naturels ou concassés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en œuvre par rapport aux Filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

IV.2.2.2. Les drains

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée. Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavée si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

IV.2.3. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres

La référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI.

Elles s'énoncent comme suit :

Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique.

Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

▪ Critères de conception

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5$: Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard.

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5$: Condition de perméabilité.

$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25$: Condition de parallélisme des courbes granulométriques.

$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20$: Condition d'uniformité du filtre.

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

1) Calcul des filtres

A. Règle des filtres

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de L'absence du renard.

Condition 1:

$$\frac{D_{15}}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta \cdot (1 + 0,05\eta)} \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2 :

Condition de (TERZAGUI ,1942) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \dots\dots\dots (IV.2)$$

D'où :

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

B. Vérification du contact Noyau-Recharge

Cela revient à vérifier la double condition suivante :

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec : d_{85} : Diamètre des particules du corps du noyau à 85%.

d_{15} : Diamètre des particules du corps du noyau à 15%.

D_{15} : Diamètre des particules de recharge (grés) à 15%.

$$d_{85} = 0.05\text{mm} ; d_{15} = 0.004\text{mm} ; D_{15} = 0.17\text{mm}$$

$$0.2 > 0.17 > 0.02$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée

C. Détermination du fuseau granulométrique du filtre

Généralement le choix du filtre doit répondre aux critères de TERZAGUI :

$$\frac{d_{15\text{ filtre}}}{d_{15\text{ sol à protéger}}} > 4$$

Associer à la condition citée en équation ci-dessus, l'US Bureau of réclamation préconise les relations suivantes :

$$\frac{d_{15\text{ filtre}}}{d_{85\text{ sol à protéger}}} < 5 ; \quad \frac{d_{15\text{ filtre}}}{d_{15\text{ sol à protéger}}} < 20 ; \quad \frac{d_{50\text{ filtre}}}{d_{50\text{ sol à protéger}}} < 25$$

Cette figure montre la méthode pour tracer le fuseau du filtre :

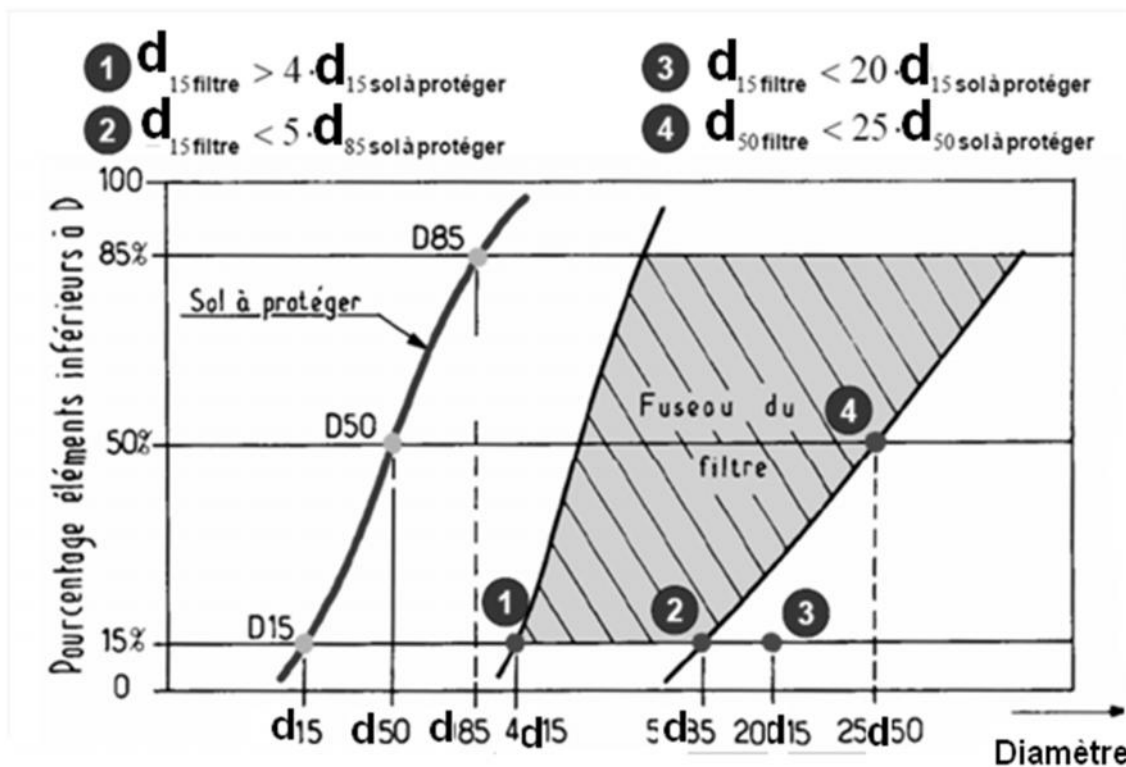


Figure IV.01 : Principe graphique de détermination de fuseau granulométrique d'un filtre.

D. Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15} , D_{50} : Diamètre de filtre.

d_{15} , d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

Granularité du sol protégé :
 $d_{15} = 0.004 \text{ mm}$
 $d_{50} = 0.015 \text{ mm}$
 $d_{85} = 0.05 \text{ mm}$.

La première couche du filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

$$0.048 \text{ mm} < D_{15} < 0.16 \text{ mm}$$

$$0.18 \text{ mm} < D_{50} < 0.87 \text{ mm}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.104 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 0.525 \text{ mm}$$

$$D_{17}^F = \frac{D_{pv}}{0,32 * \sqrt[n]{\eta_F} * (1 + 0,05 * \eta_F)} * \frac{1-n}{n} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

$$\eta_F : \text{coefficient d'homogénéité du sol du filtre } \eta_F = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.82}{0.07} = 12$$

n: la porosité de filtre

$$n = 0,4 - 0,1 \cdot \log(UF) \dots\dots\dots (IV.5)$$

D_{PV} : diamètre des particules soumises à un effet de voutes.

$$D_{PV} = (3 \text{ à } 4) \cdot d_{15}$$

d_{15} : Diamètre des particules du sol protégé à 15%

On déterminera aussi le diamètre minimum D_{\min} en fonction de D_{17}

$$D_{\min} = \frac{D_{17}}{1 + 0,2 \cdot (1,7)^x} \dots\dots\dots (IV.6)$$

$$\text{Ou : } x = 1 + 1,28 \cdot \log(U_F) \dots\dots\dots (IV.7)$$

Les autres valeurs de « D_i » sont déterminées par la formule suivante :

$$D_i = [1 + 0,2 \cdot (0,1 \cdot i)^x] \cdot D_{\min} \dots\dots\dots (IV.8)$$

On trouve : $n = 0.29$ et $x = 2.38$

Les résultats de la 1ère couche sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.03 : Récapitulatif des résultats de la 1ère couche de filtre.

$D_{pv}(mm)$	$D_{17}(mm)$	$D_{min}(mm)$	$D_{10}(mm)$	$D_{15}(mm)$	$D_{20}(mm)$	$D_{50}(mm)$	$D_{60}(mm)$	$D_{80}(mm)$	$D_{100}(mm)$
0.012	0.038	0.022	0.026	0.034	0.045	0.22	0.34	0.64	1.07

La deuxième couche de filtre on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$0.0672mm < D_{15} < 0.224mm$$

$$0.312mm < D_{50} < 1.508mm$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15}=0.146mm$$

$$D_{50}=0.91mm$$

La deuxième couche est déterminée de la même façon que la première couche.

Tableau IV.04 : Récapitulatif des résultats de la 2ème couche de filtre.

$D_{pv}(mm)$	$D_{17}(mm)$	$D_{min}(mm)$	$D_{10}(mm)$	$D_{15}(mm)$	$D_{20}(mm)$	$D_{50}(mm)$	$D_{60}(mm)$	$D_{80}(mm)$	$D_{100}(mm)$
0.023	0.076	0.046	0.055	0.069	0.091	0.41	0.59	1.09	1.79

Conclusion :

On prévoit deux couches de filtre :

-Une couche de sable de de 20cm

-Une couche de gravier de 20cm

Le tracé de la courbe granulométrique est représenté dans l'annexe C.

E. Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres :

a) Filtre N°1 :

Pour qu'il n'y a pas le phénomène de RENARD il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 * \sqrt[6]{\eta} * (1 + 0,05\eta) * \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (IV.9)$$

$$D_5=0,06mm ; D_{10}=0,08mm ; D_{17}=0,1mm ; D_{60}=0,8 ;$$

$$\eta_F : \text{coefficient d'homogénéité du sol du filtre } \eta^F = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.8}{0.08} = 10$$

$$n_0=0,45 \text{ d'où } n=0,35$$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.6 > 0.379$$

La condition est vérifiée donc, il n y a pas de phénomène de renard dans le sol.

b) Filtre N°2

Pour qu'il n y a pas le phénomène de RENARD il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 * \sqrt[6]{\eta} * (1 + 0,05\eta) * \frac{n}{1-n}$$

$D_5=0,09\text{mm}$; $D_{10}=0,1\text{mm}$; $D_{17}=0,17\text{mm}$; $D_{60}=1.5$;

Π_F : coefficient d'homogénéité du sol du filtre $\eta^F = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1.5}{0.1} = 15$

$n_0=0,45$ d'où $n=0,33$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.529 > 0.432$$

La condition est vérifiée donc, il n y a pas de phénomène de renard dans le sol.

F. Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :

▪ Condition de perméabilité :

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \dots\dots\dots (IV.10)$$

D_{15} : diamètre correspond à 15% du filtre

d_{15} : diamètre correspond à 15% de l'argile

$D_{15}=0.104\text{mm}$

$d_{15}=0.004\text{mm}$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0.104}{0.004} = 26 > 5$$

Donc la condition de perméabilité est vérifiée.

▪ Condition de non entrainement des particules fines :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \dots\dots\dots (IV.11)$$

D_{15} : diamètre correspond à 15% du filtre.

D_{85} : diamètre correspond à 85% de l'argile ;

$D_{15}=0.104\text{mm}$

$D_{85}=0.05\text{mm}$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.104}{0.05} = 2.08 < 5$$

Donc la condition est vérifiée.

2) Calcul des drains

A. Dimensionnement du drain tapis

Longueur du drain tapis: $L_d = 118\text{m}$

B. Dimensionnement du prisme aval

- Hauteur: $H_p = 9\text{ m}$
- Largeur au sommet : $b_p = 3\text{ m}$
- Fruits des talus :

$$m_1 = 1,75 \quad m_2 = 2,5$$

IV.3. Etanchéité du barrage

IV.3.1 Le noyau

- La hauteur du noyau du barrage : $H_n = 58.75\text{m}$
- La largeur en crête du noyau : $L_{c,n} = 10\text{m}$
- largeur moyenne à la base du noyau : $b_{\text{moy}} = 32\text{m}$
- Largeur en base du noyau : $L_b = 54\text{m}$
- Pente des talus: $m = 0.40$

IV.3.2. La clé d'étanchéité

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments. Ils sont étanches et ont été consolidés par les milliers d'années de dépôt. Il faut toutefois noter que localement des dépôts granuleux ont été observés à proximité du substratum rocheux, à la base des sédiments. Ce constat implique de prévoir une clé de remblai jusqu'au rocher afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches. Les matériaux excavés pour la réalisation de cette clé pourront être réutilisés pour le remblai. La profondeur de la clé d'étanchéité est exécutée jusqu'à 10m, avec des talus $m_1 = m_2 = 1$.

IV.4.Calcul des infiltrations

Dans un barrage en remblais, dans la plupart des cas on souhaite que l'étanchéité de l'ouvrage soit apportée par l'imperméabilité du matériau de construction mis en œuvre. Quel que soit sa perméabilité, un remblai soumis à une charge d'eau (digue en terre) va se saturer partiellement.

Les statistiques montrent que plus de 50% des barrages en terre sont provoquées par la déformation de filtration, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne de saturation dans le massif du barrage, déterminer le gradient hydraulique et le débit d'infiltration à travers l'ouvrage et le sol de fondation.

IV.4.1. Définition

On appelle ligne phréatique à travers le corps de la digue, la ligne correspondante à la pression hydrostatique nulle. Cette ligne est parfois appelée improprement ligne de saturation située au-dessus de la ligne phréatique à une distance correspondante à l'élévation capillaire de l'eau de saturation.

IV.4.2.Les causes des infiltrations

Les problèmes de fuites en générale c'est le souci majeur dans les projets de construction des barrages en terre. Les causes peuvent être de différentes origines :

- ✓ Nature des matériaux de remblai.
- ✓ Méthode de compactage et réalisation de remblai.
- ✓ Méthodes adoptées pour assurer l'étanchéité sous la digue du barrage.
- ✓ Fiabilité des reconnaissances géotechniques.

IV.4.3.Les conséquences des infiltrations

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations entraînent généralement deux principales conséquences à savoir :

A- les fuites diffuses

Lorsque le remblai s'avère trop perméable et par voie de conséquence le débit de fuites trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

B- La surélévation de la ligne de saturation

Un remblai soumis à une charge hydraulique se sature partiellement. Le problème se pose lorsque par erreur sur l'identification hydrodynamique des matériaux constitutifs ou suite à des défauts d'exécution, le remblai affiche un comportement hydraulique interne avec une ligne de saturation plus élevée que prévu, une telle configuration altère

les conditions de stabilité du talus aval (cas de glissement) et de plus peut engendrer des sous pressions non prises en compte au projet, enfin et surtout l'apparition d'un renard est à craindre.

IV.4.4.Tracé de la ligne de saturation

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le débit de fuite à travers le corps du barrage, et à apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement dangereux le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable.

KOZENY a montré que la ligne de saturation est une parabole dont l'équation est :

$$(x + y_0)^2 = x^2 + y^2 \Leftrightarrow x + y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} \dots\dots\dots(IV.12)$$

D'où :

$$y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} - x \dots\dots\dots(IV.13)$$

À la condition au limites : $x=d$ et $y=h$

On aura :

$$y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d \dots\dots\dots(IV.14)$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de $0,7b$

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont

(Déterminé graphiquement)

h : La hauteur d'eau en amont

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

Niveau de la Retenue Normale(NNR), ($h=54.65m$) :

$$b = m_n * h = 0.40 * 54.65 = 21.86m$$

$$\mathbf{b=21.86m}$$

$$L' \text{emprise du noyau} : L_b = 54m$$

$$\mathbf{L_b=54m}$$

$$d = L_b - 0,7 * b = 38.698m$$

$$\mathbf{d=38.698m}$$

Donc :

$$\mathbf{y_0=27.74}$$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$y^2 = 2xy_0 + y_0^2 \quad \text{on aura} \quad y^2 = 55.48x + 769.51$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.05 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

X	Y	X	Y
0	27.74	20	43.35
2	29.67	22	44.61
4	31.49	24	45.84
6	33.20	26	47.03
8	34.83	28	48.20
10	36.39	30	49.33
12	37.88	32	50.45
14	39.32	34	51.53
16	40.71	36	52.60
18	42.05	38	53.64

Le point C_0 de la parabole avec la face aval du noyau traduit en coordonnées polaire ;

L'origine étant au foyer O par la relation :

$$\rho = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots (IV.15)$$

ρ : rayon polaire

α : angle polaire avec l'axe de la parabole.

Soit $a=OC$, avec C point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval.

$$\Delta a = C_0C \dots\dots\dots (IV.16)$$

α : angle de face aval du noyau avec l'horizontal. Nous allons alors un système d'équation :

$$\begin{cases} \rho = a + \Delta a \\ \theta = \alpha \end{cases}$$

Nous aurons alors :

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots (IV.17)$$

A partir de l'abaque de Cazagrande (1937) l'angle est en fonction du rapport $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

On a : $= 69^\circ$

D'où d'après l'abaque : $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,3$

$$\rho = a + \Delta a = 43.21$$

$$\Delta a = 0,3 * (a + \Delta a)$$

On trouve : $\Delta a = 12.96\text{m}$ et $a = 30.25\text{m}$

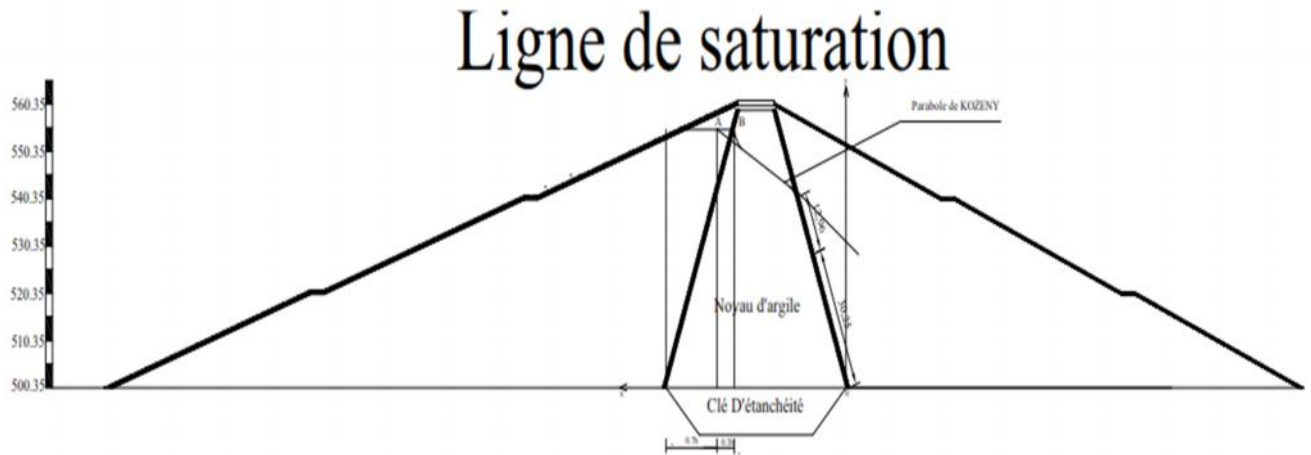


Figure IV.02 : La ligne de saturation

IV.4.5. Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)

Le débit de fuite à travers le noyau est déterminé par la formule suivante :

$$q = K \cdot I \cdot A \dots \dots \dots (IV.18)$$

Avec :

q : Débit d'infiltration en ($\text{m}^3/\text{s}/\text{ml}$)

K : Coefficient de perméabilité en (m/s) ($K = 5.78 \cdot 10^{-8} \text{m/s}$)

I : gradient hydraulique,

A : Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$

La section d'infiltration est : $A = y \cdot I$

Donc : $q = K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} \dots \dots \dots (IV.19)$

Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q = K \cdot y_0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$.

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q \cdot L$$

Tableau IV.06 : Débit de fuite à travers la digue

$Y_0(\text{m})$	$K (\text{m/s})$	$q (\text{m}^3/\text{s}/\text{ml})$	$L(\text{m})$	$Q (\text{m}^3/\text{s})$
27.74	$5.78 \cdot 10^{-8}$	$1.60 \cdot 10^{-6}$	54	$8.66 \cdot 10^{-5}$

IV.4.6.Calcul des fuites à travers la fondation

Le débit d'infiltration à travers la fondation est donné par la loi de Darcy :

$$q=K.I.A.....(IV.20)$$

Avec :

K : coefficient de perméabilité ($K=3.47 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$)

I: gradient hydraulique $I=H_1/L_b$

H_1 : charge d'eau de retenue = 54.65m

$L_b=355.63\text{m}$ l'emprise de barrage

A : section d'infiltration par unité de longueur $A=T.1$

T : profondeur du sol de fondation perméable $T=15\text{m}$.

D'où : $q=K.I.T$

Tableau IV.07 : Débit de fuite de la fondation

$H_1(\text{m})$	I	K (m/s)	$q(\text{m}^3/\text{s/ml})$	$Q(\text{m}^3/\text{s})$
54.65	0.15	$3.47 \cdot 10^{-5}$	$7.81 \cdot 10^{-5}$	$2.78 \cdot 10^{-2}$

IV.4.7.Barrage (digue + fondation)

Le débit total d'infiltration à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.08 : Débit de fuite de barrage

Digue	Fondation	Barrage
$8.66 \cdot 10^{-5}$	$2.78 \cdot 10^{-2}$	$2.78 \cdot 10^{-2}$

IV.4.8.Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage**IV.4.8.1.Dispositif d'étanchéité**

La résistance d'information du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm}.....(IV.21)$$

ΔH : charge d'eau dans la retenue.

δn : épaisseur moyenne du noyau.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau :

Tableau IV.09 : Gradient hydraulique admissible

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compacté	1.5	1.6	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Selon la classification du Tableau IV.6 on prend $I_{adm}=1,8$

Donc $\Delta H=54.65m$, $\delta n=54m$;

On trouve : $1,01 < I_{adm}$

On constate que la résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

IV.4.8.2. Fondation du barrage

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots \dots \dots (IV.22)$$

Avec :

I_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation.

Tableau IV.10 : Gradient d'infiltration admissible.

Sol de fondation	I_{cr}
Argiles	1,2
Limons	0,65
Sables grossiers	0,45
Sables moyens	0,38
Sables fins	0,29

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage.

Tableau IV.11 : Détermination du coefficient de sécurité.

Classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
K_S	1,25	1,20	1,15	1,10

I_f : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0,88T_c} \dots\dots\dots (IV.23)$$

Avec :

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation ($T_c=15m$)

ΔH : charge d'eau ($H=54.65m$).

L : longueur à la base du barrage ($L=355.63m$).

Notre barrage appartient à la classe III ce qui donne ($K_S=1,15$).

La fondation : marnes argileuse et calcaire marneux, donc $I_{cr}=1,2$.

A.N : $I_f=0.15 < 1,04$

Donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

IV.5.Calcul de stabilité

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est fondamentale car s'appuyant sur celle de ses talus amont et aval, et aussi de sa fondation. L'étude de stabilité de ces barrages a attiré, par son importance dans la méthodologie, l'attention de plusieurs chercheurs et ingénieurs. Pour aborder toute analyse ayant lien à la stabilité, il est convenu qu'il faut développer un certain nombre d'hypothèses selon la complexité et les données du problème.

Selon ces hypothèses, la solution du problème peut être déterminée analytiquement ou graphiquement ou par combinaison des deux. Suivant la méthode utilisée, il est convenu que pour arriver à un résultat, nous sommes obligé de donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. En général, cette surface est prise comme étant cylindrique, circulaire à axe horizontal qui apparaît comme un cercle, appelé cercle de glissement dans une coupe transversale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme aux observations sur le glissement du talus.

IV.5.1.Méthode de calcul (Méthode de FANDEEV)

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté du barrage de Djedra, et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement. Ce calcul manuel a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

IV.5.2.Principe de la méthode

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- ✓ Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- ✓ Détermination du talus moyen.
- ✓ Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- ✓ Détermination de la zone du centre du cercle de glissement, pour cela FANDEEV recommande de disposer le centre du cercle du glissement dont les limites définies par deux cercles de rayons, R_{\min} et R_{\max} donnés par le tableau suivant :

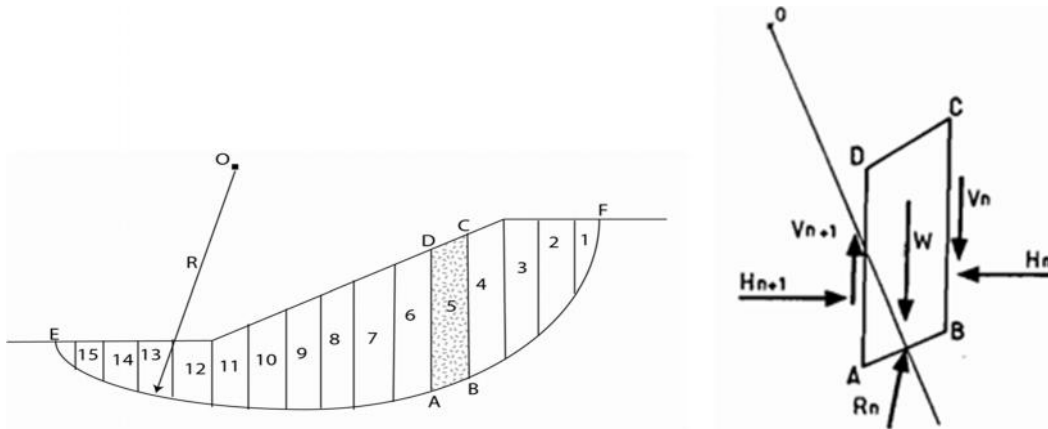


Figure IV.03 : Principe du calcul de stabilité

Tel que :

W : Poids propre de la tranche

R_n : La réaction du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement).

V_n, V_{n+1} : Les efforts inter-tranches verticaux

H_n, H_{n+1} : Les efforts inter-tranches horizontaux

Tableau IV.12 : Détermination des rayons max et min en fonction de la pente du talus.

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1=R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$K_2=R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

IV.5.3.Calcul des forces appliquées à chaque tranche**IV.5.3.1.Force de pesanteur (poids propre de la tranche)**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. Elle est donnée par la formule suivante :

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i) \dots \dots \dots (IV.24)$$

Avec :

G_i : poids propre de la tranche

b : largeur d'une tranche

h_i : hauteurs des tranches

le poids « G_i » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = G_i \cos \alpha = b \gamma_s \sum h_i \cos \alpha \quad \text{et} \quad T_n = G_i \sin \alpha = b \gamma_s \sum h_i \sin \alpha$$

N_n : composante normale stabilisatrice

T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

$$\text{Avec : } \sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \quad \text{et} \quad \cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

IV.5.3.2.Force de pression interstitielle

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$U_i = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots \dots \dots (IV.25)$$

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

IV.5.3.3.Force de cohésion

$$F_c = C \cdot dl \dots \dots \dots (IV.26)$$

$$dl = \frac{2\pi \cdot R \cdot \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos \alpha} \dots \dots \dots (IV.27)$$

Avec : θ : angle au centre des tronçons de la tranche de glissement.

C : cohésion du sol considéré.

IV.5.3.4. Force de frottement

$$F_f = (N_n - U_i dl) \tan \phi = (G_i \cos \alpha - U_i dl) \tan \phi \dots \dots \dots (IV.28)$$

Avec : ϕ : angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

IV.5.3.5. Force sismique

$$T = a \cdot G_i \dots \dots \dots (IV.29)$$

Avec : G_i : poids de la tranche

a : coefficient d'accélération de zone sismique.

Règle :

Un talus est stable lorsque les moments des forces sont inférieurs aux moments des forces résistantes qui sont essentiellement des forces de résistance au cisaillement. La valeur du coefficient de sécurité « F_S » est définie par des moments résistants sur les moments moteurs.

IV.5.4. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement**IV.5.4.1. Retenue pleine (talus aval)**

$$K_{SS} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \tan \phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \tan \phi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (IV.30)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \tan \phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \tan \phi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (IV.31)$$

K_{SS} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

N_n : composante normale stabilisatrice.

T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle du glissement.

C : cohésion du sol considéré.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

G_i : poids propre de la tranche

U_i : force de pression interstitielle.

φ_i : angle de frottement interne.

dn_i : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

IV.5.4.2.Retenue vide (fin de construction)

$$K_{ss} = \frac{\Sigma N_n \tan \varphi_i + \Sigma C_i dl}{\Sigma T_n} = \frac{\Sigma G_i \cos \alpha (\tan \varphi_i) + \Sigma C_i dl}{\Sigma G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (IV.32)$$

$$K_{as} = \frac{\Sigma N_n \tan \varphi_i + \Sigma C_i dl}{\Sigma T_n + \frac{1}{R} \Sigma (G_i * a * dn_i)} = \frac{\Sigma G_i \cos \alpha (\tan \varphi_i) + \Sigma C_i dl}{\Sigma (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \Sigma (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (IV.33)$$

IV.5.4.3.Vidange rapide (talus amont)

$$K_{ss} = \frac{\Sigma N_n \tan \varphi_i + \Sigma C_i dl}{\Sigma T_n} = \frac{\Sigma G_i \cos \alpha (\tan \varphi_i) + \Sigma C_i dl}{\Sigma G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (IV.34)$$

$$K_{as} = \frac{\Sigma N_n \tan \varphi_i + \Sigma C_i dl}{\Sigma T_n + \frac{1}{R} \Sigma (G_i * a * dn_i)} = \frac{\Sigma G_i \cos \alpha (\tan \varphi_i) + \Sigma C_i dl}{\Sigma (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \Sigma (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (IV.35)$$

Tableau IV.13 : Caractéristiques géotechniques des sols.

	Angle de frottement(°)	Cohésion C (bar)	Poids volumique(t/m ³)	
			Sèche	Saturé
Noyau	25	0.55	1.65	2
Fondation	30	3	2.1	2.26
Recharges	36	0	2.30	2.52

Tableau IV.14 : Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison de charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (avec séisme)	1,05 ÷ 1,10		1,05	

Notre barrage appartient à la classe III, le coefficient admissible sera donc :

- Sans séisme : $K_{SS}=1,1 \div 1,15$
- Avec séisme : $K_{as}=1,05$

Le tableau suivant montre les valeurs trouvées :

Tableau.IV.15 : Rayon max et min pour chaque talus.

Talus	Pente de talus	K1	K2	R1(m)	R2(m)
Amont	3,0	1,0	2,3	59.75	137.42
Aval	2,5	0,875	2,025	52.28	120.99

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 : Coefficients de sécurité pour différentes cas de fonctionnements (méthode de FELLENIUS).

Fonctionnement de la retenue			Fin de construction			Vidange rapide		
R(m)	Sans séisme	Avec séisme	R(m)	Sans séisme	Avec séisme	R(m)	Sans séisme	Avec séisme
100.42	2.84	1.96	106.45	2.35	1.75	80.13	2.33	1.74
90.02	1.71	1.37	102.65	2.32	1.57	64.56	1.91	1.49
71.63	2.13	1.68	65.53	2.58	1.68	86.55	2.93	1.83
61.08	2.19	1.67	95.06	2.81	1.78	123.93	3.6	2.74

Note : les résultats de calcul de stabilité sont donnés dans l'annexe C.

Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus avec le calcul manuel, que le coefficient de sécurité minimum est supérieur au coefficient admissible. Donc, la stabilité du talus est assurée.

Introduction

Une meilleure connaissance des lieux du chantier contribue, énormément, à dresser un planning chronologique d'intervention des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et de temps dictées par le marché. C'est à dire qu'une bonne organisation du chantier permet des diminutions considérables des coûts de l'ouvrage.

Une bonne organisation de chantier exige une utilisation rationnelle et correcte de la main d'œuvre et l'ensemble des moyens mis en œuvre dans le cadre du projet. Et pour atteindre ces objectifs, il est impératif de :

1. Définir, avec précision, les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en œuvre des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
2. Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée et qualifiée.
3. Structurer convenablement les postes de travail.
4. Opter pour une mécanisation de plus en plus poussée.
5. Disposer d'un personnel à employer en quantité et en qualité.

Notre étude consistera, donc à organiser le chantier de réalisation du barrage Djedra, tout en assurant :

1. Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.)
2. La rapidité des diverses opérations.
3. Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
4. Une organisation de l'utilisation du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs sont d'une importance capitale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleurs délais et les meilleures conditions.

V.1. Organisation technique de préparation

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1. Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
2. Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

V.2.Instalation de chantier

V.2.1.Définition de chantier

C'est à la fois le lieu où on construit notre ouvrage et dans lequel on s'installe. Un chantier est limité dans l'espace et dans le temps.

V.2.2. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il paraît indispensable de rappeler le rôle de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

V.2.2.1. Le maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux.

V.2.2.2. Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de concevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation pour les entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

V.2.2.3. L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître de l'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction.

V.3. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite des terrains spacieux, afin de pouvoir aménager les divers aires de stockages, ouvrir des pistes de circulation d'engins, les occupations

progressives par les locaux, les engins, les postes fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

V.3.1. Installations destinées au personnel

Généralement, ce sont des dortoirs, des réfectoires, des installations sanitaires et des bureaux de chantier.

V.3.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats. Les aciers sont stockés des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

V.3.3. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

V.3.4. Installation destinée pour la préfabrication

Cette installation est constituée de hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

V.4. Ordre d'exécution des travaux :

1. Installation du chantier.
2. Implantation des axes des différents ouvrages.
3. Coupure et dérivation de l'oued.
4. Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues.
5. Coupure finale et mise en eau.

V.5. Travaux de réalisation

V.5.1. Travaux de terrassements

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques. En ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

V.5.2. Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation doivent être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

V.5.3. Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

V.6. Les moyens de chantier

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux. On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

A- Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

B- Les engins de terrassement

En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions se fait appel aux engins suivants :

- Le bulldozer.
- La pelle mécanique.
- Le chargeur à pneus ou à chenilles.
- La décapeuse, aussi appelée scraper.
- Les niveleuses, aussi appelée grader.

- Les compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pied dameurs.
- Les camions dumpers.

Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants:

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

C- Le matériel de bétonnage

On utilise, le plus souvent, des bétonnières pour la fabrication des bétons nécessaires pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise , canal de dérivation ...)

V.7. Planification

V.7.1. Définition

La planification des travaux consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est d'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau);
- A temps (sans retard);
- Economique (avec des bénéfices).

V.7.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

V.7.2.1. méthodes basées sur le réseau

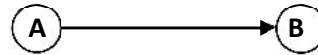
✓ Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches** : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



- **Réseau à flèches** : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

✓ **Construction du réseau**

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches ;
2. Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération ;
3. Construction des graphes partiels ;
4. Regroupement des graphes partiels ;
5. Construction du réseau.

V.7.2.2. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes:

1. Collection des informations.
2. Décomposition du projet.
3. Définition de la relation entre les tâches.
4. Attribution des durées.
5. Construction du réseau.

V.7.2.2.1. les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables pour l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR: Temps de réalisation.

DCP: Date de commencement au plus tôt.

DCP: Date de commencement au plus tard.

DFP: Date de finition au plus tôt.

DFPP: Date de finition au plus tard.

MT: Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

V.7.2.2.2. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.Pcc} \end{cases}$$

V.7.2.2.3. Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels).
2. Dimensions du projet.

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec:

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

V.8.programme de travaux

Le programme de travaux pour la construction du réservoir et de transfert, a été établi sur des bases réalistes qui tiennent compte des problèmes qui pourront surgir durant les travaux.

Le tableau ci-dessous montre la durée des différents travaux et leurs symboles :

Tableau V.01 : Liste et symbole des opérations

Travaux	Opérations	Durées (mois)
Installation de chantier	A	4
Route d'accès du barrage et pistes de chantier	B	3
Excavation du barrage	C	9
Tour des vannes et des prises	D	21
Equipement hydromécaniques	K	4
Evacuateur de crues	E	16
Travaux de bétonnage	F	12
Batardeau amont et aval	G	11
Recharge du barrage et du noyau	H	14
Dispositif contre les infiltrations	I	10
Travaux de finition	J	2

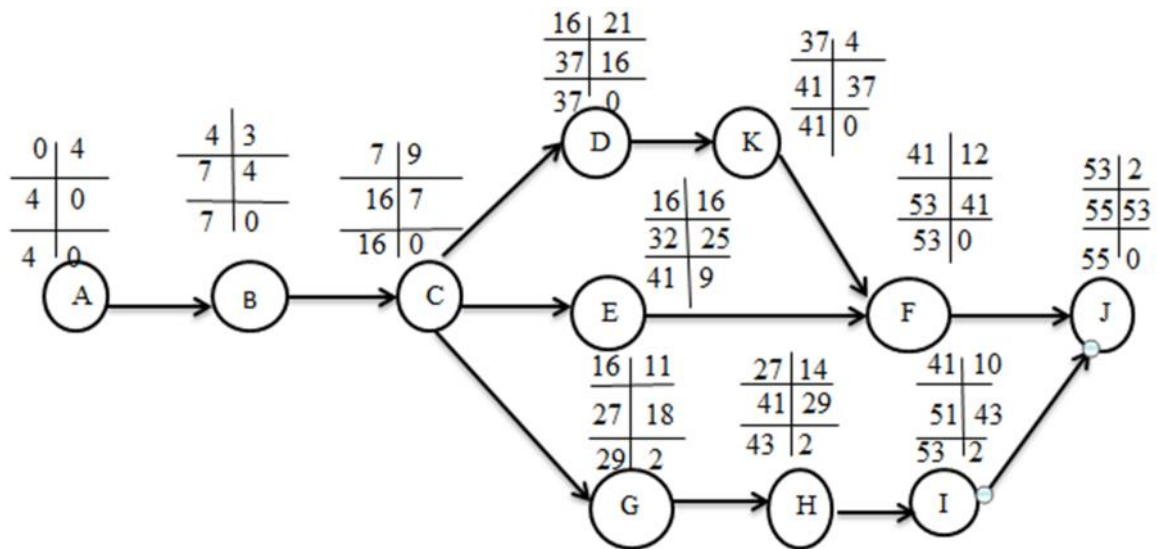


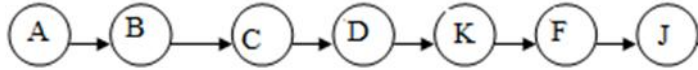
Figure V.01 : Réseau à nœud

Tableau V.02 : Programme des travaux pour la réalisation de barrage Djedra (Diagramme de GANTT)

Travaux	Opérations	TR	première année												deuxième année												troisième année											
Installation de chantier	A	4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Route d'accès du barrage et pistes de chantier	B	3																																				
Excavation du barrage	C	9																																				
Tour des vannes et des prises	D	21																																				
Equipement hydromécaniques	K	4																																				
Evacuateur de crues	E	16																																				
Travaux de bétonnage	F	12																																				
Batardeau amont et aval	G	11																																				
Recharge du barrage et du noyau	H	14																																				
Dispositif contre les infiltrations	I	10																																				
Travaux de finition	J	2																																				

V.9. Détermination du chemin critique

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle(0) est donnée par le chemin suivant :



$$DTR = \sum TR = 4 + 3 + 9 + 21 + 4 + 12 + 2 = 55 \text{ mois}$$

V.10. Devis estimatif

Le devis estimatif est déterminé en fonction de la quantité des travaux et, des matériaux utilisés pour la réalisation du projet, notre, étude concernant L'établissement du devis se basera essentiellement sur les prix actualisés adopter pour différentes quantité de ferrailage, de coffrage, de bétonnage...etc.

Tableau V.03 : Devis estimatif

Travaux	Prix unitaires(DA)	Quantité (m ³)	Total (DA)
Excavation	360	531543	191355480
Forage et injection	4400	9653	42473200
Remblayage du noyau	500	770362.03	385181015
Filtre et drain	1200	73358.66	88030392
Recharge	400	2590058.53	1036023412
Enrochement (Rip-Rap)	800	25409.70	20327760
Travaux de bétonnage	9990	317460	317142540
Travaux de ferrailage	110	1635510	17990610
Matériel hydromécanique			20000
Coût total des travaux			2064352860
Travaux préparatoires et installations (5% du cout de construction)			103217643
Frais administratif (3% du cout de construction)			61930585.8
Frais d'ingénieries (4% du cout de construction)			82574114.4
Coût total de la construction			191984816.2

Conclusion

La durée totale du marché de construction sera de 55 mois à partir de l'adjudication du marché jusqu'à la fin de la démobilisation de l'entreprise.

Le prix d'évaluation global du barrage Djedra est 191984816.2 DA.

Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs.

Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent se produire à tous les moments de l'installation jusqu'à la mise en eau. C'est pour cela, qu'on doit chercher toutes les solutions pour faire face à ces derniers.

L'objet sera, donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier. Pour cela, il existe un bon nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité » dicté par différents organismes intéressés par la sécurité du travail.

VI.1. Organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme représenté sur la figure VI.01.

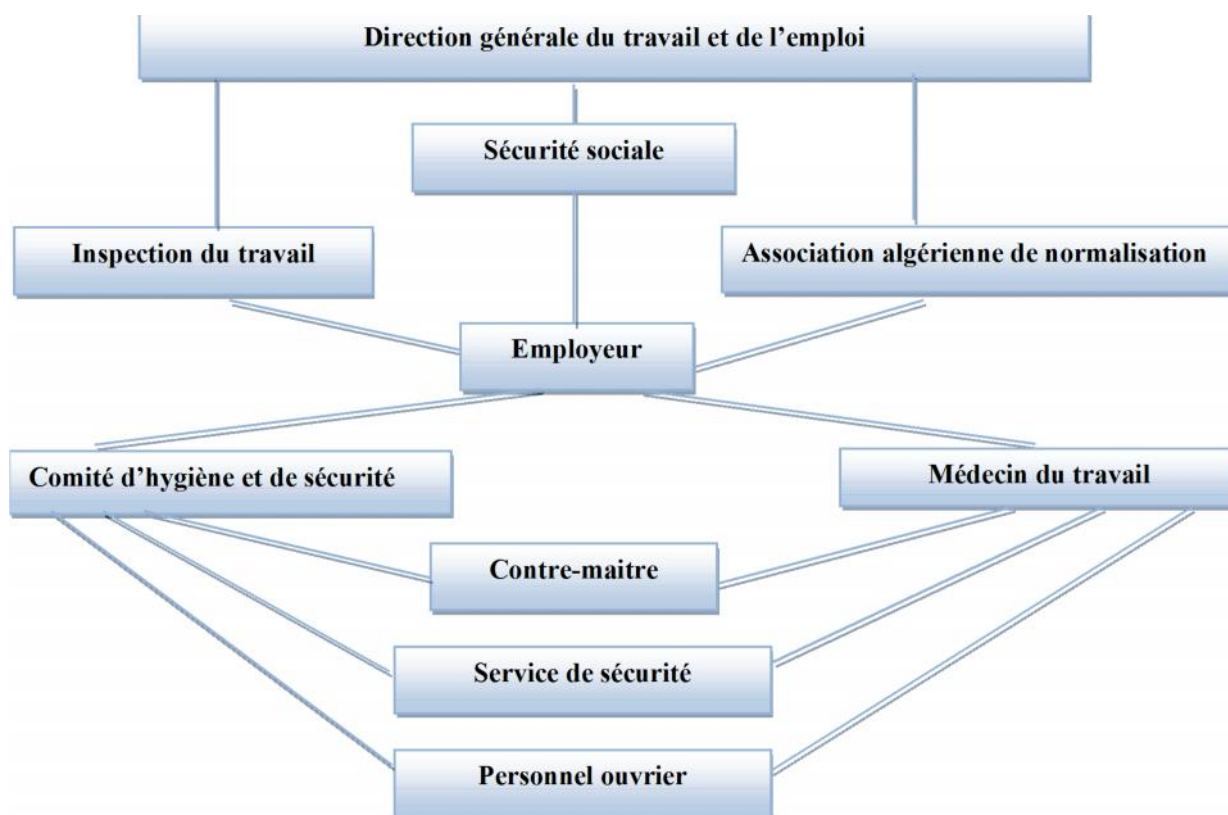


Figure VI.01 : Organigramme de la prévention

Le Contre-maître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contre-maître revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance et de suggestion.

VI.2. Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents, les plus fréquents, fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielles).

a) Causes humaines

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.
- Manque de concentration.

8. L'agitation

9. La nervosité.

b) Causes techniques

Les causes d'accident d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des mauvaises conditions de travail.
- De l'encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.
- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

VI.3. Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.

- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VI.4. Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervention sans précaution sur des machines en mouvement.
- Action sans prévention ou sans autorisation.
- Le non utilisation de l'équipement de protection individuelle.
- L'imprudence durant le travail.
- Le rythme de travail inadapté.

VI.5. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée de manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être installés sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celles fixées.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

VI.6. Principales fonctions du service de sécurité

a) Etudes

- Participation au Comité d'Hygiène et de Sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.

b) Exécution

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

Conclusion :

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous avons essayé d'étudier l'ensemble des aspects qui concernent le dimensionnement de la digue du barrage Djedra de la Wilaya de Souk-Ahras.

L'ensemble des éléments qui ont été étudié ont concerné les données de la morphologie du site, la topographie, la géologie, l'hydrologie et la mécanique des sols cela a conduit à établir une étude comparative et rationnelle des variantes, pour dégager la plus adéquate tout en vérifiant sa stabilité.

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail les principales caractéristiques de la digue. Ce travail a permis de tirer les conclusions suivantes.

- ❖ Du point de vue géologique, le site proposé est avéré favorable à l'implantation d'une retenue.
- ❖ Le choix d'un barrage type «barrage en enrochement avec un noyau d'argile »
- ❖ On constate que les zones d'emprunt prospectées ont des volumes très importants, bien au-delà des besoins nécessaires pour la réalisation du corps de la digue.
- ❖ Le barrage peut assurer la pérennité de l'alimentation en eau, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres.
- ❖ La réalisation du barrage de Djedra offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, durant la construction ou l'exploitation du barrage.

En fin, on peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de la digue et l'exécution d'un barrage tout en se basant sur les théories le long de notre cursus universitaire. On souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

LE DELLIOU, P. .2007. Les barrages : conception et maintenance. ENTP. 270 P.

ROBERT.D, WILAM.D. 1991. Introduction à la géotechnique. Presses internationales polytechniques.808 P.

ROBITAILLE.V. 1997.Mécanique des sols. MODULO. 652 P.

ROLLEY, R. 1977.Techniques des barrages en aménagement rural. 318 P.

TOUABIA.B. 2001.Régularisation des débits .Polycopie de cours .ENSH Blida. 58 P.

TOUABIA.B. 2004.Manuel pratique d'hydrologie .Presse Madani Guereouaou-Blida.
166 p.

SCHLEISS.A.J. 2011. Les barrages du projet à la mise en service. Presses polytechniques et universitaires Romandes. 714 P.

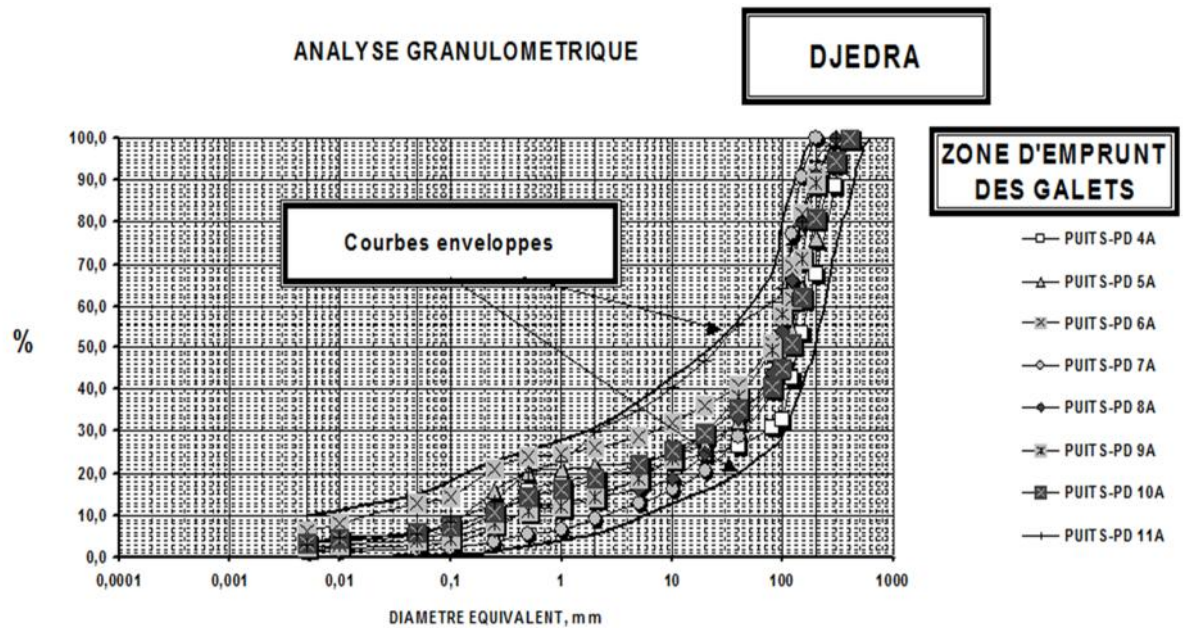


Figure 01 : Courbe granulométrique des galets

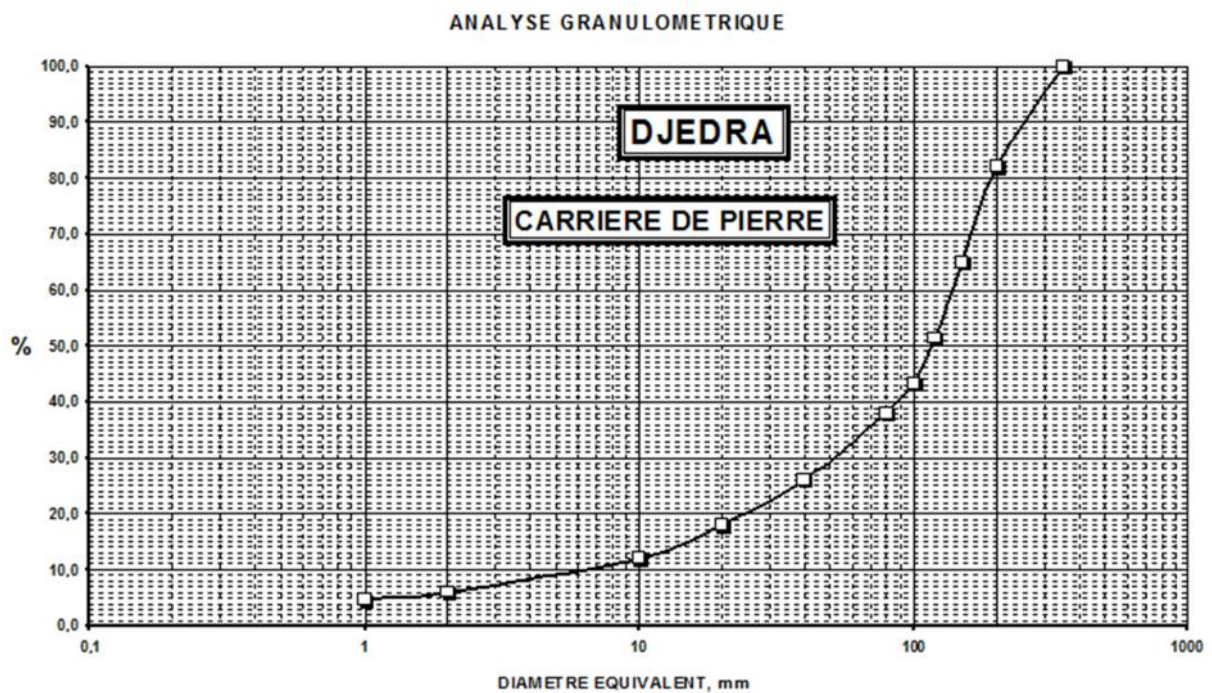


Figure 02 : Courbe granulométrique des pierres

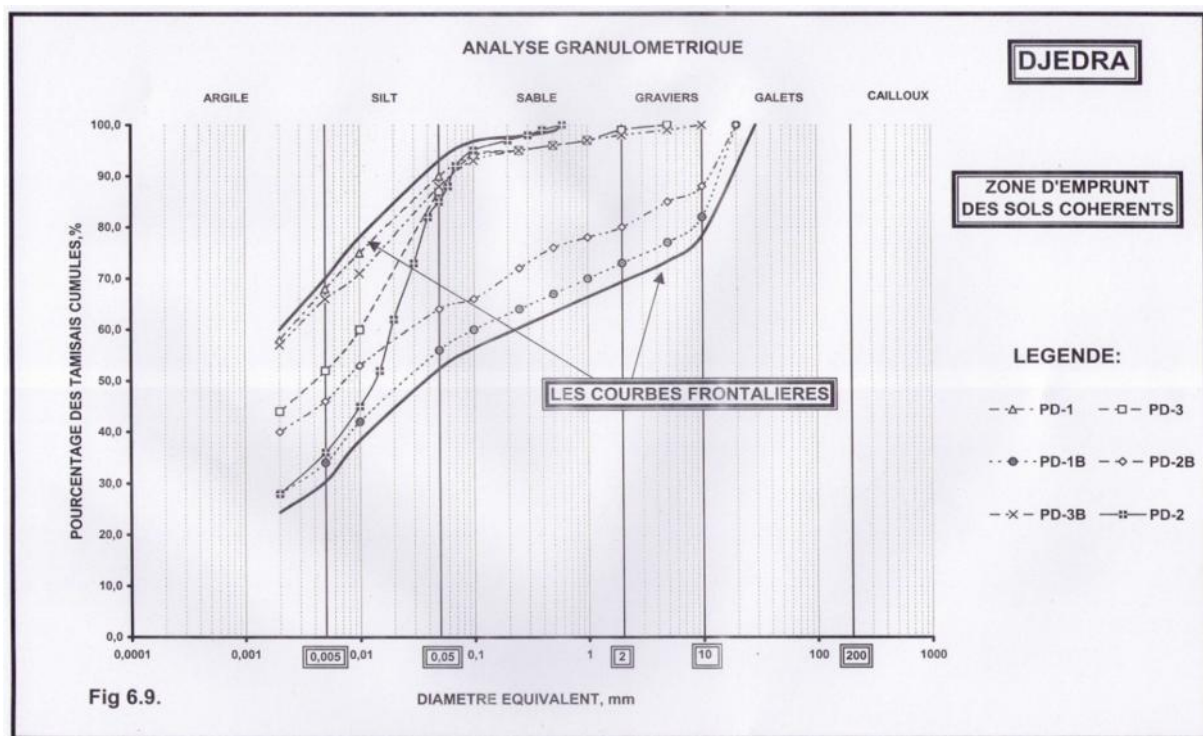


Figure 03 : Courbe granulométrique des sols cohérents

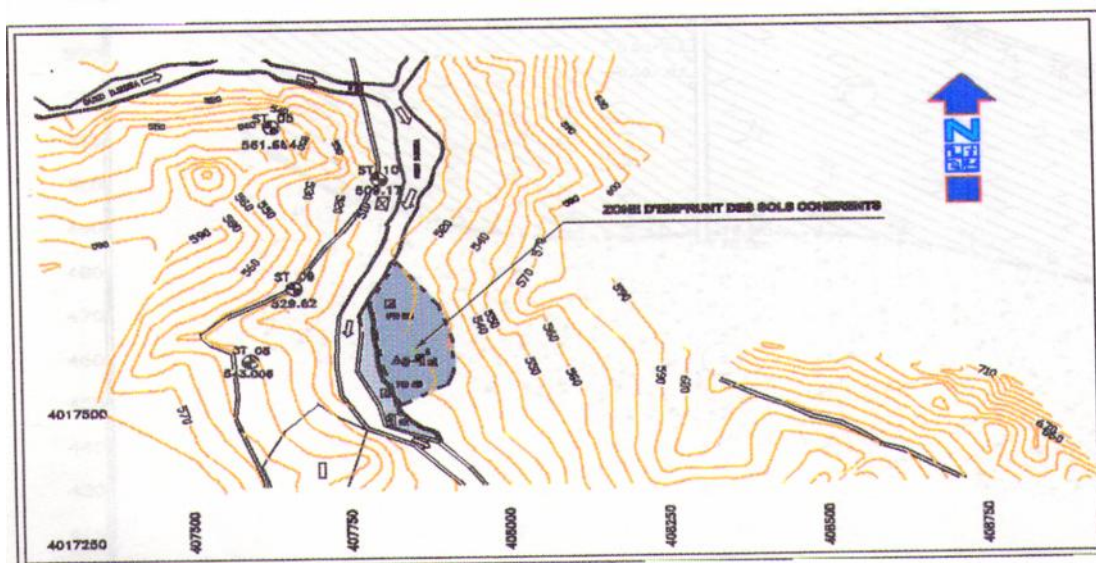















Figure 04 : Plan de situation de zone d'emprunt.

AVANT-PROJET DETAILLE
DU BARRAGE DJEDRA

SONDAGE SD 1

ZARUBEZHVDSTROY

Direction: Verticale Déviation de la verticale: 0° Début 3 mars 1998 Fin 31 mars 1998				Coordonnées X = 407 685,74 Y = 4 017 985,83 Cote absolue de la tête du sondage: Z = 555,39						
Ø SONDAGE (mm) NIVEAU DES EAUX SOUTERRAINES		PROFONDEUR (m)	COUPE GEOLOGIQUE	INDEX STRATIGRAPHIQUE	DESCRIPTION DE LA CAROTTE	RECUPERATION DE LA CAROTTE, % 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100	TAUX D'ALTERATION DE RESISTANCE DE FISSURATION	COTES ABSOLUES DU TOIT (SEMELLE) DE LA TRANCHE	PRELEVEMENT DES MONOLITHES, m	ABSORPTION D'EAU UNITAIRE q, l/min DEBIT REDUIT Q, UL COEFFICIENT DE FILTRATION K _v , m/j
113		5,0		q ³ ₄₀	Limon marron avec des pierres cassées et des gros blocks de calcaires			549,39		
		10,0			Calcaire gris foncé avec des veines de calcite blanches	RQD=20%	A3	F4		
		15,0				RQD=0%	A2	C2		
		20,0			Débris des calcaires dans le matériau argileux	RQD=21%		F5	537,49	M 17,0-17,2
		25,0				RQD=0%	C3		534,39	
		30,0			Calcaire marneux, dense	RQD=50%	C2	F3	529,89	
		35,0								
		40,0			Argile noire, marneuse avec du sable	RQD=50%	C4		524,89	
		45,0								
		50,0			Marne grise foncée, peu résistante, avec des intercalations des couches plus résistantes, avec présence de calcite et de sable, facilement altérable	RQD=0%	C3	F5		
		55,0								
		60,0								
		65,0			Calcaire bitumineux, noir et karstique, dans la partie basse de la tranche - avec présence du gypse	RQD=45%	A1	F4	510,39	
						RQD=25%		F5		
						RQD=30%		F4		
						RQD=70%	C2	F3		
						RQD=35%		F4		
						RQD=40%		F5		
						RQD=0%			488,89	


Direction: Verticale					Coordonnées								
Déviation de la verticale: 0°					X = 407 685,74								
Début 3 mars 1998					Y = 4 017 985,83								
Fin 31 mars 1998					Cote absolue de la tête du sondage: Z = 555,39								
Ø SONDAGE (mm)	NIVEAU DES EAUX SOUS-TERREAINES	PROFONDEUR (m)	COUPE GEOLOGIQUE	INDEX STRATIGRAPHIQUE	DESCRIPTION DE LA CAROTTE	RECUPERATION DE LA CAROTTE, %		TAUX		COTES ABSOLUES DU TOIT (SEWELLE) DE LA TRANCHE	PRELEVEMENT DES MONOLITHES, m	ABSORPTION D'EAU UNITAIRE q, l/min DEBIT REDUIT Q, UL COEFFICIENT DE FILTRATION K _s , m/j	
						10 20 30 40 50 60 70 80 90 100	D'ALTERATION	DE RESISTANCE	DE FISSURATION				
		70,0		C ₄₅ de	Marnes argileuses, grises, peu résistantes avec présence de sable fin	RQD=10%	A1	C3	F3	477,39			
		75,0				RQD=70%							F4
						RQD=45%							
Sondage est terminé à une profondeur de 78,0 m													

Figure 05 : Sondage 1 dans le site du barrage

ZARUBEZHVODSTROY

Coordonnées	
X =	407 821,22
Y =	4 018 007,49
Cote absolue de la tête du sondage: Z =	502,14

\emptyset	SONDAGE (mm)	NIVEAU DES EAUX SOUTERRAINES	PROFONDEUR (m)	COUPE GEOLOGIQUE	INDEX STRATIGRAPHIQUE	DESCRIPTION DE LA CAROTTE	RECUPERATION DE LA CAROTTE, %										TAUX			COTES ABSOLUES DU TOIT (SEMELLE) DE LA TRANCHE	PRELEVEMENT DES MONOLITHES, m	ABSORPTION D'EAU UNITAIRE q _i , l/min DEBIT REDUIT Q _i UL COEFFICIENT DE FILTRATION K _f , m/j
							10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	D'ALTERATION	DE RESISTANCE	DE FISSURATION			
113			2,53 23.05.98			Galet et gravier avec remplissage sableux	RQD=0%							A3	C4		492,64					
			5,0		q ^{3al}																	
			10,0																			
			15,0		e _r ⁴⁻⁵	Marne argileuse, grise foncée avec des intercalations du sable fin	RQD=50%							A2	F4		484,14	M 18,7-19,5	Peu perméable	q=0,01/Q=3UL		
			20,0		t	Argile grise et violette avec des débris de marnes et du gypse	RQD=90%								C3	F2	479,14					
			25,0			Argile argillitique, noire	RQD=50%									F3	476,14					
			30,0				RQD=85%									F3		M 28,6-28,8 M 30,6-30,8 M 32,1-32,3	Peu perméable	q=0,02/Q=2,5UL		
			35,0				RQD=100%									F1						
			40,0				RQD=57%									F3			Peu perméable	q=0,03/Q=4UL		
			45,0				RQD=0%									F5						
			50,0				RQD=25%									F4						
			55,0		e _r ⁴⁻⁵	Calcaire nummulitiques, gris brunâtre, fort fissuré, karstique	RQD=50%							A1	F3		M 43,9-44,1					
			60,0				RQD=0%									F5						
			65,0				RQD=32%											M 66,2-66,4				

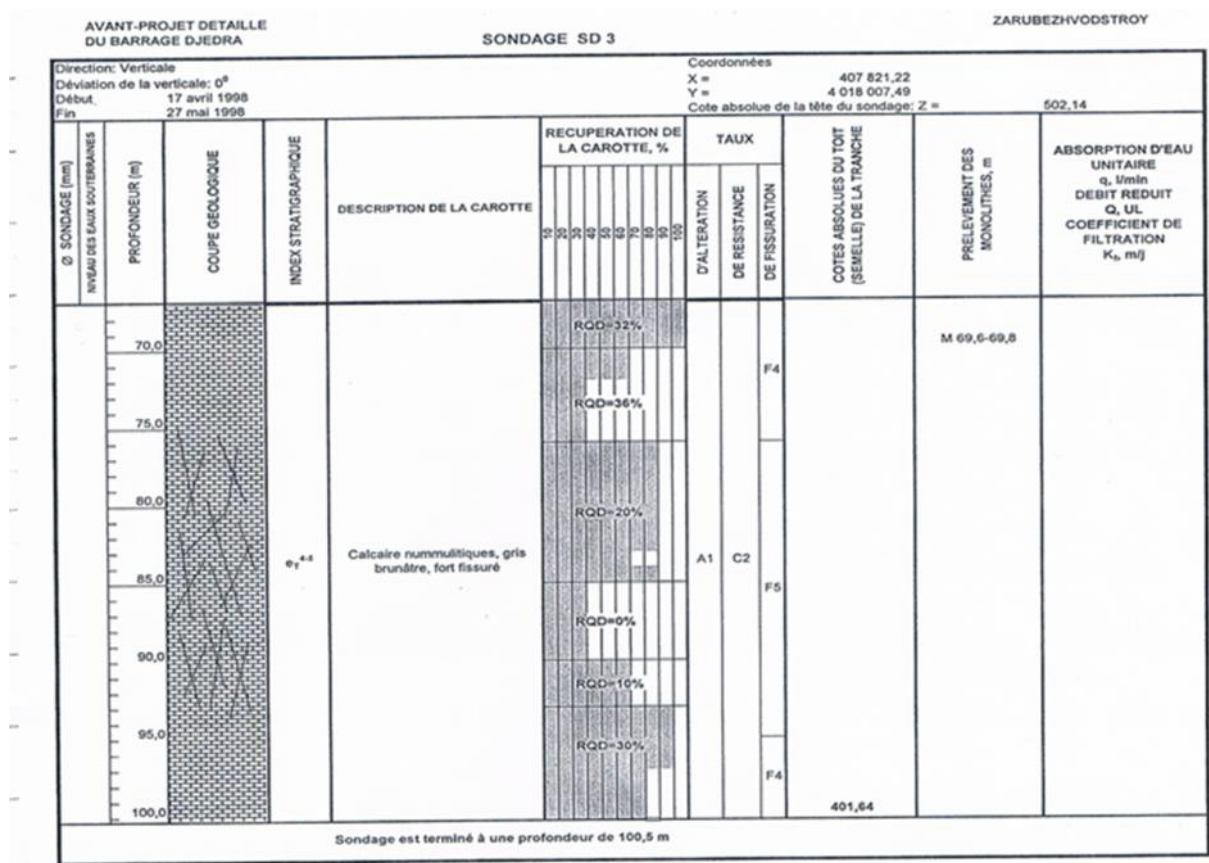


Figure 06 : Sondage 3 dans le site du barrage

Tableau.01 : Valeurs mensuelles et annuelles des précipitations, mm : Poste météorologique à Souk-Ahras. (120101).

Années	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	Année
1956-57	21,1	39,2	58,9	116,9	103,2	2,5	31,3	86,4	84,8	49,3	0,0	3,8	599,4
1957-58	8,6	126,7	63,1	138,6	131,4	48,4	80,5	28,0	6,1	13,8	2,5	0,5	648,2
1958-59	42,7	96,0	142,2	58,4	71,6	37,3	213,9	184,5	89,6	106,9	0,0	16,5	1059,6
1959-60	74,4	87,9	169,4	128,8	110,9	13,8	65,8	122,5	37,5	26,5	5,6	21,5	864,6
1960-61	5,3	2,9	24,0	133,4	144,4	22,0	36,4	24,9	6,4	32,3	0,0	11,5	443,5
1961-62	0,2	16,5	36,2	29,3	98,2	182,1	56,8	44,5	15,8	19,8	1,7	8,3	509,4
1962-63	8,2	136,3	21,9	81,7	35,3	150,9	36,2	158,9	70,1	84,7	17,6	17,6	819,4
1963-64	66,8	23,3	14,6	132,8	146,9	34,9	38,3	45,1	57,2	18,6	0,5	47,1	626,1
1964-65	3,0	91,1	55,4	31,9	241,2	152,9	78,5	61,7	21,8	7,8	9,7	11,1	766,1
1965-66	23,2	13,3	43,3	187,0	31,2	47,2	116,4	117,1	81,2	3,4	8,0	2,7	674,0
1966-67	90,9	29,2	60,2	108,7	34,1	59,9	73,8	39,8	58,3	5,8	0,7	12,9	574,3
1967-68	59,5	22,7	78,6	168,9	156,5	80,9	39,6	21,0	27,7	85,6	0,0	0,0	741,0
1968-69	12,9	2,4	20,6	114,2	50,2	41	33,2	25	25,01	22	11	6,7	420,0
1969-70	68,7	132,2	12,2	352,4	69,8	50,7	112,9	87,4	48,0	0,0	0,0	4,3	938,6
1970-71	6,2	65,6	0,0	55,3	138,6	247,5	84,8	112,0	33,2	14,1	13,4	6,3	783,0
1971-72	37,8	67,5	16,8	19,4	186,8	74,1	79,5	154,5	64,0	24,6	0,0	32,5	757,5
1972-73	105,2	78,5	3,8	72,6	127,2	116,3	250,6	59,1	0,2	52,2	6,6	10,4	882,7
1973-74	28,3	51,6	12,7	61,4	21,3	86,7	65,5	72,8	5,7	1,1	5,8	1,0	413,9
1974-75	22,2	58,1	64,7	49,1	15,8	138,0	74,6	15,1	54,0	9,7	0,0	14,6	515,9
1975-76	54,7	0,0	84,0	77,2	50,9	52,3	116,2	44,7	87,0	32,9	53,8	14,3	668,0
1976-77	38,6	186,8	166,2	65,0	39,9	24,4	20,3	101,3	77,2	8,6	0,0	32,3	760,6
1977-78	9,5	10,1	77,0	4,2	105,5	87,9	56,4	112,2	14,7	9,9	0,0	6,7	494,1
1978-79	3,9	6,6	38,4	23,5	52,2	80,9	44,9	191,3	41,4	23,0	0,0	7,0	513,1
1979-80	74,0	28,2	133,2	11,3	44,1	39,5	115,1	89,1	66,0	4,0	0,0	1,0	605,5
1980-81	40,3	48,8	46,8	162,2	102,3	77,5	50,1	41,7	3,2	46,0	0,7	2,6	622,2
1981-82	37,5	19,8	34,2	63,0	79,3	103,2	121,1	55,0	46,8	14,5	26,4	0,0	600,8
1982-83	55,3	58,9	131,0	102,9	12,4	23,9	114,5	0,0	12,5	12,4	0,0	0,0	523,8

1983-84	19,8	82,4	69,8	78,8	225,2	138,8	151,3	19,4	0,0	0,0	0,0	5,5	791,0
1984-85	15,0	71,4	26,8	261,3	69,0	67,0	75,2	56,8	15,4	0,0	0,0	0,0	657,9
1985-86	10,1	25,0	13,6	17,8	185,4	56,3	100,2	48,7	4,3	29,7	9,0	2,5	502,6
1986-87	51,2	67,5	100,5	147,1	86,5	182,4	111,1	109,0	73,8	1,8	2,2	10,2	943,3
1987-88	4,4	26,1	66,9	21,5	104,8	48,7	91,4	15,0	62,3	41,1	2,6	18,1	502,9
1988-89	22,0	16,1	31,8	82,4	16,9	82,9	56,8	63,1	6,8	20,0	2,2	28,9	429,9
1989-90	34,8	61,7	30,7	20,8	60,4	1,1	37,1	39,3	134,8	15,4	13,5	51,4	501,0
1990-91	29,2	21,5	108,1	150,6	51,6	57,4	141,5	117,6	64,9	2,2	2,1	0,7	747,4
1991-92	26,9	99,7	36,5	31,7	21,3	73,1	57,5	227,7	139,2	11,7	4,3	13,7	743,3
1992-93	0,8	24,2	47,1	143,8	49,1	35,3	53,5	40,0	63,6	19,3	0,3	1,3	478,3
1993-94	4,5	5,6	7,0	109,7	84,7	145,7	5,5	44,0	5,9	5,2	6,1	1,8	425,7
1994-95	13,6	37,1	9,0	36,3	205,4	1,0	86,4	36,5	1,6	44,2	2,5	5,9	479,5
1995-96	112,8	31,9	39,9	38,2	78,8	229,3	68,0	67,1	53,9	2,7	9,7	15,7	748,0

Tableau.02 : Précipitations max journalière selon la poste météorologique à Souk Ahras Code 121010

année	P_J max (mm)	année	P_J max (mm)
1969	49,9	1990	51,5
1970	55,9	1991	72
1971	41,4	1992	39,9
1972	35,4	1993	20,5
1973	25,7	1994	16,2
1974	32,7	1995	44
1975	66,5	1996	38,1
1976	64,5	1997	42,5
1977	32,4	1998	45,5
1978	45,1	1999	65,3
1979	52,4	2000	57,2
1980	52,4	2001	48,7
1981	37,7	2002	53,6
1982	32,4	2003	90,5
1983	48,2	2004	56
1984	74,4	2005	60,8
1985	18,6	2006	42
1986	43	2007	29,4
1987	17,9	2008	55,9
1988	39,6	2009	34,2
1989	29,4		

**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE

LABORATOIRE DE GENIE CIVIL

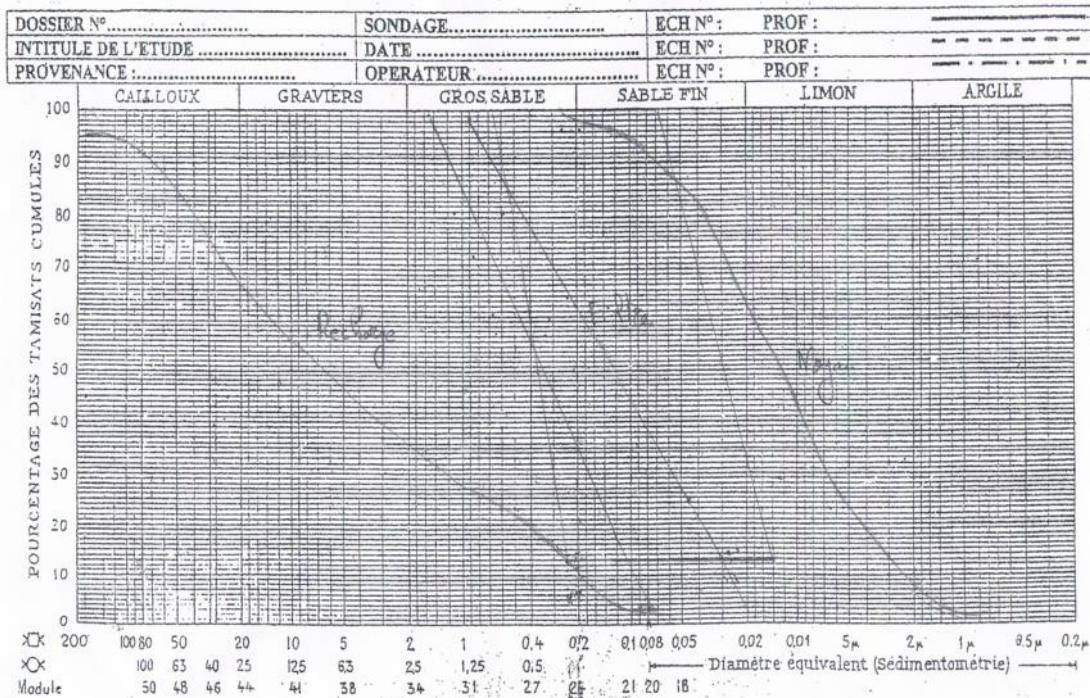


Figure 01 : Fuseau granulométrique des filtres.

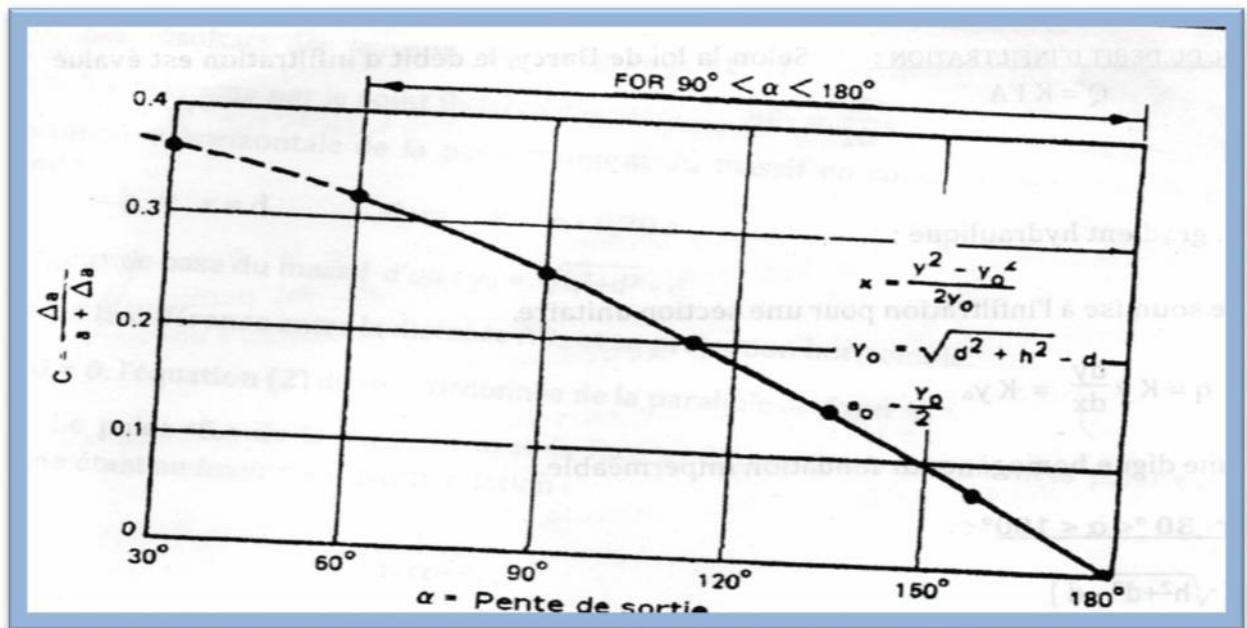


Figure 02 : Abaque de CASAGRANDE.

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval(R=100.42)

Ntr	bi	h1	h2	h3	sin α	cos α	Gn	N=Gn*cos α	T=Gn*sin α	dli	C*dli	tg ϕ	N*tg ϕ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tg ϕ	dn	a*Gn*dn
-4	10.15	6.25	0	0	-0.29	0.96	159.86	153.20	-45.68	10.59	12.29	0.58	88.86	0	0	0	98.64	1576.88
-3	10.85	13.17	0	0	-0.21	0.98	360.09	351.73	-77.16	11.11	12.89	0.58	204.00	0	0	0	95.35	3433.50
-2	10.85	17.84	3.48	0	-0.14	0.99	567.07	561.26	-81.01	10.96	12.72	0.58	325.53	0	0	0	94.22	5342.96
-1	10.85	21.13	5.22	0	-0.07	1.00	696.67	694.89	-49.76	10.88	12.62	0.58	403.04	0	0	0	91.16	6350.88
0	10.85	24.7	5.8	0	0.00	1.00	807.50	807.50	0.00	10.85	12.59	0.58	468.35	0	0	0	87.92	7099.54
1	10.85	29.09	5.77	0	0.07	1.00	926.85	924.48	66.20	10.88	12.62	0.58	536.20	0	0	0	80.79	7488.01
2	10.85	34.03	4.64	0	0.14	0.99	1036.17	1025.54	148.02	10.96	12.72	0.58	594.81	0	0	0	84.76	8782.58
3	10.85	37.05	1.93	0	0.21	0.98	1057.00	1032.44	226.50	11.11	12.89	0.58	598.82	0	0	0	80.21	8478.17
4	10.85	37.32	0	0	0.29	0.96	1020.40	977.87	291.54	11.32	13.13	0.58	567.16	0	0	0	81.76	8342.82
5	10.85	35.4	0	0	0.36	0.93	967.91	904.07	345.68	11.62	13.47	0.58	524.36	0	0	0	85.13	8239.79
6	10.85	32.93	0	0	0.43	0.90	900.37	813.49	385.87	12.01	13.93	0.58	471.83	0	0	0	87.07	7839.54
7	10.85	27.44	0	0	0.50	0.87	750.26	649.75	375.13	12.53	14.53	0.58	376.85	0	0	0	91.79	6886.68
8	10.85	12.62	5.6	0	0.57	0.82	445.31	365.44	254.46	13.22	15.34	0.58	211.96	30.28	400.34	232.20	93.17	4148.95
9	4.18	1.93	3.86	0	0.64	0.77	46.95	35.96	30.18	5.46	6.33	0.58	20.86	3.474	18.96	11.00	96.16	451.49
somme								9297.64	1869.99		178.05		5392.63			243.19		84461.80

Kss	2.848934709
Kas	1.965080861

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval(R=90.02)

Ntr	bi	h1	h2	h3	sin α	cos α	Gn	N=Gn*cos α	T=Gn*sin α	dli	C*dli	tg ϕ	N*tg ϕ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tg ϕ	dn	a*Gn*dn
-1	9.62	4.4	0	0	-0.11	0.99	106.67	106.01	-11.85	9.68	0	0.72	76.32	0	0	0	88.84	947.63
0	11	7.03	0	0	0.00	1.00	194.87	194.87	0.00	11.00	0	0.72	140.31	0	0	0	87.8	1710.97
1	11	12.53	0	0	0.11	0.99	347.33	345.18	38.59	11.07	0	0.72	248.53	0	0	0	84.31	2928.35
2	11	15.61	0	0	0.22	0.97	432.71	421.89	96.16	11.28	0	0.72	303.76	0	0	0	84.72	3665.91
3	11	17.37	0	0	0.33	0.94	481.50	453.96	160.50	11.67	0	0.72	326.85	0	0	0	81.98	3947.31
4	11	18.02	0	0	0.44	0.90	499.51	447.47	222.01	12.28	0	0.72	322.18	0	0	0	82.12	4102.01
5	11	15.39	0	0	0.56	0.83	426.61	354.72	237.01	13.23	0	0.72	255.40	0	0	0	83.19	3548.98
6	11	11.87	0	0	0.67	0.75	329.04	245.25	219.36	14.76	0	0.72	176.58	0	0	0	84.67	2785.95
7	12.35	7.25	0	0	0.78	0.63	225.63	141.82	175.49	19.65	0	0.72	102.11	0	0	0	86.93	1961.44
somme									1137.26				1952.04					25598.55

Kss	1.716438406
Kas	1.373102401

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval(R=71.63)

Ntr	bi	h1	h2	h3	sin α	cos α	Gn	N=Gn*cos α	T=Gn*sin α	dli	C*dli	tg ϕ	N*tg ϕ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tg ϕ	dn	a*Gn*dn
-1	9.07	4.06	0	0	-0.13	0.99	92.80	92.07	-11.60	9.14	0	0.72	66.81	0	0	0	69.66	646.42
0	12.12	9.06	0	0	0.00	1.00	276.71	276.71	0.00	12.12	0	0.72	199.23	0	0	0	68.16	1886.08
1	12.12	14.53	0	0	0.13	0.99	443.78	440.30	55.47	12.22	0	0.72	319.52	0	0	0	65.39	2901.88
2	12.12	18.59	0	0	0.25	0.97	567.78	549.75	141.95	12.52	0	0.72	408.80	0	0	0	63.04	3579.31
3	12.12	20.15	0	0	0.38	0.93	615.43	570.52	230.79	13.07	0	0.72	443.11	0	0	0	63.02	3878.44
4	12.12	18.59	0	0	0.50	0.87	567.78	491.71	283.89	13.99	0	0.72	408.80	0	0	0	64.72	3674.69
5	12.12	12.81	0	0	0.63	0.78	391.25	305.42	244.53	15.53	0	0.72	281.70	0	0	0	67.09	2624.88
6	8.91	5.47	0	0	0.75	0.66	122.82	81.24	92.11	13.47	0	0.72	88.43	0	0	0	70.08	860.72
somme									1037.14				2216.42					20052.43

Kss	2.13704422
Kas	1.682818661

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal talus aval(R=71.63)

Ntr	bi	h1	h2	h3	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	Gn	$N=Gn*\cos\alpha$	$T=Gn*\sin\alpha$	dli	C*dli	$\text{tg}\phi$	$N*\text{tg}\phi$	Ui	Ui*dli	Ui*dli* $\text{tg}\phi$	dn	a*Gn*dn
-1	9.63	3.54	0	0	0.125	0.99	17.73	17.59	-2.22	9.71	0	0.72	12.66	0	0	0	59.59	105.63
0	7.8	7.4	0	0	0	1.00	30.01	30.01	0.00	7.80	0	0.72	21.61	0	0	0	58.28	174.92
1	7.8	9.49	0	0	0.125	0.99	38.49	38.19	4.81	7.86	0	0.72	27.50	0	0	0	57.45	221.13
2	7.8	11.1	0	0	0.25	0.97	45.02	43.59	11.26	8.06	0	0.72	31.39	0	0	0	55.23	248.65
3	7.8	11.75	0	0	0.375	0.93	47.66	44.18	17.87	8.41	0	0.72	31.81	0	0	0	56.84	270.89
4	7.8	10.78	0	0	0.5	0.87	43.72	37.87	21.86	9.01	0	0.72	27.26	0	0	0	57.45	251.19
5	7.8	6.28	0	0	0.625	0.78	25.47	19.88	15.92	9.99	0	0.72	14.32	0	0	0	59.7	152.07
6	6.39	3.54	0	0	0.75	0.66	11.76	7.78	8.82	9.66	0	0.72	5.60	0	0	0	61.47	72.31
somme									78.33				172.15					1496.80

Kss	2.197823622
Kas	1.674067564

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval(R=106.45)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	8.49	4.08	0	-0.18	0.98	79.67	-14.49	78.34	8.63	0.00	0.72	56.41	107.25	854.46
-1	11.55	8.83	0	-0.09	1.00	234.57	-21.32	233.60	11.60	0.00	0.72	168.19	103.90	2437.17
0	11.55	12.91	0	0.00	1.00	342.95	0.00	342.95	11.55	0.00	0.72	246.93	101.31	3474.47
1	11.55	18.34	0	0.09	1.00	487.20	44.29	485.18	11.60	0.00	0.72	349.33	99.89	4866.66
2	11.55	20.72	0	0.18	0.98	550.43	100.08	541.25	11.75	0.00	0.72	389.70	96.62	5318.22
3	11.55	22.41	0	0.27	0.96	595.32	162.36	572.75	12.01	0.00	0.72	412.38	98.62	5871.06
4	11.55	22.75	0	0.36	0.93	604.35	219.77	562.98	12.40	0.00	0.72	405.35	97.54	5894.87
5	11.55	20.04	0	0.45	0.89	532.36	241.98	474.19	12.97	0.00	0.72	341.42	100.52	5351.31
6	11.55	16.98	0	0.55	0.84	451.07	246.04	378.06	13.78	0.00	0.72	272.21	100.01	4511.19
7	11.55	10.87	0	0.64	0.77	288.76	183.76	222.75	14.97	0.00	0.72	160.38	103.08	2976.55
8	7.83	4.41	0	0.73	0.69	79.42	57.76	54.51	11.41	0.00	0.72	39.25	104.97	833.67
somme							1220.22					2841.53		42389.64

Kss	2.35869666
Kas	1.755727367

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (102.65)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	8.3	4.77	0	-0.25	0.97	91.06	-22.76	88.17	8.57	12.86	0.64	56.43	102.53	933.63
-3	9	10.25	2.68	-0.1875	0.98	262.83	-49.28	258.17	9.16	13.74	0.64	165.23	98.24	3873.02
-2	9	14.06	5.63	-0.125	0.99	397.45	-49.68	394.33	9.07	13.61	0.64	252.37	93.14	5552.76
-1	9	17.16	7.78	-0.0625	1.00	502.25	-31.39	501.27	9.02	13.53	0.64	320.81	90.80	6840.70
0	9	19.3	9.93	0	1.00	587.19	0.00	587.19	9.00	13.50	0.64	375.80	89.39	7873.30
1	9	22.88	9.93	0.0625	1.00	661.29	41.33	660.00	9.02	13.53	0.64	422.40	87.27	8656.66
2	9	26.21	10.46	0.125	0.99	740.24	92.53	734.44	9.07	13.61	0.64	470.04	84.69	9403.65
3	9	29.31	9.39	0.1875	0.98	784.19	147.04	770.28	9.16	13.74	0.64	492.98	84.49	9938.41
4	9	33.84	7.24	0.25	0.97	837.32	209.33	810.74	9.30	13.94	0.64	518.87	86.08	10811.53
5	9	36.94	5.37	0.3125	0.95	866.15	270.67	822.77	9.47	14.21	0.64	526.57	85.26	11077.21
6	9	39.56	0	0.375	0.93	818.89	307.08	759.13	9.71	14.56	0.64	485.85	86.18	10585.82
7	9	39.08	0	0.4375	0.90	808.96	353.92	727.43	10.01	15.01	0.64	465.55	89.14	10816.55
8	9	36.94	0	0.5	0.87	764.66	382.33	662.21	10.39	15.59	0.64	423.82	91.33	10475.43
9	9	33.84	0	0.5625	0.83	700.49	394.02	579.16	10.89	16.33	0.64	370.66	93.97	9873.73
10	9	28.84	0	0.625	0.78	596.99	373.12	466.02	11.53	17.29	0.64	298.26	97.68	8747.07
11	9	23.03	0	0.6875	0.73	435.32	299.28	316.12	12.39	18.59	0.64	202.32	98.62	6439.70
12	6.83	9.53	0	0.75	0.73	149.71	112.28	99.02	9.41	15.49	0.64	63.37	100.09	2247.62
somme							2521.18			229.16		5715.21		127707.07

Kss	2.357775135
Kas	1.57873307

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (65.53)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	6.77	2.93	0	-0.22	0.97	45.62	-10.14	44.48	6.94	0.00	0.72	32.03	64.38	440.58
-1	8.95	6.23	0	-0.11	0.99	128.24	-14.25	127.45	9.01	0.00	0.72	91.76	63.74	1226.15
0	8.95	10.04	0	0.00	1.00	206.67	0.00	206.67	8.95	0.00	0.72	148.80	61.79	1915.55
1	8.95	13.6	0	0.11	0.99	279.96	31.11	278.22	9.01	0.00	0.72	200.32	61.67	2589.73
2	8.95	15.28	0	0.22	0.97	314.54	69.90	306.67	9.18	0.00	0.72	220.81	58.58	2763.85
3	8.95	16.11	0	0.33	0.94	331.62	110.54	312.66	9.49	0.00	0.72	225.11	58.01	2885.63
4	8.95	14.65	0	0.44	0.90	301.57	134.03	270.15	9.99	0.00	0.72	194.51	60.16	2721.37
5	8.95	10.04	0	0.56	0.83	206.67	114.82	171.84	10.76	0.00	0.72	123.73	62.09	1924.85
6	7.97	5.02	0	0.67	0.75	92.02	61.35	68.59	10.69	0.00	0.72	49.38	63.30	873.75
							497.35					1286.46		17341.46

Kss	2.586594108
Kas	1.688286146

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (95.06)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	8.43	4.31	0	-0.25	0.97	83.57	-20.89	80.91	8.71	0.00	0.72	58.26	92.98	1165.50
-2	10.33	9.95	0	-0.17	0.99	236.40	-39.40	233.10	10.48	0.00	0.72	167.83	90.55	3210.93
-1	10.33	15.91	0	-0.08	1.00	378.01	-31.50	376.69	10.37	0.00	0.72	271.22	90.07	5107.05
0	10.33	20.22	0	0.00	1.00	480.41	0.00	480.41	10.33	0.00	0.72	345.89	87.94	6337.05
1	10.33	22.88	0	0.08	1.00	543.61	45.30	541.72	10.37	0.00	0.72	390.03	85.68	6986.42
2	10.33	24.87	0	0.17	0.99	590.89	98.48	582.62	10.48	0.00	0.72	419.49	86.94	7705.75
3	10.33	27.52	0	0.25	0.97	653.85	163.46	633.09	10.67	0.00	0.72	455.82	86.50	8483.67
4	10.33	26.52	0	0.33	0.94	630.09	210.03	594.05	10.96	0.00	0.72	427.72	86.34	8160.28
5	10.33	24.2	0	0.42	0.91	574.97	239.57	522.68	11.36	0.00	0.72	376.33	86.05	7421.40
6	10.33	20.56	0	0.50	0.87	488.49	244.24	423.04	11.93	0.00	0.72	304.59	88.88	6512.48
7	10.33	15.91	0	0.58	0.81	378.01	220.50	307.03	12.72	0.00	0.72	221.06	89.33	5065.09
8	9.86	8.62	0	0.67	0.75	195.48	130.32	145.71	13.23	0.00	0.72	104.91	94.35	2766.59
somme							1260.12					3543.15		68922.21

Kss	2.811754684
Kas	1.784817962

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (80.13)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-1	10.26	0	3.28	0	-0.13	0.99	7.40	-0.93	7.35	10.34	0.00	0.72	5.29	78.91	58.42
0	9.65	0	6.82	0	0.00	1.00	14.48	0.00	14.48	9.65	0.00	0.72	10.42	77.80	112.65
1	9.65	0	8.84	0	0.13	0.99	18.77	2.35	18.62	9.73	0.00	0.72	13.41	76.28	143.16
2	9.65	0	10.6	0	0.25	0.97	22.50	5.63	21.79	9.97	0.00	0.72	15.69	75.47	169.84
3	9.65	0	10.86	0	0.38	0.93	23.06	8.65	21.37	10.41	0.00	0.72	15.39	75.47	174.00
4	9.65	0	8.33	0	0.50	0.87	17.68	8.84	15.32	11.14	0.00	0.72	11.03	77.35	136.79
5	9.65	0	5.81	0	0.63	0.78	12.33	7.71	9.63	12.36	0.00	0.72	6.93	77.20	95.22
6	5.25	0	2.02	0	0.75	0.66	2.33	1.75	1.54	7.94	0.00	0.72	1.11	79.36	18.52
somme								33.99					79.27		908.59

Kss	2.33184684
Kas	1.7485852

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (64.56)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-1	3.79	0	0.91	0	-0.13	0.99	0.76	-0.09	0.75	3.82	0.00	0.72	0.54	36.57	2.77
0	8.9	0	4.15	0	0.00	1.00	8.13	0.00	8.13	8.90	0.00	0.72	5.85	62.30	50.62
1	8.9	0	7.39	0	0.13	0.99	14.47	1.81	14.36	8.97	0.00	0.72	10.34	61.65	89.21
2	8.9	0	9.34	0	0.25	0.97	18.29	4.57	17.71	9.19	0.00	0.72	12.75	60.59	110.81
3	8.9	0	10.24	0	0.38	0.93	20.05	7.52	18.59	9.60	0.00	0.72	13.38	60.35	121.00
4	8.9	0	9.99	0	0.50	0.87	19.56	9.78	16.94	10.28	0.00	0.72	12.20	61.28	119.87
5	8.9	0	5.32	0	0.63	0.78	10.42	6.51	8.13	11.40	0.00	0.72	5.85	62.25	64.84
6	5.64	0	2.85	0	0.75	0.66	3.54	2.65	2.34	8.53	0.00	0.72	1.68	63.44	22.43
somme								32.75					62.60		581.55

Kss	1.91148286
Kas	1.49911438

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (86.55)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-1	9.35	1.2	0	0	-0.11	0.99	28.27	-3.14	28.10	9.41	0.00	0.72	20.23	85.60	363.04
0	11	4.61	1.55	0	0.00	1.00	131.54	0.00	131.54	11.00	0.00	0.72	94.71	83.71	1651.68
1	11	6.41	4.66	0	0.11	0.99	188.96	21.00	187.79	11.07	0.00	0.72	135.21	81.36	2306.10
2	11	7.42	7.76	0	0.22	0.97	224.46	49.88	218.85	11.28	0.00	0.72	157.57	80.32	2704.31
3	11	6.62	11.43	0	0.33	0.94	211.17	70.39	199.09	11.67	0.00	0.72	143.34	80.54	2551.11
4	11	2.81	14.68	0	0.44	0.90	113.42	50.41	101.60	12.28	0.00	0.72	73.15	79.62	1354.56
5	11	0	13.55	0	0.56	0.83	32.79	18.22	27.27	13.23	0.00	0.72	19.63	80.94	398.12
6	11	0	8.47	0	0.67	0.75	20.50	13.66	15.28	14.76	0.00	0.72	11.00	82.94	255.01
7	6.65	0	3.11	0	0.78	0.63	4.55	3.54	2.86	10.58	0.00	0.72	2.06	84.30	57.53
somme								223.952923					656.910142		11641.46511

Kss	2.93325102
Kas	1.83259703

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (111.64)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	4.15	1.76	0	0	-0.15	0.99	18.41	-2.83	18.19	4.2	0	0.72	13.09	110.91	204.14
-1	8.5	3.22	0	0	-0.08	1	68.97	-5.31	68.77	8.53	0	0.72	49.51	110.02	758.83
0	8.5	4.84	1.61	0	0	1	106.68	0	106.68	8.5	0	0.72	76.81	108.54	1157.94
2	8.5	4.54	4.4	0	0.15	0.99	105.47	16.23	104.22	8.6	0	0.72	75.04	107.12	1129.85
3	8.5	3.37	7.04	0	0.23	0.97	85.35	19.7	83.05	8.74	0	0.72	59.79	106.62	910
4	8.5	2.49	9.83	0	0.31	0.95	71.72	22.07	68.24	8.93	0	0.72	49.13	106.41	763.15
5	8.5	1.03	12.76	0	0.38	0.92	45.92	17.66	42.39	9.21	0	0.72	30.52	106.75	490.24
6	8.5	0	12.47	0	0.46	0.89	23.32	10.76	20.69	9.58	0	0.72	14.89	106.82	249.09
7	8.5	0	11.73	0	0.54	0.84	21.94	11.81	18.48	10.09	0	0.72	13.31	106.91	234.51
8	8.5	0	8.51	0	0.62	0.79	15.91	9.79	12.54	10.78	0	0.72	9.03	108.81	173.16
9	7.06	0	3.08	0	0.77	0.64	4.78	3.68	3.06	11.05	0	0.72	2.2	110.18	52.71
somme								110.59234					398.61482		

Kss	3.60436197
Kas	2.47743523

