

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLEE DE LA DIGUE DU
BARRAGE DE MAHOUANE (W.SETIF)**

**PRESENTE PAR :
OUHADDA MOHAMED**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r M.K.MIHOUBI	M.C.A	Président
M ^r B.BENLAOUKLI	M.C.B	Examineur
M ^r M.D.BENSALAH	M.A.A	Examineur
M ^{me} D.DJOU DAR	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} A.ADDOU	M.A.A	Promotrice

Juin - 2014

Dédicace :

Merci mon dieu de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite, à ma mère.

A mon père, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes les années des études, et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager, à me donner l'aide et à me protéger.

Aucune dédicace, ne saurait exprimer à sa juste valeur le profond amour que je vous porte. Puisse Dieu, vous procure santé, bonheur et longue vie.

A ma sœur Zohra et ma future femme Amel.

A mon frère Ali et sa femme Saadia.

A mes amies.

A tous ceux qui me sont chères.

A tous ceux qui m'aiment.

A tous ceux que j'aime.

Je dédie ce travail.

Remerciements

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mme ADDOU (ma promotrice) pour sa contribution à l'élaboration de ce présent mémoire.

Je tiens à remercier notre école qui nous a accordé cette formation de qualité.

Aussi, je me permis d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

هذا العمل يتضمن انجاز دراسة اولية مفصلة للحاجز لسد محوان الواقع في ولاية سطيف هذا الاخير مبرمج انجا في واد القصار اعتمادا على الدراسة التي قام بها مكتب الدراسات الفرنسي ك.ف.

ينشأ سد محوان لغرض تلبية مطالب الاراضي الزراعية و مياه الشرب سد يبلغ علوه 68 متر و طاقة استيعاب تقدر 43.44

Résumé :

Ce travail consiste l'étude d'avant –projet détaillée de la digue du barrage Mahouane tout en se basant sur l'étude de faisabilité qui a été élaborée par E.D.F. Le barrage se situe dans la wilaya de Sétif et logé sur OUED GUESSAR.

Le barrage sera construit pour satisfaire les besoins en eaux pour l'irrigation et l'alimentation en eau potable, il est de type remblai zoné d'une hauteur de 68m pour une capacité de 43.44Mm³.

Abstract :

This work is the detailed study of preliminary draft of the dam Mahouane all of being based on the feasibility study which was prepared by E.D.F. the stopping is in the wilaya of Sétif and placed on WADI GUESSAR.

The stopping will be built to satisfy the requirements of water for the irrigation and the drinking water supply; it is fill zone type dam its height is 68m for a capacity of 43.44Mm³.

SOMMAIRE

Introduction générale

CHAPITRE I: Synthèse de faisabilité.

Introduction générale

Introduction	2
I.1. Etude topographique	2
I.2. Etude géologique et géotechnique.....	3
I.3. Les caractéristiques des différents matériaux disponibles	13
I.4. Volumes des matériaux locaux disponibles	19
Conclusion	19

CHAPITRE II: Etude hydrologique.

Introduction	20
II.1. Les caractéristiques physiques du bassin versant	21
II.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant	26
II.3. Choix de la loi d'ajustement	28
II.4. La pluie de courtes durées de différentes fréquence et leurs intensités	32
II.5. Etude des apports	33
II.6. Etude des crues	37
II.7. Etude de Régularisation.....	39
II.8. Laminage des crues	45

CHAPITRE III: Analyse et choix des variantes

Introduction	62
III.1 Les variantes envisageables d'être projetées sur le site	62
III.2. Résumé de la nature et de la quantité des matériaux de construction	64
III.3. Description des variantes	65
III.4. Le choix définitif du type du barrage	65
III.5. Etanchéité du barrage	66
III.6. Les drains	67
III.7. Les filtres.....	71

III.8. Etude comparative du volume et les couts des différents matériaux des variantes	
Conclusion	

CHAPITRE IV : Conception détaillée de la digue

Introduction	82
IV.1 Récapitulatif	82
IV.2 détail constructif du barrage	82
IV.3. Etanchéité du barrage	87
IV.4 Calcul des infiltrations	89
IV.5 Calcul de stabilité.....	95
IV.5.1 Méthode de FELLENIUS	95
IV.5.2 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	97
IV.5.3. Ordre de calcul.....	98
Conclusion.....	102

CHAPITRE V : Organisation de chantier

Introduction	70
V.1. Les différentes phases principales du chantier	70
V.2. Planification des travaux	70
V.3. Devis estimatif du projet	75
Conclusion.....	75

Conclusion générale

La liste des tableaux

Tableau I.01 : les caractéristiques du séisme de référence du site Mahouane	8
Tableau I.02 : caractéristiques des matériaux de fondation du barrage	9
Tableau I.03 : Principaux caractéristiques	10
Tableau I.04 : Résultats des essais réalisés sur les échantillons.....	11
Tableau I.05 : Les essais mécaniques réalisés sur les argiles	12
Tableau I.06 : Les caractéristiques des essais de Proctor et de limites d'Atterberg.....	13
Tableau I.07 : Résultats des essais œdométriques	14
Tableau I.08 : Caractéristiques des grès du Numidien – essais sur carottes.....	14
Tableau I.09 : Caractéristiques physiques des calcaires	15
Tableau II-01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique	20
Tableau II-02 : Détermination de l'indice de pente.....	23
Tableau II-03 : Longueur du cours d'eau principal.....	24
Tableau II-04 : Répartition mensuel de la température.....	26
Tableau II-05 : Répartition mensuelle du vent.....	26
Tableau II-06 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	27
Tableau II-07 : Données disponibles des stations dans la zone d'étude	27
Tableau II-08 : Station pluviométrique.....	27
Tableau II-09 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	27
Tableau II-010 : Teste de WILCOXON.....	29
Tableau II-11 : L'ajustement à la loi de Gumbel.....	31
Tableau II-12 : Récapitulatif des résultats obtenus par la loi de Galton.....	32
Tableau II-13: Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.....	34
Tableau II-14: Ajustement des débits moyen PERSONIII.....	35
Tableau II-16: Répartition mensuelle des apports moyens annuels de 80%.....	36
Tableau II-17: Répartition apport et transfert.....	36
Tableau II-18: Récapitulatifs des résultats	39
Tableau II.19 : Récapitulatifs des caractéristiques.....	40
Tableau II.20 :Récapitulatifs des résultats obtenus par log-normal.....	40
Tableau II.21 : Débit de crues fréquentiels.....	41
Tableau II.22 : Résultats de calculs	42
Tableau II.23 : Les recommandations de CNAGB.....	44
Tableau II.24 : Crue de projet recommandée.....	45
Tableau II.25 : Cote-Surface-Volume.....	46
Tableau II.26 : Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	48
Tableau II.27 : Répartirion mensuelle des besoins en eau.....	48
Tableau II.28 : Détermination de la période bonne hydraulicité.....	49
Tableau II.29 Résultats des calculs sans tenir compte des pertes	50
Tableau II.30 : le volume des deux pertes dans la retenue.....	51
Tableau II.31 : Résultats des calculs avec pertes	52

Tableau III.01 : Les résultats de calcul pour les trois méthodes	57
Tableau III.02 : Valeurs indicatives des fruits de talus	58
Tableau III.03: Epaisseur de l'encrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.	
Tableau III.04: Classe de l'ouvrage en fonction du type du sol.....	60
Tableau III.05 : Valeurs indicatives des pentes des talus	61
Tableau III.06 : Les couts des variantes étudiées	64
Tableau IV.01 : Récapitulatif des caractéristiques de la digue.....	66
Tableau IV.02 : Paramètres des drains.	68
Tableau IV.03 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.....	69
Tableau IV.04 : Détermination de coefficient de sécurité.....	69
Tableau IV.05 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.	71
Tableau IV.06 : Débit de fuite de la digue.	72
Tableau IV.07 : Caractéristiques géotechniques des sols.....	76
Tableau IV.08 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	76
Tableau IV.09: Rayon max et min en fonction de la pente du talus	76
Tableau IV.10: Rayon max et min de chaque talus.	77
Tableau V.1: Les opérations avec leurs symboles et temps de réalisation.....	79
Tableau V.2: Devis estimatif pour les travaux de construction.....	81
Tableau V.1: Rayon max et min de chaque talus.....	77

La liste des figures

Figure I.01 : La situation de la zone du projet	2
Figure I.02 : Carte géologique de la région d'étude du barrage.....	5
Figure I.03 : Coupe géologique de l'axe du barrage de Mahouane	6
Figure I.04 : Carte des zones sismiques.....	7
Figure I.05 : Disposition des matériaux locaux sur le site du barrage	10
Figure II.01 : Rectangle équivalent.....	19
Figure II.02 : Les courbes de niveau du bassin versant.....	21
Figure II.03 : Profil en long du cours d'eau principal	25
Figure II.04 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel	32
Figure II.05 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.....	33
Figure II.06 : Représentation mensuelle de l'apport moyen.....	34
Figure II.07 : Représentation mensuelle de l'apport 80%.....	36
Figure II.8 : Représentation graphique de la loi log normal.....	41
Figure II.9 : Hydrogramme des crues en fonction de temps	43
Figure II.10 : Hydrogramme de crue de projet	45
Figure II.11 : Représentation graphique de courbe surface hauteur.....	47
Figure II.12 : Représentation graphique capacité hauteur.....	47
Figure III.01 : Barrage en terre homogène.....	55
Figure III.02 : Barrage en remblai zoné	56
Figure III.03 : Barrage en enrochement avec masque amont.....	56
Figure IV.01 : Détails des revêtements de talus amont et aval.....	67
Figure IV.02 : Principe du calcul de stabilité	73

Liste des planches

- Planche N°1** : Vue en plan de l'aménagement.
- Planche N°2** : Coupes en travers des variantes.
- Planche N°3** : Coupes en travers des variantes. (suite)
- Planche N°4** : Schéma de calcul de stabilité de la digue.
- Planche N°5** : Schéma de calcul de stabilité de la digue. (suite)
- Planche N°6** : Coupe type de la digue détaillée.
- Planche N°7** : Coupe géologique suivant l'axe du barrage.
- Planche N°8** : Diagramme de Gantt.

Introduction générale :

L'eau c'est la vie, vu son importance capitale. L'homme a toujours pensé à faire un obstacle aux eaux des rivières et de ruissellement ; cet obstacle est appelé ouvrage hydrotechnique « barrage ». Les premières références à des ouvrages hydrauliques, sans doute des digues de diversion du Nil, apparaissent vers 3000 ans près de Memphis.

Le barrage de Mahouane constitue le réservoir aval du système ouest du projet de transferts « Sétif-Hodna » ; c'est le réservoir qui recueillera au moyen d'une conduite les eaux transférées par pompage depuis la retenue existante de Ighil Emda et à partir duquel des réseaux distribueront l'eau vers la région de Sétif, à des fins d'irrigation et d'alimentation en eau potable. Le site est implanté sur l'oued Guessar, 8km au nord-ouest de la ville de Sétif.

Les barrages sont des ouvrages hydrotechniques très importants vu leurs importances et leur capacité. Le domaine des barrages se trouve au point de rencontre de spécialités aussi variées que la résistance des matériaux, la géologie, l'hydrologie, l'hydraulique, la mécanique des sols.

Un ingénieur de barrages a réellement le sentiment de construire quelque chose d'exceptionnel lorsqu'il est appelé à participer à la réalisation d'un tel ouvrage.



**CHAPITRE I :
SYNTHESE DE
FAISABILITE**

Introduction :

Le but principal des différentes études (topographique, géologique, hydrogéologique) est d'établir les documents nécessaires pour les futurs projets. Ces derniers permettront en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site, et de positionner le barrage.

I-1 Etude topographique :

La topographie est la science qui permet la mesure puis la représentation sur un plan ou une carte des formes et détails visible sur le terrain, qu'ils soient naturels (notamment relief et l'hydrographie) ou artificiels (comme les bâtiments, les routes, etc...). Son objectif est de déterminer la position et l'altitude de n'importe quel point situé dans une zone donnée, qu'elle soit de la taille d'un continent, d'un pays, d'un champ ou d'un corps de rue.

I.1.1. Choix du site du barrage :

A- Des conditions géologiques et topographiques qui sont déterminantes.

B- Ils nécessitent moins d'installations et d'équipements.

C- Ils sont moins sensibles aux tassements et aux séismes.

- ✓ Néanmoins, ils présentent des inconvénients majeurs d'avoir en général aucune tolérance aux tassements.
- ✓ Les principaux paramètres qui conditionnent les choix du site et type de barrages sont :

1-Topographie et les apports liquides du bassin versant.

2-Morphologie de la vallée.

3-Conditions géologiques et géotechniques.

4-Régime des crues.

5-Eviter de fortes pentes pour satisfaire la capacité de la retenue et surtout la respecter.

- ✓ La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, les fracturations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs déterminant la sélection du type de barrage.

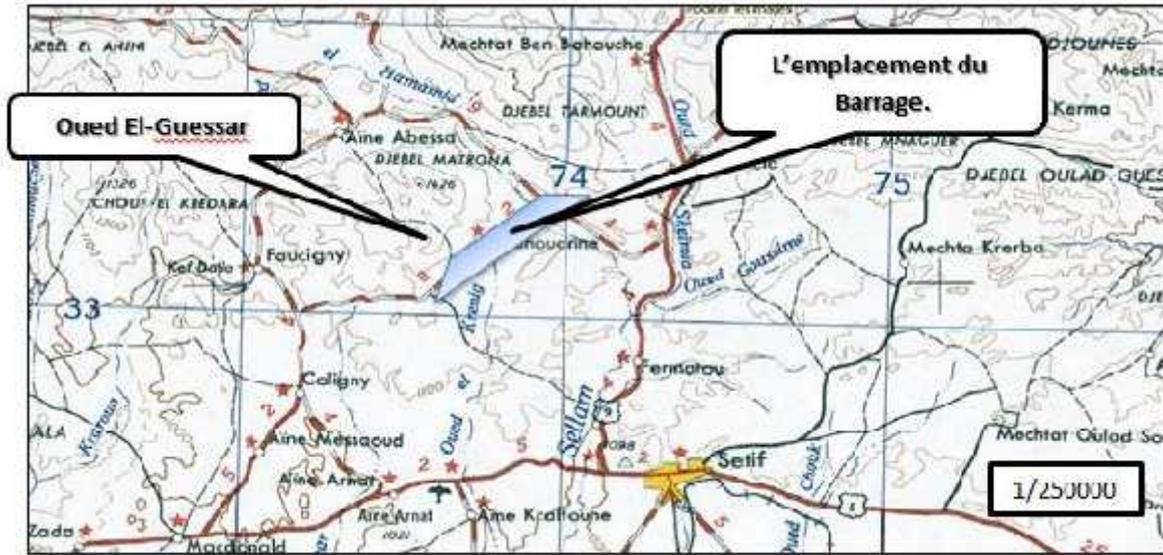


Figure 1.1 : la situation de la zone du projet.

Source : (A.N.R.H).

D'après la carte d'état majeure qu'on a de l'oued à l'échelle 1 /50000 ème le barrage est implanté sur oued Guessar à 8Km au nord-ouest de la ville de Sétif.

Le lieu-dit : Mahouane.

Commune :Ouricia.

Wilaya :Sétif.

Les coordonnées de site sont : X=713,63Km

Y=4015,66Km

Z=1070m N.G.A

I.1.2.Situation géographique du site du barrage :

La région d'étude, se situe dans les hauteurs de de la wilaya de Sétif, au nord de l'Algérie, à environ 36° de latitude nord et 5°de longitude est. Les hauteurs se caractérisent par un relief ondulé, à 900mètres d'altitude au-dessus du niveau de la mer.

Le site de la présente étude se situe entre les plaines du Sétif au sud, et les montagnes de la Kabylie. Les deux villes principales sont Sétif et Kherrata, à signaler que Alger est à environ 300 km à l'ouest par la route.

I.2.Etude géologique et géotechnique :

Pour valider le choix d'un site, on doit vérifier un certain nombre de critères d'ordre géotechnique et géologique préalablement à l'établissement du projet proprement dit.

Le contenu de ces études à mener varie selon la nature des problèmes rencontrés, mais il devra permettre de se prononcer sur l'étanchéité au niveau de la cuvette que des fondations sur la qualité mécanique de celles-ci et sur la disponibilité en matériaux de construction, terre pour les remblais, eau pour le compactage, enrochements pour les sables et gravier pour le béton.

Le but de cette étude est d'étudier la géologie du site de la cuvette, de l'axe de barrage et de savoir les principales caractéristiques à savoir :

- ✓ La stabilité de la fondation, la digue et la cuvette.
- ✓ Perméabilité de la cuvette.
- ✓ La recherche des matériaux de construction.

La faisabilité d'un barrage est basé sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette. Le sol de fondation doit présenter de bonnes caractéristiques mécaniques.

Sur la base d'un programme élaboré en juillet 1998 par EDF, ces reconnaissances ont été réalisées en 1999, et ont consisté comme suivant :

- 7 sondages carottés, SC98-01 à SC98-07,6 ont été réalisés au droit du barrage, et 1 dans les grès susceptibles d'être utilisés comme enrochements (il s'agit de SC98-05). Les sondages SC SC98-01 et SC98-04, situés respectivement en sommet rive gauche et rive droite des appuis du barrage, ont été équipés en piézomètres. Quelques relevés des niveaux piézométriques ont été effectués en 1999. L'ensemble des sondages, à l'exception de SC98-05, a fait l'objet d'essais d'eau Lugeon, afin de caractériser la perméabilité des matériaux rencontrés.
- Des essais de laboratoire réalisés sur les matériaux de fondation du barrage, à partir d'échantillons provenant des sondages carottés. Les essais suivants ont été réalisés :
14 déterminations de la résistance à la compression simple, 4 déterminations de la résistance à la traction, 20 mesures de la densité humide, 5 mesures des limites d'Atterberg.

Il convient de noter que les essais mécaniques ont été réalisés sur les échantillons de marnes qui ont pu être prélevés de façon intacte.

- Une campagne de géophysique, basée sur de la sismique-réfraction et des sondages électriques, 7 profils de sismique-réfraction ont été réalisés, PS1 en rive gauche, PS2 en fond la vallée, PS3 en rive droite, PS4, PS5, et PS6 parallèlement à l'axe du barrage, et PS7 au niveau du col rive droite.
- 18 puits dans une zone située dans la cuvette de retenue, susceptible de fournir de l'argile du noyau. Des échantillons intacts ont été prélevés dans ces puits afin de réaliser les essais de laboratoire suivant :
 - Essais d'identification complète (masse volumique sèche, humide, masse volumique des grains, teneur en eau naturelle).
 - Limites d'Atterberg.
 - Granulométries + sédimentométrie.
 - Essais Proctor normaux.
 - Essais de cisaillement UU et CD à la boîte.
 - Analyses chimiques (sulfates, carbonates).
 - Pinhole tests, réalisés en France par le CEMAGREF.
 - Résistance à la compression simple.
 - Essais brésiliens (mesure de la résistance à la traction).
 - Essai Los Angeles.
 - E essai microDeval.
 - Analyse minéralogique par diffraction aux rayons X.

I.2.1.La stratigraphie à l'emplacement du barrage :

A partir de carte géologique de Sétif (1/50.000), et la description qui a été faite dans la notice de cette carte, la région où le barrage sera fondé, connaît les formations suivantes:

Quaternaire: il est représenté par:

a. Les alluvions actuelles et récentes: qui sont des limons, des sables, des graviers et des cailloutis qui représentent généralement le lit majeur de l'oued, surtout dans les régions septentrionales où le creusement reste actif.

b. Les terres arables, formations de pente, alluvions anciennes et quaternaires indéterminé: qui sont des formations assez uniformément recouvertes de sols bruns qui rendent possible la culture.

- ✓ **Mio-pliocène:** ce sont des sédiments composés par des couches de sables, graviers, limons, argiles et calcaires lacustres rougeâtres.
- ✓ **Flyschs Kabyles:** il est représenté par la nappe numidienne formée d'argiles et des barres de grès grossiers à intercalations argileuses.
- ✓ **Nappe de Djemila:** elle est représentée sur le terrain par:
 - a. Yprésien-Lutétien inférieur :** sous forme de calcaires bitumineux blancs à Cassure noire et silex noirs.
 - b. Maestrichtien supérieur à paléocène:** sous forme de marnes noires parfois à boules jaunes.

I.2.2.Géologie au droit du barrage :

I.2.2.a. Nature du substratum :

Les reconnaissances réalisées en phase de faisabilité (les 6 sondages carottés notamment) ainsi que l'examen des documents géologiques en notre possession avaient conduit aux conclusions suivantes :

- Au droit du barrage, le substratum est constitué de marnes, de calcaires et des marno-calcaires. Il n'est d'ailleurs bien souvent pas possible d'établir une distinction nette entre ces différents types de matériau.
- Il semble que la nature du substratum ainsi que ses caractéristiques mécaniques puissent varier très rapidement à l'échelle du site. La rive gauche est, par exemple, une zone complexe, avec des plis couchés, entrecoupés de failles, ce qui conduit à une grande diversité de faciès du substratum le long de l'axe du barrage. Il est vraisemblable qu'il en serait de même le long d'une coupe amont-aval.
- Sur la majeure partie du site, le substratum est situé à une profondeur comprise entre 8 et 10 m. Au sommet de l'appui RG, cette épaisseur est portée à 12 m environ, alors qu'elle est nulle au sommet de l'appui RD (là où les calcaires sont affleurant).

Globalement, la direction des bancs de calcaire semble varier de N70°E à N100°E alors que les pendages apparents à l'affleurement sont de l'ordre de 40 à 55° vers le Sud ou le Nord (il semble que de nombreux synclinaux et anticlinaux secondaires affectent le calcaire en rive droite, ce qui explique les brusques changements d'orientation des pendages).

RG : Rive Gauche.

RD : Rive Droite.

E.D.F : Electricité de France

CHAPITRE I : SYNTHESE DE FAISABILITE.

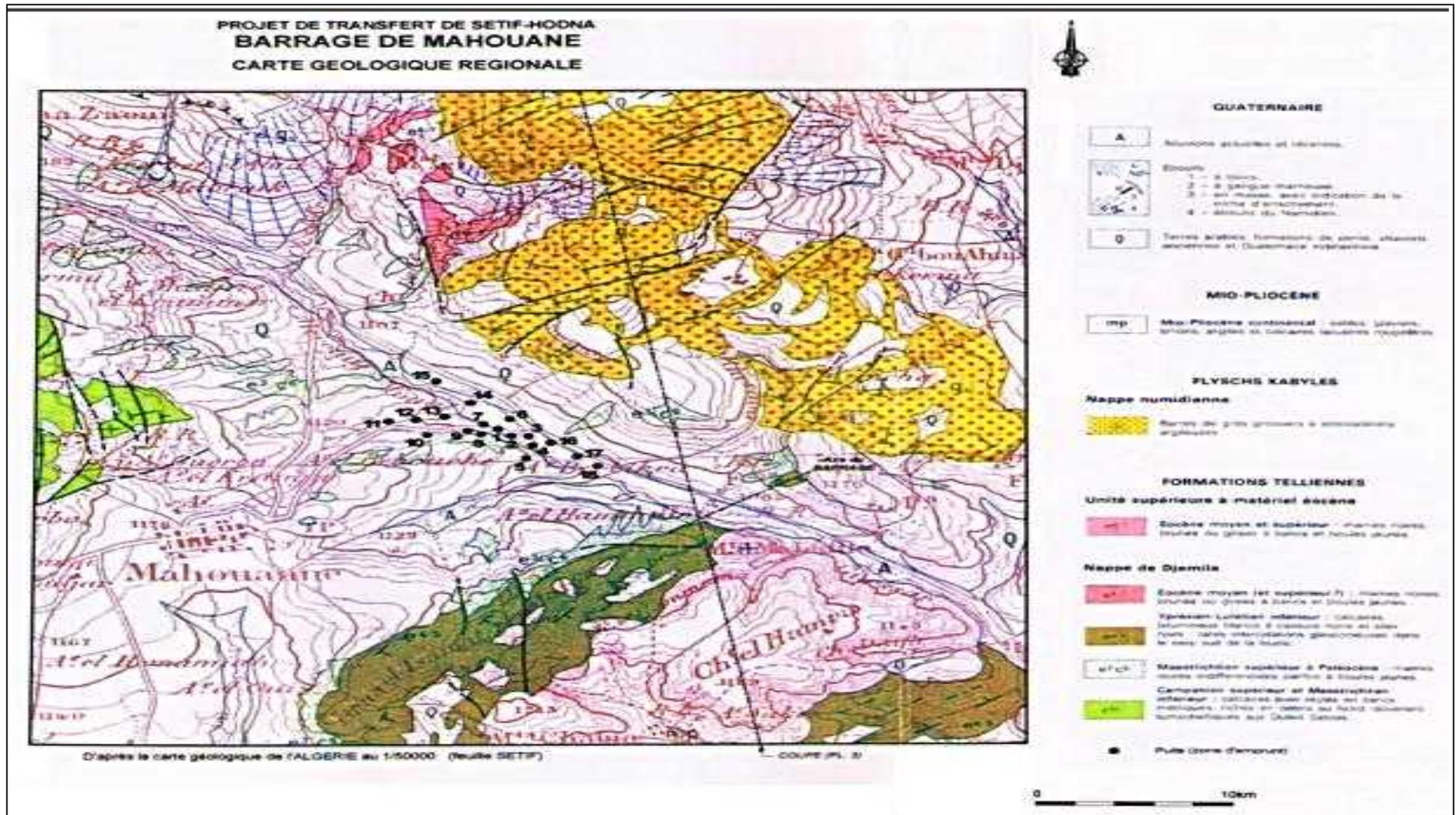
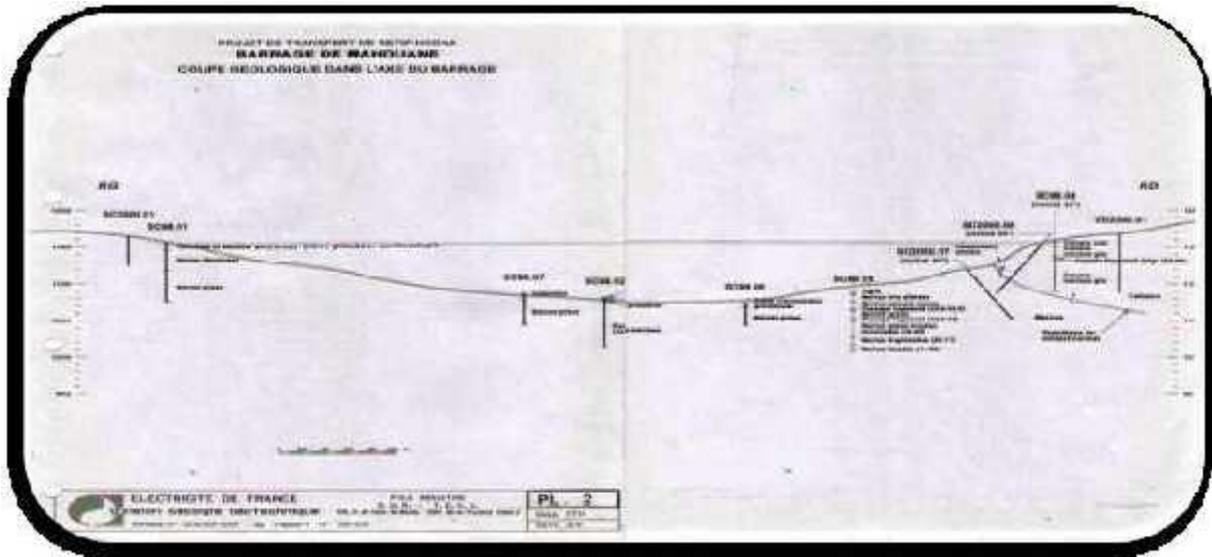


Figure I.2 : Carte géologique de la région d'étude du barrage de Mahouane.



Source : Electricité de France

Figure I.3 : Coupe géologique de l'axe du barrage de Mahouane

I.2.2.b. Nature de la couverture du substratum :

Le substratum marneux est, sur toute l'emprise du barrage, recouvert de matériaux meubles

Alluvionnaires ou colluvionnaires.

L'épaisseur de ces alluvions :

- ✓ varie entre 5 et 10 m en fond d'oued. La majorité des sondages ont montré une épaisseur de l'ordre de 10 m.
- ✓ est de l'ordre de 9 m sur la terrasse RD.
- ✓ varie entre 5 et 7 m sur la terrasse alluviale RG.

I.2.2.c. Géologie de la cuvette :

Les sondages intéressant le site du barrage font clairement apparaître que l'essentiel du substratum, au droit du barrage, est constitué de marnes, calcaires et marono-calcaire. A l'échelle du barrage on peut distinguer :

- En fond de vallée et au droit des terrasses alluviales RD et RG : des marnes allant d'un pôle nettement argileux (terrasse RD notamment) à un pôle marno-calcaire (fond de vallée).
- En partie haute de l'appui RD du barrage : des calcaires et calcaires marneux présentant un caractère rocheux marqué, et des caractéristiques mécaniques élevées.
- En partie haute de l'appui RG du barrage : des marnes fortement altérées extrêmement médiocres, et présentant de faibles caractéristiques mécaniques.

Le substratum est, sur toute l'emprise du barrage, recouvert de matériaux meubles alluvionnaires ou colluvionnaires. Il s'agit essentiellement d'alluvions argilo-limoneuses en fond d'oued ainsi que sur les terrasses latérales RD et RG, de colluvions recouvrant des alluvions mio-pliocène relativement grossières en RG.

I.2.2. Etude sismique :

Selon les règles parasismique algériennes voici une carte qui montre le classement des zones.

Voir la figure I. 4.

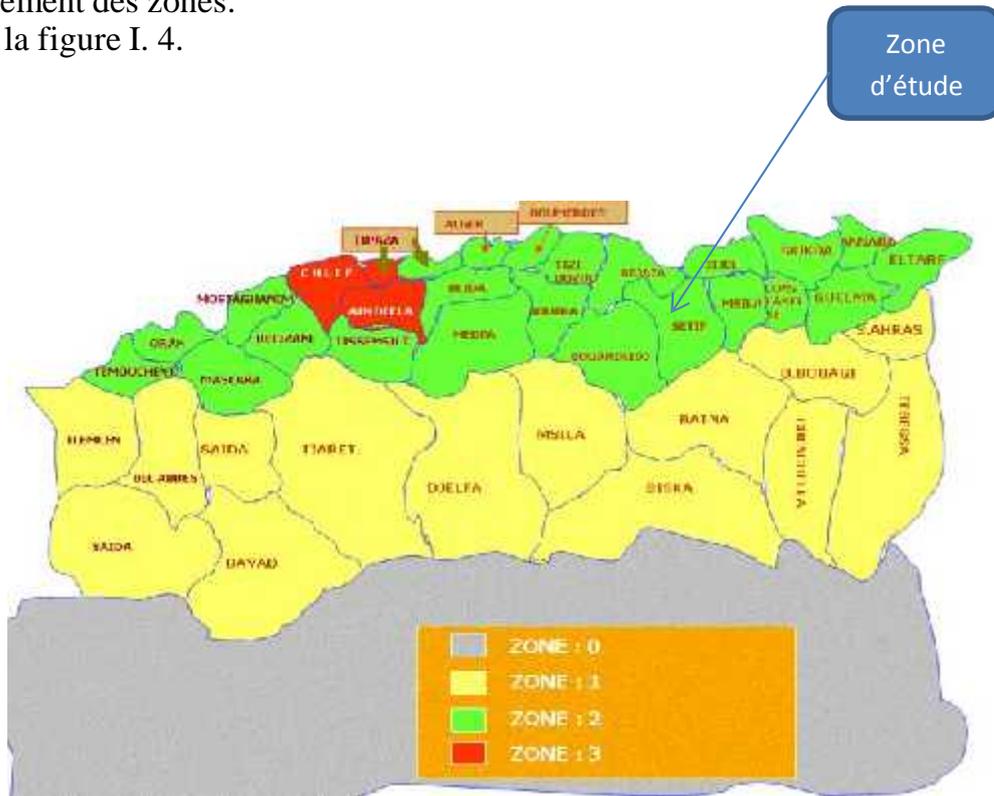


Figure I.4 : Carte des zones sismiques (RPA-Version 2003).

Tableau I. : Coefficients d'accélération du séisme.

Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Selon la zone d'étude qui se situe dans la zone II.a, et d'après le tableau de coefficients d'accélération du séisme et l'importance de notre ouvrage. On a opté pour une accélération de 0.25g.

Tableau I.1 : les caractéristiques du séisme de référence du site Mahouane.

Séisme de référence	Sétif 13/11/1957
Intensité épacentrale I_0	VII-VIII MM
Magnitude M	4.8
Profondeur h	3 km
Distance à l'épicentre D	0 km
Intensité induite sur le site I_s	VII-VIII MM

Les valeurs d'accélération à prendre en compte varient selon l'utilisation qui doit en être faite. Dans le cas d'un calcul en pseudo-statique, une accélération maximale de 0,25 g doit être prise en compte pour le site de Mahouane.

I.2.3. Aperçu de l'étude hydrogéologique :

Dans cette partie pour reconnaître le site du barrage dans sa partie hydrogéologique on doit faire des différents sondages carottés sur des profondeurs différentes afin de bien savoir les caractéristiques hydrogéologiques.

Ces sondages carottés permettront de tracer le contact couverture /marnes sur 200 m de longueur d'investiguer les grès.

Les essais Lugeon réalisés dans ce sondage font apparaître des valeurs de perméabilité Lugeon relativement faibles :

De l'ordre de 10 à 30 UL entre 9 et 32 m, moins de 5 UL à partir de 32 m de profondeur.

Cela montre clairement que les calcaires sont très perméables, et qu'il n'y a pas de fermeture hydraulique en rive droite (l'infiltration d'eau est importante).

Il est cependant possible que le manque d'étanchéité de la rive droite soit dû à la présence de zones d'écoulement privilégié (faille dans les calcaires) que le sondage n'aurait pas recoupées. Comme, par ailleurs, l'éperon rive droite n'est pas beaucoup plus large que l'éperon rive gauche, les gradients hydrauliques, après mise en eau, risquent d'y être relativement élevés. Toutes les conditions sont donc réunies pour que, en l'absence de travaux d'étanchement des calcaires, d'importantes fuites s'y produisent. Il est donc très vraisemblable qu'il faille réaliser, en rive droite, un voile d'injections au large.

I.2.4. Caractéristiques des matériaux de fondation du barrage :

Le tableau suivant montre les résultats des essais de laboratoire.

Tableau1.2 : caractéristiques des matériaux de fondation du barrage.

Sondage	Profondeur(m)	Matériau	Rc (bar)	Rt (bar)	h(KN/m ³)	WI (%)	Ip (%)
SC98-01	01 21,5-21,75	Marnes argileuses altér	-	-	2,014		30,5
SC98-01	31,6-31,8	Marnes argileuses altérées	18	-	2,166	-	-
SC98-01	37,3-37,75	Marnes grises	97	-	2,344	-	-
SC98-01	32,9-33,2	Marnes	35	-	2,168	41	21,7
SC98-01	54,7-54,9	Marnes grises	-	-	2,304	41	21,8
SC98-03	20,2-20,35	Marnes calcaires grises	-	-	2,302	-	-
SC98-03	27,2-27,4	Marnes calcaires grises	62	-	2,332	-	-
SC98-04	19,0-19,25	Calcaires marneux	-	-	2,377	-	-
SC98-04	21,0-21,3	Calcaires marneux gris	230	-	2,497	-	-
SC98-04	38,35-38,6	Calcaires marneux gris	76	-	2,541	-	-
SC98-04	44,05-44,4	Calcaires marneux gris	423	51	2,366	-	-
SC98-04	51,0-51,3	Calcaires marneux gris	450		2,384	-	-
SC98-04	57,0-57,45	Calcaires marneux gris	286	34	2,346	-	-
SC98-04	63,45-63.85	Calcaires marneux gris	543	87	2,488	-	-
SC98-06	10,0-10,15	Marnes grises	9	-	2,047	-	-
SC98-06	11,55-11,7	Marnes	-	-	2,161	54,5	29
SC98-06	23,85-24,05	Marnes grises	71	-	2,218	-	-
SC98-07	14,5-14,6	Marnes grises	-	-	2,327	-	-
SC98-07	37,2-37,4	Marnes grises	88	-	2,025	60	31,6

I.2.5. Caractéristiques à prendre en compte pour les études de faisabilité :

Le tableau suivant résume les caractéristiques.

Tableau1.3 : Principaux caractéristiques à prendre en compte pour le dimensionnement des ouvrages

Nature de sol/caractéristiques	Cohésion Effective C '(bar)	Angle de frottement Effective ' (°)	Cohésion effective C '(bar)
les marnes altérées	0.2	25	0,7 à 0,8
les marnes saines sous-jacentes	1	25	3 à 4
les alluvions essentiellement argileuses	0.1	22	0.5
les colluvions rive gauche, a priori plus graveleuses	0.1	27	-

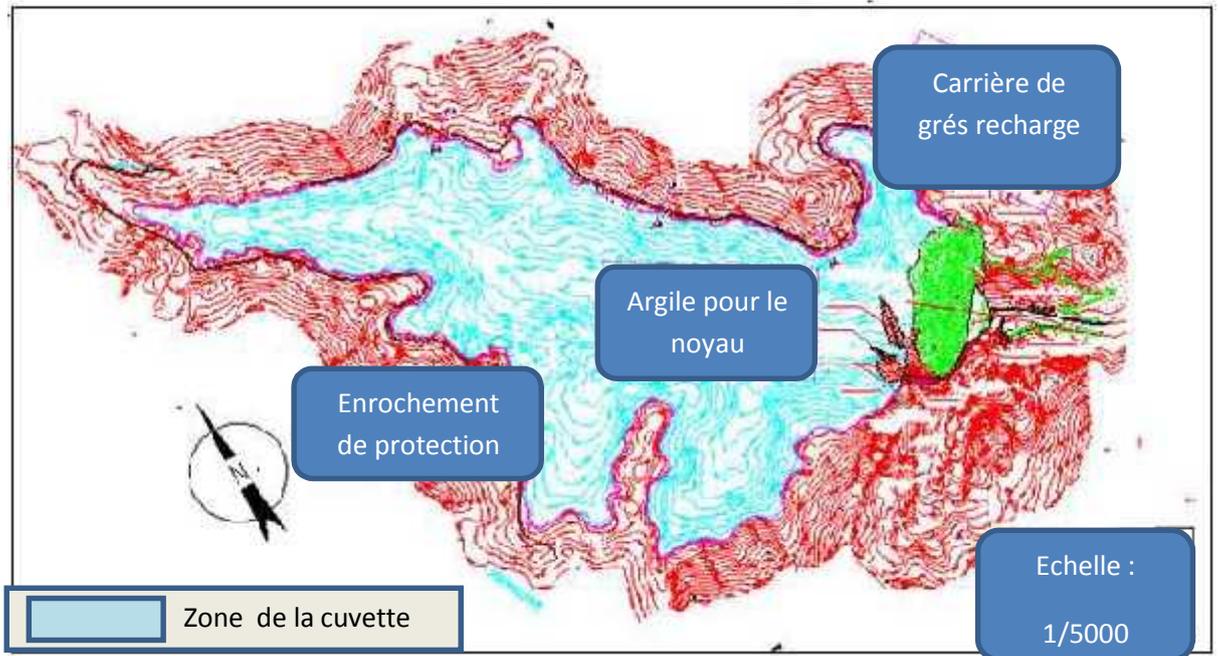


Figure 1.5 : Disposition des matériaux locaux sur le site du barrage.

Tableau 1.4 : Résultats des essais réalisés sur les échantillons prélevés au droit du barrage.

N° de puits	profondeur (m)	sèche(d) (KN/ m ³)	densité () (KN/m ³)	humide (h) (KN/ m ³)	W _n (%)	W _l (%)	W _p (%)	I _p (%)	I _c (%)
P1	1.2	1.59	2.59	1.95	22.9	54	27	26	1.26
P2	2.5	1.58	-	1.94	23	46	24	23	1.03
P2	2.5	-	-	-	22	52	31	21	1.4
P3	2.5	1.66	-	2.02	21.5	50	28	23	1.28
P4	2.5	1.8	-	2.1	17.55	44	22	22	1.21
P5	2	1.87	2.55	2.16	15.42	39	21	18	1.29
P6	2	1.53	-	1.9	25.14	39	19	20	0.68
P6	-	-	-	-	26	43	27	16	-
P7	2	1.35	-	1.8	33.78	63	33	29	0.98
P8	2	1.5	-	1.9	26.64	65	33	31	1.22
P10	2	1.52	-	1.93	27.23	47	21	26	0.76
P11	1	1.44	-	1.84	27.77	55	26	29	0.94
P11	1.9	-	2.57	-	22.13	46	24	22	1.07
P12	2	1.4	-	1.86	33.1	68	32	36	0.96
P13	2.5	1.44	-	1.91	32.61	56	25	36	0.76
P14	1.5	1.59	-	1.9	19.43	45	22	23	1.13
P14	3	1.51	2.58	1.9	25.75	40	22	18	0.8
P15	1.9	1.51	-	1.92	26.76	52	26	26	0.99
P16	1.5	1.52	-	1.93	26.28	55	27	29	1.01
P17	2	1.55	-	1.93	24.27	51	26	25	1.05
P18	2	1.53	2.57	1.94	27.04	48	24	24	0.88

CHAPITRE I : SYNTHESE DE FAISABILITE.

Tableau I.5 : Les essais mécaniques réalisés sur les argiles de la Zone d'emprunt dans la cuvette.

N° de Puits	Prof.(m)	Cisaillement Direct				
		d_{max} (KN/m ³)	Cuu (bar)	uu (°)	C' (bar)	'(°)
-	-					
Puits. N°1	1.2	1.65	-	-	-	-
Puits. N°2	2.5	-	-	-	-	-
Puits. N°3	2.5	1.65	0.75	9	0.32	22.00
Puits. N°4	2.5	-	-	-	-	-
Puits. N°5	2.0	1.7	-	-	-	-
Puits. N°6	2.0	-	-	-	-	-
Puits. N°7	2.0	1.5	0.83	24	0.02	28.00
Puits. N°8	2.0	-	-	-	-	-
Puits. N°10	2.0	1.62	-	-	0.32	17.00
Puits. N°11	1.0	1.57	-	-	-	-
Puits. N°11	1.9	-	-	-	-	-
Puits. N°12	2.0	1.52	-	-	-	-
Puits. N°13	2.5	-	-	-	-	-
Puits. N°14	1.5	1.66	-	-	-	-
Puits. N°14	3.0	-	-	-	-	-
Puits. N°15	1.9	1.67	-	-	-	-
Puits. N°16	1.5	-	-	-	-	-
Puits. N°17	2.0	1.59	-	-	-	-
Puits. N°18	2.0	-	-	-	-	-
Moyenne	-	1.61	0.79	16.5	0.22	22.3
Ecart-type	-	0.07	0.06	10.6	0.17	5.51

CHAPITRE I : SYNTHESE DE FAISABILITE.

Tableau I.6 : Les caractéristiques des essais de Proctor et de limites d'Atterberg

Puits.N°	Prof. (m)	Proctor		Limites d'Atterberg			
		γ_{max} (KN/m ³)	Wop (%)	Wn (%)	Wp (%)	Ip(%)	Wp – Wopt (%)
-	-						
Puits. N°1	1.2	1.65	20.5	22.9	27.1	26.4	6.6
Puits .N°2	2.5	-	-	23.0	23.7	22.5	-
Puits. N°2	2.5	1.67	20.0	22.0	30.5	21.0	10.5
Puits. N 3	2.5	1.65	19.8	21.5	27.7	22.5	7.9
Puits. N°4	2.5	-	-	17.55	22.2	21.8	-
Puits. N°5	2.0	1.7	18.8	15.42	20.7	18.1	1.9
Puits. N°6	2.0	-	-	25.14	18.8	19.9	-
Puits. N°6	2.0	1.7	17.5	26	27.0	16.0	9.5
Puits. N°7	2.0	1.5	22.0	33.78	33.1	29.4	11.1
Puits. N°8	2.0			26.64	33.4	31.2	-
Puits. N°10	2.0	1.62	21.8	27.23	21.2	25.6	-0.6
Puits. N°11	1.0	1.57	21.7	27.77	26.1	28.9	4.4
Puits. N°11	1.9		-	22.13	23.7	22.3	-
Puits. N°12	2.0	1.52	23.0	33.140	31.8	35.7	8.8
Puits. N°13	2.5	-	-	32.61	25.4	30.6	-
Puits. N°14	1.5	1.66	20.5	19.43	22.3	22.5	1.8
Puits. N°14	3.0	-	-	25.75	22.0	18.3	-
Puits. N°15	1.9	1.67	20.0	26.76	26.4	25.6	6.4
Puits. N°16	1.5	-	-	26.28	26.5	28.7	-

:

Tableau I.7 : Résultats des essais œdométriques à différentes teneurs en eau

Puits N°	Consolidation			Perméabilité (cm/s)		
	Pc(bars)	Cc	Cg	1 bars	2 bars	4bars
Puits N°3	3.450	0,244	0,048	5,9E-08	9,2E-07	4,6E-06
Puits N°3	2.700	0,271	0,043	1,0E-08	3,2E-09	8,0E-10
Puits N°3	1.590	0,300	0,047	1,4E-07	2,2E-09	1,6E-09
Puits N°6	2.430	0,320	0,055	3,1E-09	2,4E-09	1,6E-09
Puits N°6	2.920	0,304	0,053	3,3E-08	2,6E-09	1,7E-09
Puits N°6	3.200	0,311	0,052	3,4E-07	3,3E-08	1,5E-08
Puits N°14	3.080	0,234	0,036	1,1E-07	1,8E-08	2,1E-09
Puits N°14	2.570	0,243	0,038	1,4E-08	8,2E-09	4,1E-09
Puits N°14	1.970	0,263	0,037	3,1E-08	1,2E-08	2,1E-09

I.3. Les caractéristiques des différents matériaux disponibles :

- **Pour enrochements rip-rap, et agrégats à béton :**

Les grès qui seront puisés de la nappe numidienne, est situé en rive gauche de barrage.

Les calcaires proviendront de la carrière près de la localité de Mahouane.

a. Grès de la nappe numidienne :

Les caractéristiques sont résumées dans les tableaux suivant ;

Tableau 1.8: Caractéristiques des grès du Numidien – essais sur carottes

Sondage	Profondeur	W (%)	h (KN/ m3)	s (KN/m ³)	e	Rc (bar)	Rt (bar)	Los Angeles	MDE
SC98-05	3.3-3.6	2.78	2.39	2.65	0.14	-	-	-	-
	8.5-8.9	-	2.42	2.65	0.13	723	44	80	61
	11.0-11.55	-	2.42	2.64	0.12	406	-	-	-
	18.0-18.65	-	2.43	2.65	0.12	663	41	-	-
	14.25-14.70	-	1.39	2.63	0.13	452	-	-	-
S2000-13	0,15-1,60	-	-	-	-	-	-	88	77
	0,50-1,00	-	2.42	2.57	0.058	769	-	-	-
	7,00-8,00	-	-	-	-	353	-	-	-
	10,00-11,00	-	2.43	2.57	0.056	670	-	-	-
	13,00-15,00	-	2.39	2.56	0.072	-	-	68	53
Moyenne		-	2.41	2.61	0.10	577	42.5	78	65
Ecart-type			0.02	0.04	0.04	168	2	14	17

D'après les essais Los Angeles et l'essai Micro-Deval on peut constater que ces grès sont fragile, donc on ne peut pas les utiliser comme matériaux à rip-rap et agrégat.

b. Calcaires de la carrière de Mahouane :

Le tableau suivant résume les caractéristiques.

Tableau I.9: Caractéristiques physiques des calcaires.

	W (%)	h (KN/m ³)	s (KN/m ³)	e	Rc (Natural) (bar)	Rc (Saturé)	Rt (Naturel)	Rt (Saturé) (bar)	LA	MDE
	0.17	2.659	2.692	0.01	425	-	51	-	-	-
	-	2.646	-	-	734	-	57	-	-	-
	-	-	-	-	-	386	-	57	-	-
	-	-	-	-	-	580	-	85	-	-
	-	2.610	2.672	0.024	657	-	-	-	25	28
	-	-	-	-	488	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	796	-	-	-	-	-
	-	2.623	2.687	0.024	358	-	-	-	21	24
	-	-	-	-	916	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	617	-	-	-	-	-
	-	2.666	2.684	0.007	697	-	-	-	19	19
	-	-	-	-	508	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	577	-	-	-	-	-
	-	2.659	2.671	0.004	806	-	-	-	22	20
Moyenne	-	2.644	2.681	0.014	632	483	54	71	21.8	22.8
Ecart-type	-	0.023	0.009	0.010	168	137	4	20	2.5	4.1

D'après le tableau les caractéristique des calcaires sont moyenne et ne sont pas fragile par rapport au grès, donc tout à fait aptes à fournir le rip-rap.

I.4.Volumes des matériaux locaux disponibles :

La zone d'emprunte représente une réserve importante d'argile sur une superficie de 1 à 1.5 km², ce dernier peut être utilisé comme noyau sur une épaisseur de 2m.

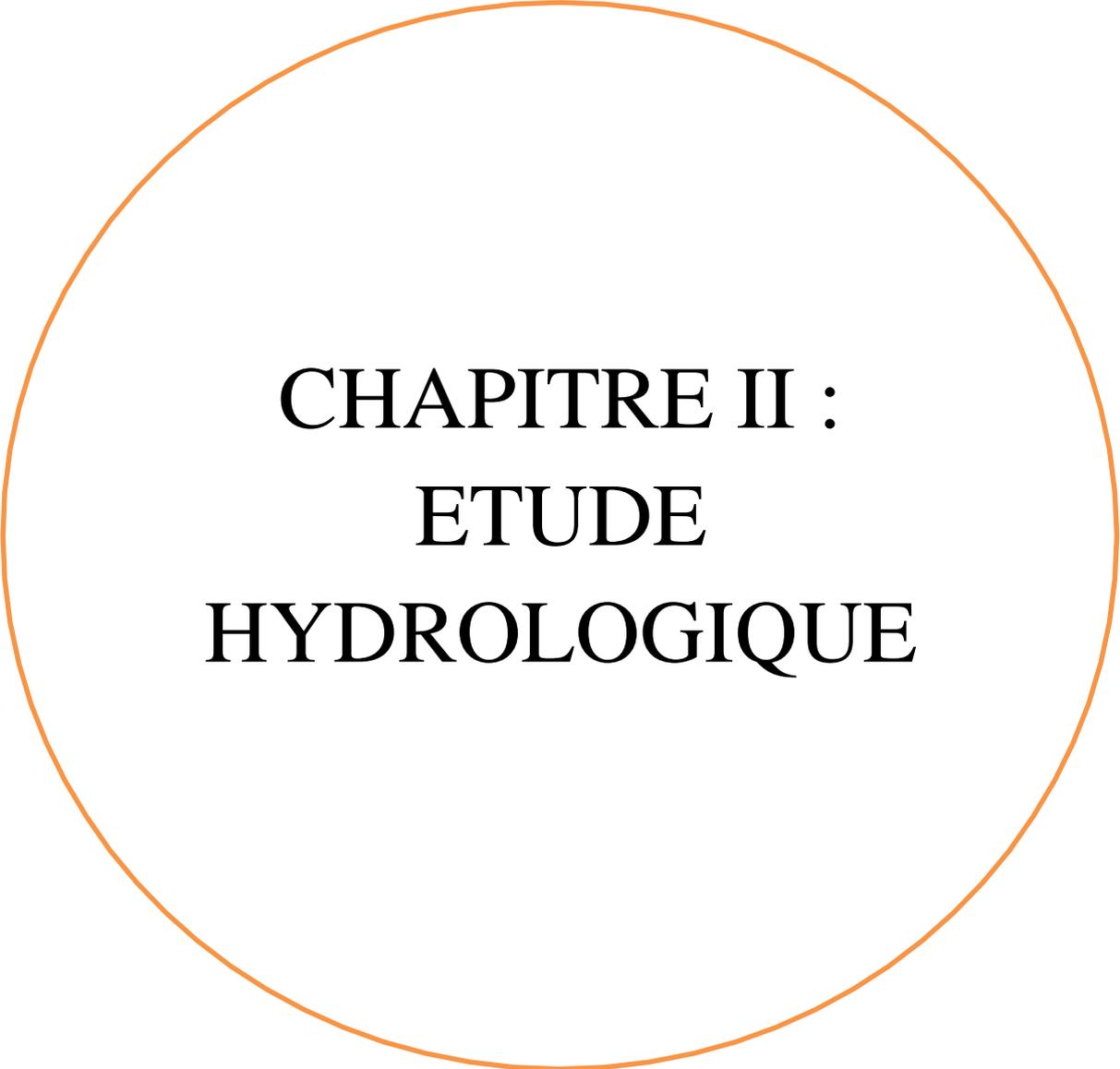
Donc on peut dire qu'on a un volume de 2 à 3 millions de m³ et cela devrait être largement suffisant pour les besoins en argile du projet.

De même ce qu'il concerne les enrochements les grès, les calcaires peuvent satisfaire les besoin en ces matériaux.

Conclusions

Le site de Mahouane apparaît comme étant un site géologiquement difficile. Il pose des problèmes :

- ✓ d'étanchéité des rives, qui vont conduire, notamment en RD, , à la réalisation d'un voile long. Il pourrait être envisagé , sur cette rive, de ne réaliser, dans une première phase, qu'une partie du voile, puis d'analyser la mise en eau du barrage, et de décider, au vu des résultats de cette analyse (piézométrie et fuites à travers la rive droite) de poursuivre ou non le voile. Cela permettrait peut-être (la prudence est de mise) d'éviter un investissement assez lourd.
- ✓ de fondation du barrage, puisque les alluvions et colluvions recouvrant le substratum ont des caractéristiques de cisaillement faibles (conjuguées à la possibilité de générer des pressions interstitielles élevées en leur sein lors de la construction), et doivent donc être substituées pour asseoir le barrage sur le substratum (marnes et marno-calcaires). Même en procédant à cette substitution, le caractère très médiocre du substratum en partie haute de l'appui RG (marnes très altérées) risque de conduire à des talus de barrage relativement doux.
- Le traitement des argiles de la zone d'emprunt en vue de diminuer leur teneur en eau, et de se rapprocher de la teneur à l'optimum Proctor. L'abaissement nécessaire est de l'ordre de 3 à 4 % (voire 5%), ce qui commence à être relativement important. Toutefois, le climat de la zone du projet constitue vraisemblablement un facteur très favorable pour réussir cet abaissement.



**CHAPITRE II :
ETUDE
HYDROLOGIQUE**

Introduction :

L'étude hydrologique de projet a pour but l'estimation et la précision de tous les paramètres hydrologiques de conception nécessaires pour la dimension définitive des ouvrages: apports moyens et fréquents, distribution inter-annuelle des apports, débits maximaux instantanés, volume et hydrogramme de la crue, apports solides, ainsi que les calculs relatifs à la régularisation de l'écoulement. Au niveau de faisabilité pour l'exécution d'une retenue collinaire, l'étude hydrologique, et comme partie de celle-ci, l'établissement des paramètres hydrologiques de conception, sont déterminants et entrent dans le cadre des tâches primaires à effectuer dans cette étape de travail. Ces paramètres permettront de connaître les potentialités et la capacité du bassin versant pour produire des écoulements, ainsi qu'évaluer, en première approximation, les paramètres pour le dimensionnement des différents objets des ouvrages annexes, leurs coûts, principalement leur capacité de stockage et les caractéristiques des ouvrages d'évacuation de crues (évacuateur de crues, etc.).

Définition :

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, les eaux de surface, l'évaporation et l'évapotranspiration, les eaux souterraines donc l'hydrologie de surface de l'hydrologie souterraine.

Actuellement, l'hydrologie est devenue une science importante de l'art de l'ingénieur intéressé à l'exploitation et au contrôle des eaux naturelle. Des études hydrologique plus ou moins poussées sont indispensable pour toute mise en œuvre de projets hydroélectrique, de distribution d'eau, de protection contre les crues, d'assainissement, de drainage, d'irrigation, de barrage et de navigation fluviale.

II.1.Caractéristique physique du bassin versant :

A. Caractéristique géométrique :

- **Surface du bassin versant :**

La superficielle du bassin versant est :

$$S=20,70\text{Km}^2$$

- **Périmètre du bassin versant :**

-

$$P=20,4\text{Km}$$

- **Longueur du talweg principal :**

C'est le plus long talweg dans le bassin versant

$$L_p=8\text{Km}$$

B. Caractéristique de forme :

- **Indice de Gravelius K_c :**

appelé aussi indice de forme ce dernier caractérise la forme du bassin versant allongé ou ramassé.

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_c = 2 \quad R = 2 \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

$$K_c = 1,25$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

Si $K_c = 1 \Rightarrow$ bassin ramassé

Si $K_c > 1 \Rightarrow$ bassin allongé

Selon la valeur de K_c qu'on a trouvé notre bassin versant est de la forme allongée.

- **Rectangle équivalent :**

$$P = 2*(L+l) \quad \text{et} \quad S = L*l \quad \rightarrow (1)$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S :

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \rightarrow (2)$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2^{ème} degré admet deux

=

solutions $L_r ; l_r$:

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right)$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right)$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : $L_r = 7,22 \text{ km}$ et $l_r = 2,87 \text{ km}$

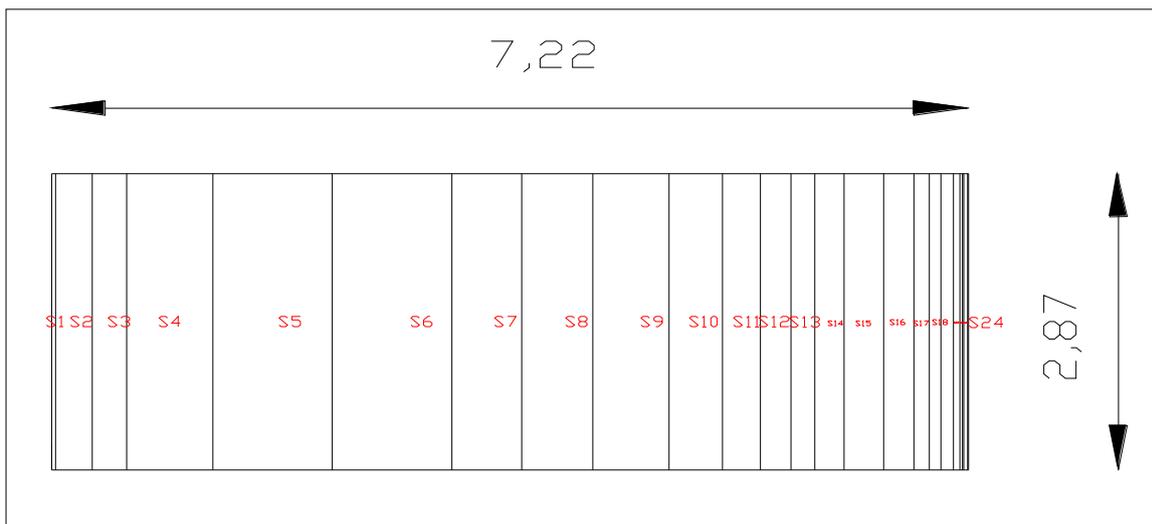


Figure II.1 : Rectangle équivalent.

- **Relief :**

- **Répartition et courbe hypsométrique :**

Elles sont d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant. Sur un graphique, on porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface souvent exprimée en %. Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

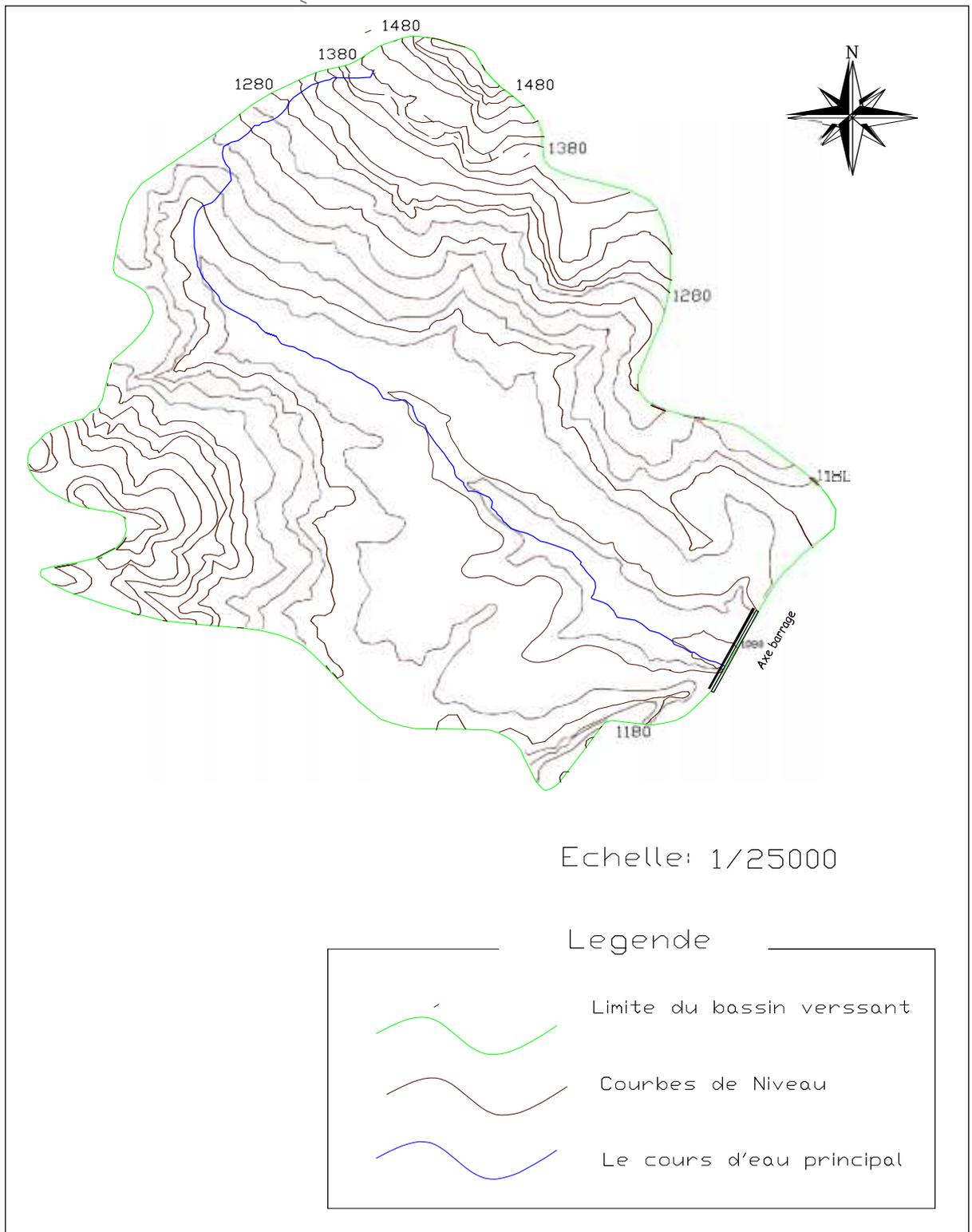
-

quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau II.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (H_i)	Altitude moyen H_i-H_{i-1}	Surfaces partielles (s)	Surfaces partielles (s)	Surfaces Cumulées	Surfaces Cumulées
(m)	(m)	(Km²)	(%)	(Km²)	(%)
1070-1080	10	0,074	0,36	0,074	0,36
1080-1100	20	0,818	3,95	0,892	4,31
1100-1120	20	0,789	3,81	1,681	8,12
1120-1140	20	1,965	9,49	3,646	17,61
1140-1160	20	2,709	13,09	6,355	30,70
1160-1180	20	2,685	12,97	9,04	43,67
1180-1200	20	1,589	7,68	10,629	51,35
1200-1220	20	1,601	7,73	12,23	59,08
1220-1240	20	1,721	8,31	13,951	67,40
1240-1260	20	1,209	5,84	15,16	73,24
1260-1280	20	0,85	4,11	16,01	77,34
1280-1300	20	0,69	3,33	16,7	80,68
1300-1320	20	0,54	2,61	17,24	83,29
1320-1340	20	0,66	3,19	3,19	86,47
1340-1360	20	0,882	4,26	18,782	90,73
1360-1380	20	0,676	3,27	19,458	94
1380-1400	20	0,357	1,72	19,815	95,72
1400-1420	20	0,265	1,28	20,08	97,00
1420-1440	20	0,275	1,33	20,355	98,33
1440-1460	20	0,143	0,69	20,498	99,02
1460-1480	20	0,062	0,30	20,56	99,32
1480-1500	20	0,02	0,10	20,58	99,42
1500-1520	20	0,095	0,46	20,675	99,88
1520-1546	26	0,025	0,12	20,7	100

=



FigureII.2 : Les courbes de niveau du bassin versant

=

- **Indices pente globale I_g :**

Il est défini comme étant le rapport entre altitude comprise entre 5% et 95% de la surface et la longueur du rectangle équivalent.

$$I_g = D/L$$

D: Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m)

L: Longueur du rectangle équivalent (km)

$$H_{5\%} = 1506.4 \text{ m}$$

$$H_{95\%} = 1218.4 \text{ m}$$

$$L = 7.22 \text{ km}$$

$$I_g = 4\%$$

- **Indice de pente moyenne :**

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S}$$

Avec :

H : Dénivelée (m) .

l_i : Longueur de la courbe de niveau de l'ordre 1 ,2,3.....n (m).

S : Surface du bassin versant (km^2).

$$I_m = 6.6\%$$

- **Indice de pente roche :**

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprise entre 2 courbes de niveau H_i et H_{i-1} . Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i} (H_i - H_{i-1})$$

L : Longueur du bassin versant (m).

S_i : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau.

Tableau II.2 : Détermination de l'indice de pente de Roche I_p

Hi _ Hi-1	Di=Hi-Hi-1	Si (Km2)	Ai=Si/S (%)	(DiAi)^{0.5}
1070-1080	10	0,074	0,36	1,89
1080-1100	20	0,818	3,95	8,89
1100-1120	20	0,789	3,81	8,73
1120-1140	20	1,965	9,49	13,78
1140-1160	20	2,709	13,09	16,18
1160-1180	20	2,685	12,97	16,11
1180-1200	20	1,589	7,68	12,39
1200-1220	20	1,601	7,73	12,44
1220-1240	20	1,721	8,31	12,89
1240-1260	20	1,209	5,84	10,81
1260-1280	20	0,85	4,11	9,06
1280-1300	20	0,69	3,33	8,16
1300-1320	20	0,54	2,61	7,22
1320-1340	20	0,66	3,19	7,99
1340-1360	20	0,882	4,26	9,23
1360-1380	20	0,676	3,27	8,08
1380-1400	20	0,357	1,72	5,87
1400-1420	20	0,265	1,28	5,06
1420-1440	20	0,275	1,33	5,15
1440-1460	20	0,143	0,69	3,72
1460-1480	20	0,062	0,30	2,45
1480-1500	20	0,02	0,10	1,39
1500-1520	20	0,095	0,46	3,03
1520-1546	26	0,025	0,12	1,77
Somme		20,7	100	192,3

$$I_p=0.023\%$$

C. Caractéristique du réseau hydrographique :

- **Densité de drainage :**

Elle définie comme étant le rapport entre la longueur L_i totale de tous les talweg du bassin versant, à la surface totale S . Elle exprimé par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S}$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n Li$: Somme des longueur de tous les cours d'eau d'ordre i (km).(44.515km)

S : Surface du bassin versant en km².

$$D_d=2.15 \text{ km /km}^2$$

- **Temps de concentration :**

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire, il existe plusieurs formules. Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI** (1937) soit :

$$\frac{\sqrt{\quad}}{\sqrt{\quad}}$$

Avec : S : surface du bassin versant (Km²).

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km).

T_c : temps de concentrations exprimé en heure.

H_{moy} : altitude moyenne (m).

H_{min} : altitude minimale (m).

$t_c = 3.11$ heures.

- **Profil en long du cours d'eau principal :**

Ce profil est tracé a partir de la courbe topographique en tenant compte de l'altitude et de la longueur du cours d'eau.

Tableau II.3 : Longueur du cours d'eau principal à chaque altitude.

N°	Courbe de niveau (m)	Distance (Km)
1	1070-1080	0.44
2	1070-1080	2.12
3	1100-1120	0.9
4	1120-1140	1.09
5	1120-1140	0.85
6	1160-1180	0.43
7	1180-1200	0.15
8	1180-1200	0.21
9	1220-1240	0.26
10	1240-1260	0.21
11	1260-1280	0

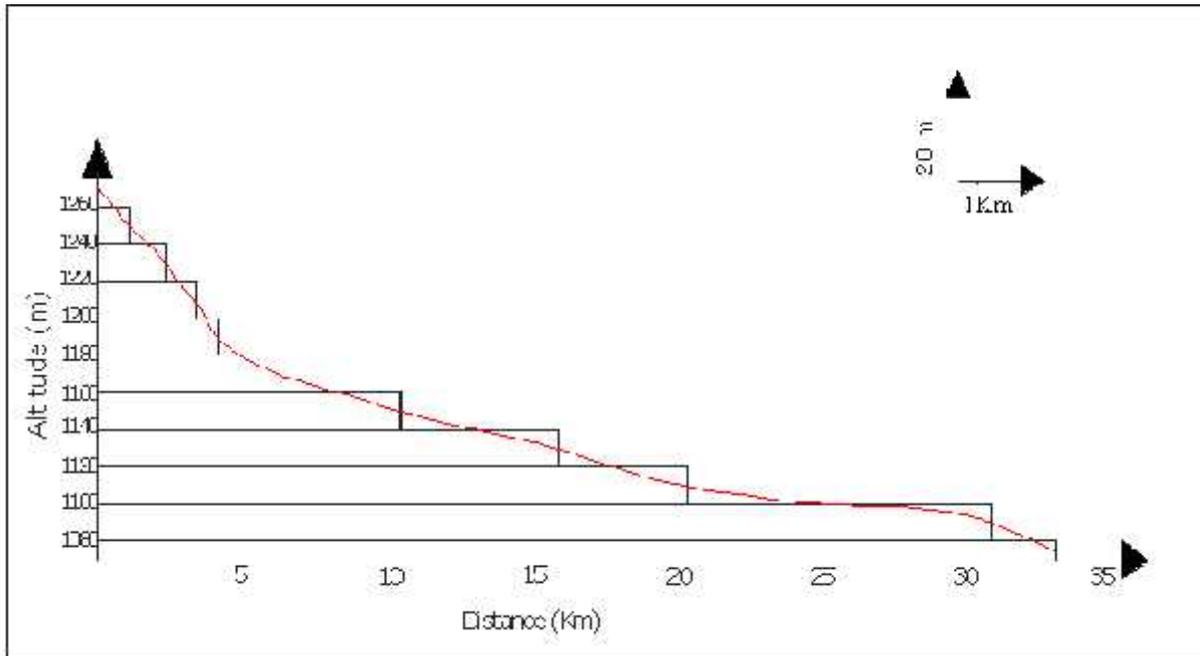


Figure II.3 : Profil en long du cours d'eau principal.

- **Pente moyenne du cours d'eau principal I_c :**

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et longueur comprise entre 2 points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal. Il est exprimé par la formule suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

Avec :

H : Dénivelée entre 2 points suffisamment distants (m).

L : Distance entre ces 2 points (km).

$$I_c = 0.16\%$$

- **Vitesse de ruissellement :**

On entend par ruissellement, l'écoulement, par gravité à la surface du sol suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

-

$$V_r = \frac{L}{t_c}$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal (Km).

Tc : Temps de concentration (h).

$$V_r = 2.57 \text{ km/h}$$

II.2. Caractéristique climatique du bassin versant :

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont : La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température et le vent qui ont une influence sur l'évaporation et la transpiration.

II.2.1 Température :

le tableau suivant représente l'analyse effectuée à partir de station de Sétif.

Tableau II.4 : répartition mensuelle de la température

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moyenne annuelle
T _{max} °C	23.4	19.9	14.9	9.4	7.7	10.4	11.1	14.8	21	24.7	28.5	28.6	17.87
T _{min} °C	18.1	13.6	8.4	3.7	3.5	2.8	7.5	9.3	12.1	18.3	22.8	23.5	11.97
T _{moy} °C	20.7	16	10	6.3	5.3	6.3	9.1	11.6	17	22.4	26.2	25.9	14.73

Source :O.N.M

La température annuelle moyenne est 15°C.

II.2.2. Vent :

L'étude des vents est indispensable pour la réalisation des ouvrages d'art et dans le domaine de l'irrigation.

Tableau II.5 : Répartition mensuelle du vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moyenne annuelle
V(m/s)	2,5	2,3	2,7	2,7	2,6	2,9	2,8	3,2	3	2,8	2,7	2,7	2,7

Source :O.N.M

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

-

Les vents dominants sont de secteur nord (NE: 22%, N 12% et NO 27%).

II.2.3. Evaporation :

L'évaporation est mesurée au niveau de la station de Sfiha.

Tableau II.6 : répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Ans
Ev(mm)	52,4	65,2	101,9	121	175,5	253,4	327,8	301,5	177,9	127	70,5	48,8	1827
Ev(%)	2,87	3,58	5,59	6,64	9,63	13,9	17,98	16,54	9,76	6,97	3,87	2,68	100

II.2.4 La pluviométrie :

Nous disposons de données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant.

Les stations disponibles au niveau du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Données disponibles des stations situées dans la zone d'étude

station	Code de la station	Altitude(m)	Années de fonctionnement
MAHOUANE	15.06.11	1150	41
AMOUCHAS	03.02.04	800	41
AIN ROUA	03.02.05	1100	40

Source : A.N.R.H

Tableau II.8 : Station pluviométrique

Station	Code	Source	X(km)	Y(km)	Z(km)	Année de service	N(ans)
MAHOUANE	15.06.11	A.N.R.H	737.75	432.95	1150	1968-2009	41

La station de MAHOUANE est la plus proche du site avec une période d'observation de 1968-2009 soit 41 ans.

Tableau II.9 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
P(mm)	25,84	27,28	30,18	37,33	37,40	27,66	33,72	25,88	26,33	12,05	9,21	7,84	301,16
P(%)	8,58	9,06	10,02	23,54	12,42	9,18	11,20	8,59	8,74	4,00	3,06	2,6	100

On note une pointe au mois de Décembre.

a. L'Homogénéisation des données :

L'homogénéisation des données est une analyse statique de l'information aidant à prise de décision conséquente. Elle consiste en :

- La détection des anomalies dans la séries hydrologiques et d'en chercher la cause ;
- La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées ;
- L'extension des séries hydrologiques courtes à partir de séries de base homogènes ;

1-Teste de Wilconxon :

C'est le teste le plus puissant non paramétriques. Soient 2 variables aléatoires Y et X, représentant respectivement 2 séries de précipitation annuelles de taille N_1 et N_2 .

Y étant la série à étudier et X étant la série de base.

L'échantillon nouveau YUX est également issu de la même population.

Avec : $N_2 > N_1$.

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

-

Tableau II.10 : Teste de Wilcoxon

X	Y	Rang	XUY classé	Origine	XUY Classé	Rang	Origine
88,6	177,9	1	370	x	131	25	x
234,9	92,1	2	288,5	x	125,8	26	X
24	209	3	280,2	Y	123,6	27	X
178,3	144,1	4	273	X	122,1	28	Y
136	52,1	5	267,6	Y	121,5	229	Y
157,4	122,1	6	234,9	X	117,5	30	X
125,8	170,1	7	228,2	Y	113,3	31	X
123,6	121,5	8	214	X	113	32	X
91,5	187,8	9	209	Y	97	33	X
90	79,6	10	207,9	Y	92,1	34	X
131,5	267,6	11	196,5	X	91,5	35	X
117,5	280,2	12	187,8	Y	90	36	X
214	228,2	13	178,3	X	88,6	37	X
196,5	113,3	14	177,9	X	79,6	38	Y
151	207,9	15	173,3	Y	78,6	39	Y
288,5	173,3	16	170,1	Y	72	40	X
370	145,1	17	163	X	52,1	41	Y
97	78,6	18	157,4	Y	24	42	X
163		19	151	Y			
72		20	145,1	X			
273		21	144,1	X			
113	-	22	142	X			
131	-	23	136	x			
142	-	24	131,5	x			

On calcul pour vérifier les l'hypothèse d'homogénéité est rejetée si l'un des inégalités suivantes n'est pas vérifiée : $W_{\min} < Rangx < W_{\max}$.

=

$$W_{\min} = \frac{(\quad)}{\sqrt{(\quad)}}$$

On note : $W_{\max} = 1.96 \sqrt{W_{\min}}$ pour un niveau de signification $\alpha = 5\%$

$$W_{\min} = 449.326$$

$$W_{\max} = 668.74$$

$$\text{Rang}_x = 590$$

Donc la condition est vérifiée : $449.326 < 590 < 668.74$

Alors le teste de Wilcoxon vérifie l'homogénéisation de la série.

- **Les précipitations maximales journalières :**

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement ;
- ✓ Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale ;
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- ✓ Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi ;
- ✓ Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;
- ✓ Calculer le quantile et son intervalle de confiance ;

II.3.Choix des lois 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. Toute fois, 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. Pour notre cas on utilise le logiciel HYFRAN.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1)- la loi de GUMBEL.
- 2)- la loi de GALTON (log-normal2).

A.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS :

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement})$$

U : variable réduite de Gauss. Elle est donnée par : $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$

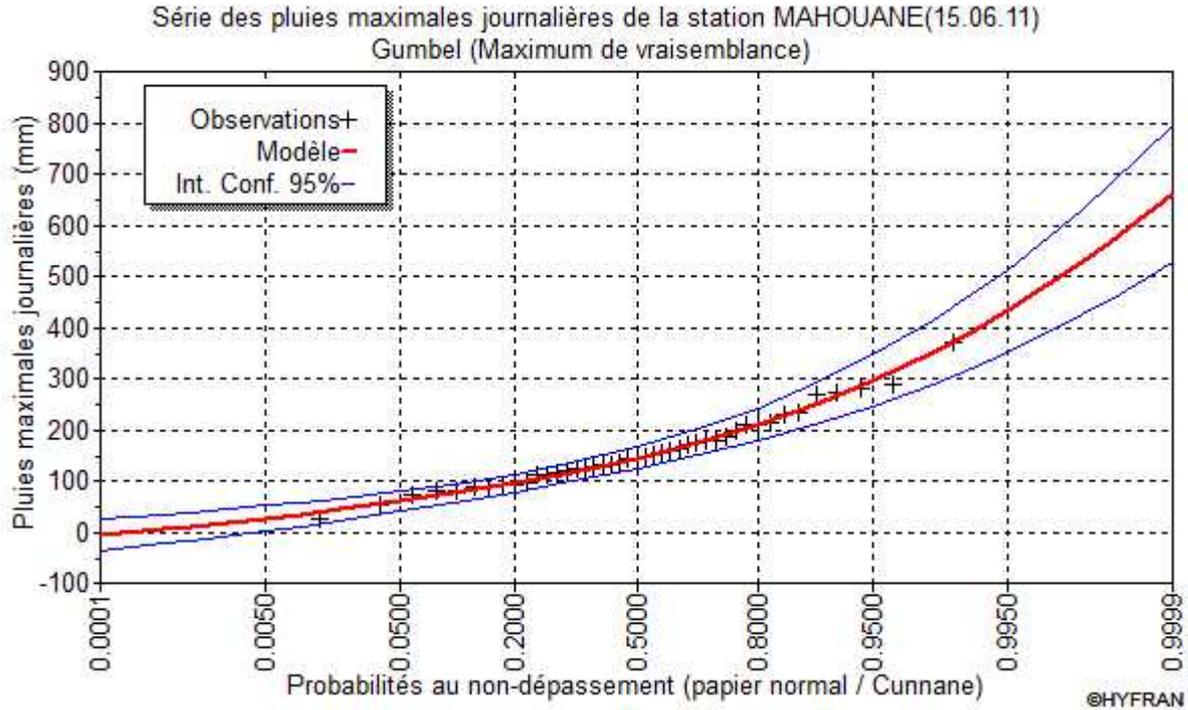
La transformation $x = \bar{x} + \sigma u$ est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

A.justement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

Les résultats de cet ajustement sont résumés dans le tableau suivant :

TableauII.11 :L'ajustement à la loi de Gumbel.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	P _{jmax}	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	526	53.4	424 - 633
100	0.9900	392	37.1	320 - 466
50	0.9800	351	32.3	289 - 415
20	0.9500	297	25.9	247 - 348
10	0.9000	255	21.1	214 - 296
5	0.8000	211	16.4	179 - 243

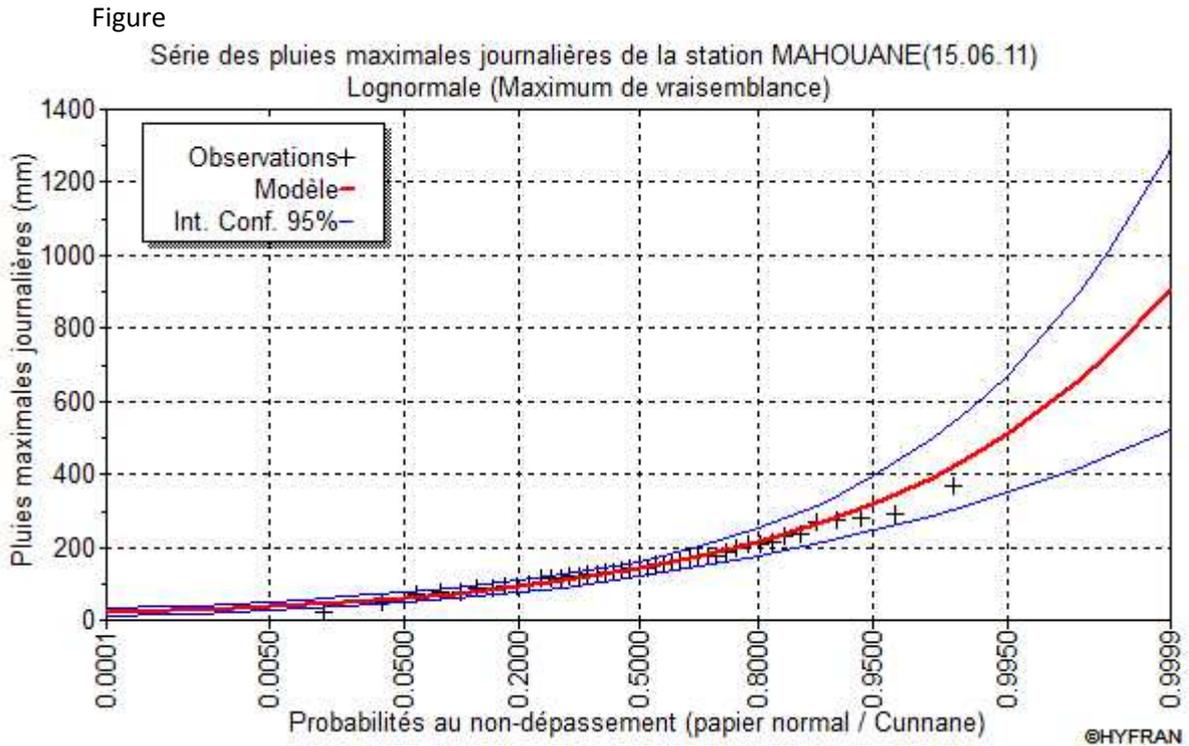


FigureII.4 :Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel

C.Ajustement de la série pluviométrique à la loi Galton ou Log Normal :

TableauII.12 : Récapitulatif des résultats obtenus par la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	P_{jmax}	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	904	205	519 - 1320
1000	0.9990	660	127	420 - 918
100	0.9900	450	69.1	319 - 590
50	0.9800	392	55.0	288 - 503
20	0.9500	320	38.9	245 - 398
10	0.9000	266	28.4	212 - 323
5	0.8000	214	19.5	175 - 252



FigureII.5 : Représentation graphique de l’ajustement à la loi de Galton

Conclusion :

D’après les graphes et les calculs on trouve que la méthode de Gumbel est la plus vérifiée, donc les résultats de log normal sont considérer pour la suite de notre étude.

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

Pour une période donnée de 24 heures et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanari.

$$P_{\max,t_p\%} = P_{\max,j_p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b$$

Avec :

$P_{\max,t_p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max,j_p\%}$ (mm).

-

$P_{\max j p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique, pour notre région $b = 0,41$.

L'intensité : $I_0 = P_{\max, t_p\%} / t$

II.5. Etude des apports :

II.5.1. Apport liquide :

A partir de la station hydrométrique au niveau de notre site de Fermatou code (15 06 01), avec la méthode d'analogie avec cette dernière pour déterminer l'apport moyen interannuel.

Le tableau ci-après récapitule la répartition mensuelle des apports.

Tableau II.13 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	année
A_0 (Hm ³)	0.14	0.11	0.16	0.56	1.58	1.96	1.67	1.03	0.49	0.24	0.16	0.11	8.2
A_0 (%)	1,67	1,29	1,97	6,82	19,19	23,86	20,37	12,65	5,96	2,92	1,95	1,35	100

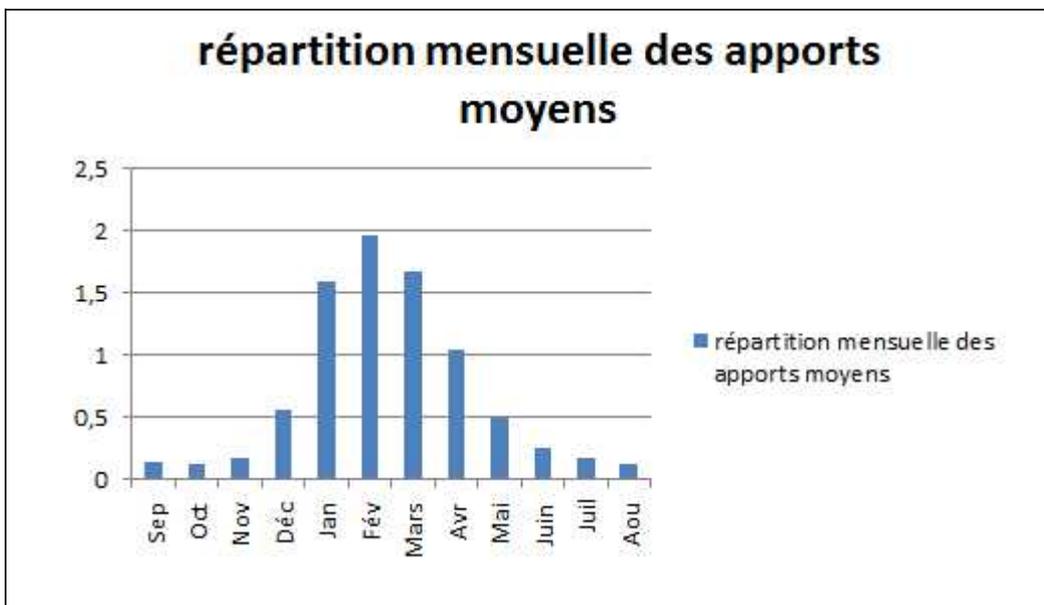


Figure II.6 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

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

-

$$A_{site} = A_{sat}^0 \left(\frac{S_{BV}^{site}}{S_{BV}^{site^0}} \right)$$

Avec :

A_{site} : apport moyen annuel estimé du site.

A_{sat} : apport moyen annuelle de la station(150601).

S_{BV}^{site} :surface du bassin versant du site 20.7km².

S_{BV}^{sta} : surface du bassin versant ou se trouve la station(150601) est de 105km².

II.5.1.1.Caractéristiques de l'écoulement :

a) Le Débit spécifique :

$$M_0 = \frac{A_0}{T * S}$$

Avec : A_0 : Apport moyen annuel (litres).

T : Temps d'une année en secondes T = 3,1536*10⁷ s

S :Surface de bassin versant.

$$M_0=46.9l/s/Km^2$$

b) lame d'eau écoulée

Elle est donnée par : $l_e = \frac{A_0}{S}$

Avec : S : Superficie du bassin.

A_0 :apport moyen annuel.

$$l_e=121 \text{ mm}$$

II.5.1.2.Analyse fréquentielle des apports :

TbleauII.14 :Ajustement de la série des Débits moyen à la loi de PERSONIII :

Période de retour	1.25	10	20	50	100	1000
Fréquence	80	10	5	2	1	0.1
Apport(Mm ³)	1.34	10.6	13	16.1	18.3	25.4

D'après le tableau on a $Q_{80\%}=1.34m^3/s$.

Pour avoir $A_{80\%}=Q_{80\%}*T$ $T=24*365*3600$

$A_{80\%}=8.21Mm^3$.

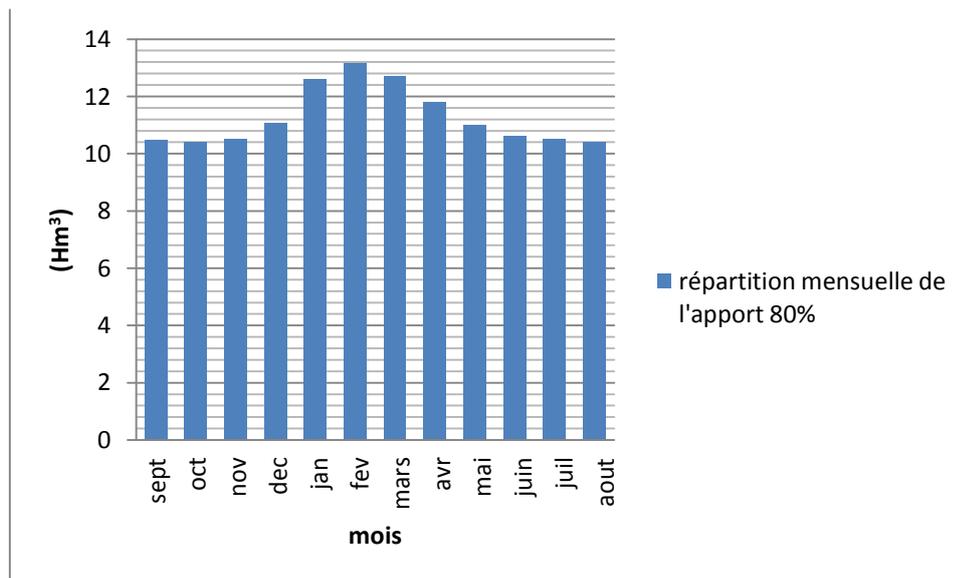
TableauII.16 : répartition mensuelle des apports moyens annuels de fréquence 80%.

mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	Total
Apport 80% (Mm3)	0.14	0.11	0.16	0.56	1.58	1.96	1.67	1.03	0.49	0.24	0.16	0.11	8.21
Apport en %	1.67	1.29	1.97	6.82	19.19	23.86	20.37	12.56	5.96	2.92	1.95	1.35	100

On a aussi un transfert de volume annuel de $127Mm^3$. Donc on aura un autre tableau qui exprime l'apport total.

TableauII.17 : Répartition apport et transfert.

mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout
Apport 80% (Mm3)	10.47	10.42	10.50	11.09	12.59	13.15	12.72	11.79	10.98	10.62	10.50	10.42



FigureII.7 : Répartition mensuelle de l'apport 80%.

II.5.2. Apport solide et estimation du volume mort :

Lorsque les matériaux arrachés au bassin atteignent le réseau hydrographique, ils seront transportés par le courant si celui-ci est capable, sinon ils se déposent pour former la partie

affouillable du lit des rivières. La majeure partie du transport solide est constituée d'éléments fins restant en suspension dans les eaux de rivières.

En Algérie, la majorité des barrages ont vu leur capacité diminuer de moitié après une trentaine (30) d'année d'exploitation.

Donc l'étude du débit solide occupe une place très importante et très vaste dans le domaine de l'hydrologie de surface et de régularisation des débits. Le transport solide se trouve sous trois formes:

- Charriage ou transport de fond : les matériaux roulent ou glissent sur le fond sans jamais le quitter.
- Suspension : les matériaux les plus fins sont entraînés par le courant sans toucher le fond.
- Saltation : certains matériaux progressent par bonds successifs, se trouvant tantôt sur le fond, tantôt au sein du liquide. Elle considère en général avec le charriage car il n'existe pas de théories particulières.

L'absence des données sur le transport solide nous oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

✓ **Estimation de l'apport solide :**

a) Formule de Tixeront :

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

Avec : T_s : le transport solide (t/Km²/an).

L_0 : la lame écoulée (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant.

Pour notre cas : $\alpha=350$ (faible à moyenne perméabilité)

$$T_s = 719.08 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

$$A_s = E_s * S$$

S : superficie du bassin versant en Km².

$$T_s = 719.08 \text{ (t/Km}^2/\text{An)}.$$

$$A_s = 14884.96 \text{ t/An.}$$

=

$$V_s = A_s / \gamma_s \quad \text{Avec} \quad \gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3.$$

$$V_s = 9303.1 \text{ m}^3/\text{An}$$

b) Formule de Fournier :

Le transport solide est donnée par la formule suivante :

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46}$$

Avec : T_a : érosion spécifique (t/Km²an)

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm). $P_m = 37.40\text{mm}$.

P_a : Pluie moyenne annuelle (mm) $P_a = 301.16 \text{ mm}$.

$h = 45\% (H_{\max} - H_{\min})$ (m);

H_{\max} : Altitude maximale = 1546m.

H_{\min} : Altitude minimale = 1070m.

S : Surface du bassin versant (km²) $S = 20.7\text{Km}^2$

— (——) (——) /

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma_s}$$

$$V_s = 727.60 \text{ m}^3/\text{an}.$$

✓ **Calcul du volume mort :**

a) Méthode liée à l'érosion spécifique :

Le volume s'obtient par la formule suivante :

$$\underline{T_a}$$

Avec : E_s : Erosion spécifique (t/km²/an).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

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

-

S : Surface du bassin versant (Km²).

$$V_m = 0.47 Hm^3$$

b) Formule de Tixeront

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$\left(\quad \right) \text{ — }$$

Avec :

Q_s : Le débit solide (t/an)

γ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\gamma_s = 1,6 \text{ t/m}^3$).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

T_s : le transport solide (t/Km²/an).

S : surface du bassin versant (km²).

A.N : = 14884.96 t/an.

$$\text{—————} = 0.51 Hm^3$$

$$V_m = 0.51 Hm^3$$

Tableau II.18 : Récapitulatifs des résultats.

Formule	Volume mort pour (Hm ³)
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournier)	0.47
Tixeront	0.51

On choisit la formule Tixeront pour la sécurité et aussi la formule de Tixeront est recommandée pour la région de l'est algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion. Et la valeur trouve dans la note de synthèse du rapport APD est proche (0.5Hm³)

II.6. Etude des crues :

L'étude des crues revêt une place importante dans une étude hydrologique et doit être menée avec délicatesse pour ne pas tomber dans des erreurs de sous-estimation ou de surestimation compromettent la sécurité.

L'intérêt économique que la prédétermination du débit maximum probable des crues d'un cours d'eau en un point donné est évident en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de nécessité d'en préserver les ouvrages. Les dimensions des évacuateurs de crue des barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation sont

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

-

essentiellement déterminées par le maximum probable de la crue au quel ses ouvrages devront faire face compte tenu de certaines considération d'optimum économique.

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

Les paramètres définissant une crue sont :

- ✓ Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- ✓ Le volume de la crue.
- ✓ La forme de la crue (hydrogramme de crues).
- ✓ Le temps de base.
- **Détermination des crues :**

Pour avoir la valeur du débit de pointe probable des différentes périodes de retour, on fait l'ajustement de la série des débits maximums à la loi log-normal à partir de logiciel Hyfran.

Le tableau suivant représente les caractéristiques de l'échantillon.

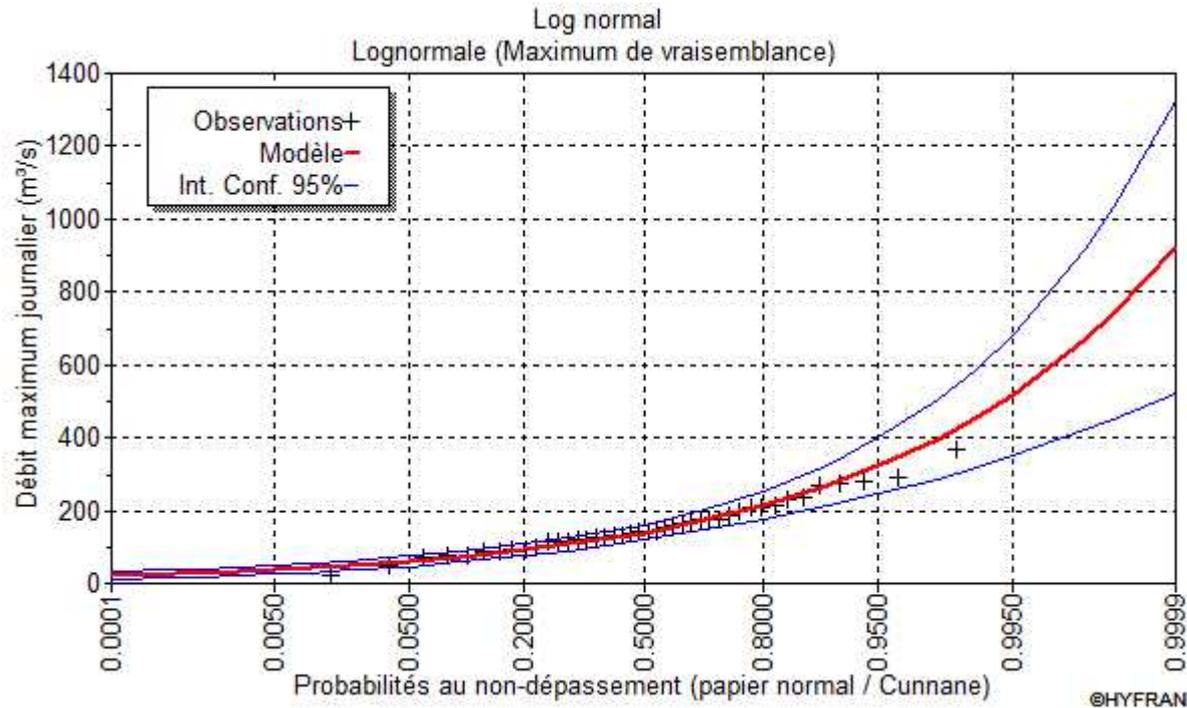
TableauII.19 : Récapitulatifs des caractéristiques

Nombre de données	43
Minimum	4.73
Maximum	72.9
Moyenne	30.8
Ecart-type	13.9
Médiane	28.4
Coefficient de variation Cv	0.541
Coefficient d'asymétrie Cs	0.836
Coefficient d'aplatissement Ck	3.50

Le tableau suivant représente les résultats de l'ajustement par la loi (log-normal) :

TableauII.20 : Récapitulatifs des résultats obtenus par log-normal.

Période de retour (ans)	Probabilité au non dépassement	Débit max ()
10000	0.9999	74.32
1000	0.9990	68.17
100	0.9900	60.72
50	0.9800	58.06
20	0.9500	54.06
10	0.9000	50.51



FigureII.8 : Représentation graphique de la loi log normal

Tableau21 : débit de crues fréquentiels.

Période de retour	10	20	50	100	1000	10 000
Q _{max} (m ³ /s)	50,51	54,06	58,06	60,72	68,17	74,32

II.6.1.Détermination des hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :

Sokolovsky considère que l'hydrogramme de crue présente deux branches de courbe, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

Chacune d'elle a sa propre équation :

$$\text{Pour la montée : } Q_m = Q_{\max, p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n$$

$$\text{Pour la décrue : } Q_d = Q_{\max, p\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m$$

Avec :

n, m :Puissance des courbes.

n =2 pour la montée de la crue.

m=3 pour la décrue.

.

Q_m : débit instantané de la montée (m^3/s)

Q_d :débit instantané de la décrue (m^3/s).

Q_{max} :débit maximum de la crue de fréquence considérée (m^3/s).

t_m :temps de montée.

t_d :temps de décrue.

Pour les crues d'averses on prend :

- $t_m=t_c$ avec t_c est le temps de concentration du bassin versant(heures).
- $t_d = 2t_m$

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

-

Tableau II.22 : Résultats des calculs.

Temps (h)	10	20	50	100	1000	10000
0	0	0	0	0	0	0
0,25	0,33	0,35	0,38	0,39	0,44	0,48
0,5	1,31	1,40	1,50	1,57	1,76	1,92
0,75	2,94	3,14	3,38	3,53	3,96	4,32
1	5,22	5,59	6,00	6,28	7,05	7,68
1,25	8,16	8,73	9,38	9,81	11,01	12,01
1,5	11,75	12,58	13,51	14,13	15,86	17,29
1,75	15,99	17,12	18,38	19,23	21,58	23,53
2	20,89	22,36	24,01	25,11	28,19	30,74
2,25	26,44	28,30	30,39	31,78	35,68	38,90
2,5	32,64	34,93	37,52	39,24	44,05	48,02
2,75	39,49	42,27	45,40	47,48	53,30	58,11
3	47,00	50,30	54,03	56,50	63,43	69,16
3,11	50,51	54,06	58,06	60,72	68,17	74,32
3,25	47,18	50,49	54,23	56,71	63,67	69,41
3,5	41,59	44,52	47,81	50,00	56,13	61,20
3,75	36,47	39,03	41,92	43,84	49,22	53,66
4	31,78	34,02	36,53	38,21	42,89	46,76
4,25	27,52	29,45	31,63	33,08	37,14	40,49
4,5	23,65	25,31	27,19	28,43	31,92	34,80
4,75	20,17	21,58	23,18	24,24	27,22	29,67
5	17,04	18,24	19,59	20,48	23,00	25,07
5,25	14,26	15,26	16,39	17,14	19,24	20,98
5,5	11,79	12,62	13,56	14,18	15,92	17,35
5,75	9,63	10,31	11,07	11,58	13,00	14,17
6	7,75	8,30	8,91	9,32	10,46	11,40
6,25	6,13	6,56	7,05	7,37	8,28	9,02
6,5	4,76	5,09	5,47	5,72	6,42	7,00
6,75	3,60	3,86	4,14	4,33	4,86	5,30
7	2,66	2,84	3,05	3,19	3,58	3,91
7,25	1,89	2,02	2,17	2,27	2,55	2,78
7,5	1,29	1,38	1,48	1,55	1,74	1,89
7,75	0,83	0,89	0,95	1,00	1,12	1,22
8	0,49	0,53	0,57	0,59	0,67	0,73
8,25	0,26	0,28	0,30	0,32	0,36	0,39
8,5	0,12	0,13	0,14	0,14	0,16	0,18
8,75	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06
9	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
9,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9,33	0	0	0	0	0	0

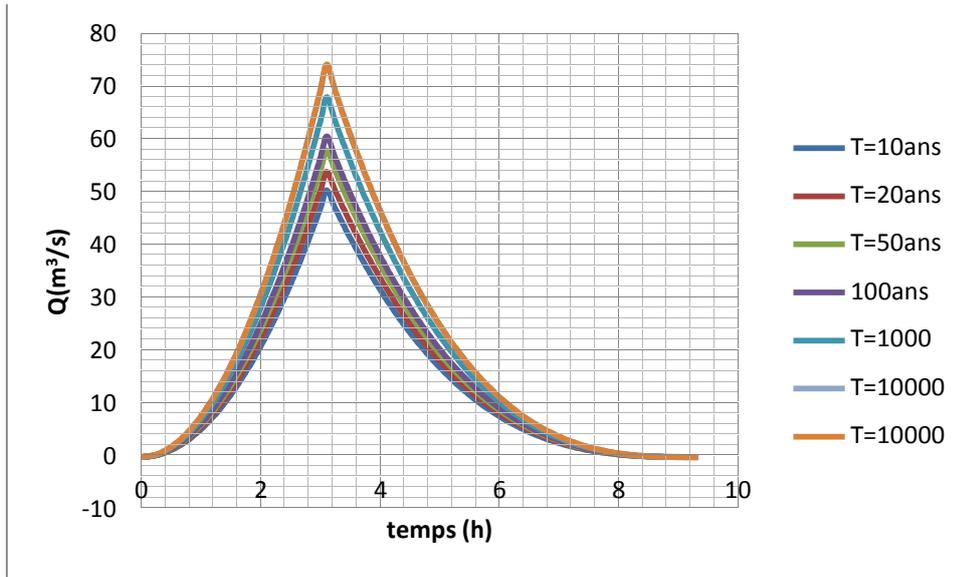


Figure II.9: hydrogrammes des crues probables en fonction de temps(SOKOLOVSKY).

Conclusion sur le choix de la crue de projet :

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval.

Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par le barrage, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.

Dans ce contexte on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre tous les crues pouvant survenir, on choisit donc une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

Pour le choix de crue de projet plusieurs comités et écoles ont donné des recommandation pour le choix, on site :

- le comité national Australien des grands barrages(CNAGB).
- Le C.T.G.R.E.F.

Le CNAGB donne les recommandations suivantes :

TableauII.23 : Les recommandations de CNAGB

Dommmages élevés	Dommmage importants	Dommmage faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toutefois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de perte de vies envisagées
Pertes économiques considérables (dommmages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommmage au barrage lui même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommmages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval	Pertes économique minimales. Batiment agricole, terres et chemins vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

TableauII.24:Crue de projet recommandée.

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

Dans notre cas on prend pour une période de retour de 10000 ans pour un débit $Q_{0.01\%}=74.32\text{m}^3/\text{s}$.

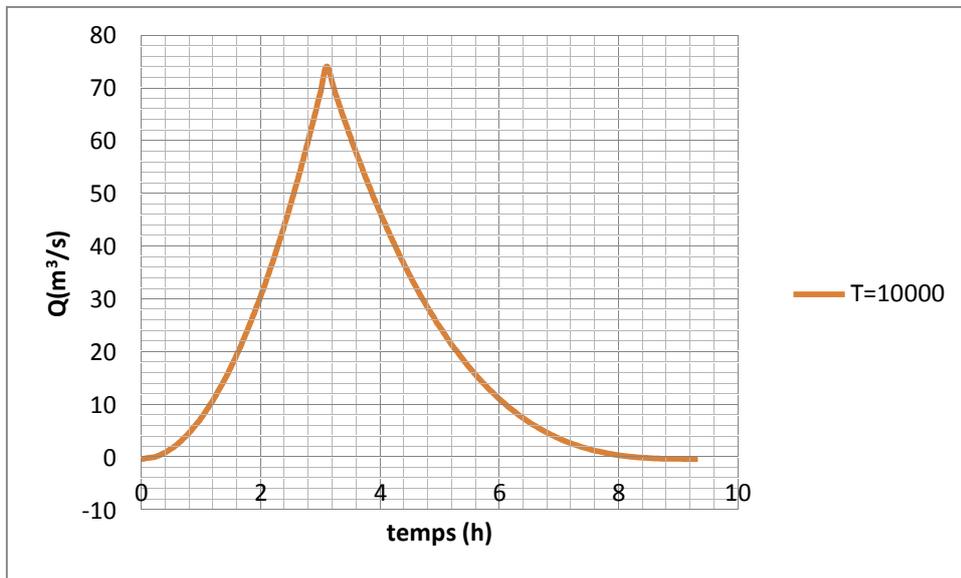


Figure10 : Hydrogramme de crue de projet à une période de retour 10000ans.

II.7.Etude de régularisation :

Pour avoir un volume de stockage idéal qui satisfera les besoins d'irrigation et d'AEP on utilise la régularisation des débits, il y a deux méthode de régularisation :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Dans notre cas les apports sont supérieure aux besoins on a opté pour la régularisation saisonnière.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

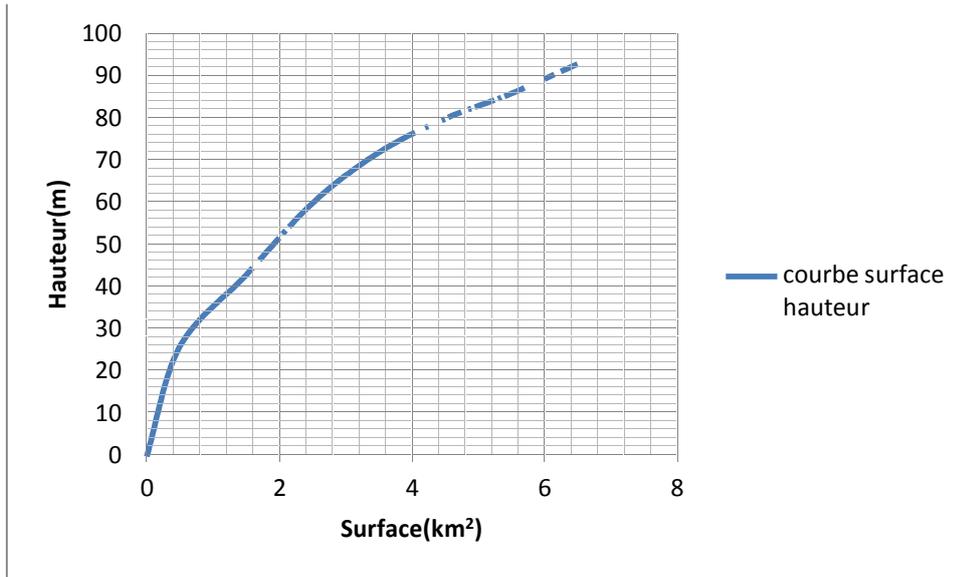
- L'apport ($A_{80\%}$ en Mm^3).
- La consommation totale(Mm^3)
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

II.7.1. Les courbes caractéristiques :

Tableau II.25 : Cote-Surface-Volume.

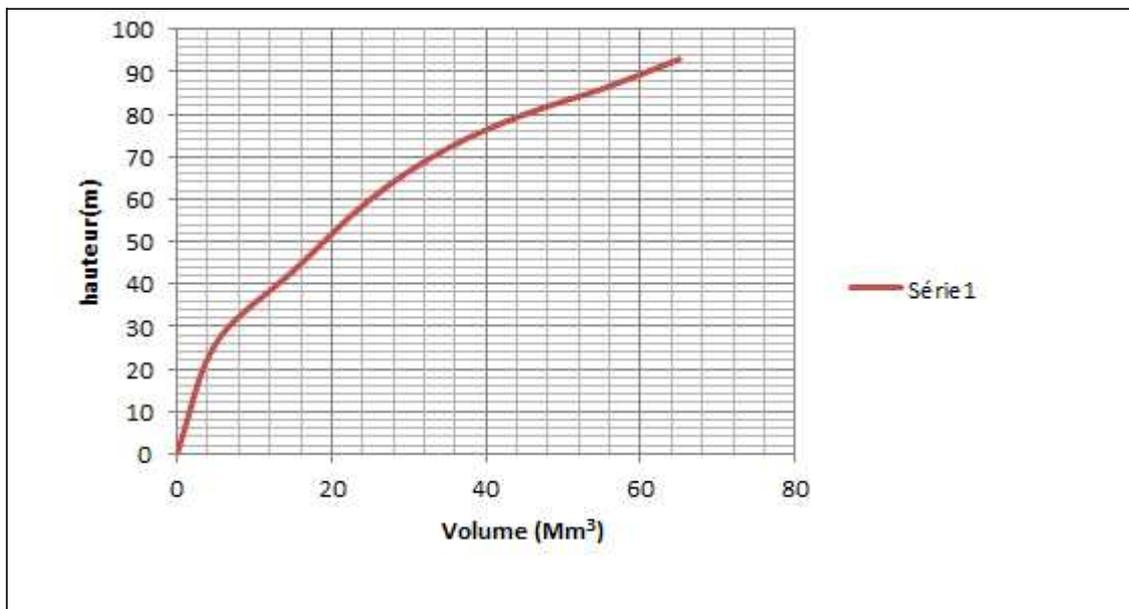
Altitudes (m)	Surface (km²)	Volume (Mm³)
1070	0	0
1080	0.074	0.49
1100	0.82	9.43
1120	0.79	25.53
1140	1.97	53.13
1160	2.7	99.83

Courbe surface hauteur



FigureII.11 : Représentation graphique de courbe surface hauteur.

Courbe capacité hauteur



FigureII.14 : Représentation graphique capacité hauteur.

II.7.2. Calcul du volume utile :

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

- ✓ L'apport annuel $A_{80\%}$.
- ✓ La consommation totale.
- ✓ Le volume mort de la retenus.

Procédé de calcul :

- Détermination de la période à bonne hydraulité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calculer des volumes excédentaires et déficitaires V_s et V_d .
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période de bonne hydraulité est dans le tableau suivant :

Tableau II.26 : Répartition mensuelle de l'apport 80%.

mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout
Apport 80% (Mm3)	10.47	10.42	10.50	11.09	12.59	13.15	12.72	11.79	10.98	10.62	10.50	10.42

Tableau II.27: Répartition mensuelle des besoins en eau.

mois	Sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout
Besoin en Mm³	12.96	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	7.68	16.78	20.3	25.58	20.3
Besoin en %	10.98	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	6.51	14.22	17.20	21.68	17.20

Tableau II.28 : Détermination de la période bonne hydraulicité.

mois	Sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout
W_{80%}	10.47	10.42	10.50	11.09	12.59	13.15	12.72	11.79	10.98	10.62	10.50	10.42
U	12.96	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	7.68	16.78	20.3	25.58	20.3
W_{80%}-U	-2.49	8.02	8.1	8.69	10.19	10.75	10.32	4.11	-5.8	-9.68	-15.08	-9.88

La période de bonne hydraulicité est : de **octobre** jusqu'au **avril**.

II.7.2.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

1^{ère} consigne d'exploitation :

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normal de la retenue lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est contrôlé par le pompage ou vidange de fond.

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

2^{ème} consignes d'exploitation :

Cette consigne consiste à faire des évacuations à vide par l'évacuateur de fond, remplir et ensuite restituer au consommateur.

A partir du tableau précédent on trouve :

$$V_s = 60.18 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 42.93 \text{ Mm}^3$$

La retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \text{ et } V_u = V_d \text{ Donc :}$$

$$V_{NNR} = V_u + V_m \text{ Donc : } V_{NNR} = 43.44 \text{ Mm}^3$$

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

-

Les résultats de calcul de la régularisation sans tenir compte des pertes sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.29 : Résultats des calculs sans tenir compte des pertes.

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A _{80%} - U _{80%} (Mm ³)	1ère consigne			2ème consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Oct	10.42	2.4	8.02	0.51	-	-	0.51	-	8.02
				8.53	-	-	0.51	-	8.1
Nov	10.50	2.4	8.1	16.63	-	-	0.51	-	2.13
				25.53	-	-	7.07	-	
Déc	11.09	2.4	8.69	35.51	-	-	17.26	-	
				43.44	46.26	2.82	28.01	-	
Jan	12.59	2.4	10.19	43.44	53.76	11.32	39.33	-	
				43.44	47.55	4.11	43.44	-	
Fév	13.15	2.4	10.75	37.64	-	-	37.64	-	
				27.96	-	-	27.96	-	
Mar	13.72	2.4	11.32	12.88	-	-	12.88	-	
				3	-	-	3	-	
Avr	11.79	7.68	4.11	0.51	-	-	0.51	-	
Mai	10.98	16.78	-5.8						
Jun	10.62	20.3	-9.68						
Juil	10.50	25.58	-15.08						
Aoû	10.42	20.3	-9.88						
Sep	10.47	12.96	-2.49						
						18.25			18.25

II.7.2.2. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans un barrage sont de deux sortes :

- Pertes par infiltration.
- Pertes par évaporation.

Les pertes total sont : pertes évaporation + pertes infiltration.

a) Pertes par infiltration :

Le volume des pertes mensuel par infiltration est :

-

$$V_{inf} = \frac{\delta * V_{moy}}{100}$$

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

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrologiques de la cuvette ,

V_{moy} : Volume moyen.

b) Perte par évaporation :

$$V_{ep} = S_{moy} * E_s$$

V_{ep} : Volume perdu à cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle(m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2}$$

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

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.30 : le volume des deux pertes dans la retenue.

Mois	$V_{moy}(Mm^3)$	$S_{moy}(km^2)$	$E_s(m)$	$V_{ep}(Mm^3)$	$V_{inf}(Mm^3)$	
Oct	4.01	0.68	0.0086	0.0058	0.005	0.011
Nov	11.59	1.71	0.0048	0.0081	0.013	0.021
Déc	19.27	2.21	0.0033	0.0073	0.017	0.024
Jan	27.27	2.57	0.0035	0.0091	0.019	0.028
Fév	35.60	2.91	0.0044	0.0128	0.022	0.035
Mar	43.95	3.21	0.0069	0.0221	0.024	0.046
Avr	48.42	3.36	0.0082	0.0274	0.025	0.053
Mai	44.07	3.21	0.0118	0.0380	0.024	0.062
Jun	34.26	2.86	0.0171	0.0489	0.21	0.070
Jul	21.33	2.31	0.0221	0.0511	0.017	0.068
Aou	8.37	1.38	0.0203	0.0281	0.01	0.038
Sep	1.71	0.27	0.012	0.0032	0.002	0.005

Tableau II.31 : Résultats des calculs en tenant compte des pertes.

Mois	W _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	π (Mm ³)	A _{80%} - (U _{80%} +π) (Mm ³)	1ère consigne			2eme consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Oct	10.42	2.4	0.011	8.01	0.51	-		0.51	-	8.01
					8.52	-		0.51	-	8.08
Nov	10.50	2.4	0.021	8.08	16.6	-		0.51	-	1.7
Déc	11.09	2.4	0.024	8.67	25.27	-		7.48	-	
Jan	12.59	2.4	0.028	10.16	35.43	-		17.64	-	
Fév	13.15	2.4	0.035	10.72	43.69	46.15	2.46	28.36	-	
Mar	13.72	2.4	0.046	11.27	43.69	54.96	11.27	39.63	-	
Avr	11.79	7.68	0.053	4.06	43.69	47.75	4.06	43.69	-	
Mai	10.98	16.78	0.062	-5.86	37.83	-		37.83	-	
Jun	10.62	20.3	0.070	-9.75	28.08	-		28.08	-	
Juil	10.50	25.58	0.068	-15.15	12.93	-		12.93	-	
Aou	10.42	20.3	0.038	-9.92	3.01	-		3.01	-	
Sep	10.47	12.96	0.005	-2.5	0.51	-		0.51	-	
							17.79			17.79

Nous avons :

$$E = (Vu'-Vu)/Vu = (43.18-42.93)/42.93 = 0,58\% < 2\%.$$

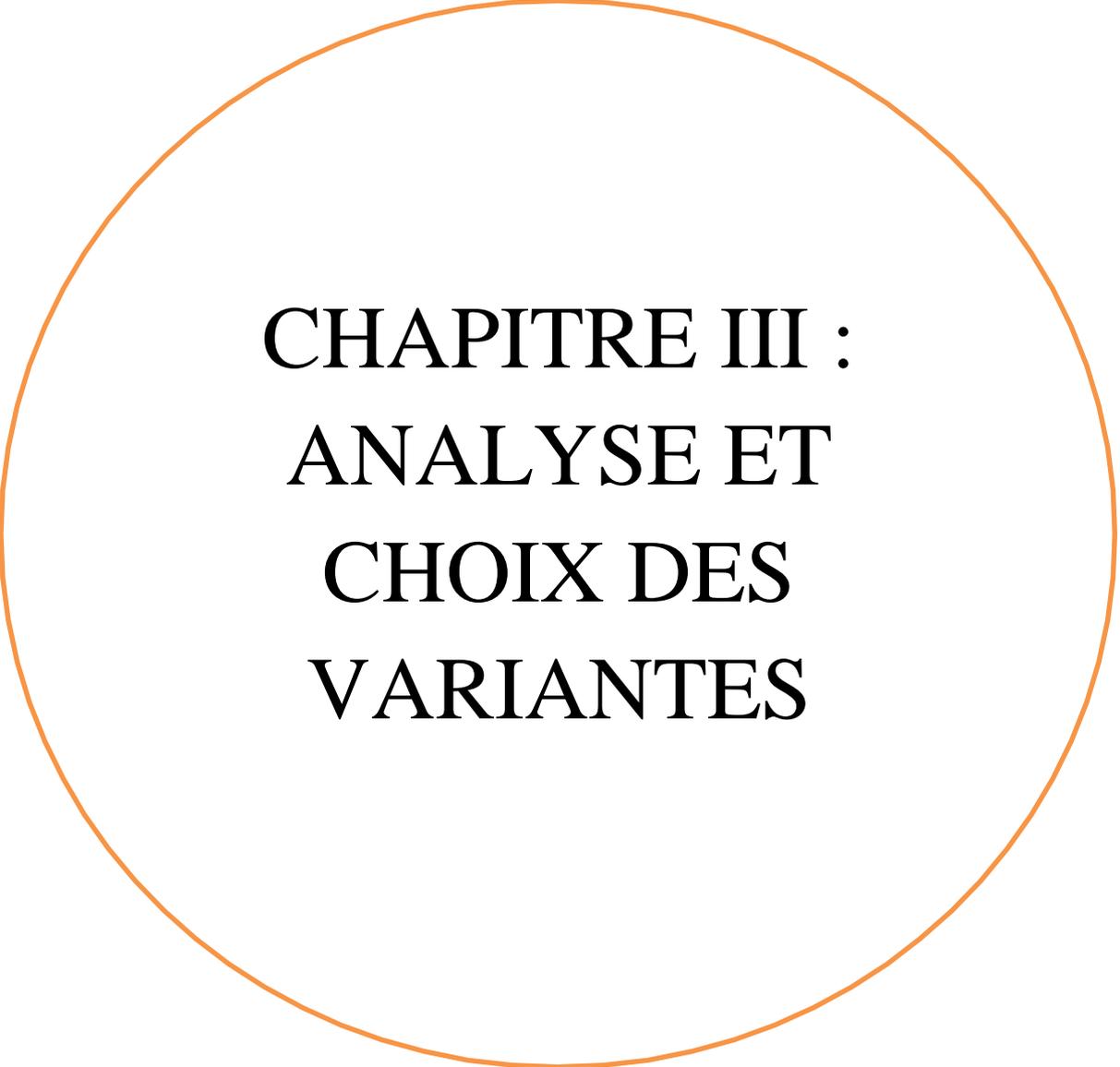
III.8 Laminage des crues :

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.

Dans notre cas le barrage sera rempli par les eaux transféré à partir du barrage Ighil Emda, de ce fait le niveau de remplissage du barrage est commandé (contrôlé) ce qui nous évite la construction d'un évacuateur de crue.

Conclusion :

A partir de l'étude faite dans ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, on remarque que la crue de déca-milléniale est vraiment faible donc la construction d'un évacuateur de crue n'est pas nécessaire ce qu'il nous permet de réaliser une économie importante.



**CHAPITRE III :
ANALYSE ET
CHOIX DES
VARIANTES**

Introduction :

Le choix du type de barrage est une tâche complexe qui nécessite la prise en compte d'un nombre particulièrement important de paramètres et d'informations. L'objectif est de proposer la solution économique tout en garantissant le plus haut degré de sécurité et en minimisant les impacts causés par l'ouvrage.

Lors de l'identification de sites, les points principaux suivants sont examinés :

- ✓ La forme de la vallée (morphologie).
- ✓ La géologie.
- ✓ La disponibilité de matériaux de construction.
- ✓ La maîtrise des crues.

III.1. Les variantes envisageables d'être projetées sur le site :

III.1.1. Selon la morphologie de la vallée :

La forme de la vallée est distinguée à partir de l'étude topographique et comme le montre les relevés topographiques sur notre site, notre vallée est ouverte donc le type de barrage voute ne pourra être envisagé.

III.1.2. Selon les conditions géologiques :

La géologie est un point fondamental, une analyse détaillée de l'ensemble des paramètres géologiques doit être entreprise avant de pouvoir se prononcer sur la faisabilité de tel ou tel type de barrage. Notre site est difficile avec une fondation très médiocre, donc tous les barrages en béton sont écartés.

III.1.3. Matériaux de construction :

Quel que soit son type, la construction d'un barrage nécessite la mise en place de grandes quantités de matériaux. Les coûts de construction sont fortement influencés par le prélèvement.

Nous avons trois zones d'emprunt comme le montre la figure I.6 qu'on peut utiliser comme matériaux de construction avec des quantités importantes et nécessaires pour la construction.

III.2. Résumé de la nature et de la quantité des matériaux de construction :

D'après les zones d'emprunt les quantités disponibles dans les différentes zones sont :

- Pour les argiles : sont disponibles sur une superficie de 1 à 1.5 km² sur une profondeur de 2m, ce qui nous donne une quantité de 2 à 3 millions de m³. Cela devrait être suffisant pour les besoins d'argile.
- Pour les enrochements, les grès peuvent en fournir une quantité quasi illimitée par la carrière, et le même cas pour les calcaires.

A partir des conditions précédentes on peut avoir trois variantes retenues pour réalisation de ce barrage sont :

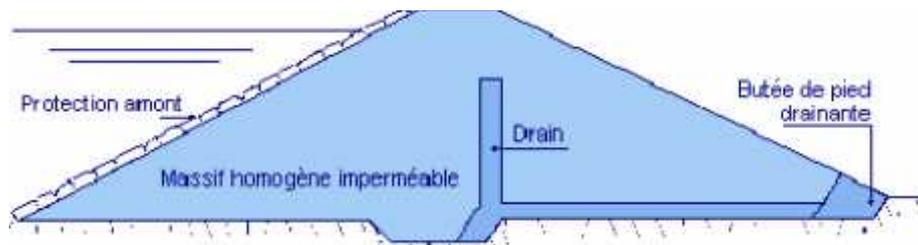
- ✓ Barrage en terre homogène.
- ✓ Barrage en remblai zoné.
- ✓ Barrage en enrochement avec masque amont.

III.3.Description des variantes :

Variante1 : barrage en terre homogène.

Un barrage en terre homogène est un barrage en remblai principalement constitué de matériaux fins compactés, dont le profil est plus simple des barrages en remblai. Une particularité de cet ouvrage est de ne pas comprendre qu'un seul matériau uniformément réparti à travers la section.

Barrage en terre homogène.



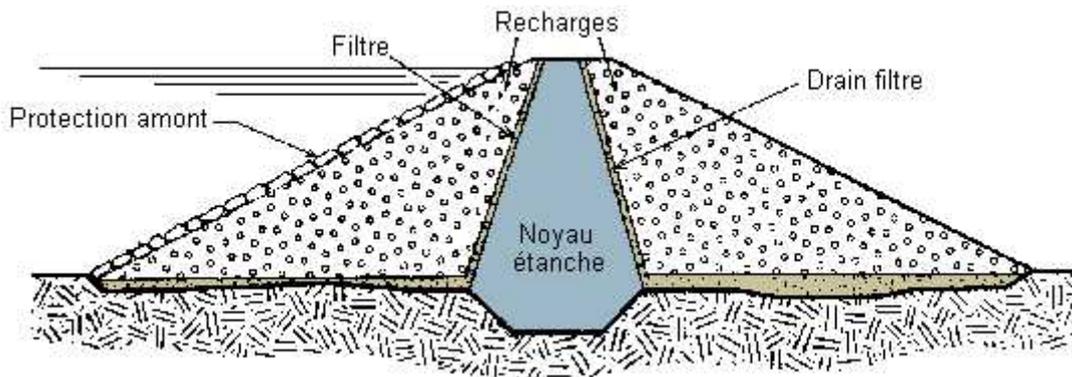
Source : Google

Figure III.1: barrage en terre homogène.

Variante2 : barrage en remblai zoné.

Ce type de barrage en remblai est une solution largement répandue. Le barrage consiste en deux corps d'appui amont et aval qui garantissent la stabilité du noyau central situé entre les deux.

Barrage en remblai zoné.



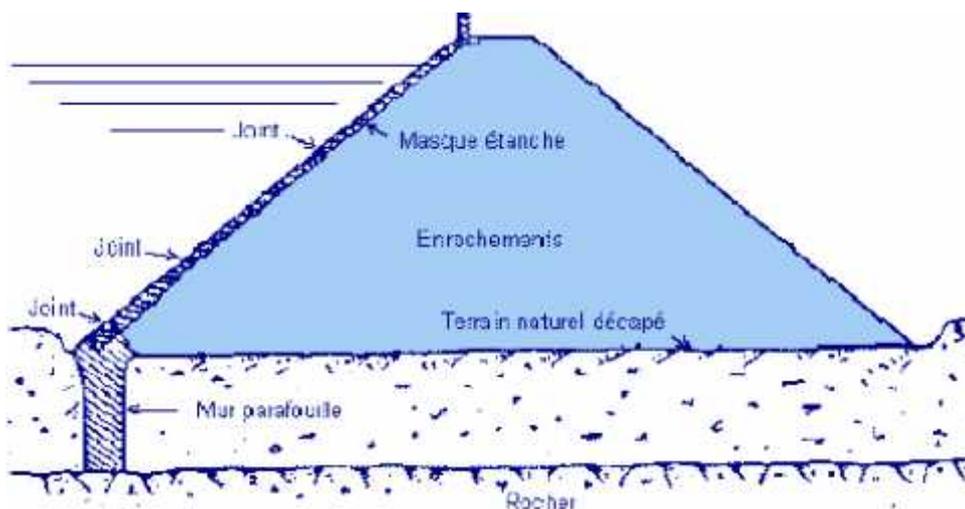
Source : Google

Figure III.2 : barrage en remblai zoné.

Variante 3 : barrage en enrochement avec masque amont.

Les barrages avec masque amont nécessitent, au moins pour les hauteurs importantes, une roche de fondation adéquate et homogène. Au pied amont, une plinthe ou un mur de pied, qui est un élément en béton continu, permet la liaison entre le masque et la fondation. Selon la nature de la fondation, cet élément est plongé par une paroi ou des injections.

Barrage en enrochement avec masque amont.



Source : Google

Figure III.3 : barrage en enrochement avec masque amont.

III.4. Le choix définitif du type du barrage :

Le choix du type de barrage parmi les trois évoqué est sur l'étude technico-économique.

III.4.1. Calcul de la revanche :

Y a différentes méthodes pour calculer la revanche.

a) Formule de STEVENSON :

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25}$$

F: le fetch

b) Formule de MALLET et de PAQUANT :

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5}$$

c) Formule de l'USBR :

$$R = 0.75h_v + V^2/2g$$

$$h_v = 0.75 + 0.34*(F)^{0.5} - 0.26*(F)^{0.25}$$

$$V = 1.5 + 2*h_v$$

Avec :

R : la revanche.

h_v : la hauteur des vague.

V : vitesse de propagation des vague.

F : le fetch(km)

Tableau III.1 : les résultats de calcul pour les 3 méthodes.

Formule	$H_v(m)$	V(m/s)	R(m)
STEVENSON	1.12	2.33	1.12
MALLET et PAQUANT	1.24	2.33	1.21
L'USBR	1.12	3.74	1.55

La revanche est égale à 1.5m.

II.4.2. La largeur en crête :

On calcule la hauteur de barrage H_b :

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

$$H_b = 1136 - 1070 + 1.5 + 0.66 = 68.16 \text{ m}$$

a) Formule de KNAPPEN :

$$b_c = 1,65 * (H_b)^{0,5} = 13.62 \text{ m}$$

b) Formule de PREECE :

$$b_c = 1,1 * (H_b)^{0,5} + 1 = 10.08 \text{ m}$$

c) Formule préconisée par CEMAGREF DEGOUTTE :

$$b_c = 3.6 * (H_b)^{1/3} - 3 = 11.70 \text{ m}$$

On prend la largeur de la crête $b_c = 12 \text{ m}$.

La longueur de la crête est retenue la carte topographique $L_c = 727 \text{ m}$.

III.4.3. Pentés des talus :

Le tableau suivant donne les valeurs indicatives des fruits de talus.

Tableau III.2 : valeurs indicatives des fruits de talus.

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

La hauteur du barrage est supérieure à 20m donc on opte pour :

- ✓ Parement amont $m_1 = 3$.
- ✓ Parement aval $m_2 = 2.5$.

Ces valeurs vont être vérifiées pendant le calcul de stabilité.

III.4.4. Les bermes :

Elles servent à l'augmentation de la stabilité de barrage et la réparation des revêtements des talus. Dans le cas où la hauteur du barrage est supérieure à 15m on met des bermes.

III.4.5. Revêtement de la crête et des talus de la digue :

La crête doit être constituée d'une couche de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compacté. Pour un barrage zoné, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante du plafond du noyau par les matériaux de la couche de crête.

L'objectif étant de circonscrire tout risque de dessiccation du sommet du noyau qui pourrait nuire à son étanchéité ultérieure.

Dans le tableau suivant nous avons l'épaisseur et le diamètre d_{50} d'enrochement en fonction des vagues.

Tableau III.3 : Epaisseur de l'enrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues h (m)	Epaisseur e (m)	d_{50} des blocs (m)
0.30	0.30	0.20
0.55	0.40	0.25
0.80	0.50	0.30
1.05	0.60	0.40
1.30	0.70	0.45
1.55	0.80	0.50

On a la hauteur de la vague est égale à 1.12m donc on prend $e=0.60m$ et $d_{50}=0.40m$.

III.5. Etanchéité du barrage :

a. Le noyau :

Le noyau est en matériaux argileux compacté, disposé verticalement dans le corps du barrage.

III.5.1. Dimensionnement du noyau :

✓ La hauteur :

La hauteur est donné par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

$$H_n = 67m$$

✓ **La largeur en crête du noyau :**

Elle est déterminée de l'ordre 1/6 hauteur de l'ouvrage. Ce qu'il donne 12m.

✓ **Les fruits des talus du noyau :**

Il faut vérifier la condition suivante :

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

Avec :

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

Tableau III.4 : Classe de l'ouvrage en fonction du type du sol.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,5	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

$$b_{moy} = (L_{cn} + L_b) / 2$$

Avec : b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

L_{cn} : largeur en crête du noyau.

L_b : largeur en base du noyau.

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

Avec : H: la charge d'eau

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE.

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval.

$$b_{moy} > (66/1.5) = 44m \quad \text{donc : } b_{moy} = 44m.$$

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{cn} \quad \text{donc: } L_b = 76.5m$$

La largeur en crete du noyau:

$L_{cn}=1/6(H_b)$ donc: $L_{cn}=11.5m$

Les pentes des talus du noyau:

$b_{base} = b_{cr}+2.m_n.H_n$

Avec:

m_n : Fruit du noyau ;

H_n : Hauteur du noyau.

$m_n=(b_{moy} -L_{cn})/2H_n=0.24$

on aura $m_1=m_2=0.25$.

La cote du noyau en crete :

$N_{cn}=1070+67=1137m$ NGA.

III.5.2.Pentes des talus :

Les pentes des talus sont données selon les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Le tableau suivant nous donne les valeurs indicatives des pentes des talus.

Tableau III.5 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2.0
	- A zones	2,0	2,0
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2.0	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
H >20	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
		3,0	3,0

	- A zones		
--	-----------	--	--

III.6. Les drains :

Les drains sont ordinairement constitués de matériaux granulaires (sable ou gravier) disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée.

Les matériaux constitutifs doivent être inaltérable, parfaitement propres et, en conséquence, soigneusement lavés si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entrainement des fines du matériau adjacent.

Le rôle d'un drain est d'évacuer les eaux provenant d'une filtration à travers un massif ou d'un ressuyage.

a) Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme) :

✓ **Hauteur :**

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

Avec : H_b : hauteur du barrage.

On prend $H_p = 0,15 H_b$ **$H_p = 10,23m$.**

• **Largeur en crête :**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p$$

On trouve environ **$b_p = 3,4m$**

• **fruits de talus**

$$m_1 = (1 \div 1,75)$$

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

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

a) Dimensionnement du drain tapis :

Le drain tapis est dimensionné selon la longueur de l'emprise en prenant la valeur de

1/4 à 1/3 de l'emprise ce qu'il donne une valeur de 103m.

Il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0,80m$.

b) Dimensionnement du drain vertical :

Le placement du drain vertical est le centre de la digue, d'une largeur minimal de 1m, on prendra en compte une largeur de 2m de matériaux grossier (gravier et sable).

III.7. Les filtres :

Sont destinés à stopper la migration des particules fines leurs épaisseurs sont de l'ordre de 20cm pour des raisons constructives, ils sont disposés à l'amont et à l'aval du noyau.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Critères de conception :

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5 \text{ Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.}$$

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

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

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

La perméabilité peut être estimée par la formule suivante :

$$K = 0,35 (D_{15})^2$$

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

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

III.8. Etude comparative du volume et les couts des différents matériaux des variantes :

Le tableau suivant représente les différents volumes et les couts.

Tableau III.6 : les couts des variantes étudiées.

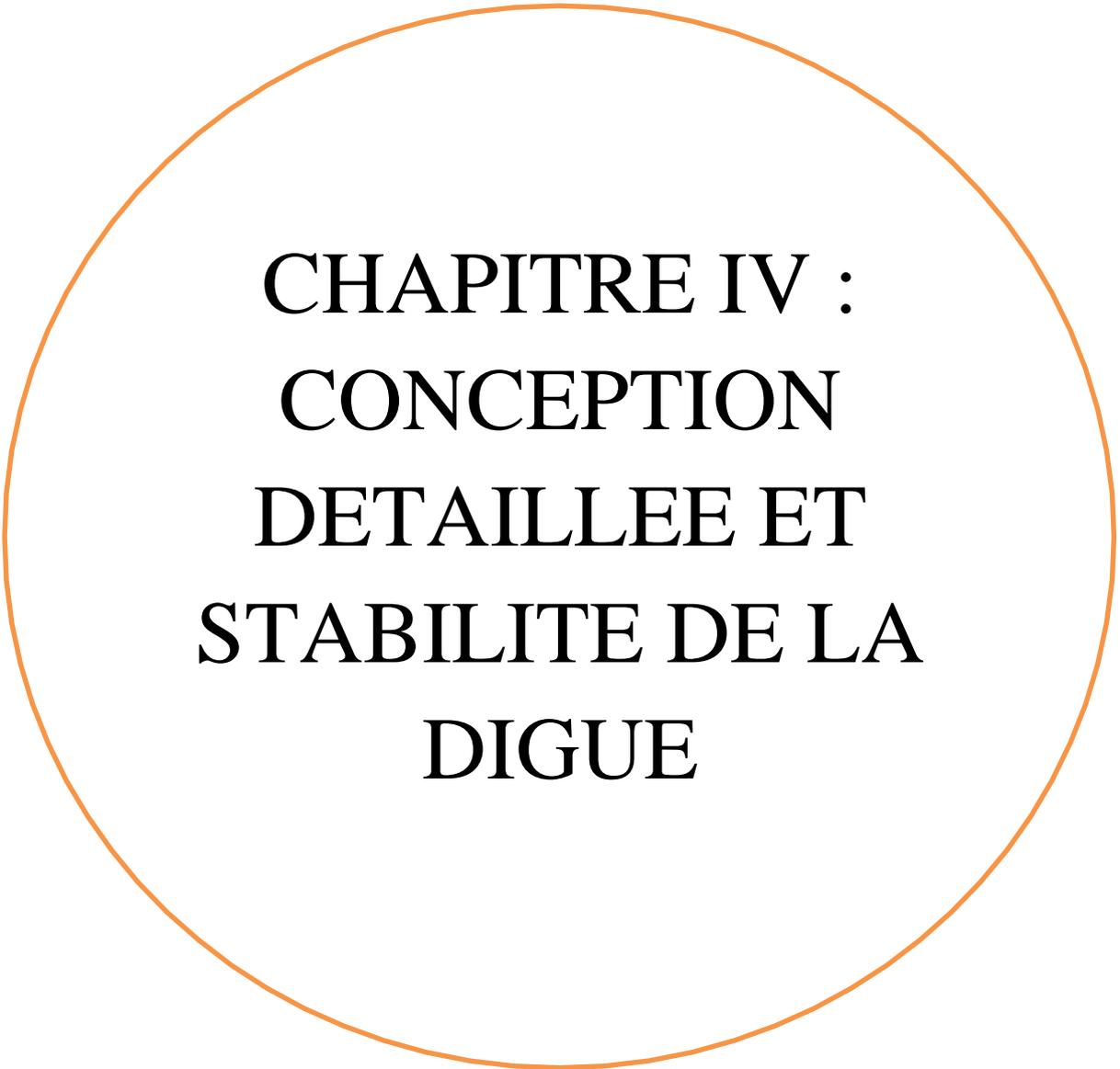
variante	Matériaux	Quantité (m³)	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Total (DA)
homogène	recharge (argile)	396430,16	400	158572064	3995548530.1
	enrochement	30392,36	1200	36470832	
	Rip-rap	25476,33	1200	30571596	
	Gravier (filtre et drains)	143999,90	1000	143999900	
	Sable (filtre et drains)	29940.46	1000	29940461	
Digue a noyau d'argile	recharge	3207671,87	800	2566137500	3048895833.4
	noyau	378762.14	400	295504855,8	
	Rip-rap	20595.99	1200	24715189,8	
	Gravier (filtre et drain)	48624.92	1000	48624920	
	enrochement	94142.5	1200	112971007,8	
	Sable (filtre et drains)	23185.96	1000	23185960	
Avec masque amont	Recharge (enrochement)	4506841.57	1200	5408209884	5709463410
	Masque en béton	25104.46	12000	301253526	

Conclusion sur le choix de type de barrage :

A partir du tableau III.6 on remarque que le barrage à digue a noyau d'argile du côté économique est le moins coûteux et d'autre part on trouve que le rip-rap et le gravier sont fournis à partir de la carrière Mahouane dans les environs.

Le barrage zoné est plus adapté du côté topographique un relief doux, le talweg de l'oued El Guessar est en pente douce.

Donc pour les deux facteurs technique et économique le barrage zoné est le plus faisable.



**CHAPITRE IV :
CONCEPTION
DETAILLÉE ET
STABILITÉ DE LA
DIGUE**

Introduction :

Après le choix de la variante, On procède à l'étape suivante de l'étude détaillée de la digue pour mieux expliquer tous les détails et la préparer à l'exécution sur terrain.

IV.1.Récapitulatif:

Le tableau suivant résume les caractéristiques de la digue.

Tableau IV.1 : Récapitulatif des caractéristiques de la digue.

	valeur	
Revanche	1.5m	
Hauteur	68.16m	
Largeur en crête	12m	
Longueur en crête	727	
Classification de l'ouvrage	II	
Pente des talus	Talus amont	3
	Talus aval	2.5

IV.2.Détail constructif du barrage :

IV.2.1.Revêtements de la crête et des talus de la digue :

Il s'agit de protéger:

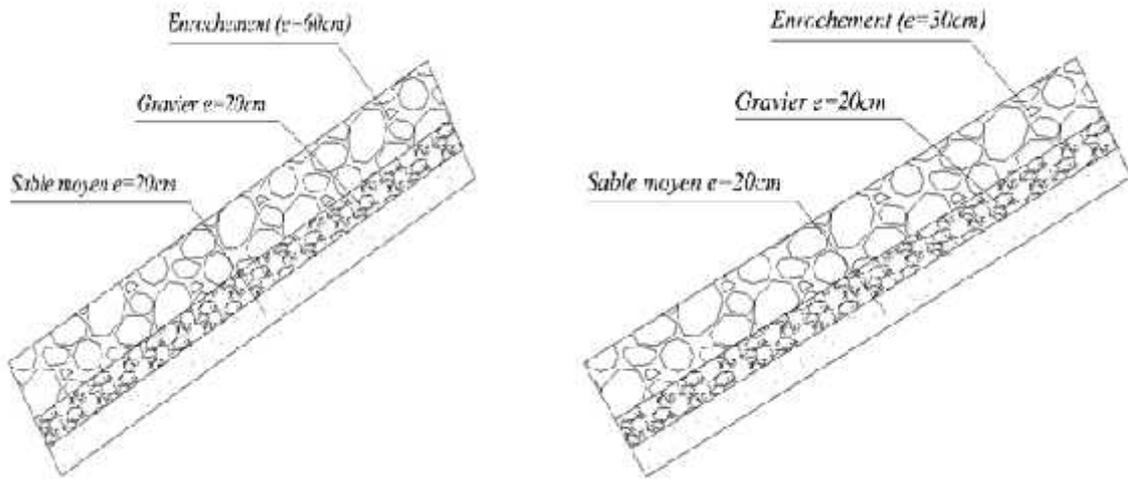
Le talus amont de l'action mécanique des vagues. En effet, celui-ci étant généralement constitué d'un matériau argileux, porté à saturation, sa résistance à une sollicitation dynamique extérieure s'avère, médiocre. De plus, ce talus est potentiellement sensible aux phénomènes de dessiccation, qui peuvent provoquer l'apparition de fissures de retrait dans la partie exondé en saison sèche.

Le talus aval contre le ravinement provoqué par les eaux de ruissellement. Il est à noter, que dans bien des cas, les ravinelements s'amorcent à partir d'une concentration accidentelle des eaux de ruissellement depuis des points bas de la crête.

La crête doit être constituée d'une couche de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compactés. Pour un barrage zoné, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante du plafond du noyau par les matériaux de la couche de crête.

-l'objectif étant de circonscrire tout risque de dessiccation du sommet du noyau qui pourrait nuire à son étanchéité ultérieure.

La figure suivante montre les revêtements de talus amont et aval.



FigureIV.1 : détails des revêtements de talus amont et aval.

IV.2.2.Filtres-drains :

IV.1.2.1.Filtre :

Les filtres peuvent être constitués de 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. La référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI.

La prévention de l'utilisation de tel sol comme une couche de transition, peut être effectuée selon les règles de TERZAGUI.

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$$

D_{15} : Diamètre des particules des recharges.

d_{85} : Diamètre des particules du corps du noyau (argile).

IV.1.2.2.Drain :

Les drains sont ordinaires constitués de matériaux granulaires (sables ou graviers) disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée. Le tableau suivant résume les calculs estimés dans le chapitre précédent.

Tableau IV.2 : paramètres des drains.

Prisme de drainage	
Hauteur	10.23m
Largeur en crête	3.4m
Fruit de talus	$m_1=1.75 \quad m_2=2.5$
Largeur en base	47m
Drain tapis	
Longueur	103m
Epaisseur	0.8m

IV.3.Etanchéité du barrage :

IV.3.1.Le noyau :

Le noyau faisant office de barrière contre percolation, il doit donc être constitué de matériaux étanche.

Les caractéristiques du noyau sont les suivantes :

- La hauteur : **$H_n=67m$**
- La largeur en crête du noyau : **$L_{cn}=12 m$**
- Les fruits des talus du noyau : **$m=0.25$**
- Largeur de la base du noyau : **$L_b=45 m$**
- La cote en crête du noyau : **$NCN=1137 m \text{ NGA.}$**

IV.3.2.Fondation du barrage :

Pour vérifier la résistance aux infiltrations on doit vérifier que :

I_{cr} : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation.
Il est donné par le tableau IV.3 :

Tableau IV.3 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.

Sol de fondation	I_{cr}
Argile	1.2
Limon	0.65
Sable gros	0.45
Sable moyen	0.38
Sable fin	0.29

(V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH) Blida.1986

K_s : coefficient de sécurité.

Tableau IV.4 : Détermination de coefficient de sécurité.

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

I_f : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, il est donné par la formule suivante :

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation.

H : charge d'eau (H=66m).

L : longueur à la base du barrage (L=824m).

donc : $I_f = 0,08$

Notre barrage appartient à la III classe donc : ($K_s=1.15$).

La fondation est en limon ce qui donne ($I_{cr}=0.65$).

Donc : —

—, donc la condition est vérifiée et la résistance à travers les fondations est assurée.

IV.3.3. La clé d'ancrage :

On prévoit de creuser la fouille à travers les alluvions et les colluvions et de pénétrer au moins 3 m entre le substratum rocheux.

Une clé d'encrage est prévue dans la continuité de la digue afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables, elle est définie par les paramètres suivants :

- Profondeur de 8 m environ.
- La pente des talus de la clé d'encrage est : **m=1,0**.

IV.4. Calcul des infiltrations :

L'infiltration dans un barrage en terre existe toujours quel que soit même pour une faible perméabilité.

L'étude d'infiltration se base la détermination des éléments suivants :

- La ligne de saturation.
- La pression d'eau interstitielle.
- Le débit de fuite.

IV.4.1 Tracé de la ligne de saturation :

$$(x + y_0)^2 = x^2 + y^2 \Leftrightarrow x + y_0 = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} - x$$

Aux conditions limites : $x=d$ et $y=h$.

$$\text{On aura : } y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

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

$$b=16.46\text{m}$$

$$\text{L'emprise du noyau : } L_b=76.5\text{m}$$

$$d=L_b - 0.7*b=64.98\text{m.}$$

$$\text{Donc : } y_0=39.59\text{m.}$$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$y^2=2xy_0+y_0^2 \quad \text{on aura} \quad y^2= 79.18x + 1567.37$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après :

Tableau IV.5 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.

x	y
0	39.59
8	46.91
16	53.24
24	58.89
30	62.79
36	66.47
42	69.95
48	73.27
54	76.44
60	79.49
66	82.42
72	85.25
76.5	87.32

IV.4.2. Détermination de la position de C₁ :

C₁ : point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval du noyau

L'origine étant au foyer O, ou :

$$= y_0 / (1 - \cos \theta)$$

Avec :

 : rayon polaire

 : angle polaire avec l'axe de la parabole.

$$= (39.59) / (1 - \cos 76) = 52.22$$

Considérant :

OC₁ avec C₁ : point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval.

a = OC₁

 : angle du talus avec l'horizontale, nous aurons alors, un système d'équation :

$$= a + a = y_0 / (1 - \cos \theta)$$

A partir de la courbe de CASAGRANDE l'angle en fonction du rapport : : a / a + a

On a : = 76°

D'après l'abaque ($\Delta a / (a + a) = 0.29$)

$$= 52.22$$

$$a = 0,29*(a + a)$$

Donc : $a=15.14m$ et $a=37.08m$

IV.4.3.Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue :

La formule du débit de fuite à travers le noyau est donnée comme suivant :

$$q=K.I.A$$

Avec :

q: Débit d'infiltration en (m³/s/ml).

K: Coefficient de perméabilité en (m/s). (K=6.2.10⁻⁸ m/s)

I: Gradient hydraulique.

A: Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par: $I = \frac{y - y_0}{L}$ et $A = y \cdot I$

Donc:

$$q = K y \frac{y - y_0}{L}$$

Avec : $y = y_0$

D'où: $q=K.y_0 [m^3/s/ml]$.

Le débit total qui traverse le barrage est égale à $q.L$

Tableau IV.6 : Débit de fuite à travers la digue.

$y_0(m)$	$K (m/s)$	$Q (m^3/s/ml)$	$Q (m^3/s)$
39.59	5.10^{-8}	$1.98.10^{-6}$	$1.44.10^{-3}$

IV.4.4.Calcul du débit de fuite à travers la fondation :

Pour le calcul du débit il faut appliquer la loi de DARCY.

$$q = K.I.A$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité.

I : Gradient hydraulique;

H : charge d'eau dans retenue ;

A : Section d'infiltration par unité de longueur

L_b : L'emprise de barrage

T : Profondeur du sol de fondation perméable

Le gradient hydraulique est donné par :

$$I = \frac{H}{L_b + T}$$

$$q=1,01.10^{-5}.0,17.9=1.54.10^{-5}$$

Donc le débit total est : $Q=1,98.10^{-6} + 1,54.10^{-5}=1,74.10^{-5}$ m/s

$$Q=1,74.10^{-5}$$
 m/s

IV.5.Calcul de stabilité :

L'étude de stabilité d'un barrage en remblai est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (pente des talus, en particulier).

Pour les massifs hétérogènes comme les digues zonées, on utilise les méthodes analytiques bien connues de la mécanique des sols. La masse instable est habituellement découpée en tranches verticales. On examine ensuite l'équilibre de l'ensemble des tranches. La surface de glissement dépend fortement du profil de la digue zonée.

Il existe plusieurs méthodes de calcul. Nous optons pour la méthode de FELLENIUS.

IV.5.1.Méthode de FELLENIUS :

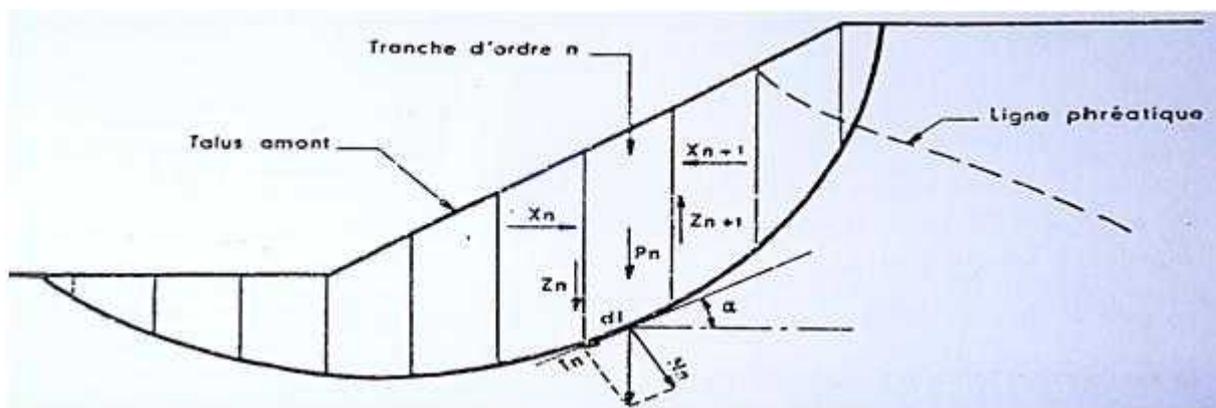
FELLENIUS admet l'hypothèse suivante :

$$X_{n+1} - X_n = 0$$

$$Z_{n+1} - Z_1 = 0$$

Ce que veut dire qu'il ne y'a pas d'interaction.

Les différentes forces agissantes sur une tranche est représenté dans la figure suivante.



FigureIV.2 : principe du calcul de stabilité (Techniques des barrages en aménagement rural)

IV.5.1.1.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 :

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i)$$

Avec : G_i : poids propre de la tranche.

b : largeur d'une tranche ($b=0.1R$).

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.

$$\text{Avec :} \quad \sin = \frac{\text{opposé}}{\text{hypoténuse}} \quad \text{et} \quad \cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

IV.5.1.2. Force de pression interstitielle :

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$U_i = \gamma_w \cdot h \cdot dl$$

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

IV.5.1.3. Forces de cohésion :

$$F_c = C \cdot dl$$

$$dl = \frac{2\pi \cdot R \cdot \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos \alpha}$$

Avec : θ : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

C : cohésion du sol considéré.

IV.5.1.4. forces de frottement :

$$F_f = (N_n - U_i dl) \operatorname{tg} \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i dl) \operatorname{tg} \varphi$$

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.5.1.5. force séismique :

$$T_n' = a \cdot G_i$$

Avec : G_i : poids de la tranche.

a : Coefficient d'accélération de zone sismique.

Règle :

Un talus est stable lorsque les moments des forces motrices sont inférieurs aux moments des forces résistantes qui sont essentiellement des forces de résistance au cisaillement. La valeur du coefficient de sécurité « FS » est définie par le rapport des moments résistants sur les moments moteurs.

IV.5.2. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

IV.5.2.1. Retenue pleine : (talus aval)

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots \dots \dots \text{(IV.28)}.$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots \dots \dots \text{(IV.29)}.$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

d_{ni} : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

IV.5.2.2. Retenue vide (fin de construction) : (talus amont et aval)

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\text{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots \dots \dots \text{(IV.30)}.$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\text{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots \dots \dots \text{(IV.31)}.$$

IV.5.2.3. vidange rapide :(talus amont)

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\text{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots \dots \dots \text{(IV.32)}.$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\text{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots \dots \dots \text{(IV.33)}.$$

Tableau IV.7 : caractéristiques géotechniques des sols.

	Angle de frottement(°)	Cohésion C(bar)	Poids volumique(t/m3)	
			Humide	Saturé
Noyau	22.3	0.22	1.94	2.57
Recharge	45	0	2.64	2.64

La valeur de sécurité contre le glissement du terrain doit être supérieur ou égal au « k_{adm} » défini à partir du tableau suivant.

Tableau IV.8 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,10 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1.05 ÷ 1.10		1,05	

Notre barrage fait partie de la classe III, donc le coefficient admissible est :

- sans séisme : $K_{ss\ adm} = 1,10 - 1,15$

- avec séisme : $K_{as\ adm} = 1,05$

IV.5.3.Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

- Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=68.16m$).

(K_1-K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau IV.9 : 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

Le tableau suivant montre les valeurs trouvées :

Tableau IV.10 : Rayons max et min de chaque talus.

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3,0	1,0	2,3	68.16	156.768
Aval	2,5	0,875	2,025	59.64	136.32

Conclusion :

Dans l'étude de ce chapitre on a déterminé la stabilité de notre barrage à partir de plusieurs études comme la digue, le noyau, les fondations. On a aussi pu dimensionner les principaux organes de barrage et on a déterminé la stabilité du barrage et sa résistance aux différents risques.



**CHAPITRE V :
ORGANISATION
DE CHANTIER**

Introduction :

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaire pour accomplir les travaux d'exécution dans des meilleures conditions que possible. Elle consiste aussi à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

V.1. Les différentes phases principales du chantier :

On peut distinguer les étapes suivantes :

- ✓ Réalisation des routes d'accès.
- ✓ Installation des installations de chantier.
- ✓ Réalisation des travaux de période estivale (travaux hors crues).
- ✓ Construction des ouvrages.
- ✓ Travaux de finitions.
- ✓ Récupération des installations récupérables et transmission de l'ouvrage.

V.2. planification des travaux :

Pour réaliser cette tâche on exige :

- Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériaux, et la grille des salaires.
- La décomposition du projet.
- Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$T=Q/(n.R)$$

T : temps de travail.

Q : quantité de travail.

n : normes de travail.

R : ressource.

- Conception du réseau, détermination de la durée totale du projet ainsi que le chemin critique.

Il existe différentes méthodes de planification comme :

- Méthode basée sur le réseau à nœuds.
- Méthode basée sur le tableau dite méthode du tableau.

CHAPITRE V : ORGANISATION DE CHANTIER

- Méthode basée sur le réseau à flèche.
- Méthode basée sur le graphique ou méthode de GANT.

Dans notre étude de ce projet les opérations sont nommées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : les opérations avec leurs symboles et temps de réalisation.

Opération	désignation	Temps de réalisation (mois)
Projet routière	A	2
Mobilisation de chantier	B	3
Préparation des zones d'emprunt et carrière	C	6
Pré batardeau	D	2
Galerie de dérivation	E	13
Batardeau	F	4
Mise en place de la conduite AEP et IRR	G	3
Excavation du barrage	H	4
Recharges du barrage et noyau	I	10
Construction de barrage	J	24
Aménagement et finitions divers	K	6

a). Planification avec le réseau à nœud : (voir la planche 8)

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Figure V.1 : grille des paramètres du réseau à nœuds.

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

- Le chemin critique (C.C) : il relie les opérations critique (opération avec une marge totale nulle) et donne la durée totale du projet (DTP), il se vérifie comme suit :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

Le chemin critique est : $DTP=A+B+C+D+E+F+H+I+J+K=74$ mois.

Devis estimatif du barrage :

Tableau V.2 : Devis estimatif pour les travaux de construction.

Désignation des travaux	Montants (MDZD)
Travaux préparatoires	698.62
atardeau	74.55
Galerie de vidange de fond	519.82
Barrage	7 852.84
Equipement d'AEP et IRR	202
Equipement du puits et de la galerie d'accès	25.92
Equipement électrique générale	30.5
Equipement mécanique et hydromécanique	218.79
TOTAL	9623.04
Imprévus divers (5%)	481.15
Ingénierie (10%)	962.30
TOTAL FINAL	11 066.49

Conclusion :

Suite à l'étude faite dans le domaine d'organisation de chantier on a déterminé la période des travaux qui est de 74 mois pour un cout de 11 066.50 MDZD.

Conclusion générale :

Dans notre étude nous avons essayé de traiter l'étude d'avant-projet détaillée de la digue du barrage de Mahouane dans la wilaya du SETIF. A partir de cette étude on a pu conclure les informations suivantes :

La géologie du site est très médiocre, ce constat a été fait suite aux différents essais réalisés sur le site du barrage.

On a opté pour un barrage en remblai zoné après une étude sur la zone de situation du barrage du côté des matériaux de construction disponibles dans les environs et leurs quantités, et aussi l'influence sur le côté économique. Après avoir fait une étude comparative on a choisi le barrage en remblai zoné au lieu des barrages homogène et à masque amont. L'étude de stabilité de notre barrage a été effectuée par la méthode de FELLENIUS.

Après avoir réalisé l'étude hydrologique et l'étude technico-économique, on a déterminé les caractéristiques suivantes :

- ❖ La hauteur de notre barrage est 68.16m.
- ❖ La côte du niveau NNR est de 1136m NGA, pour une capacité de 43.18Mm³.
- ❖ La côte de la crête est au niveau 1138.16m NGA avec une largeur est de 12m.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [01] B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida, 2004. p: 5-136
- [02] B. TOUAIBIA : Les Retenues. ENSH Blida, 1995. p: 21-34
- [03] M. HASSANE : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida, 1998. p: 3-6
- [04] P. LE DELLIUO: Les barrages. Conception et maintenance, 2009. P: 285-295.
- [05] R. ROLLEY: Technique des barrages en aménagement rural, 1977. P: 112-149
- [06] A. BERNARDO: Manuel de conception et projets typiques des digues, 2004. p: 6-13
- [07] Gérard Degoutte : petites Barrages, Recommandations pour la conception, la réalisation
et le suivi Cemagref, 2002. p : 67-89
- [08] CIGB: Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95, 1994. P: 25-27
- [09] G.Sanglerat: Cours pratique de mécanique des sols, 1981. P: 265-334

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [01] **B. TOUAIBIA** : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida, 2004. P: 5-136
- [02] **B. TOUAIBIA** : Les Retenues. ENSH Blida, 1995. P: 21-34
- [03] **M. HASSANE** : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida, 1998. P: 3-6
- [04] **P. LE DELLIU**: Les barrages. Conception et maintenance, 2009. P: 285-295.
- [05] **R. ROLLEY**: Technique des barrages en aménagement rural, 1977. P: 112-149
- [06] **A. BERNARDO**: Manuel de conception et projets typiques des digues, 2004. P: 6-13
- [07] **Gérad Degoutte** : petites Barrages, Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi Cemagref, 2002. P : 67-89
- [08] **CIGB**: Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95, 1994. P: 25-27
- [09] **G.Sanglerat**: Cours pratique de mécanique des sols, 1981. P: 265-334