

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDALLAH

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

OPTION : Conception Des ouvrages hydrotechniques

THEME:

ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE LA DIGUE
DU BARRAGE DE BERKECHE
W.TEMOUCHENT

Présenté par :

M^r SERIER ABDELLAH . M

Promoteur :

M^r . MEDDI .M

Devant le jury composé de :

Présidente : M^r M.K MIHOUBI

Examineurs: M^r A. AMMARI

M^{me} N. HADJ SADOK

M^r R. REKROUK

M^{me} M. LATROUS

M^{me} H. BOUCHAMA

Octobre

Dédicaces

Je dédie ce travail :

❖ A mon père et ma mère pour ses encouragements et sa patience.

❖ A mes frères et sœurs sans exception .

❖ A toute la famille grand et petit.

❖ A tous mes amis .

REMERCIEMENTS

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

- ✓ *Je remercie fortement mon promoteur : M^r MEDDI MOHAMED de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail,*
- ✓ *nos vifs remerciement vont également à nos enseignants DE L'ENSH , Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*
- ✓ *Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
- ✓ *Les gents de ANBT FYCEL ET SHERAZED*
- ✓ *Aussi M_d : ADDA de ANRH*
- ✓ *les étudiants de l'ENSH*
- ✓ *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

SERIER.M

Sommaire :

1ère partie : Synthèse de l'étude de faisabilité

Chapitre I : Etude Topographique

I-1 INTRODUCTION :	1
I.2. Situation géographique du site :	1
I.3. Documentation topographique :	3
I.4.caractéristiques morphologiques :	3
4-1 La topographie :	3
4-2 Végétation :	3

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

I-Introduction :	4
II- Plan de Travail :	4
II-1 Position Géographique.....	5
II-2 La Cartographie Géologique :	6
II-3 La Procédure de sondage :	7
II-4 Test de perméabilité.....	8
II . 5 Mesure du niveau d'eau souterrain :	10
II.6 Puits d'essai et échantillonnage :	11
II-7 Test de Laboratoire :	11
II-8 Critère de Fondation :	12
III- Etude Géophysique du Site :	13
1-Interprétation des résultats Géophysique :	13
VI- GEOLOGIE REGIONALE.....	13
VI- 1 Stratigraphie :	13
VI-2 Tectogenese :	15
IV - GEOLOGIE DU SITE.....	15
VI-1 Condition Géologique Générale.....	15
VII – GEOHYDROLOGIE.....	19
VII -1 Etude des eaux souterraine :	19
VII -2 Perméabilité :	20
VII -3 les essais de laboratoire :	25
3-2) Limites d'Atterberg :	29
3-3) Compaction (Proctor normal) :	29
3-4) Essais Chimiques :	34
VIII – MATERIAUX DE CONSTRUCTION	36
IX - Etude sismique du site de barrage de Berkeche.....	37

2ème partie : Etude d'avant projet détaillé de la digue

Chapitre I : Etude hydrologique

Introduction:	41
I. Le bassin versant :	41
I. 1- Caractéristiques générales des bassins versant.....	41
I.1.1- Caractéristiques géométriques :	41
I.1.2- Caractéristiques hydro morphologiques :	44
I.1.3- Caractéristiques hydrographiques :	45
I.1.4- Caractéristiques physiographiques :	49
I.1.5- Caractéristiques climatiques du bassin versant :	53
II- Etudes des apports :	71
II-1 Estimation de l'apport moyen inter annuel (A0)	71
II.2 Caractéristiques de l'écoulement	73
II.4. Irrégularité des apports	73

II.4.1 Estimation fréquentielle des apports	73
II.4.2 Répartition mensuelle de l'apport 80 %	75
II. 4 .4 Les apports solides.....	77
III. Etude des crues.....	78
III-1 Les données de la station	79
III-2 Ajustement des débits maximal annuel	79
III-2-1 Ajustement par les différent méthodes	80
III.3 Hydrogramme de crue:.....	82
III.4.Estimation de la crue de projet.....	86
IV . Régularisation de l'écoulement	88
IV-1 Courbes caractéristiques de la retenue	89
IV.2.Répartition des besoins	91
IV.3.Répartition des apports mensuelle 80% :.....	91
IV .4 Calcul du volume mort	91
IV .5.Calcul du volume utile	92
IV .5 . 1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:.....	93
IV .5 . 2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	96
IV .5 . 3 Estimation de l'erreur	97
IV .6.Laminage des crues	99
1) La méthode de Hildenblat	99
2) Méthode de KOTCHERINE.....	103
3) Méthode STEP BY STEP.....	106
Conclusion	108

V. Etude d'optimisation

V.1) La revanche	108
V.2) Dimensionnement préalable de la digue.....	109
V.3) Calcul du coût de la digue.....	110
V.4) Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues.....	110
V.5) Conclusion :	113

Chapitre II : Etude des variantes

Introduction :.....	114
II-1- Le choix du site du barrage :.....	114
II-2- Le choix du type de barrage :.....	115
II-3- Les variantes à choisir	116
<input type="checkbox"/> Barrage en terre homogène	116
<input type="checkbox"/> Barrage zoné a noyau d'argile :.....	116
<input type="checkbox"/> Barrage en enrochement à noyau d'argile:.....	116
II.4. Définition de profil général du barrage :.....	117
II.5. Fixation du choix définitif du type de barrage	117
II.6. Pentés des talus	118
II.7. Les bermes	119
II.8. Dispositif de protection contre les effets de l'eau	119
II.9..Etanchéité du barrage :.....	121
II.10.Dimensionnement du noyau.....	121
II.10.1.Les fruits des talus du noyau.....	121
II.10.2. La largeur en base du noyau	122
II.10.3.La largeur moyenne du noyau est donnée par la formule suivante	122
II.10.4.La côte en crête du noyau :.....	122
II.11. Drainages.....	123
II.11.1. Prisme de drainage	123
II.11.2.Dimensionnement du prisme aval	123

II.11.3. tapis de drainage :	124
II.12. Etude Technico-économique	124
A. Barrage en terre avec un noyau d'argile :	125
B. Barrage homogène en argile avec un drain verticale :	126
C. Barrage en enrochement avec un noyau d'argile	127
II.13. Comparaison financière des trois variantes	128
II.14. Conclusion :	128

III- Etude de conception détaillée de la digue

III.1 INTRODUCTION :	129
III. 2 Dimensionnement de la digue	129
III.3 Classification de l'ouvrage	130
III.4 Conception détaillée de la digue :	131
III.4.1 Conception de la crête	131
III.4.2 Largeur en crête	131
III.4.3 Longueur en crête	131
III.4.4 Protection des talus	131
III.4.4.1. Talus aval	132
III.4.4.2. Talus amont	132
III.4.5 Les bermes	135
III.4.6 Etanchéité de barrage	136
III.4.6.1 Choix du système d'étanchéité	136
III.4.6. 1 Différents types d'organes d'étanchéité	136
III.4.6. 2 Dimensionnement du noyau	136
III.4.6. 3 Les pentes du talus de noyau	137
III.5 .Traitement de la fondation	138
III.5 .1 Conception de para fouille	138
III.6. Fondation	138
III.6.1 Calcul de la stabilité de la fondation	139
III.7. Constitution et fonctionnement des filtres et drains	139
III.7.1. les filtres	139
III.7.2. les drains	140
III.7.3 Règles générales de dimensionnement des drains et filtres	141
III.7.4. Calcul des drains	142
III.8 . Protection de la Crête	143

IV - Etude des infiltrations

IV.1 Généralités	143
IV.2. Hypothèses de calcul	144
IV.3. Ligne de saturation	144
1er cas : Niveau de Plus Hautes Eaux NPHE	146
2eme cas : Niveau de La Retenue Normale NNR	146
IV.4. Calcul des filtres	147
IV.5. Calcul du débit de fuite par infiltration :	149
IV.6. Dimensionnement de drain et leur filtre	151
IV-6-1 Détermination de la courbe granulométrique des Filtres	151
IV-6-2 la longueur du tapis drainant	152
IV-6-3 l'épaisseur du tapis drain	152

V- Etude de stabilité

V.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	154
V. 2. Stabilité des talus	154

V. 3. Méthode de FELLENIUS.....	155
V. 4. Conséquences de l'instabilité des talus	156
V. 4. Ordre de calcul (Méthode des tranches)	157
V. 4. 1.Calcul des forces appliquées à chaque tranche	159
V.6.4. 2. Classement des forces.....	160
Conclusion	163

Chapitre V : Organisation de chantier

Introduction	164
VI-1- Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	164
VI-1- 1 - Le maître de l'ouvrage	164
VI-1-2 - Le maître d'œuvre	165
II.6-1- 3 - L'entrepreneur	165
VI -2- INSTALLATIONS DU CHANTIER.....	165
VI -2-1- Installations destinées au personnel	165
VI -2- 2- Installations destinées au stockage des matériaux	165
VI -2- 3- Installations destinées à la réparation des engins	165
VI-2- 4- Installations pour la préfabrication	165
VI -3- Ordre d'exécution des travaux	166
VI -3- 1-Terrassement au niveau des installations de chantier	166
VI -3- 2-Dérivation provisoire	167
VI-3- 3-Perçement de la galerie de dérivation	170
VI-4 Installation du chantier	170
VI-4-1 Installations destinées au personnel	170
VI-4-2 Installations destinées au stockage des matériaux	170
VI-4-3 Installations destinées à la réparation des	171
VI-4-5 Ordre d'exécution des travaux :	171
VI-6 Planification :	171
VI-6-1 Définition	171
VI-6-2 Techniques de la planification	171
VI-6-3 Méthodes basées sur le réseau	172
V-6-4 Les étapes de la planification	173
VI-7 Les plannings :	175
VI-8 Matériel et personnel nécessaire	176
VI-9 Méthode de tableau :	179

Chapitre V : Protection et sécurité de travail

V-1 Introduction :.....	180
V-2 Comite de sécurité :	180
V-3 Instructions structurelles sur la sécurité :	180
V-3-1 Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :.....	180
V-3-2 Instructions à donner au Chef d'équipe :	180
V- 4 Contrôle et entretien du matériel	180
V-5 Organisation du service de la sécurité d'ouvrage	181
V-6 Principes fonctions du service de sécurité	181
V-7 Causes des accidents de travail	182
V-7-1 Conditions dangereuses dans le chantier	182
V-7-2 Actions dangereuses.....	183
V-7-3 Mesures préventives	183
Conclusion	183

Liste des tableaux

Tableau 2-1 : Résumé des indications des sondages

Tableau 2-2 : Les ancienne sondages

Tableau 2-4: Résumé des mesures des Niveaux d'eau souterraine

Tableau 2.6: Essais de résistance à la compression simple

Tableau 2-7: Résumé des profondeurs des nappes phréatiques le long de l'axe de la digue

Tableau 2-8: Résumé des essais de Lugeon et l'évaluation

Tableau 2-9: Conditions potentielles au voile d'injection - Axe de la digue

Tableau 2-10: Etude statistique de la granulométrie pour le site de barrage de Berkeche

Tableau 2-11: Récapitulatif des résultats des essais relatifs à l'Essai de Proctor normal et Limite d'Atterberg

Tableau 2.12: Classification des Sols en Fonction de la Granulométrie et des Limites D'Atterberg

Tableau 2-13: Corrélation entre la classification unifiée des sols et la performance du Barrage

Tableau 2-14: essai chimique de la teneur en CaCO₃

Tableau 2-15: Classification des sols en fonction de la teneur en CaCO₃

Tableau I-1: Coordonnées de la courbe hypsométrique

Tableau I-2: détermination de la pente Roche Ip

Tableau I-3: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

Tableau I.4 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant

Tableau I-5: Résumé des Données Climatiques Moyennes Mensuelles Mesurées à la Station

Tableau I-6: Evapotranspiration, par le calcul de Penman (En Mm) Climatologie de Benisaf

Tableau I-7 : Les stations utilisées pour calculer le Pourcentage des données des Précipitations et hydrométrie du Bassin Versant Berkeche

Tableau I-8 Répartition mensuelle des pluies moyennes

Tableau I-9 : Ajustement à la loi de GUMBEL

Tableau I-10 Ajustement a la loi log normale.

Tableau I-13 : les résultats de la loi Pearson

Tableau I.14: Intensité pour les différentes fréquences.

Tableau I-18 : Répartition mensuelle de l'apport moyenne (Mm³)

Tableau I-19 regroupe les information de concernant les barrages limitrophes

Tableau I-20 représente le débits maximal des 28 ans .

Tableau 1-22 Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

Tableau I.23 : Catégories des dommages résultant des crues.

Tableau I.24 : Crues de projet recommandé

Tableau I-23 : Caractéristiques topographiques de la retenue

Tableau I.24 : Répartition mensuelle des besoins.

Tableau I.25 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:

Tableau I.26 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

Tableau I.27 : Les volumes des pertes dans la retenue :
Tableau I- 28 : régularisation saisonnière en tenant compte des pertes
Tableau (I.30) : Volumes et débits déversant.
Tableau. I.31 : calcul Laminage de la crue par la méthode de HILDENBLAT
Tableau (I.32) : Récapitulatif des résultats de la méthode de kotchrine :
Tableau (I.33) : Récapitulatif des résultats de la méthode de STEP BY STEP .

Tableau (I.34) : hauteurs des vagues.

Tableau (I.35) : récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête

Tableau I- 36 : coût et le volume de la digue

Tableau I-37 : Les coordonnées de déversoir type profil Creager

Tableau (I.45) : coût du déversoir pour différentes largeurs déversant

Tableau (I.46) : coût du canal d'approche pour différentes largeurs déversant

Tableau (I.48) : coût de l'EVC pour différentes largeurs déversant

Tableau (I.49) : Tableau récapitulatif des prix totaux

Tableau II. 2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Tableau II.3 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Tableau II.4: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

tableau II-1 montrer les détails de calcule des cubature

Tableau II-2: les calcules de la deuxième variante

Tableau II-3 : les calcules de la troisième variante

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

Tableau IV.3: Valeurs du coefficient C selon méthode de Tennessee valley authority (TVA).

Tableau IV.4 : dimensions minimales des blocs fonction de la hauteur des vagues d'après *US Army corps of engineers (USASE)*.

Tableau (IV.03) : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Tableau 3.3 : Le tableau suivent nous donne les valeurs.

Tableau IV.7 : Débit de fuite de la digue

Tableau IV.8 : Débit de fuite de la Fondation

Tableau IV.9 : Débit de fuite de Barrage $\times 10^{-8}(\text{m}^3/\text{s})$

Tableau V-2 : caractéristiques des matériaux

Tableau V.3 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Tableau VI-1 : Symboles et durée des différentes opérations :

Tableau VI -2 : La succession des travaux

Tableau VI-3 : Détermination des chemins critiques

Tableau VI-4 : Capacité du godet en fonction de terrassement

Tableau VI-5 : capacité du camion

Tableau VI-6 : volumes de corps de barrage

Tableau VI-7 l'estimation des volumes des travaux de l'évacuateur

Liste des figures

Figure 1-1 : Localisation du barrage Berkeche

Figure 2-1 Confluence des Oueds Berkeche et Deliz

Figure 2.1 : fuseau granulométrique

Figure 2.2 : Carte macrosismique

Figure I-2 : Réseau hydrographique du bassin d'oued Berkeche (source ANBT)

Fig I.3 : Plan altimétrique du bassin versant. (source Google Earth)

Figure I-4 : rectangle equivalent

Tableau I-1: Coordonnées de la courbe hypsométrique

Figure I-5 : *Courbe hypsométrique*

Figure I-6 : les stations pluviométriques disponible dans la zone d'étude

Figure I-7: Evapotranspiration Moyenne Annuelle

Figure I-8: Carte Pluviométrique des PMA

Figure I-9: La répartition mensuelle de la précipitation

Figure I-10 : représentation des pluies maximum journalier de 51 ans

Fig 1-11 Ajustement a la loi de GUMBEL

Fig 1-12 Ajustement a la loi log normale

Fig I-13 ajustement de la loi de Pearson type III

Figure I-14 La courbe des pluies de courte durée

Figure I-15 : Courbe des intensités fréquentielles

Figure I-16 : les limites les bassin de Berkeche et MELAH

Figure I-18 : Répartition mensuelle de l'apport moyenne $A_{80\%}$

Figure I-20 : comparaison entre les méthodes d'ajustement

Figure I-21 : la représentation des Hydrogramme des crue pour différente période

Figure N°I.22: Hydrogramme de crue (1 000 ans)

Figure I-25 : la courbe capacité - hauteur et la courbe surface - hauteur

Figure 1-26 : 1ère consigne d'exploitation

Figure 1-26 : 1^{ème} consigne d'exploitation

Figure. (I.25): Courbe des débits déversant

Figure. (I.26): Hydrogramme des débits entrants et sortants.

Figure I-28 : La variation de la charge et la largeur en fonction de débit

Figure I-29: la variation de la charge et la largeur de déversoir

Figure I-30 : La courbe d'optimisation

Figure III-1 : Schéma de calcul de la ligne de saturation

Liste des planches

Planche N°1 : Plan d'aménagement et le profile en long de l'axe de la digue

Planche N°2 : Schéma de calcul de la stabilité et des infiltration

Planche N°3 : Le plan des variantes propose et le profile en long de l'axe de la digue

Planche N°4 : Le profile type de la digue et la ligne de saturation

1^{ère} partie :

Synthèse de l'étude de faisabilité

INTRODUCTION :

L'eau est une source rare et précieuse, indispensable pour tout développement que ce soit sur le plan économique ou social, elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente.

La mobilisation des ressources en eau constitue l'un des défis majeurs à relever dans l'avenir en raison de leur raréfaction, de l'irrégularité de leur répartition dans le temps et dans l'espace et de l'augmentation constante des quantités nécessaires à la satisfaction des besoins essentiels et parfois vitaux des populations. Cet objectif est prioritaire puisqu'il constitue un préalable à tout autre projet de développement dans tous les secteurs, sociaux ou économiques et notamment à l'agriculture.

L'augmentation de la production agricole est liée directement à l'extension des surfaces irriguées qui est la priorité du programme national de développement du monde rural.

L'état Algérien prend en charge le développement de ce domaine par une enveloppe budgétaire très importante dans le programme quinquennal 2010/2014 .

La wilaya de AIN TEMOUCHENT a bénéficié d'un barrage dont l'étude de faisabilité est déjà réalisée par le bureau d'étude sud -africain NINHAM SHAND

Notre but est l'étude de l'avant projet détaillée de la digue de barrage Berkeche sur l'oued Berkeche ; par l'utilisation des données réelles (comme les apports) et aussi les détails des composants de la digue et leurs volumes , les coûts de chacun, et la variante qui est répondu mieux aux conditions technico - économiques .

Chapitre I : Etude Topographique

I-1 INTRODUCTION :

Avant de commencer l'étude de l'avant projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes , il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant du barrage, la vallée de l'oued à l'amont et l'aval du barrage, le site de barrage les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

Dans ce chapitre, nous décrivons les méthodes utilisées pour la recherche de sites et ses résultats.

D'une manière générale, le choix de l'emplacement d'un barrage se fait par étapes en opérant une sélection parmi les sites présumés de moins en moins nombreux selon la procédure suivante :

- Analyse des cartes topographiques.
- Reconnaissance du terrain par des études géologique et topographique.
- Estimation de la structure du terrain au moyen de la prospection géologique ou d'autres techniques possibles
- Vérification de la structure du terrain au moyen du test de forage, de l'essai de perméabilité
- Estimation du mécanisme d'écoulement des eaux à partir des résultats de l'observation des oueds.
- A cela s'ajoute au besoin, les données hydrologiques et météorologiques, telles que la pluviométrie et le débit du cours d'eau, est également collectées pour déterminer la nécessité du barrage.

D'autre part, la gestion et l'entretien du barrage nécessite une participation active de la communauté locale. Il faut donc mener une étude socio-économique afin de déterminer la possibilité de la participation des habitants. Une fois l'emplacement fixé, il est également important de promouvoir la participation de la communauté locale dès le stade de l'avant-projet.

1.2. Situation géographique du site :

Le site prévue du Barrage de Berkeche et son bassin versant sont situés à l'ouest Algérienne , à peu près à 18km à l'est la willaya d'Ain Temouchent ,environ 10 Km au sud de HAMMAM BOU HADJAR . ce dernière est situé immédiatement en aval de la confluence de l'Oueds Berkeche et Delliza .qui est limite par la Daïra de Aghal à ouest et Sidi Ali Bouside à est-sud , et ou sud la Daïra de Aoubellil .

Levé topographique du site du barrage Ech 1 :1000 ;

1.4.caractéristiques morphologiques :

4-1 La topographie :

Malgré que le terrain d'étude soit situé à la confluence de deux Oueds, il présente une topographie calme en surface. A titre d'indication, la dénivelée entre le fond de l'Oued et le sondage S7 est de 50m. La cuvette est assez large, environs 400m et la pente la plus forte est observée sur la rive gauche, elle est de 22°, La rive droite présente un pendage allant de 10 à 20°. Nous notons l'absence de végétations denses qui pourraient entraver l'acquisition des données. Un monticule, sur lequel est bâti la tombe de Sidi El Mekhfi, se trouve au centre du site.

4-2 Végétation :

Le bassin versant est caractérisé par l'absence d'une couverture végétale permanente et épaisse. La végétation des sols dans les vallées des oueds varie selon la profondeur des nappes phréatiques. Le long des cours d'eau on retrouve des broussailles de tamarix et des joncs. La végétation naturelle se conserve sur les massifs caillouteux ; les versants sont occupés par les broussailles, les oliviers sauvages et le palmier nain (doum).

Les cultures sont dominées par les céréales et rarement les maraîchages (irrigués).

L'action de l'homme avec les surpâturages, le défrichage et les labours dans le sens des plus grandes pentes, a eu un effet négatif sur le couvert végétal.

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

I-Introduction :

Concernant les études géologiques et géotechniques, nous aborderons plus spécialement :

- les diverses techniques possibles ;
- l'identification et choix du site de barrage ;
- les études géologiques, géotechniques et les travaux de reconnaissance permettant l'adaptation du projet au site choisi, avec notamment le choix du type de barrage le mieux adapté au site ;
- le suivi géologique des travaux de construction du barrage.

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

- Perméabilité de la cuvette.
- Stabilité de la fondation, la digue et la cuvette.
- Recherche des matériaux d'emprunts.

La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette.

Ce site doit être géologiquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaire pour sa construction.

La cuvette doit être étanche et les berges de la retenue stables.

Le sol de fondation doit présenter de bonnes caractéristiques mécaniques tels que :

- Faible compressibilité, perméabilité, degré d'altération.
- Grande résistance à l'écrasement.

Par conséquent , les matériaux de construction ne doivent pas être riches en argile (bonne perméabilité). Ils doivent être plastiques et possèdent une faible résistance au cisaillement à l'état humide et il serait souhaitable d'utiliser un matériau à granulométrie étendu continue.

II- Plan de Travail :

Le programme de travail couvre les aspects suivants :

-Documentation des études géotechniques et géologiques disponibles. Observation des cartes géologiques et topographiques.

- Télédétection : Les photos aériennes ont été utilisées pour identifier les structures géologiques.

- La confection de la carte géologique du site de barrage préféré et de la cuvette.

- Etude hydrogéologique basée sur les nappes d'eaux souterraines dans le bassin et les éventualités de perte d'eau dans le bassin réservoir.
- Programme de carottage, de positionnement des puits, supervision des sondages, des tests de lugeons et enfin la description du profil géologique des puits et des sondages.
- Essai de laboratoire des matériaux de construction.
- L'évaluation des risques sismiques du site.

II-1 Position Géographique

Le site (photo 2-1) proposé pour la construction du barrage de Berkeche est situé à 10 km au sud de la ville de Hammam Bou Hadjar. Ain Temouchent est située à une distance d'environ 16km vers l'Ouest. Le village de Hassasna qui est proche du barrage se trouve à 4km



Photo 2-1 Confluence des Oueds Berkeche et Deliz

(source :ANBT)

II-2 La Cartographie Géologique :

a cartographie lithologique et structurale du site de Barrage est de sa cuvette est contenue dans le plan géologique No. 9981 CEN 30 Rev34 à l'échelle 1/5000.

Le plan No. 9981 CEN 31 Rev33 est la carte géologique du site de barrage de Berkeche à échelle 1/1000.

La lithologie du bassin versant du barrage de Berkeche et l'oued voisin de Besbes . Le bassin se compose surtout de marnes et de calcaires gréseux, avec des dépôts alluvionnaires le long de l'oued. La lithologie du bassin voisin de Besbes est similaire pour la plus grande partie de la zone et on s'attend à ce que les caractéristiques hydrologiques soient similaires

II-3 La Procédure de sondage :

Les travaux in situ ont consistés de la réalisation de onze (11) sondages dont la profondeur a varié entre 10m et 55m. La profondeur cumulée pour l'ensemble des sondages réalisés est de 330,80m.

Les travaux réalisés par l'UTS (HYDROTECHNIQUE) se sont déroulés sur la période allant du 17 décembre 2002 au 18 mars 2003.

La répartition des sondages s'est effectuée de manière suivante:

- 5 sondages sur l'axe de la digue (S13 et S14 ont été positionnés sur le côté droit, S15 sur le lit de la rivière, et S16, S17 sur le côté gauche)
- 3 sondages le long de l'évacuateur de crue (S18, S19 et S20)
- 1 sondage en amont de la digue (S21)
- 2 sondages suivant la trace de la vidange de fond (S22 et S23)

Le résumé des informations des sondages est contenu dans le tableau 2-1. Les coordonnées et élévations utilisés dans le tableau ci dessous sont ceux précisé par le topographe de l'ANB.

Tableau 2-1 : Résumé des indications des sondage

N° du Sondage	Position	Coordonnées UTM		Elévation Z (m)	Inclinaison (degré)	Profondeur Totale (m)
		X (m)	Y(m)			
S13	Rive droite Delliz (Axe)	687350,08	3905261,80	285,03	-90	55,0
S14	Rive droite Delliz (Axe)	687186,15	3905284,11	267,11	-90	35,0
	Confluence					
S15	(Axe de la digue)	687100,88	3905264,09	258,17	-90	30,0
S16	Rive gauche Berkeche (Axe)	686966,29	3905259,80	262,00	-90	35,0
S17	Rive gauche Berkeche (Axe)	686808,76	3905292,19	304,42	-90	50,8

S18	Evacuateur de crue	686848,42	3905333,46	289,58	-90	10,0
S19	Evacuateur de crue	686921,58	3905387,17	266,08	-90	15,0
S20	Evacuateur de crue	686949,81	3905414,79	263,44	-90	25,0
S21	Amont de la digue	686961,20	3905205,42	263,10	-90	35,0
S22	Vidange de fond	687167,09	3905351,86	266,82	-90	20,0
S23	Vidange de fond	687231,65	3905191,28	264,77	-90	20,0
					Totale	330,8m

Nous avons aussi des anciens sondages qui ont été faits en 1979 et sont représentés dans le tableau 2-2

Tableau 2-2 : les anciens sondages

Ancien Sondages						
N° du Sondage	Position	Coordonnées UTM		Elévation Z	Inclinaison (degré)	Profondeur Totale (m)
		X	Y			
S3*	Amont gauche	686794,46	3904924,94	276,67	?	?
S7	Gauche (Axe)	686805,37	3905268,85	305,80	?-90	42,0
S9	Confluence	687044,50	3905262,51	259,90	?-90	60,0
S12	Droite (Axe)	687430,08	3905262,49	300,00	?-90	33,0

L'exécution des sondages a permis de vérifier les observations géologiques de surface.

S'agissant des études pour la construction d'un barrage il est indispensable de connaître:

- la nature des formations géologiques
- leur perméabilité
- la stabilité

Le positionnement des sondages se trouve dans le dessin No. 9981 CEN 30 Rev4 et No. 9981 CEN 31 Rev3. Par contre une coupe longitudinale géologique est représentée sur le dessin No. 9981 CEN 32 Rev 4 (le long de l'axe de la digue), No. 9981 CEN 33 Rev 3 (le long de l'évacuateur de crue) et No 9981 CEN 34 Rev 3 (le long de la galerie de dérivation et de la galerie de dérivation alternative).

II-4 Test de perméabilité

Des tests de Lugeons ont été réalisés pour déterminer la perméabilité de la roche dans la majorité des sondages du site de barrage. Ceci pourra nous donner une idée sur les exigences d'injection du béton dans les fractures et les fissures. Les tests ont été réalisés par l'équipe Hydrotechnique et ceci progressivement pendant la procédure du sondage.

Les machines Soprano et H/G 200/400 avec des pompes 130x30 nous ont permis d'arriver à notre fin. L'absorption d'eau a été mesurée pendant des périodes de 10 minutes à 5 pressions de test différent de $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$, 1, $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{4}$ qui sont les multiples de pression maximale corrélée à la pression de la couche qui lui surmontée.

Les tests ont été réalisés selon la méthode employée par Houlsby (1976), et l'absorption d'eau à cinq (5) pressions différentes pendant le test a été converti en valeur de lugeons (1 Lugeons = 1 litre par mètre par minute à 1 MPa et approximativement égal à une perméabilité de 1.3×10^{-7} m/sec).

Les résultats des tests de perméabilité se trouve dans le tableau 2-3 (**voire annexé I-I**)

Neuf sondages ont été choisis afin d'effectuer des essais de pression d'eau dans les sondages. Les sondages n° S13 à S17 se trouvent sur l'axe proposé de la digue alors que les sondages n° S20 à S23 couvrent l'évacuateur de crue et l'empreinte de la digue dans la vallée .

D'après les sondages qui ont été exécutés sur différentes axes on peut tracer les profils géologiques de l'axe de la digue, déversoir et la galerie de dérivation ; les profils sont représentés respectivement sur les cartes N° 9981 CEN 32 ; N°9981 CEN 33 ; N°9981 CEN 34)

II-4-1 Interprétation de la perméabilité :

de la masse rocheuse La géologie de la fondation en dessous de la couverture alluviale est constituée d'une alternance de marnes denses, calcaires avec du grès en proportion subordonnée. Il peut être observé quelques veines de calcite remplissant des fractures. La marne dense et calcaireuse est toute imperméable et toute perte d'eau dans les autres couches est limitée aux zones fracturées.

Les zones fracturées ont été identifiées par la fréquence de cassures dans les carottes. Ces zones ont aussi été rencontrées dans les sections testées et sont responsables de la présence des fuites observées.

Les carottes des sondages testés indiquent, dans la plupart des cas, un taux de récupération entre 90 et 100 % et d'assez bonnes valeurs de RQD, atteignant 95, ont été mesurées. Ces résultats impliquent un très bon taux de la masse rocheuse (Bieniawski) tournant autour de 40 à 60 ou mieux. La plupart des fractures observées dans les carottes de forage sont des joints de stratification qui sont fortement développés dans les marnes. Mais normalement, ces fractures sont imperméables. D'autres fractures relevées dans les parties plus gréseuses ou à grain plus grossier peuvent représenter des zones plus perméables, mais l'occurrence de ce type de roche n'est pas commune et ne semble pas exister dans les parties inférieures de la fondation.

La roche sous la fondation est généralement imperméable et qui cite des valeurs de Lugeon inférieures à 2. De telles valeurs sont considérées satisfaisantes pour une fondation de barrage. Cependant il sera nécessaire d'injecter les roches jusqu'à une profondeur d'environ 25 m pour s'assurer que les fissures ou autres joints seront cimentées et réduire la percolation en dessous de la fondation du barrage. D'étroites zones de roche très fissurée pourraient être présentes à diverses profondeurs. Cependant les essais Lugeon indiquent que ces zones devraient réagir favorablement à l'injection de coulis sous pression. Les forages situés sous l'empreinte de la digue, mais pas dans l'alignement de l'axe confirment généralement que les roches sous la fondation sont imperméables pour une profondeur d'au moins 20 m.

Les informations que donnent ces essais confirment que les conditions de la fondation le long de l'axe du barrage sont imperméables. Les roches deviennent moins perméables avec la profondeur (ou imperméables avec la profondeur). Les roches à des profondeurs inférieures semblent pouvoir être injectées avec du coulis sans difficultés

Les propriétés générales des roches de la fondation ont aussi été confirmées par les essais Lugeons effectués dans des sondages situés en amont et en aval de l'axe de la digue. Il sera nécessaire de déterminer la perméabilité des zones mineurs qui n'ont pas subi de reconnaissances géologique, à ce stade, durant le commencement des travaux de construction, ceci avant de terminer le programme d'injection.

Le tableau 2-4 ci-dessous donne une indication générale des conditions potentielles de l'écran d'injection le long de l'axe de la digue.

Tableau 2-4: Conditions potentielles au voile d'injection - Axe de la digue

Numéro du forage	Profondeur maximale	Essais profondeur de commencement	Etendue des couches imperméables	% Total	Etendue des couches injectables	% Total	Etendue des couches non testées	% Total
S 13	55m	10m	15m	33%	15m	33%	15 m	33%
S 14	35m	12.5m	12.5m	56%	10m	44%	néant	Néant
S 15	30m	5.3m	24.7m	100%	néant	néant	néant	Néant
S 16	35m	fini	25m	90%	néant	néant	2m	10%
S 17	51m	fini	42m	100%	néant	néant	néant	Néant

II . 5 Mesure du niveau d'eau souterrain :

La mesure du niveau d'eau souterrain a été effectuée après que les forages étaient terminés.

La nappe phréatique à une profondeur qui varie entre 0 et 18,90 mètres. Les sondages S18 et S20 sont des sondages secs.

Pendant une période de trois semaines allant du 22 février au 12 mars 2003, le niveau piézométrique dans les sondages S13, S14, S15, S16, S21 et S22 ont été mesurés onze fois, matin et soir se qui nous a permis d'obtenir les résultats dans le tableau ci-dessous. Le résumé des mesures des niveaux d'eau se trouve dans le tableau 2-5.

Tableau 2-5: Résumé des mesures des Niveaux d'eau souterraine

SONDAGE		NIVEAU D'EAU		
No du Sondage	Profondeur (m)	Date	Profondeur verticale (m)	Elévation (m)
S13	55	24-02-03	18,90	266,13
S14	35	24-01-03	8,75	258,36
S15	30	25-01-03	3,35	254,82
S16	35	11-03-03	7,50	254,50
S17	50,80	10-03-03	10,70	293,72
S18	10	03-03-03	Sec	-

S19	15	21-12-02	6,00	260,08
S20	25	03-01-03	Sec	-
S21	20	05-02-03	5,55	257,55
S22	20	28-02-03	3,50	263,32
S23	20	26-01-03	6,87	257,90
Ancien Sondages				
S7	42	26-01-82	41,00	265,00
S9	60	26-01-82	5,62	254,28
S12	33	26-01-82	33,0	278,70

(Source ANBT)

II.6 Puits d'essai et échantillonnage :

Des puits d'essais ont été réalisés en vue d'apprécier les profils géologiques des couches supérieures allant jusqu'à 5m de profondeur. Un total de 37 puits avait été initialement prévu. Cependant au moment où les tests devaient être réalisés, la plus part de la zone était déjà cultivée et l'accès n'a pas été favorable à cause des cultures en pleine croissance. Initialement un total de 10 puits seulement sur 37 puits prévus avait été réalisé. Ces puits sont les suivant: P18, P21, P23, P24, P26, P27, P28, P29, P30 P31 et P33 . En suite pendant la visite du site en mars 2003, une série de 6 puits avait été réalisée en amont de l'axe du barrage. Il s'agit des puits P1, P2, P3, P4, P5 et P6. Une description du profil géologique des puits d'essais a été faite et est contenue dans le tableau 2.6 . L'avancement des puits a été stoppé soit par la présence des alluvions (galets, graviers et blocs), soit par la présence des argiles consistantes ou par la longueur de la flèche du rétro – chargeur. La position des puits se trouve dans le dessin No. 9981 CEN 03 Rev 4 et 9981 CEN 30 Rev 4.

Tableau 2.6 : Résumé des informations des puits d'essais (voire l'annexe I-I)

II-7 Test de Laboratoire :

Le but du programme des tests de laboratoire est de déterminer les propriétés des matériaux et leurs comportements dans le domaine d'étude de faisabilité suivant:

- Matériaux provenant des zones d'emprunt en vue de déterminer leurs propriétés mécaniques et chimiques pour l'usage comme noyau argileux.
- Matériaux provenant des puits et des sondages dans la zone de la digue du barrage pour déterminer la portance, perméabilité etc. du sol.

Les laboratoires suivants nous ont permis à réaliser ces tests:

- E P E HydroTechnique / S P A pour les tests des échantillons de sol.
- Rand Afrikaans University (R A U) pour les analyses pétrographiques.

Les essais de compression simple (sans contrainte latérale) est résumé dans le tableau 2 .6. Ceux-ci ont été prélevés dans les sondages situés sur le site de l'évacuateur de crue et des ouvrages de prise et de vidange proposés. Parmi ceux-ci, quatorze échantillons ont été testés. Certains essais n'ont pu être réalisés, soit parce que les échantillons se sont dissous en présence d'eau ou alors parce que la dimension correcte ($H=2D$) n'a pu être obtenue dû à la présence de fractures dans la carotte. Les résultats des essais de résistance à la compression simple sont donnés dans le Tableau 2.7

Tableau 2.7: Essais de résistance à la compression simple

No. de sondage	Côte des carottes	Diamètre de la carotte	Diamètre du carottier
S 16	10.30 m - 10.55 m *	84 mm	116 mm
	17.55 m-18.00 m*	84 mm	116 mm
	30.25 m - 30.50 m	63 mm	96 mm
	34.60 m-34.85 m *	63 mm	96 mm
S 17	24.15 m-24.55 m *	84 mm	116 mm
	30.70 m-30.90 m	84 mm	116 mm
	31 10m-31.40m	84 mm	116 mm
	35.75 m - 36.00 m	84 mm	116 mm
	41.15 m-41.35 m	84 mm	116 mm
	42.50 m-42.70 m	84 mm	116 mm
S 21	15.60 m - 16.00 m	84 mm	116 mm
	16.45 m-16.70 m	84 mm	116 mm
	18.60 m-19.00 m	84 mm	116 mm
	20.70 m-20.90 m	84 mm	116 mm
	21.00 m-21.30 m	84 mm	116 mm
	23.25 m - 23.55 m *	84 mm	116 mm
	27.00 m-27.40 m**	84 mm	116 mm
	31.80 m-32.20 m	84 mm	116 mm
S 22	34.50 m - 35.00 m	84 mm	116 mm
	15.15 m-15.35 m*	63 mm	96 mm
	18.00 m-18 25 m	63 mm	96 mm

Note: * Test pas fait en raison de l'effritements et dissolution en présence d'eau

** Pas possible de confectionner des éprouvettes d'élongement $H=2D$

II-8 Critère de Fondation :

La fondation du barrage sera réalisée à une profondeur de 4 à 8 m environs; sur une roche dure, peut altéré à fraîche, généralement **marne calcaire** \ **grès** à joint moyennement espacé. Les alluvions se trouvant dans le lit de la rivière et ayant une épaisseur de 3m à 5m seront enlevées.

III- Etude Géophysique du Site :

L'Agence Nationale des Barrages (ANB) a confié au CRAAG, une étude par méthodes géophysiques dans la région de Berkeche (Wilaya d'Ain Temouchent), dans le but de bien mener le projet de l'emplacement d'un barrage dans cette zone.

La campagne de géophysique a fait appel à deux méthodes : la sismique réfraction et l'électrique (9 sondage). Elle a été réalisée sur le site du futur barrage de l'Oued Berkeche, dans le but de déterminer :

- La lithologie des différentes formations et leur géométrie.
- L'épaisseur des zones altérées.
- La profondeur du substratum.
- Les caractéristiques de recouvrement de la zone du site du barrage.

Les résultats de l'étude géophysique sont montrés sur les profils sismiques suivants : T4, T5, T6, T7 et la carte 2-2 dans l'annexe I-I, montrant l'implantation des travaux géophysiques au site du barrage .

1-Interprétation des résultats Géophysique :

L'objectif de l'étude géophysique était de déterminer la profondeur de la couverture du terrain, le profil de la roche altérée pour la fondation du barrage et afin de déterminer autres anomalies ainsi que des zones de faille.

Les résultats des traverses sismiques doivent être illustrés sous forme de bande ayant des vitesses sismiques augmentant avec la profondeur, superposée sur une interprétation de la position de la roche par les travaux de forages. Ceci va indiquer les variations des profondeurs d'altération des différentes types de roche, et souligner de ce fait les zones d'anomalies de la fondation.

VI- GEOLOGIE REGIONALE

La géologie régionale se limite ici à la description des formations géologiques couvrant le quart sud-est de la carte de Ain Temouchent, là où se trouve le site de Berkeche

VI- 1 Stratigraphie :

La succession lithologique qui apparaît dans la région de Berkeche au sud de Hammam Bou

Hadjar se présente comme suit:

a) Le Trias: Il se présente sous forme d'une multitude de "lambeaux" disséminés, particulièrement à l'Est du site du barrage de Berkeche.

B Fenet et P Guardia, le décrivent comme un ‘ensemble chaotique de terrains sédimentaires et éruptifs’. Les terrains sédimentaires sont constitués d'évaporites (gypse et sel), de dolomite noire ainsi que par des argiles. Les roches éruptives sont des dolérites à grains fins souvent altérés.

Dans les environs immédiats du site, le Trias peut être observé en aval de ce dernier et en amont de la cuvette.

b) L'aptien – Albien :

Il affleure au sud-est de la feuille de Ain Temouchent sous forme d'une lentille d'environ 2km de long sur 300 m de large suivant une direction NE – SW. Il est regroupé dans l'unité Albo – cénomanien et se présente sous forme d'une alternance de grès fins, de pellettes argileuses de type flysch et de pélites noires à passées marneuses. La présence de bancs de calcaires blancs – noirs est attribuée à l'Aptien.

c) Le Néocomien Cénomanien :

Les formations du crétacé inférieur qui affleurent dans les environs immédiats de Berkeche se présentent sous différents faciès regroupés sous l'unité Chouala.

Elles sont représentées par: Des marnes noires datées de l'Hauterivien, associées à des marnes calcaires bleu – noirs du Valanginien supérieur- Barrémien. Lorsque les marnes pélitiques noires sont associées à de petits bancs de grès fins blancs, et de calcaires noirs, elles sont attribuées au Néocomien.

d) Le Barrémien:

est représentés par des marnes et des marno – calcaire bleu foncé. Les marnes vertes qui succèdent aux marnes – calcaire du Barrémien sont attribuées à l'Aptien.

e) Le Sénonien supérieur-Paléocène :

Le Sénonien est formé de marnes grises, de calcaires argileux, parcourus par de nombreux filons de calcite et de marnes pélitiques à petits niveaux gréseux ou calcaires. Le Paléocène est constitué de marnes grises accompagnées de rares marne – calcaire. Il est cependant très difficile à identifier. Dans cette même unité, on distingue le Maestrichtien formé de marnes grises à olivâtres avec à leur base des marnes – calcaires appartenant au Campanien supérieur – Maestrichtien.

f) L'Ypresien:

Il est constitué de marnes grises et de calcaire argileux. Il renferme parfois des silex noirs, et des bancs de calcaires minces.

L'Ypresien affleure sur une faible superficie à l'Est de Berkeche.

g) Le Lutétien:

il se présente sous forme de quelques petits lambeaux de conglomérats de faible extension.

h) L'oligo – Miocène: cette unité est formée d'un ensemble de marnes finement sableuses à

petits lits de grès roux à ciment calcaire. Il s'y intercale des barres de grès ou de calcaires grès – bio clastique. Le faciès est caractéristique de l'oligo – Aquitanien.

La partie inférieure se réduit aux intercalations grès – calcaires, et grès – bioclastiques et flanconiennes. L'Oligo – Miocène couvre l'essentiel de la partie sud – est de la carte de Ain Temouchent.

i) Le Miocène moyen: il occupe de larges étendus dans les parties basses, situées au nord –

est du site de Berkeche au pied de la chaîne de Tessala.

Il est représenté par des marnes noires à brunes alternant avec des grès roux localement sableux, et dont l'épaisseur varie de quelques centimètres à un mètre.

j) Le quaternaire: il est constitué par:

- Des glaciers anciens encroûtés, qui occupent de larges espaces au nord du site.
- Les terrasses moyennes des oueds, formées d'alluvions très rubéfiées, se raccordant à des matériaux de gravité, fins, rouges.
- Les basses terrasses des oueds; Ce sont essentiellement des alluvions récentes occupant le fond des oueds.

VI-2 Tectogenese :

période qui va du Lutétien supérieur au Miocène inférieur est très bouleversée. Certains hauts fonds à Algues se sont individualisés dans le bassin molassique où se sont sédimentés des marnes et grès fins. Ensuite, l'ensemble des matériaux telliens va se mettre en place dans le bassin molassique

synchro – nappes au cours du Miocène moyen''. Du point de vue tectonique, on constate que les formations allochtones depuis le crétacé, jusqu'au Miocène moyen sont affectées par un réseau de failles orienté NE– SW. Dans la région de Berkeche ces failles ne sont pas représentées .

IV - GEOLOGIE DU SITE

VI-1 Condition Géologique Générale

VI. 1.1 Stratigraphie

Dans le bassin formé par la confluence des oueds Berkeche et Delliz les seules formations observées sont:

a) Néocomien – Cénomaniens :

Il est constitué de marnes vertes et de calcaires marneux clairs. Ces formations peuvent être rencontrées à environ 3 Km au sud de la confluence des oueds Deliz et Berkeche, et à environ 2 Km au nord de celle-ci. Le Néocomien – Cénomaniens existe sous le site étudié mais il n'a pas été rencontré par les sondages.

b) L'Oligo – Miocène:

Constitue l'essentiel des dépôts rencontrés dans la région de Berkeche – Delliz. Le gros des sédiments est constitué de marnes de couleur gris bleu ou blanchâtres que l'érosion a modelé sous forme de collines bombées et ravinées par les eaux de ruissellement. Les marnes renferment des intercalations constituées, soit par des lentilles de grès à grains grossiers relativement épaisses, soit par de petits bancs de grès fins à ciment calcaire décimétrique. D'autres fois, on rencontre une alternance de petits bancs de grès fin à ciment calcaire, de grès quartzeux, de calcaire et de marnes dégradées. L'ensemble fait deux mètres d'épaisseurs.

c) Le Quaternaire:

Il est visible au niveau des berges des oueds et se présente sous forme de terrasses caractérisées par:

- Un niveau argileux de couleur gris bleue de part et d'autre de l'oued Berkeche, et de couleur beige avec des concrétions de calcaires blanc altéré et d'anhydrite blanche sur les rives de l'oued Deliz.

A l'aval du tracé de la digue les argiles deviennent rouge brique. B Fenet et P Guardia les décrivent comme des colluvions fines.

- Un niveau d'alluvions formant la terrasse moyenne.

Vers l'amont du tracé de la digue, le long de l'oued Berkeche, sous les argiles de couleur gris brun, ce sont essentiellement des sables grossiers et des graviers, avec quelques blocs ou galets.

Au niveau de l'axe de la digue se sont essentiellement de gros galets et blocs reposant en discordance sur l'Oligo – miocène, et recouvert par les argiles rouges briques (Photo II-3).

VI. 1.2 Tectonique du site de Berkeche :

Les mesures de pendage effectuées sur les formations résistantes montrent que la structure géologique du site se présente sous forme d'un anticlinal qui a été érodé au cours des temps pour prendre la configuration actuelle.

L'axe probable de l'anticlinal a une direction SW – NE. L'envoyage s'effectue au niveau de la confluence des oueds Berkeche et Deliz. Celui-ci est affecté par un système de failles de faible rejet grossièrement orienté ENE à WSW.

Les failles sont comblées par des brèches ou des sédiments post tectonique. Des phénomènes tectoniques locaux peuvent être observés au niveau de la confluence.

VII –HYDROGEOLOGIE

VII -1 Etude des eaux souterraine :

Les eaux souterraines suivent généralement la trace des fissures et fractures des roches ainsi que des couches poreuses des sols et roches. Les puits artésiens n'ont pas été rencontrés pendant les forages, cependant quelques puits sec sont présents (e.g sondage S18 et S 20).

Les profondeurs des nappes phréatiques, leur élévation et les dates de réalisation sont résumées dans le tableau 2-8

La nappe phréatique est indiquée sur les coupes géologiques (dessin No.9981 CEN 32 Rev. 4, 9981 CEN 33 Rev. 3 et 9981 CEN 34 Rev) ; Il s'agit de la coupe géologique le long de l'axe de la digue, de la coupe géologique le long de l'évacuateur de crue et de la coupe géologique le long de la galerie de dérivation.

Tableau 2-8: Résumé des profondeurs des nappes phréatiques le long de l'axe de la digue, le long de l'évacuateur de crue et le long de la galerie de dérivation.

Location	No. du sondage	Côte du sondage (m)	Profondeur verticale de la nappe phréatique (m)	Côte de la nappe phréatique (m)	Date
Axe de la digue	S 7*	306,00	41,00	265,00	20/01/1982
	S 17**	304,42	10,70	293,72	10/03/2003
	S 16	262,00	7,50	254,50	12/01/2003
	S 15	258,17	3,35	254,82	25/01/2003
	S 14	267,11	8,75	258,36	24/01/2003
	S 13	285,03	18,90	266,13	24/02/2003
	S12*	300,00	21,30	278,70	06/02/1982
	S 9*	259,90	5,62	254,28	20-01-1982
Evacuateur de crue	S 17	304,42	10,70	293,72	10/03/2003
	S 18	289,58	Sec	Sec	03/02/2003
	S 19	266,08	6,00	260,08	22/12/2002

	S 20	263,44	sec	Sec	03/01/2003
Galerie de Dérivation	S 23	264,77	6,87	257,90	05/02/2003
	S 14	267,11	8,75	258,36	24/01/2003
	S 22	266,82	3,50	263,32	28/02/2003
Galerie de Dérivation***	S 16	262,00	7,50	254,50	12/01/2003
	S 21	263,10	5,55	257,55	05/02/2003
	S 20	263,44	sec	sec	03/01/2003

(source ANBT)

Notes : * Ancien sondage

**Sondage en projection

***Emplacement alternatif de la galerie de dérivation

Aux niveau d'eau maximal envisagée pour le barrage, les vallonnements les plus proche a chaque cote est plus de 700m distant. Pendant les reconnaissances aucune préscience des viens importante a été observe dans la cuvette qui peut ce servir comme conduite de suintement. Prenant compte que la profondeur d'eau sera relativement faible c'est considère que l'eaux souterraines ne pourrait établir des ruisseau phréatiques le long la cuvette du barrage proposée.

A cause de la nature géologique des formations qui constituent le bassin versant, et du fait encaissements des oueds, les vallées des oueds Berkeche et Delliz sont très étroites. La nappe souterraine est peu importante et se trouve concentrée dans les alluvions qui constituent les rives des oueds.

Les marnes qui constituent le substratum sont imperméables. Quant aux bancs de grés, ils ne contribuent que peu ou pas du tout à l'alimentation de la nappe a cause de leur position stratigraphique.

La relation entre la nappe et l'oued est difficile a évaluer eu l'absence de données reportes sur de longe périodes. Mais le peu de mesures obtenues sur les piézomètres donne a penser que l'alimentation de la nappe se fait a partir des oueds, essentiellement lors des crues.

Le gradient hydraulique que l'on peu calculer a partir des données en notre possessions est peu représentatif car les sont peu éloignes. En prennent en compte les niveaux des piézomètres S23 = 6,87m et S15 = 4,50m, distant de 160m on obtient un gradient hydraulique de l'ordre de $1,5 \times 10^{-2}$.

De toute façon au niveau de la digue a la confluence des oueds Delliz et Berkeche les alluvions vont être de cape, et la nappe subsistera que vers l'amont au niveau des puits P1 a P6 et la peu d'eau qu'elle contenir va déversez dans la barrage.

VII -2 les essais de laboratoire :

Essai physique : granulométrie (29 échantillons)

Essai mécanique : résistance à la compression simple 13 échantillons

Méthode de Dhawan nous a permis d'obtenir un angle de frottement de 27 à 31° pour le noyau argileux et de 33 à 38° pour le remblai.

Proctor normal 14 échantillons

Limite d'atterberg 18 échantillons

Essai chimique teneur en CaCO_3 19 échantillons

Teneur en SO_4 19 échantillons

Densité sèche : 14 échantillons.

3-1) Etude statistique de la granulométrie:

Pour déterminer la taille des grains du sol, un essai d'identification important appelé granulométrie a été effectuée sur les échantillons prélevés afin de pouvoir obtenir la représentation des grains suivant leur dimension. Il a consisté au passage du sol grenu dans une série de tamis et le procédé basé sur la loi de STOKES pour les sols fins. L'étude statistique de la granulométrie est contenue dans le tableau 2-9

Tableau 2-9: Etude statistique de la granulométrie pour le site de barrage de Berkeche

No de puits	Profondeur (m)	% Graviers	% Sables	% Limon	% Argiles	Total des % Granulométriques par puits				Total des % Granulométriques par zone d'emprunt			
						%G	%S	%L	% A	%G	%S	%L	%A
p 1	0.80-2.00	4	36	56	4								
	2.20-2.50	38*	37*	25*		4	36	58	4				
	2.70 - 3.20	82*	13*	5*									
P2	0.90-1.20	2	29	58	11								
	1.05-1.20	51	15	25	9	42	18	31	9				
	1.25-1.40	51	15	25	9								
	1.50-2.70	73	13	9	5								
P3	2.20-2.40	3	61	28	8								
	2.50-2.70	70	22	7	1	26	41	28	5				
	2.70-4.30	5	40	48	7								
P4	0.70-2.70	0	40	53	7					29	27	38	6
	2.50-2.60	1	19	12	8	2	29	62	7				
	0.90-1.20	7	20	64	9								
	3.40 - 3.60	1	35	58	6								
P5	0.90-1.20	7	28	65*									
	0.70-2.00	1	29	70*		2	31	66	-				
	3.40 - 3.60	0	37	63*									
P6	0.50-0.70	69	14	12	5								
	0.70-1.70	6*	24*	70*		69	14	12	5				
	1.40-1.70	15*	34*	51*									
	1.90-2.10	58*	20*	22*									
P21	1,50	2	24	bb	19	2	24	55	19				
P23	2.30-2.40	3	35	4b	17	3	35	45	17				
P26	1.00-2.50	4	52	34	10	4	52	34	10				
P27	1.50-2.50	4	38	52	6	4	38	52	6				
P28	1.00-2.50	0	20	67	13	0	20	67	13	6	33	47	14
P29	1,60	3	49	29	19	3	49	29	19				
P31	1.00-2.00	2	23	63	12	2	23	63	12				
P33	2,80	28	26	32	14	28	26	32	14				

G = Gravier, S= Sable, L= Limon A=Argile

(source ANBT)

Note :

* Matériaux ayant pas été considéré dans l'étude statistique à cause de l'analyse

Hydrométrique non réalisé

* Argile : taille des particules inférieures à 0.002 microns

* Limon : taille des particules comprises entre 0,06 mm et 0.002 mm

* Sable : taille des particules comprises entre 0.06 mm et 2 mm

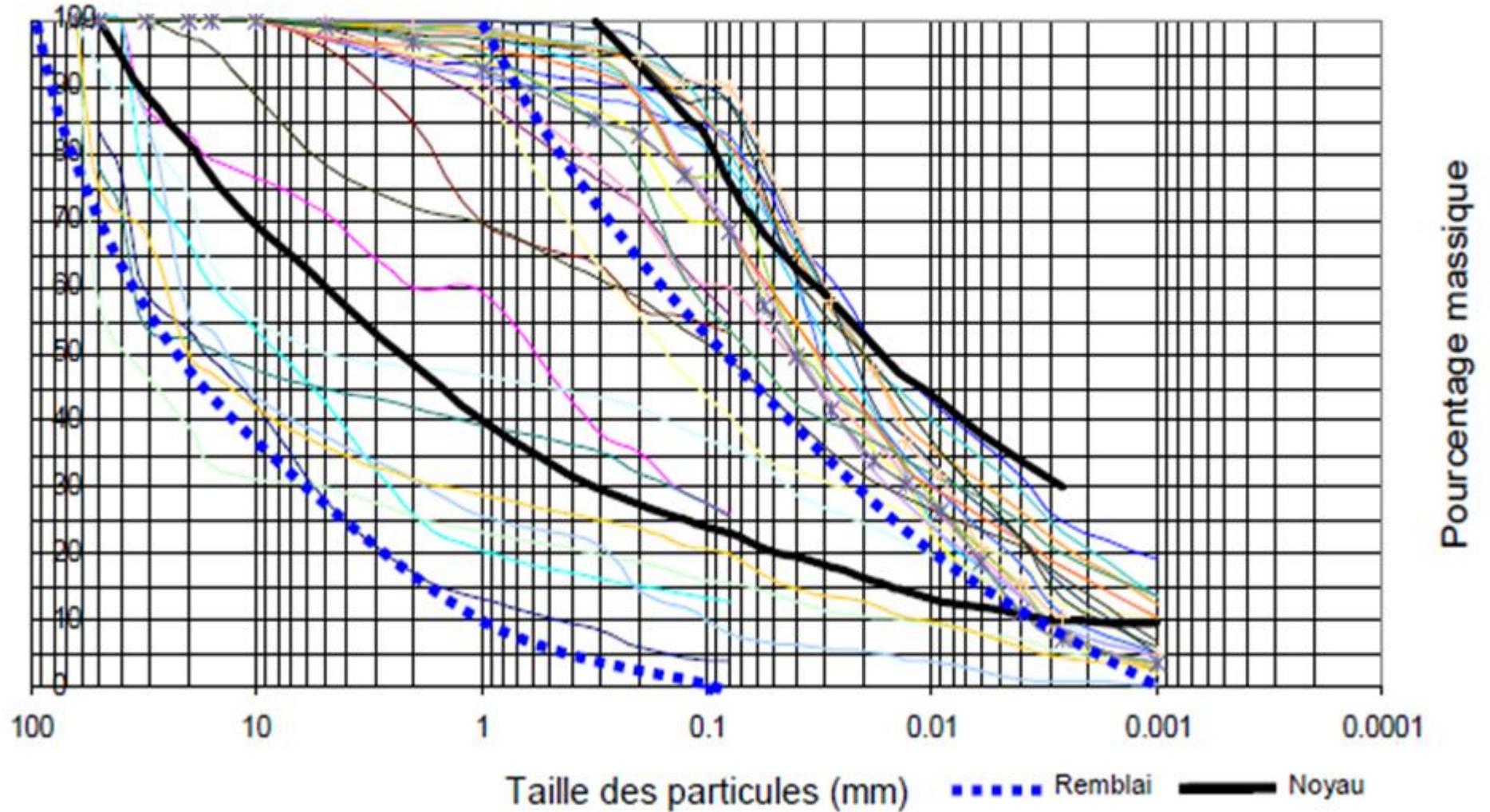
* gravier taille des particules comprises entre 2 mm et 20 mm

Les particules inférieures à 0.002 mm dans le tableau 2-9 représentent le pourcentage des argiles dans l'échantillon de sol. Il varie de 1% à 19%. Le matériau convenable pour le noyau argileux doit avoir un pourcentage d'argile supérieur à 10%. Une valeur égale à 8% pourra être

accepté, mais en dessous de cette valeur, le matériau doit être utilisé comme remblai en général. La granulométrie indique que le matériel est principalement constitué des particules de la taille des limons avec un pourcentage entre 38% et 47%. D'une façon générale, le pourcentage des particules de la taille d'argile ($< 0,002\text{mm}$) est compris entre 6 et 14% respectivement pour les puits P1 à P6 et P21 à P33 bis (voir tableau 2-10). Certains résultats de test indiquent un pourcentage d'argile inférieur à 6%, mais le matériel pourra être utilisé pour le noyau argileux.

La figure 2.1 comporte les courbes maximale et minimale de ce fuseau granulométrique pour les matériaux du remblai et le noyau de la digue.

Figure 2-01 : fuseau granulométrique pour les matériaux pour le remblai et le noyau de la digue



3-2) Limites d'Atterberg :

Les matériaux fin devant être utilisés comme noyau argileux on un index de plasticité compris entre 8 et 23. La limite de liquidité est comprise entre 25 et 43. Voir diagramme de plasticité et le tableau 2-11.

A partir des résultats fournis par la granulométrie et les limites d'Atterberg, il est possible de classer les sols en différentes catégories. Cette classification est contenue dans le tableau 2-12.

En appliquant le Système de classification unifié des sols aux sols sableux ou graveleux ainsi qu'aux matériaux bien classifiés, les valeurs de C_u devraient être > 4 et celles du C_c devraient se situer entre 1 et 3. Ces valeurs ont peu de signification pour les matériaux silteux et argileux de granulométrie fine .

3-3) Compactage (Proctor normal) :

Le test de Proctor normal définit la teneur en eau à laquelle la densité optimale est atteinte. En général, la teneur en eau optimale d'un sol est en rapport étroit avec l'indice de plasticité. Pour les matériaux devant être utilisés comme noyau argileux, une teneur en eau optimale entre 12 - 18% et une densité sèche maximale de 1,72 à 1,88 g/cm³ devrait être considérée si l'on tient compte des résultats des tests de Proctor. Les poids spécifiques contenus dans le tableau 2-11 sont ceux donc le barrage en remblai de Berkeche devrait avoir en utilisant la teneur en eau optimale de ce même tableau.

Les calculs faits pour parvenir aux résultats des essais Proctor ont été contrôlés par rapport au poids spécifique révisé. Dans la plupart des cas une bonne corrélation entre les courbes de saturations (à 100%),

Les différences les plus importantes proviennent du puits P1 (échantillon 0.80 - 2.20m) où un degré de saturation de 99% a été constaté en utilisant une valeur pour le poids spécifique de 2.54 et du puits P31 (échantillon 1.0 - 2,0m) où un degré de saturation de 97% a été constaté.

A partir des résultats des tests nous pouvons conclure que les matériaux sont convenables pour un barrage en remblai et à noyau argileux.

Tableau 2-11: Récapitulatif des résultats des essais relatifs à l'Essai de Proctor normal et Limite d'Atterberg

Puits No	Profondeur (m)	W _{nat.} (%)	δ_s (g/cm ³)	Limites d'Atterberg			Proctor normal		
				LL	LP	IP	W _{Opm} (%)	DSM (g/cm ³)	Sr (%)
P1	0.8-2.1	8,07	2,54	32,50	16,81	12,68	14,60	1,85	86
	2.2-2.5	3,64	-	-	-	-	-	-	-
	2.7-3.2	2,40	2,72	-	-	-	-	-	-
P2	1.05-1.2	14,43	2,72	38,50	18,08	18,42	-	-	-
	1.25-1.4	-	2,70	-	-	-	-	-	-
	1.5-1.3	11,78	-	-	-	-	14,03	1,83	76
	1.5-2.30	-	2,67	26	16,82	12,08	-	-	-
	2.5-2.7	-	2,66	-	-	-	-	-	-
P3	2.2-2.4	7,58	2,66	34	18,71	14,26	-	-	-
	2.5-2.7	-	2,72	-	-	-	-	-	-
	2.7-4.3	13,62	2,67	37,50	18,16	18,34	13,50	1,85	76
P4	0.7-1.7	-	-	34,50	18,83	14,67	-	-	-
	0.7-2.7	6,12	2,67	-	-	-	16	1,78	85
	2.3-2.5	-	-	43,50	23	-	-	-	-
	2.5-2.6	16,35	2,62	-	-	-	-	-	-
	3.2-3.4	-	2,62	-	-	-	-	-	-
P5	0.7-2.0	11,73	2,70	33,5	18,82	14,68	15,70	1,76	76
	0.9-1.2	12,25	2,65	-	-	-	-	-	-
	3.4-3.6	7,64	2,66	35,5	17,86	17,54	-	-	-
P6	0.5-0.7	-	2,70	-	-	-	-	-	-
	0.7-1.7	10,26	2,66	30,05	18	12,05	14,70	1,86	88
	1.4-1.7	12,25	2,66	33	18,78	13,21	-	-	-
	1.6-2.1	-	2,67	-	-	-	-	-	-
P21	1,5	6,34	2,72	41	18,85	21,15	-	1,76	83
P23	2.3-2.4	3,61	-	33	20,51	12,48	14,60	1,83	83
P26	1.0-2.5	2,61	2,66	-	-	-	13	1,88	80
P27	1.5-2.5	12,24	2,70	42	18,41	22,58	15,70	1,77	81
P28	1.0-2.5	8,26	2,66	-	-	-	18	1,72	85
	2.3-2.4	-	2,70	34	18,05	15,85	-	-	-
P29	1,6	6,36	2,66	28	17,52	10,48	14	1,83	76
P31	1.0-2.0	8,11	2,63	33	18,46	13,54	17,30	1,76	87
P33bis	2,8	4,46	2,72	25	16,26	8,71	15	1,82	84

DSM = Densité Sèche Maximale

(source ANBT)

D'après des résultats des deux essais en peut classer le sol dans chaque puits , elle est résumé dans le tableau 2-12

Tableau 2.12: Classification des Sols en Fonction de la Granulométrie et des Limites D'Atterberg

Puits	Profondeur (m)	Description (effectué sur le terrain)	D ₆₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Cu	Cc	PO.075 (%)	P4.76 (%)	LL	LP	IP	Classification
P1	0.80-2.00	Argiles, galets et graviers	0,057	0,013	0,003	19	0,988	67	98	32,50	19,81	13	CL
P1	2.20-2.50	Galets, graviers et argiles	2,142	0,132	0,080	26,775	0,102	26	68	-	-	-	-
P1	2.70-3.20	Galets, graviers et sables	31,50	5,532	0,451	69,844	2 154	4	28	-	-	-	-
P2	1.05-1.20	Argile sableuse	0,003	0,012	0,041	13,667	1 172	77	100	38,50	19,08	19	CL
P2	1.25-1.40	Argile sableuse avec graviers et galets	13,128	0,044	0,003	4 376	0,049	35	50	-	-	-	-
P2	1.50-2.70	Argile sableuse avec quelques graviers et galets	50,706	4,989	0,014	3621,86	35,06	15	30	29	16,92	12	GC
P2	0.9-1.20	Argile	0 026	0,004	0,001	26	0,615	78	98	-	-	=	-
P3	2.20-2.40	Argile sableuse	0,252	0,026	0,002	126	1 341	40	98	34	19,71	14	se
P3	2.50-2.70	Graviers, galets et sable	21,2663	1,753	0,101	210,5	1 431	7	37	-	-	-	GP-
P3	2.70-4.30	Argile sableuse	0,079	0,0012	0,003	26,33	0,608	60	97	37,50	18,16	19	CL

Tableau 2.12: (suite)

Puits	Profondeur (m)	Description (effectué sur le terrain)	<i>D</i> ₆₀ (mm)	<i>D</i> ₃₀ (mm)	<i>D</i> ₁₀ (mm)	Cu	Cc	PO.075 (%)	P4.76 (%)	LL	LP	IP	Classification
P4	0.70-2.70	Argiles	0,056	0,015	0,003	18,67	1,339	67	100	34,50	19,83	15	CL
P4	2.50-2.60	Argiles	0,03	0,008	0,003	10	0,711	88	100	43,5	23	21	CL
P4	3.20-3.40	Galets, graviers et sables	15,757	2,488	0,08	196,963	4,911	13	43	-	-	-	-
P5	0.70-2.00	Argiles	0,031	0,004	0,001	81	0,516	79	99	33,5	18,82	15	CL
P5	0.90-1.20	Argiles	0,039	0,01	0,002	19,5	1,282	80	97	-	-	-	-
P5	3.40-3.60	Galets, graviers et sables dans matrice argileuse	0,051	0,011	0,003	17	0,791	73	99	35,5	17,96	18	CL
P6	0.50-0.70	Galets, graviers et sables	25,817	1,409	0,012	2151,41	6,408	18	36	-	-	-	-
P6	0.70-1.70	Argile sableuse	0,104	0,08	0,08	1,294	0,769	56	99	30,05	18	12	CL
P6	1.40-1.70	Argile sableuse	0,249	0,08	0,08	3,111	0,321	54	95	33	19,79	13	CL
P6	1.90-2.10	Blocks, galets et graviers dans matrice argileuse	34,047	0,143	0,08	425,585	0,008	26	45	-	-	-	-
P21	1,5	Argiles, sables graveleux avec galets et blocs	0,033	0,006	0,001	33	1,091	81	99	41	19,85	21	CL
P23	2.30-2.40	Argiles sablo graveleuses	0,053	0,01	0,001	53	1,886	67	97	33	20,51	12	CL
P26	1.00-2.50	Argiles, sables, graviers et galets	0,13	0,022	0,003	43,33	1,241	48	98	-	-	-	-
P27	1.50-2.50	Argiles limoneuses	0,061	0,013	0,004	15,25	0,693	66	99	42	19,41	23	CL
P28	1.00-2.50	-	0,03	0,007	0,002	15	0,817	85	100	-	-	-	-
P28	2.30-2.40	-	-	-	-	-	-	-	-	34	18,05	16	-
P29	1,6	Argiles sableuses, galets, graviers et cailloux	0,117	0,008	0,001	117	0,547	52	99	28	17,52	10	CL
P31	1.00-2.00	Argiles	0,037	0,006	0,002	18,5	0,487	83	99	33	19,46	14	CL
P33BiS	2,8	Argiles graveleuses	0,246	0,016	0,002	123	0,52	49	78	25	16,29	9	GC

Tableau 2-13: Corrélation entre la classification unifiée des sols et la performance du Barrage

Classification Unifiée du sol	Perméabilité relative	Coefficient de Perméabilité (m/s)	Résistance au cisaillement relative	Résistance relative au Renard	L'aptitude relative à travailler avec le matériau
CL	Très bas	$10^{-10} - 10^{-8}$	Moyenne	Forte	Bonne à moyenne
GC	Très bas	$10^{-10} - 10^{-7}$	Forte	Forte	Très bonne
SG	Très bas	$10^{-10} - 10^{-6}$	Forte à moyenne	Forte à moyenne	Bonne à moyenne
GP	Moyenne à élever	$10^{-5} - 10^{-3}$	Forte	Forte	Très bonne

Les matériaux sur le site de Berkeche étant constitué en grande partie des limons (38 à 47%) et sable (27 à 33%) ne posera pas de problème de gonflement et de compressibilité de leurs structure de base.

3-4) Essais Chimiques :

La teneur en CaCO₃ d'un sol fin est un bon indice de sa résistance mécanique et de sa sensibilité à l'eau. Des tests chimiques ont été réalisés en laboratoire pour pouvoir déterminer la teneur du sol en CaCO₃

Tableau 2-14: essai chimique de la teneur en CaCO₃

Sondage ou Puits	Profondeur (m)	Sulfates SO ₄ ⁻	Carbonates CaCO ₃
P1	0.80-2.10	N-D	34,40
	2.20 - 2.50	N-D	44,72
P2	1.05 - 1.20	N-D	26,66
	1.50-2.30	N-D	29,24
P3	2.20 - 2.40	N-D	35,26
	2.70-4.30	N-D	30,10
P4	0.70 - 2.70	Traces	29,24
	2,60	N-D	18,06
P5	0.70 - 2.00	N-D	24,08
	0.90-1.20	N-D	26,66
	3.40 - 3.60	N-D	17,20
P6	0.70-1.70	N-D	41,28
	1.40 - 1.70	0,10	33,54
P21	1,50	0,12	33,54
P27	1.50-2.25	0,15	24,94
P28	1.00-2.50	N-D	25,80
P29	1,50	N-D	38,70
P31	1.00-2.00	Traces	7,74
P33	2,80	N-D	58,48

classifier des sols dans le tableau 2-15. Selon cette classification, (François Schlosser, 1984, page 17) le sol aura des propriétés mécaniques intermédiaire entre celui de la marne et celui de l'argile marneuse.

Les caractéristiques des matériaux, particulièrement la granulométrie et les limites d'Atterberg, indiquent que les matériaux conviennent à l'utilisation en remblais. Il n'y aura aucun risque significatif pour le CaCO₃ à subir aux lessivages de la digue, parce que le remblai serait bien compacte, et aurait une perméabilité peu importante et en plus, l'eau dans le bassin versant serait certainement saturée dû à la géologie de la région.

En plus, pendant l'exploitation des zones d'emprunts, il y aura un degré considérable de combinaison entre matériaux qui apporterait une bonne influence sur les couches isolées où il peut exister des concentrations de matériaux avec un taux de CaCO₃ plus élevé.

Tableau 2-15: Classification des sols en fonction de la teneur en CaCO₃

N° du Puits	Profondeur (m)	Description du sol	Classification
P1	0.80-2.10	Argile avec nodule calcaire	Marne
	2.20-2.50	Galets et gravier dans matrice argileuse	Marne
P2	1.05-1.20	Argile légèrement sableuse	Argile marneuse
	1.50-2.30	Argile avec graviers et galets	Argile marneuse
P3	2.20-2.40	Argile sableuse	Marne
	2.70-4.30	Argile sableuse	Marne
P4	0.70-2.70	Argile	Argile marneuse
	2,60	Argile	Argile marneuse
P5	0.70-2.00	Argile	Argile marneuse
	0.90-1.20	Argile	Argile marneuse
	3.40-3.60	Alluvion dans matrice argileuse	Argile marneuse
P6	0.70- 1.70	Argile sableuse	Marne
	1.40- 1.70	Argile sableuse	Marne
P21	1,50	Sable graveleux avec galet et blocs	Marne
P27	1.50-2.50	Argile limoneuse	Argile marneuse
P28	1.00-2.50		Argile marneuse
P29	1,50	Argile légèrement sableuse	Marne
P31	1.00-2.00	Argile	Argile
P33 bis	2,80	Argile légèrement graveleuse avec nodule calcaire	Marne

VIII – MATERIAUX DE CONSTRUCTION

Dans la première zone située près de la digue on note la présence de couches argileuses d'une épaisseur moyenne de 2 m. Sur la rive gauche de l'oued Berkeche, on rencontre des argiles grises, très plastiques (entre les sondages S15 et S16). Ces argiles grises de faible extension cèdent la place à des argiles rouges plastiques légèrement sableuses (entre les sondages S16 et S20).

Sur la rive droite on trouve plutôt des argiles sableuses friables renfermant une concrétion blanchâtre altérée qui semble être de l'anhydrite. Compte tenu de la faible superficie prospectée le volume des argiles n'a pas été estimé.

Dans la deuxième zone située à environ 1.5 km en amont de la digue (voir Dessin No 9981 CEN 30 Rev 3) l'examen des successions lithologiques rencontrées dans les puits montre la présence de niveaux argileux de couleur grise, dont l'épaisseur varie entre 2 et 3 m. Plus en amont le long de l'oued Berkeche, ces argiles grises, plastiques peuvent atteindre jusqu'à 4 mètres d'épaisseur. La superficie planimètre de la zone en question est de 135 000m².

Pour une épaisseur moyenne de 3 mètres le volume d'argile est :

$$V = 135\,000 \times 3 = 405\,000 \text{ m}^3$$

Le commentaire suivant peut être fait sur le niveau statique de la nappe dans les zones d'exploitation. Dans le sondage, particulièrement au niveau de la digue, le niveau statique est de l'ordre de 4,5 et 6,87m. L'excavation dont la profondeur ne dépasse pas quatre mètres, n'a donc pas atteint ce niveau-là.

A) Les alluvions

En dessous des horizons argileux, on note dans les puits la présence de niveaux graveleux – sableux, l'épaisseur apparente varie entre 1 et 2 m, mais il est difficile de connaître leur épaisseur réelle ainsi que leur extension sans faire des investigations plus poussées. Suffisamment de quantités de matériaux de remblai ordinaire sont disponibles aux lieux de la confluence des oueds Berkeche et Delliz et aussi en amont, le long de la rive de l'oued Berkeche.

Au niveau de la fondation, nous n'avons pas rencontré de matériaux alluvionnaires dans les puits réalisés, notamment les puits P27, P28 et P30, très proches du lit de l'oued. La réalisation de puits dans le lit de l'oued n'est pas justifiée, car les berges de ce dernier sont peu profondes.

La profondeur des puits réalisés étant de l'ordre de 3m, la cote du lit de l'oued se trouve par conséquent largement dépassé. Les seules alluvions, que nous avons rencontrées au niveau de la digue sont superficielles. Elles ne couvrant que le lit de l'oued et leurs épaisseurs sont très faibles.

B) Les Granulats

A la limite sud de la deuxième zone en rive gauche de l'oued Berkeche, on observe une barre rocheuse constituée de deux bancs de grès calcaire,

Cette barre rocheuse dont l'épaisseur est de 60 m, de longueur 150 m et de hauteur 40 m est susceptible de fournir un volume d'environ 360 000 m³ de granulats.

La carrière de Hassi El-Ghela sera considérée pour l'approvisionnement en matériau de construction (rip rap, agrégat de béton et les filtres) parce qu'il n'existe aucune autre carrière dans les environs immédiats du barrage de Berkeche. La région de barrage de Berkeche est à dominance marneuse calcaire.

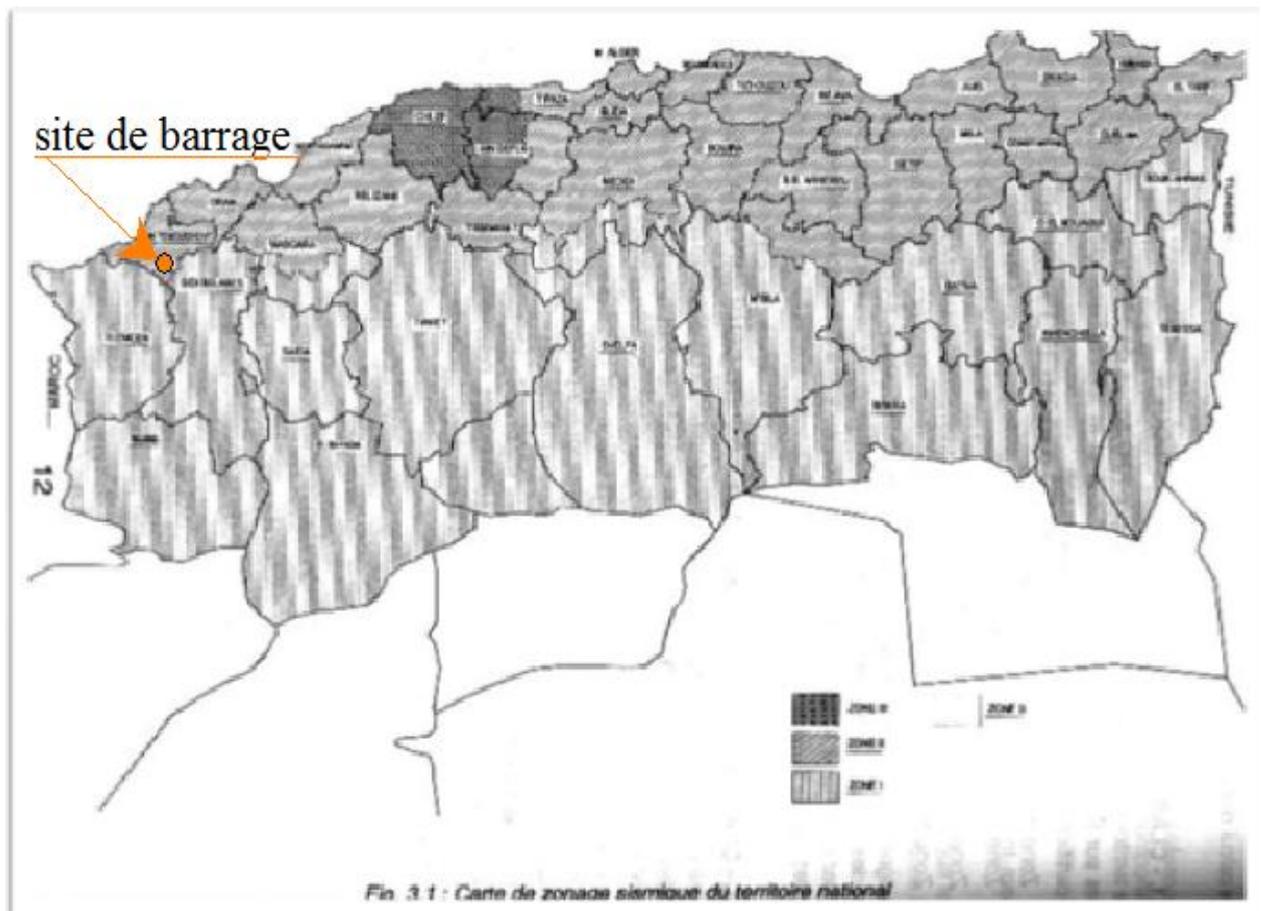
IX - Etude sismique du site de barrage de Berkeche

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités

et collectivités locales, Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région magrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques) Le site de notre barrage est situé dans la zone « II a » comme il est représenté sur la figure II-2 et d'après l'importance de l'ouvrage on peut le classer sur le groupe 1B, d'accélération sismique donnée par l'application de RPA99 Ves 2003 est égal $a = 0.25$

la figure II-2 : la figure de zonage sismique de territoire algérien



2ème partie : Etude d'avant projet détaillé de la digue

Chapitre I : Etude hydrologique

Introduction:

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

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

I. Le bassin versant :

Les travaux sous cité sont effectués sur des cartes d'état major de Oued Berkeche et de Besbes à l'échelle 1/50.000 , cette carte permet de délimiter le bassin versant qui alimentent la cuvette de barrage Berkeche en passant par les lignes de partage des eaux et les crêtes . La Fig I.01 présente la délimitation du bassin versant au droit du barrage Berkeche

I. 1- Caractéristiques générales des bassins versant :

I.1.1- Caractéristiques géométriques :

Tout les surfaces et les longueurs sont calculer à l'aide de l'AUTOCAD

- **Surface du bassin versant :**

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

$$S = 106 \text{ Km}^2$$

- **Périmètre du bassin versant:**

$$P = 47 \text{ Km}$$

- **Longueur du talweg principal:**

C'est le talweg le plus long il est de : $Lp = 31,5 \text{ Km}$

Il est représenter sur la carte ci-dessous figure I-2

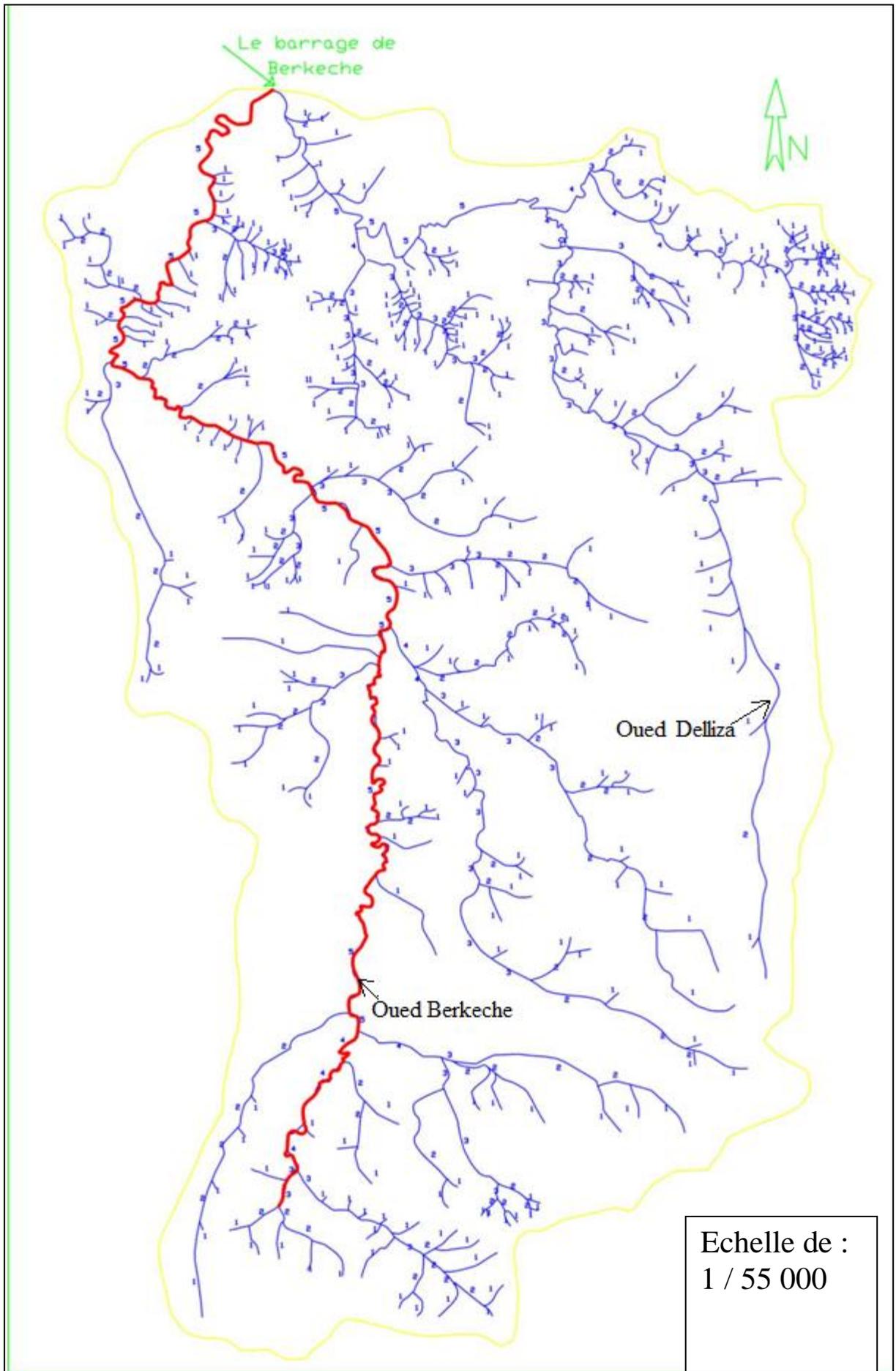


Figure I-2 : Réseau hydrographique du bassin d'oued Berkeche (source ANBT)

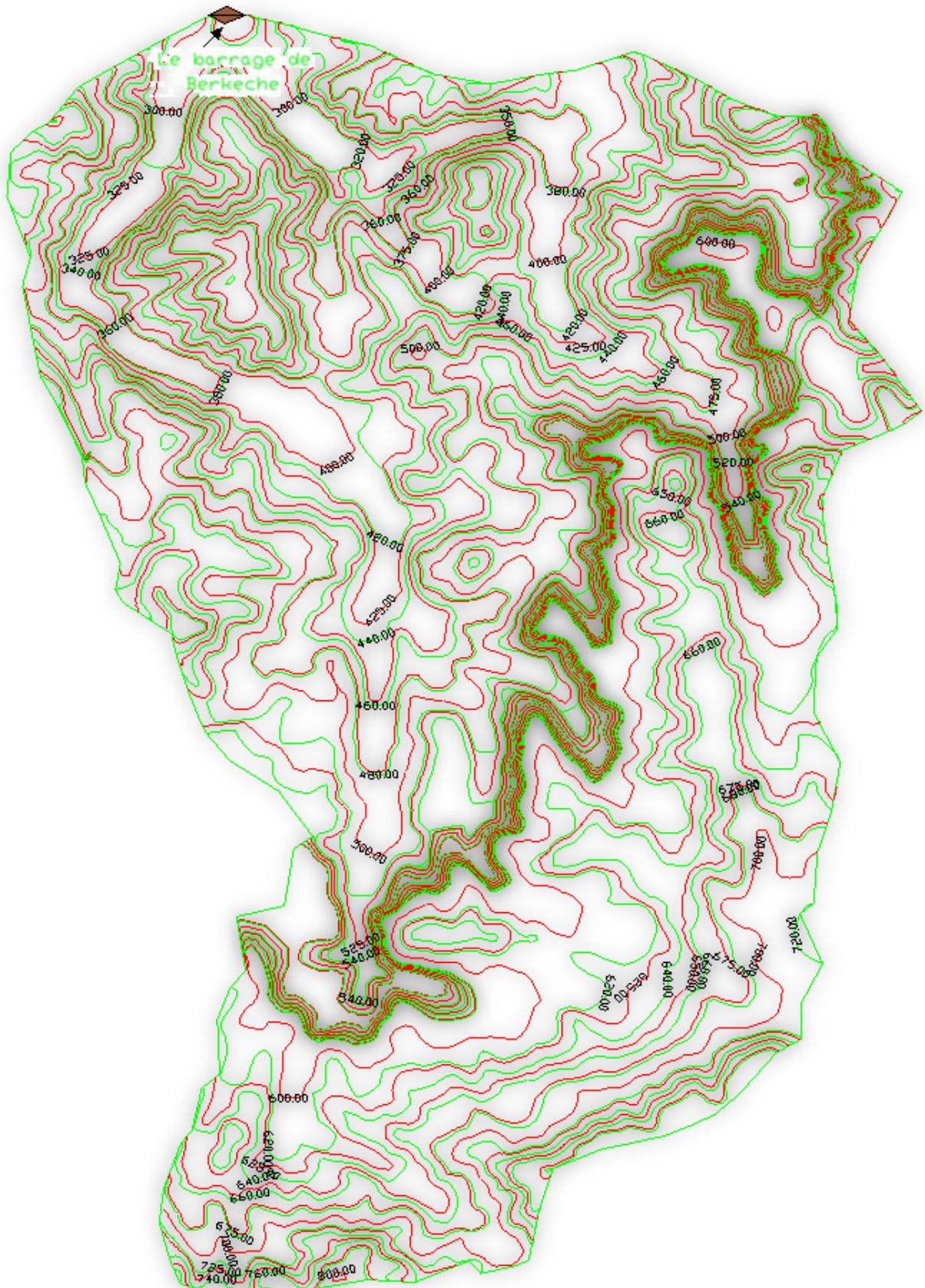


Fig I.3 : Plan altimétrique du bassin versant. (source Google Earth)

I.1.2- Caractéristiques hydro morphologiques :

- **Indice de compacité (GRAVELIUS):**

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(I-1)$$

P : périmètre du bassin versant.

S : surface du bassin versant.

$$K_c=1.27$$

Si $K_c = 1,128 \Rightarrow$ bassin ramassé

Si $K_c > 1,128 \Rightarrow$ bassin allongé

Selon la valeur de K_c on pourra dire que notre bassin est **allongé**.

- **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation : $K_a = L^2 / S \dots\dots\dots (1-2)$

L : la longueur du talweg principal $L = 27\text{Km}$

S : la superficie du bassin versant. $S = 168,5 \text{ Km}^2$

$$K_a=4,32$$

- **Rectangle équivalent:**

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les basins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement.

Ainsi que ces deux paramètres rentrent dans des formules par la suite.

La longueur est donnée par la formule

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (1-3)$$

$$l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(1-4)$$

$$L = 17,29 \text{ Km}$$

$$l = 6,21 \text{ Km}$$

le rectangle équivalent est représenté sur la figure I-4

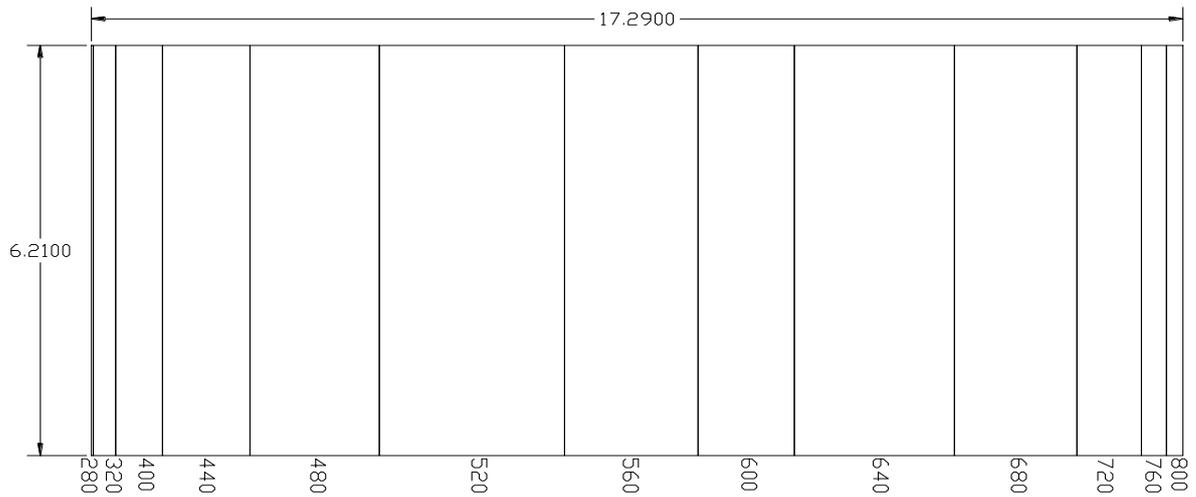


Figure I-4 : rectangle équivalent

I.1.3- Caractéristiques hydrographiques :

- **Hypsométrie du bassin versant**

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

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

A partir du tableau I-1, le pourcentage des aires partielles est déterminé on et courbe hypsométrique est tracée sur laquelle l'altitude médiane est lue.

Tableau I-1: Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (m)	S_i (km ²)	H_i (m)	S_i (%)	S_i cum (%)
260÷300	0,16	40	0,16	100,00
300÷340	1,86	40	1,76	99,84
340÷380	3,88	40	3,67	98,09
380÷420	7,26	40	6,86	94,42
420÷460	10,73	40	10,15	87,55
460÷500	15,37	40	14,53	77,41
500÷540	15,17	40	14,34	62,87
540÷580	11,08	40	10,48	48,53
580÷620	7,99	40	7,56	38,06
620÷660	13,28	40	12,56	30,50
660÷700	10,17	40	9,62	17,94
700÷740	5,35	40	5,06	8,32
740÷780	2,08	40	1,97	3,27
780÷820	1,37	40	1,30	1,30

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure I-5.

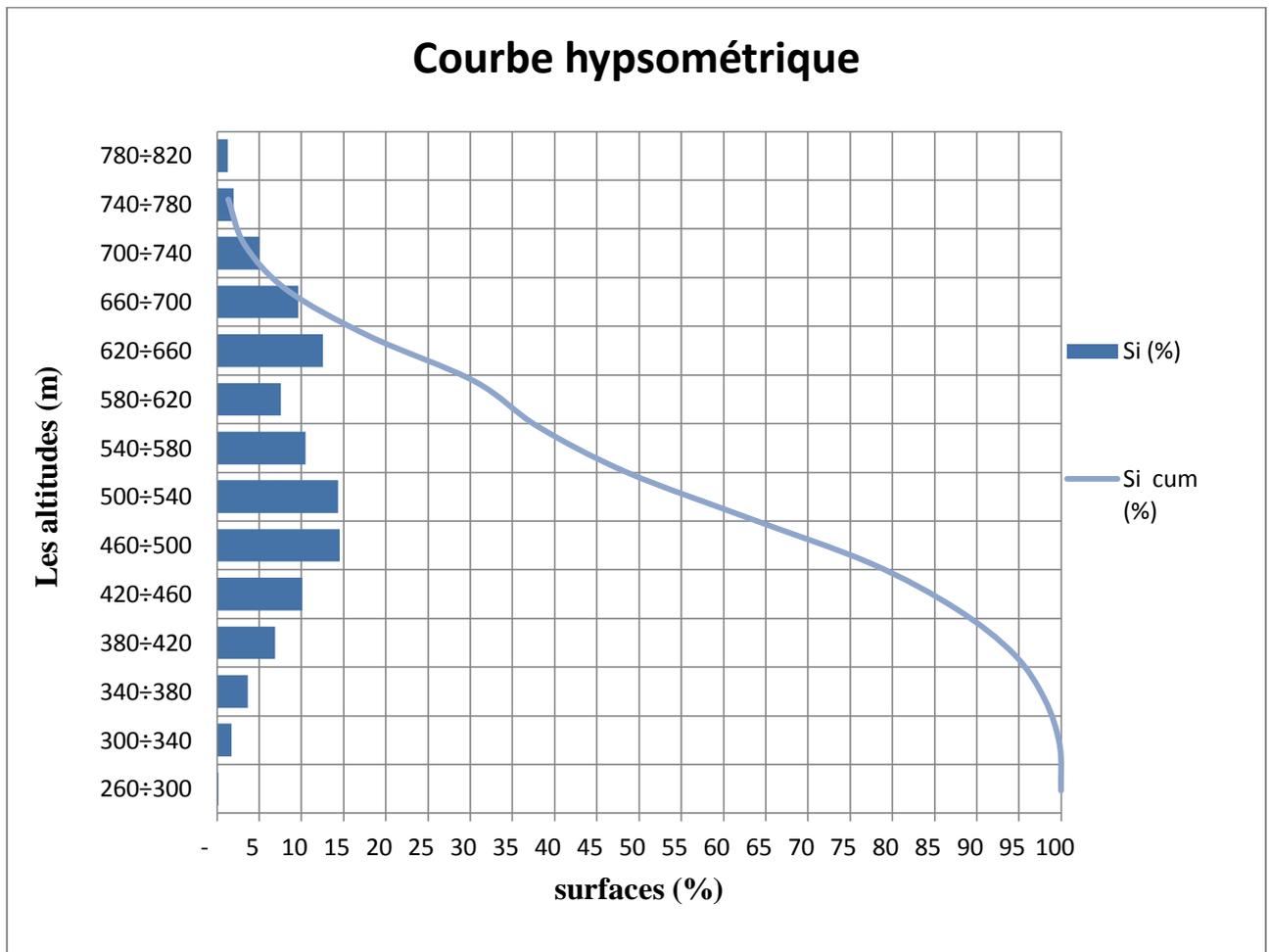


Figure I-5 : Courbe hypsométrique

- **Altitude médiane:**

L'altitude médiane est H_{med} est lue sur la courbe hypsométrique :

$$H_{\text{med}} = 560 \text{ m}$$

- **Altitude moyenne:**

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i H_i}{\bar{S}} \dots\dots\dots (1-5)$$

S_i : surface partielle entre deux courbe de niveaux (Km^2)

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

\bar{S} : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$H_{\text{moy}} = 537 \text{ m}$$

- **Indice de pente globale:**

L'indice de Roche étant cependant trop long à évaluer pour des études rapides, on a proposé un indice encore plus simple , Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (1-6)$$

Avec: $D = H_{5\%} - H_{95\%}$

$H_{5\%} = 720 \text{ m}$

$H_{95\%} = 380 \text{ m}$

$$D = 340 \text{ m.}$$

L : la longueur du rectangle équivalent.

$$\boxed{I_g = 2\%}$$

- **Indice de pente moyenne I_{pm} :**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}}{L} \dots\dots\dots (1-7)$$

$$\boxed{I_{pm} = 0,32\%}$$

L'estimation de I_p est plus simple que celle de I puisque l'on travaille sur le rectangle équivalent. Par ailleurs, la valeur de I est peu affectée par le choix de D (une dizaine de classes suffit pour bien estimer I_p).

- **Indice de pente ROCHE I_p :**

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (1-8)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

D_i : la dénivelée 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

Tableau I-2: détermination de la pente Roche Ip

altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	km ²	%	
260÷300	40	0,16	0,16	2,57
300÷340	40	1,86	1,76	8,63
340÷380	40	3,88	3,67	12,45
380÷420	40	7,26	6,86	17,04
420÷460	40	10,73	10,15	20,72
460÷500	40	15,37	14,53	24,79
500÷540	40	15,17	14,34	24,63
540÷580	40	11,08	10,48	21,05
580÷620	40	7,99	7,56	17,88
620÷660	40	13,28	12,56	23,05
660÷700	40	10,17	9,62	20,17
700÷740	40	5,35	5,06	14,62
740÷780	40	2,08	1,97	9,12
780÷820	40	0,16	1,30	7,41
Somme				

$$Ip=1,66$$

- **Dénivelée spécifique :**

L'indice Ig décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente, il était donc difficile de comparer des bassins de tailles différentes. La dénivelée spécifique D_s ne présente pas cet inconvénient : elle dérive de la pente

globale Ig en la corrigeant de l'effet de surface admis étant inversement proportionnel à \sqrt{A} : $D_s = Ig \sqrt{S}$

..... (1-9)

d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quelque soit sa surface. Elle est donnée par la formule :

Tableau I-3: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

R1	Relief très faible	D _s <10 m
R2	Relief faible	10 m<D _s <25 m
R3	Relief assez faible	25 m<D _s <50 m
R4	Relief modéré	50 m<D _s <100 m
R5	Relief assez fort	100 m<D _s <250 m
R6	Relief fort	250 m<D _s <500 m
R7	Relief très fort	500 m<D _s

$$Ds=21$$

Dans notre cas le relief est faible et l'écoulement est moins rapide

I.1.4- Caractéristiques physiographiques :

- **Densité de drainage Dd :**

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

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (1.10)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 155 Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km^2).

Soit : $D_d = 1,46 km/km^2$

- **Densité du thalweg élémentaire:**

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (1.11)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=315$.

S : Superficie du bassin versant.

Soit : $F_1 = 3 thalweg/km^2$

- **Coefficient de torrentialité :**

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (1.12)$$

AN: $C_t = 4,38 Km^{-3}$

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.

- **Temps de concentration du bassin versant t_c :**

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 notamment calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI** (1937) soit :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (1.13)$$

Avec :

S : surface du bassin versant (Km²) ;

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

L_{cp} = 31,5Km.

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

Soit : $t_c = 4,75$ heures

• **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 :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (1.14)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

Soit : $V_r = 1,84$ m/s

Tableau I.4 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	106
Périmètre		P	km	46
Longueur du thalweg principal		L	km	31,5
Indice de compacité		K _C		1,27
Coefficient d'allongement		K _a		4,32
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	17,29
	largeur	l _r	Km	6,21
Altitudes	maximale	H _{max}	m	800
	moyenne	H _{moy}	m	537
	médiane	H _{med}	m	560

	minimale	H_{\min}	m	260
Indice de pente de Roche		I_p	m/Km	1,66
Indice de pente globale		I_g	m/Km	2
Indice de pente moyenne		I_{pm}	m/Km	0,32
Densité de drainage		D_d	Km/Km ²	4,585
Coefficient de torrencialité		C_t	Km ⁻³	4,38
Temps de concentration		T_c	h	4,75
Vitesse de ruissellement		V_r	m/s	1,84

I.1.5- Caractéristiques climatiques du bassin versant :

I.1.5.1- Acquisition des données :

Les données de pluviosité pour la région à être étudiée furent obtenues par l'Agence Nationale des Ressources en Eau (ANRH) ainsi que qu'à travers l'Office National de Météorologie (ONM). Les données consistent d'observations journalières, présentées sous la forme de tableau mensuel avec les valeurs accumulées. Les valeurs de la pluviosité annuelle furent déterminées par l'addition des valeurs journalières et mensuelles.

Les stations pluviométriques utilisées dans les calculs hydrologiques sont représentées dans la figure 1-6 qui sont 04-02-01 et 04-02-03

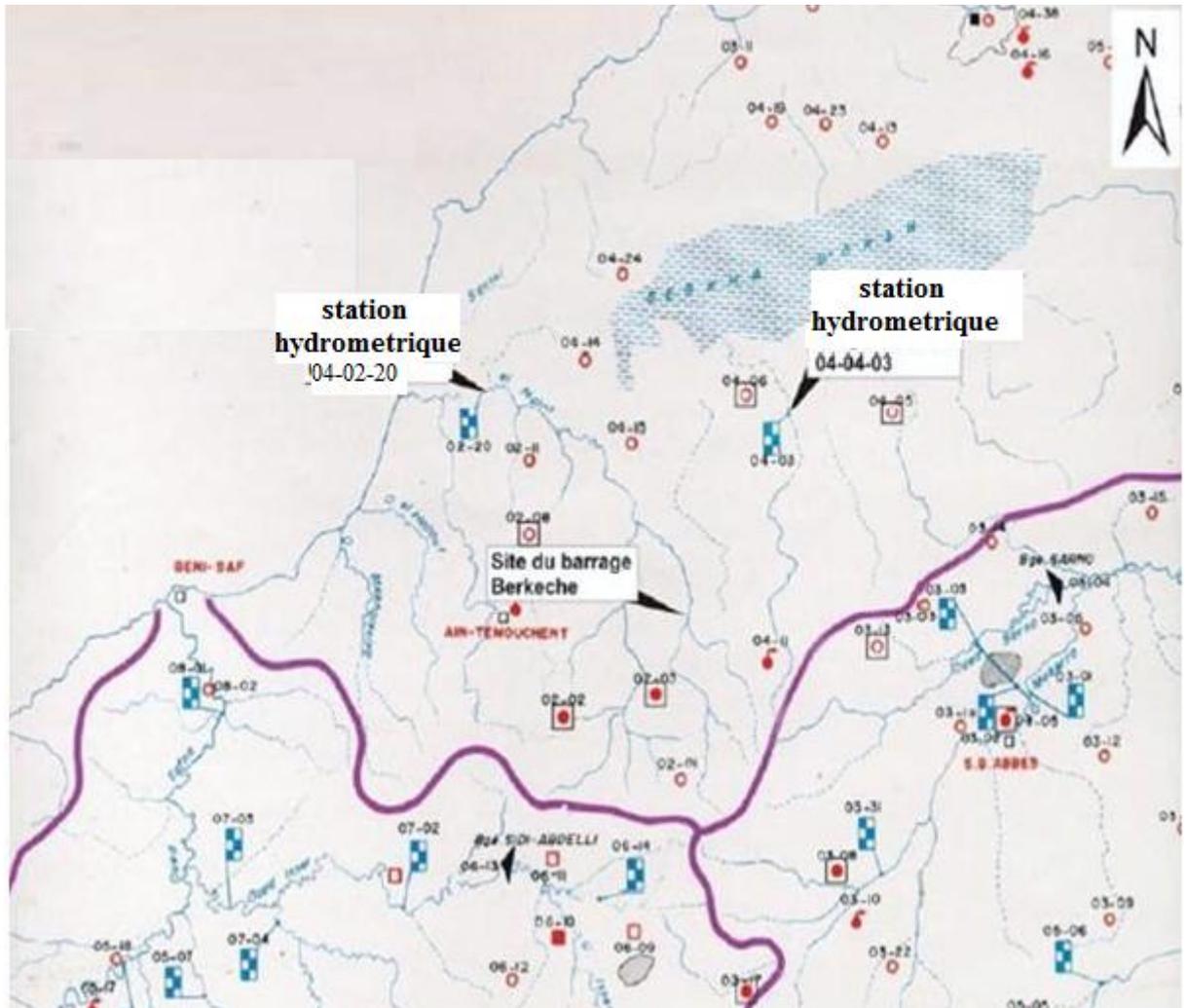


Figure I-6 : les stations pluviométriques disponibles dans la zone d'étude

I.1.5.2- Climat :

Le bassin versant de Berkeche et celui de l'Oued Besbes, qui lui est adjacent, sont sujets à des précipitations en hiver : environ 80% des précipitations moyennes annuelles ont lieu entre novembre et avril.

Les étés sont généralement chauds et secs, avec une évaporation généralement élevée. L'évapotranspiration moyenne annuelle est de l'ordre de 1 350 mm.

Les températures mensuelles moyennes varient entre 12,7 °C en janvier et 24,7 °C en août.

Le **Tableau I-5** résume les températures moyennes mensuelles, les heures d'ensoleillement, l'humidité, la vitesse du vent et l'évapotranspiration mesurées à la station climatique de BeniSaf, qui est située à environ 50 km à l'ouest du site du barrage de Berkeche et de son bassin versant. Bien que la station à BeniSaf soit une station côtière,

Tableau I-5: Résumé des Données Climatiques Moyennes Mensuelles Mesurées à la Station Climatique de Benisaf

Elément	Mois											
	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	juil	Aou	SEP	Oct	Nov	Dec
Température °C	12,70	13,40	14,50	16,10	18,40	21,60	24,20	24,70	22,90	19,80	16,60	14,20
Heures de soleil(h)	6,50	7,60	7,20	9,00	9,40	9,50	10,50	9,70	8,00	7,10	7,10	5,50
Humidité (%)	71,8	77,0	78,8	73,6	75,0	77,3	78,6	76,0	77,4	78,4	75,8	72,8
Vitesse du vent (m/s)	2,32	2,26	2,46	3,10	1,97	2,22	1,52	1,47	1,70	1,90	2,00	2,07
Evapotranspiration (mm)	52	63	98	122	149	166	187	175	130	92	56	46

A. EVAPORATION :

L'évaporation mensuelle doit être utilisée dans la modélisation d'un bassin versant : simulation d'évaporation des surfaces des réservoirs et calcul de la demande relative à l'irrigation L'évapotranspiration (ETP), qui se base sur la formule de Penman et qui utilise les données de la station de BeniSaf, était disponible. Le **Tableau 3-3** donne la liste de l'évapotranspiration moyenne mensuelle et annuelle de la station de BeniSaf, et la Figure I-7 illustre les isolignes de l'Évapotranspiration Moyenne Annuelle pour les bassins versants du barrage de Berkeche et de la station hydrométrique 04-04-03. La carte de l'évapotranspiration a été obtenue par l'Agence National de Ressources Hydraulique (ANRH, 2000). Les isolignes de cette carte furent utilisés afin de déterminer l'Evapotranspiration Moyenne Annuelle (EMA) pour le bassin versant du site du barrage de Berkeche et de la station hydrométrique 04-04-03.

L'EMA du barrage de Berkeche a été calculée pour être identique à l'EMA mesurée à la station de BeniSaf, alors que l'EMA pour le bassin versant 04-04-03 était légèrement plus élevé (1 347 mm).

Tableau I-6: Evapotranspiration, par le calcul de Penman (En mm)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
ETP (mm)	52	63	98	122	149	166	187	175	130	92	56	46	1336
ETP (%)	3,9	4,7	7,3	9,1	11,2	12,4	14,0	13,1	9,7	6,9	4,2	3,4	100

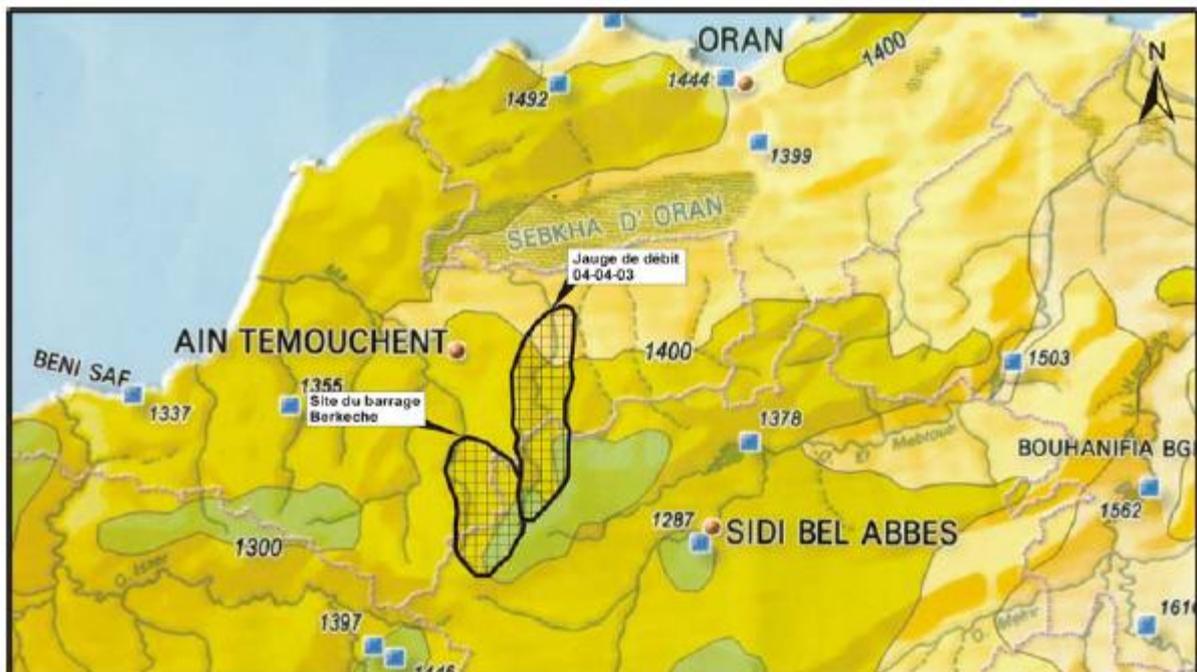
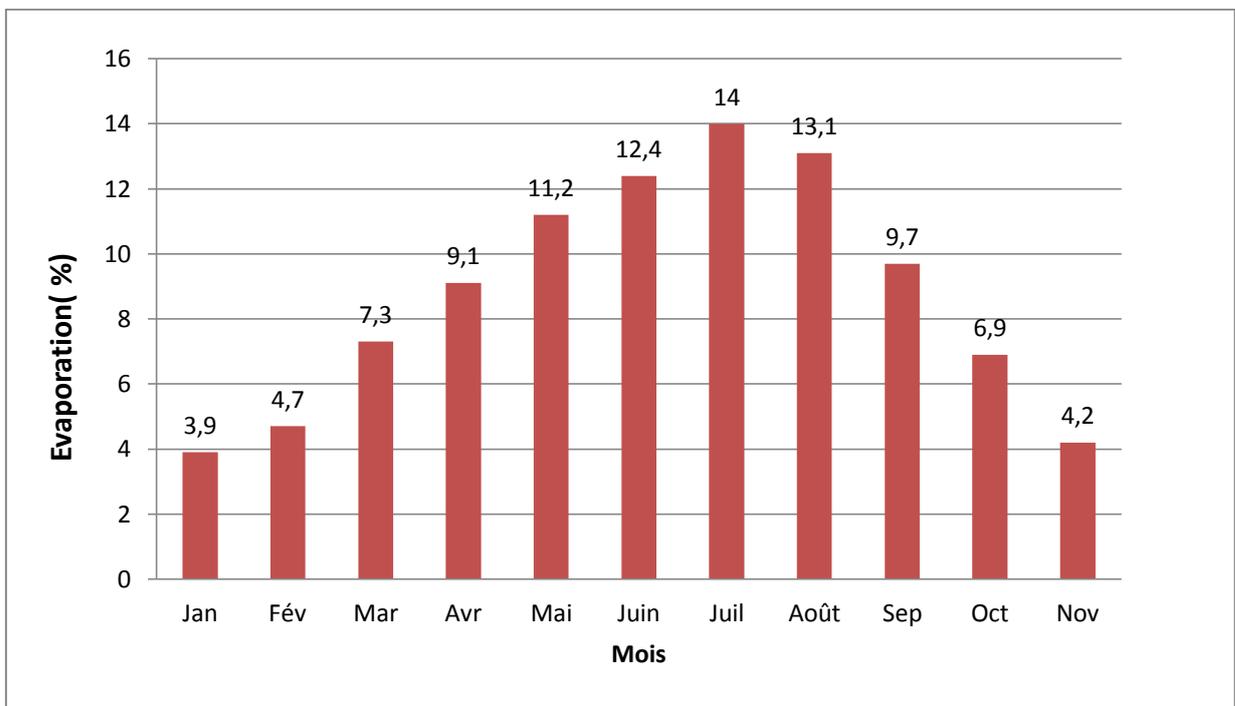


Figure I-7: Evapotranspiration Moyenne Annuelle (source ONM)

B. PRECIPITATIONS :

1. PRECIPITATIONS ENREGISTREES

Tableau I-7 : Les stations utilisées pour calculer le Pourcentage des données des Précipitations et hydrométrie du Bassin Versant Berkeche

Station	Code	Non de la Station	Les coordonnées			Année de service	N(ans)
			X(Km)	Y(km)	Z(km)		
Station	04-02-20	Oued	L'avale de oued MELAH			1972/1997	29

Hydrométrie		MELAH					
Stations Pluviométriques	04-02-03	Oued Berkeche	165,1	220,15	450	1943/2004	61
	04-02-01	AOUBELLIL	163,95	210,55	610	1951/2002	51

Source : A.N.R.H

2. PRECIPITATIONS MOYENNES ANNUELLES (PMA) :

Une carte isohyète des bassins versants du site du barrage de Berkeche et de la station hydrométrique 04-04-03 est indiquée sur la **Figure I-8**. Cette carte, fournie par l'ANRH préparée en 1993, est au 1:500 000. On notera qu'elle exclut les précipitations entre 1960 et 1969.

La carte isohyète a été utilisée pour déterminer les PMA des bassins versants (site du barrage de Berkeche et station hydrométrique 04-04-03). Une PMA de 450 mm a été déterminée pour le bassin versant du barrage de Berkeche et une PMA de 440 mm a été déterminée pour le bassin versant de la station hydrométrique 04-04-03. Les compilations de la PMA du bassin versant fut alors vérifié en déterminant les PMA enregistrés aux stations pluviométriques des deux bassins versants voisins .

La PMA du bassin versant du site du barrage de Berkeche furent basée sur la contribution proportionnelle de chaque station pluviométrique. Pour le bassin versant du site du barrage de Berkeche, les stations pluviométriques 04-02-03, 04-02-01 furent utilisées alors que les stations pluviométriques 11-03- 17 et 04-04-06 furent utilisées pour le bassin versant de l'Oued Besbes. La PMA pour les bassins versants de l'Oued Berkeche et de l'Oued Besbes ont été déterminé en utilisant la méthode de superficie pondérée comme étant 430 et 445mm respectivement.

Les valeurs obtenues sur la carte isohyète sont de 440 et 450 mm ce qui confirme les valeurs obtenues par les calculs. Les cartes isohyètes sont généralement préparées suivant une étude des paramètres régionaux et prennent en compte les variabilités de la pluviométrie enregistrée aux stations les plus représentatives. Les cartes isohyètes prennent aussi en considération la topographie en générale. Suivant ce qui est dit ci dessus, il semble plus aisé de déterminer les PMA en utilisant les cartes isohyètes au lieu d'utiliser les précipitations enregistrées de la région.

Il existe une similarité entre la pluviométrie des bassins versants des oueds Besbes et Berkeche basée sur des valeurs des PMA de 440 et 450 mm respectivement. Ceci est compréhensible étant donné que les deux bassins versants sont l'un à coté de l'autre et doivent donc avoir des précipitations similaires.

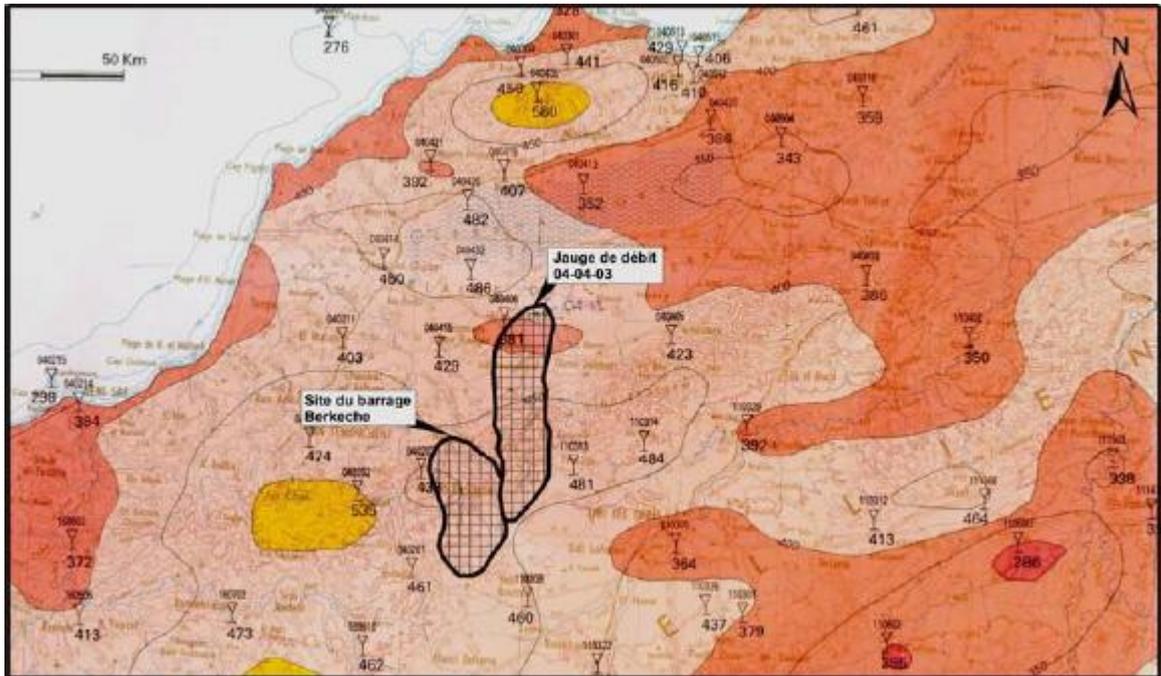


Figure I-8: Carte Pluviométrique des PMA

3. Répartition mensuelle de la pluie moyenne:

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été établie sur la base de la série des précipitations à la station de oued Berkeche sur la période (1969-1999), elle est donnée par le tableau ci-dessous:

Tableau I-8 Répartition mensuelle des pluies moyennes.

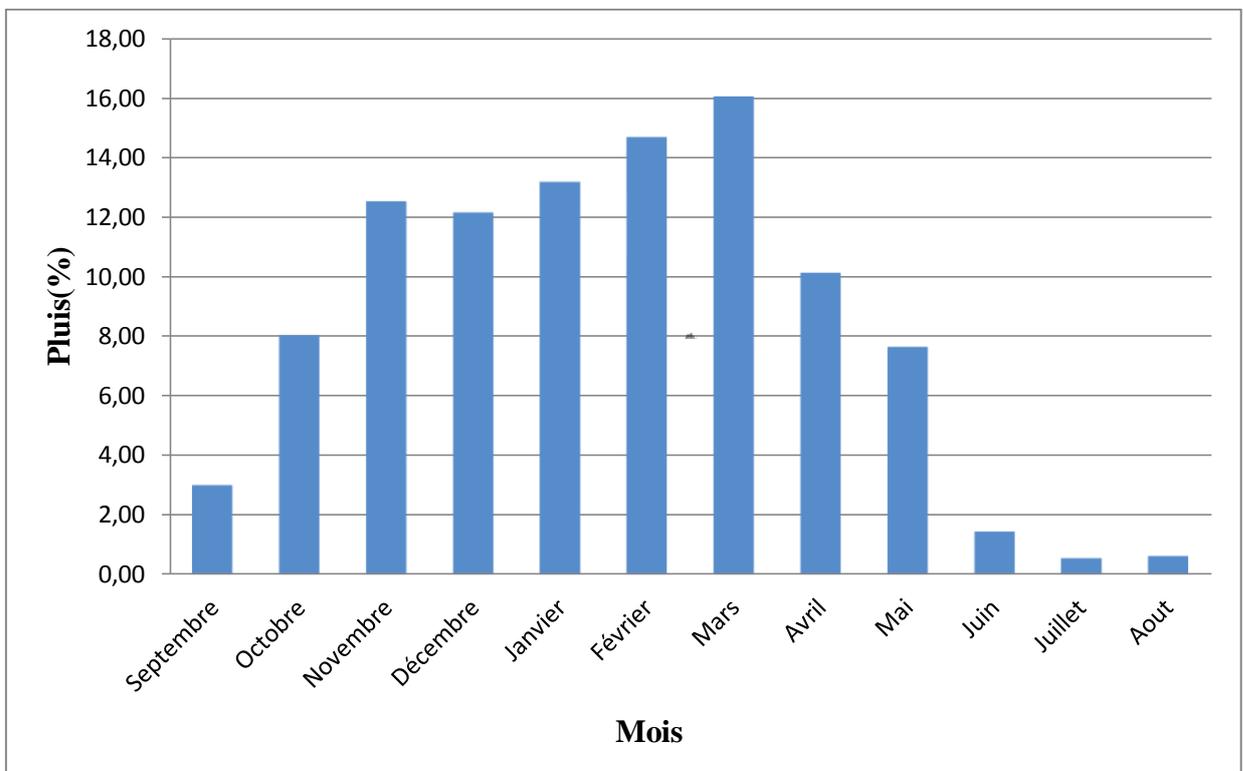
mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P (mm)	11,39	30,37	47,38	46,00	49,86	55,51	60,67	38,29	28,90	5,46	2,07	2,34	450
P (%)	3,01	8,03	12,53	12,16	13,18	14,68	16,04	10,12	7,64	1,44	0,55	0,62	100

Source : A.N.R.H

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée par la figure I-9 .

Nous remarquerons que les lames précipitées durant les mois de **Octobre à Mai** sont en moyenne de même ordre de grandeur et représente environs **94,38 %** du total pluviométrique annuel néanmoins, on note une pointe en **Mars** .

Figure I-9: La répartition mensuelle de la précipitation



4. Les pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

La station de oued Berkeche (04-02-03) est considérée avec une série d'observation de 51 années (dans l'annexe I -1)

En utiliser HYFRAN pour déterminer les paramètres de la série et pour l'ajustement

Les paramètres statistiques de l'échantillon:

Statistiques de base Nombre d'observations	51
Minimum	17.4
Maximum	108
Moyenne	46.7
Ecart-type	20.2
Médiane	43.8
Coefficient de variation (Cv)	0.434
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.11
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.74

4-1) Les tests d'homogénéité à l'échelle annuelle :

4-1-1) Test de Wilcoxon :

Hypothèses

H0 : Les moyennes des deux sous-échantillons sont égales

H1 : Les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes

Résultats

Valeur de la statistique $|W| = 1.59$

p-value $p = 0.112$

Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

On ne peut pas conclure que les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes

4-1-2) Test d'indépendance (Wald-Wolfowitz)

Hypothèses :

H0 : Les observations sont indépendantes

H1 : Les observations sont dépendantes (auto corrélation d'ordre 1)

Résultats :

Valeur de la statistique $|U| = 0.103$

p-value $p = 0.918$

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

4-1-3) Test de stationnarité (Kendall)

Hypothèses :

H0 : Il n'y a aucune tendance dans les observations

H1 : Il y a une tendance dans les observations

Résultats :

Valeur de la statistique $|K| = 1.20$

p-value $p = 0.230$

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Le graphique de l'échantillon est représenté sur un papier normal ci-dessous dans la figure I-10 :

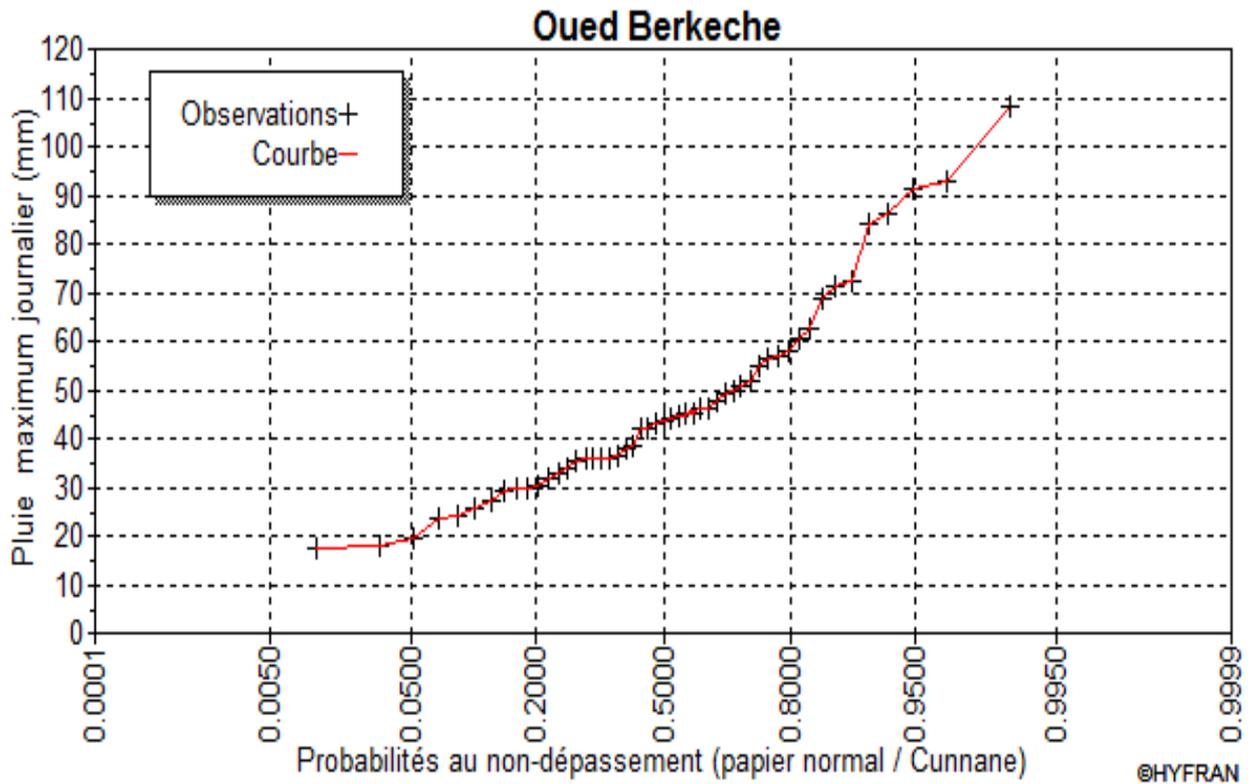


Figure I-10 : représentation des pluies maximum journalier de 51 ans

• Paramètres du logiciel (HYFRAN) :

T : Période de retour.

q : Fréquence.

Xt : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

4-2) Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. 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 (B. Touabia, 2001) .

Les lois d'ajustement choisies sont :

- a)- la loi de GAUSS ou loi Normal
- b)- la loi de GALTON (log-normal2).
- c)- la loi de GUMBEL
- d)- Pearson III

On a effectué l'ajustement à l'aide de logiciel « Hyfran », et comparant la satisfaisante de chaque loi par le test d'adéquation si $P(x_2) > 5\%$ donc l'ajustement est satisfaisant.

a) Ajustement a la loi de GUMBEL:

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots (1-16)$$

Y:variable de la droite de GUMBEL:

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \dots\dots\dots (1-17)$$

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots (1-18) \quad \text{Ou :}$$

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

$\frac{1}{\alpha}, x_0$: sont déterminé par la méthode des moindres carrées.

Résultats de l'ajustement :

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (I.9). les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau I-9 suivant:

Tableau I-9 : Ajustement à la loi de GUMBEL

T (ans)	q	XT(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	183	21.7	140 -225
2000.0	0.9995	158	18.0	122-193
1000.0	0.9990	147	16.4	114-179
200.0	0.9950	121	12.7	96.3-146
100.0	0.9900	110	11.1	88.4-132
50.0	0.9800	99.2	9.55	80.4-118
20.0	0.9500	84.5	7.48	69.8- 99.1

10.0	0.9000	73.1	5.92	61.5-84.7
5.0	0.8000	61.3	4.38	52.7- 69.8
3.0	0.6667	51.8	3.31	45.3-58.3
2.0	0.5000	43.4	2.60	38.3-48.5

Paramètres

Nombre d'observations: n = 51

u = 37.552392

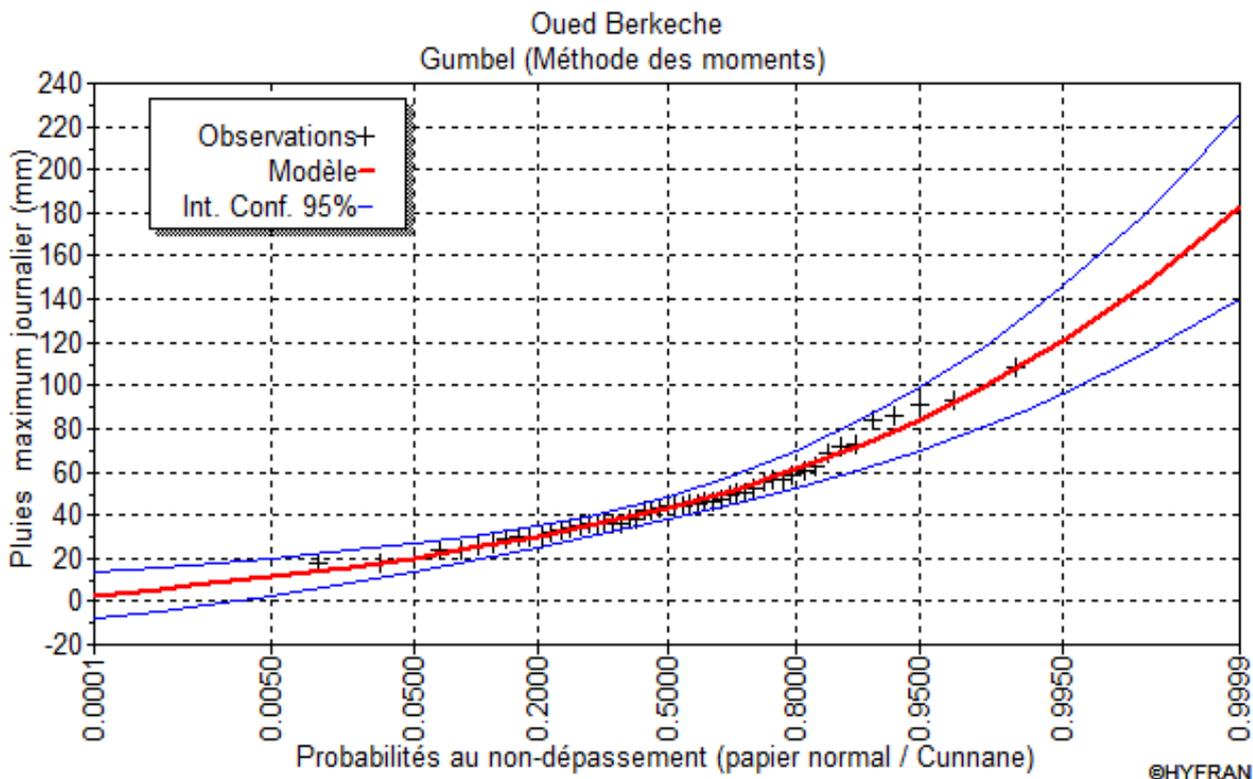
alpha = 15.941368

Quantiles

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/(1-q)

Fig 1-11 Ajustement a la loi de GUMBEL



***) Test d'adéquation de la loi Gumbel(Méthode des moments)**

Hypothèses :

H0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel

Résultats :

Résultat de la statistique : $\chi^2 = 3.53$

p-value p = 0.7401

Degrés de liberté : 6

Nombre de classes : 9

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	17.4
Maximum	Aucun	108
Moyenne	46.7	46.7
Ecart-type	20.2	20.2
Médiane	43.4	43.8
Coefficient de variation (Cv)	0.434	0.434
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.11
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	3.74

b) Ajustement a la loi log normale:

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{et} \quad q = F(x_i) = \frac{m-0.5}{N}$$

m : numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_{p\%} = X_{\text{moy}} + \delta \cdot U_{p\%}$$

X moy: hauteur de pluie moyenne.

δ : écart-type.

U_{p%}: variable réduite de GAUSS.

Les résultats de calcul sont représentés dans le **tableau I-10** suivant ainsi que le graphique est donné par la figure (I.10).

Résultats de l'ajustement :

Nombre d'observations: n = 51

Paramètres :

$$\mu = 3.757$$

$$\sigma = 0.423$$

Quantiles :

q = F(X) : Probabilité au non-dépassement

T = 1/ (1-q) : Période de retour

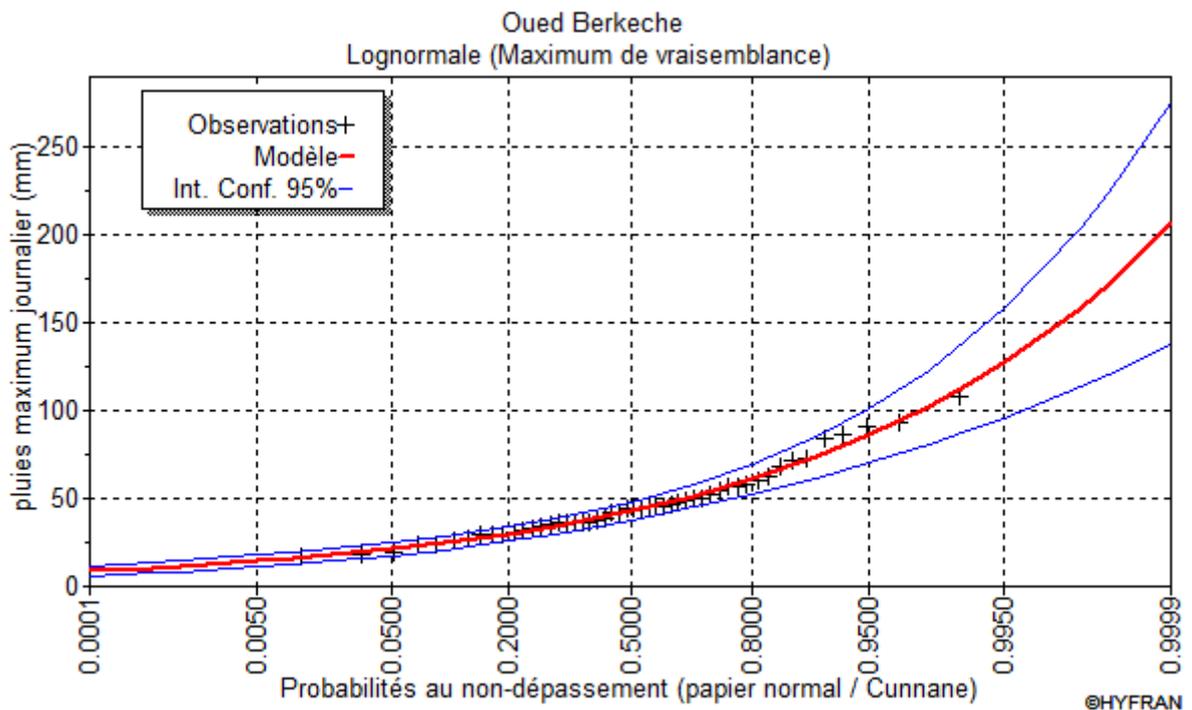
Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau I-10 Ajustement a la loi log normale.

T(ans)	q	XT(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	206	35.1	138-275
2000.0	0.9995	172	26.3	121- 224
1000.0	0.9990	158	22.9	113- 203
200.0	0.9950	127	16.0	96.1- 159
100.0	0.9900	115	13.3	88.5- 141
50.0	0.9800	102	10.8	80.8- 123
20.0	0.9500	85.9	7.93	70.3- 101

10.0	0.9000	73.6	5.97	61.9- 85.4
5.0	0.8000	61.1	4.27	52.8- 69.5
3.0	0.6667	51.4	3.22	45.1- 57.7
2.0	0.5000	42.8	2.56	37.8- 47.9

Fig 1-12 Ajustement a la loi log normale



*) **Test d'adéquation de la loi log normale :** (Maximum de vraisemblance)

Hypothèses :

H0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale

Résultats :

Résultat de la statistique : $X^2 = 1.84$

p-value $p = 0.9338$

Degrés de liberté : 6

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	0.00	17.4
Maximum	Aucun	108
Moyenne	46.8	46.8
Ecart-type	20.7	20.4
Médiane	42.8	43.9
Coefficient de variation (Cv)	0.443	0.437
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.41	1.09

Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.76	3.65
----------------------------------	------	------

c) Ajustement de la série pluviométrique à la loi Pearson III :

Parmi les différentes lois de Pearson, la loi de type III est la plus utilisée en hydrologie. Sous sa forme générale, elle s'écrit :

$$F(x) = \frac{1}{\Gamma(\gamma)} \int_0^u u^{\gamma-1} e^{-u} \quad \text{avec} \quad u = \frac{x - x_0}{s}$$

$\Gamma(\gamma)$: fonction gamma complète :

$$\Gamma(\gamma) = \int_0^{\infty} u^{\gamma-1} e^{-u} \quad \dots\dots\dots (1-20)$$

L'intervalle de variation de x est $[x_0, \infty[$ et les trois paramètres d'ajustement sont :

- x_0 : paramètre de position (borne inférieure)
- x : paramètre d'échelle (de même dimension que x)
- γ : paramètre de forme (positif différent de zéro)

Les résultats de l'ajustement par la loi de Pearson sont résumés dans le **tableau I-13** suivant :

Résultats de l'ajustement

Pearson type III (Méthode des moments)
 Nombre d'observations: 50

Paramètres

alpha 0.089414
 lambda 3.342037
 m 9.376911

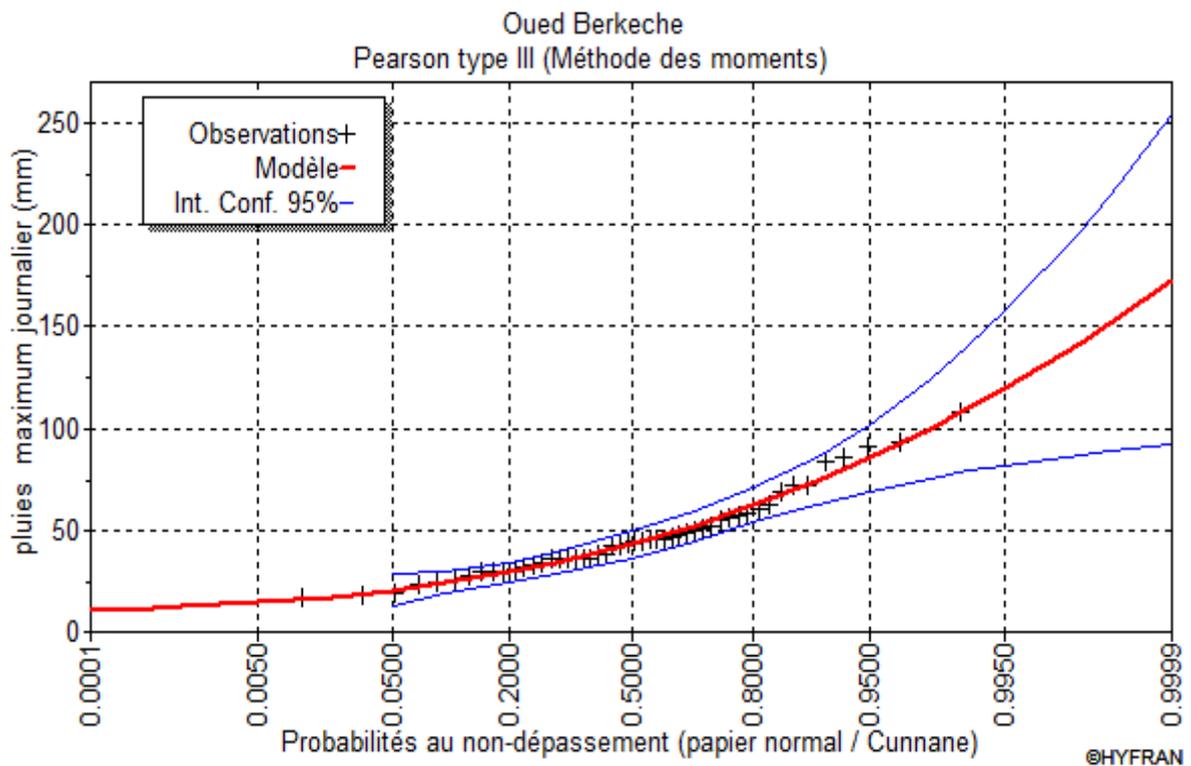
Quantiles

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)
 $T = 1/(1-q)$

Tableau I-13 : les résultats de la loi Pearson

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	173	41.4	91.8-254
2000.0	0.9995	152	32.0	88.8-214
1000.0	0.9990	142	28.0	87.1-197
200.0	0.9950	120	19.3	81.9-158
100.0	0.9900	110	15.7	79.0-141
50.0	0.9800	99.5	12.4	75.3-124
20.0	0.9500	85.5	8.35	69.1-102
10.0	0.9000	74.2	5.91	62.6-85.8
5.0	0.8000	62.0	4.34	53.5- 70.5
3.0	0.6667	52.4	3.79	45.0-59.8
2.0	0.5000	43.1	3.47	36.3-49.9

Fig I-13 ajustement de la loi de Pearson type III



*) test d'adéquation de la loi

Hypothèses :

H0 : L'échantillon provient d'une loi Pearson type III

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Pearson type III

Résultats :

Résultat de la statistique : $X^2 = 2.56$

p-value $p = 0.7674$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 9

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	9.38	17.4
Maximum	Aucun	108
Moyenne	46.8	46.8
Ecart-type	20.4	20.4
Médiane	43.1	43.9
Coefficient de variation (Cv)	0.437	0.437
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.09	1.09
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.80	3.65

Conclusion:

D'après les résultats obtenue à partir des trois ajustements qui nous avant faite on remarque que les paramètres du model d'ajustement **Log Normale** et plus proche aux paramètres de l'échantillon donc il est efficace comme il est montrer par la figure

I-14 de comparaison entre les différentes méthodes d'ajustement .

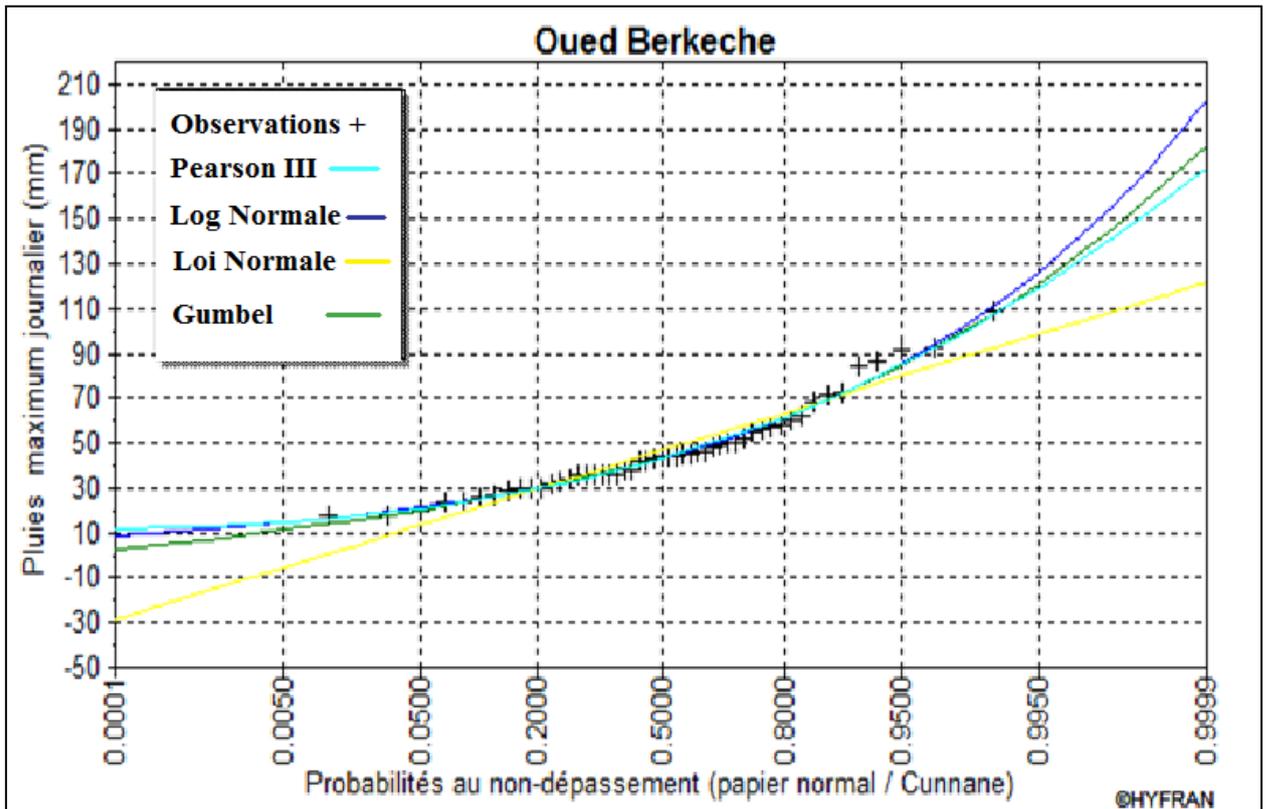


Fig I-14 : la comparaison entre les lois d'ajustement

5. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$P_{tc, p\%} = P_{maxj, p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (1-21)$$

t = Tc = 4,75 h. (Déjà calculé)

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0,50)

P_{tc}: pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj}.

P_{maxj}: pluies maximales fréquentielles.

t: temps en heure.

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (1-22)$$

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le **tableau I.14** et représenté sur les **figure I-14** et la **figure I-15** respectivement :

Tableau I.14: Intensité pour les différentes fréquences.

Période	10	20	50	100	1000					
F (%)	10	5	2	1	0,1					
P _{maxj,p(%)} (mm)	73,6	85,9	102	115	158					
T(h)	P _{maxj,p(%)} (mm)	I ₀ (mm/h)								

0,2	6,72	33,59	7,84	39,21	9,31	46,56	10,50	52,49	14,42	72,12
0,5	10,62	21,25	12,40	24,80	14,72	29,44	15,281	30,56	19,967	39,93
0,6	11,64	19,40	13,58	22,64	16,13	26,88	17,017	28,36	22,235	37,06
0,8	13,44	16,80	15,68	19,60	18,62	23,28	20,165	25,21	26,348	32,94
1	15,02	15,02	17,53	17,53	20,82	20,82	23,002	23,00	30,056	30,06
4	30,05	7,51	35,07	8,77	41,64	10,41	52,117	13,03	68,1	17,03
4,75	32,74	6,89	38,22	8,05	45,38	9,55	56,233	11,84	73,478	15,47
8	42,49	5,31	49,59	6,20	58,89	7,36	78,449	9,81	102,507	12,81
12	52,04	4,34	60,74	5,06	72,12	6,01	99,651	8,30	130,211	10,85
16	60,09	3,76	70,14	4,38	83,28	5,21	118,086	7,38	154,299	9,64
20	67,19	3,36	78,42	3,92	93,11	4,66	134,702	6,74	176,011	8,80
24	73,60	3,07	85,90	3,58	102,00	4,25	150	6,25	196	8,17

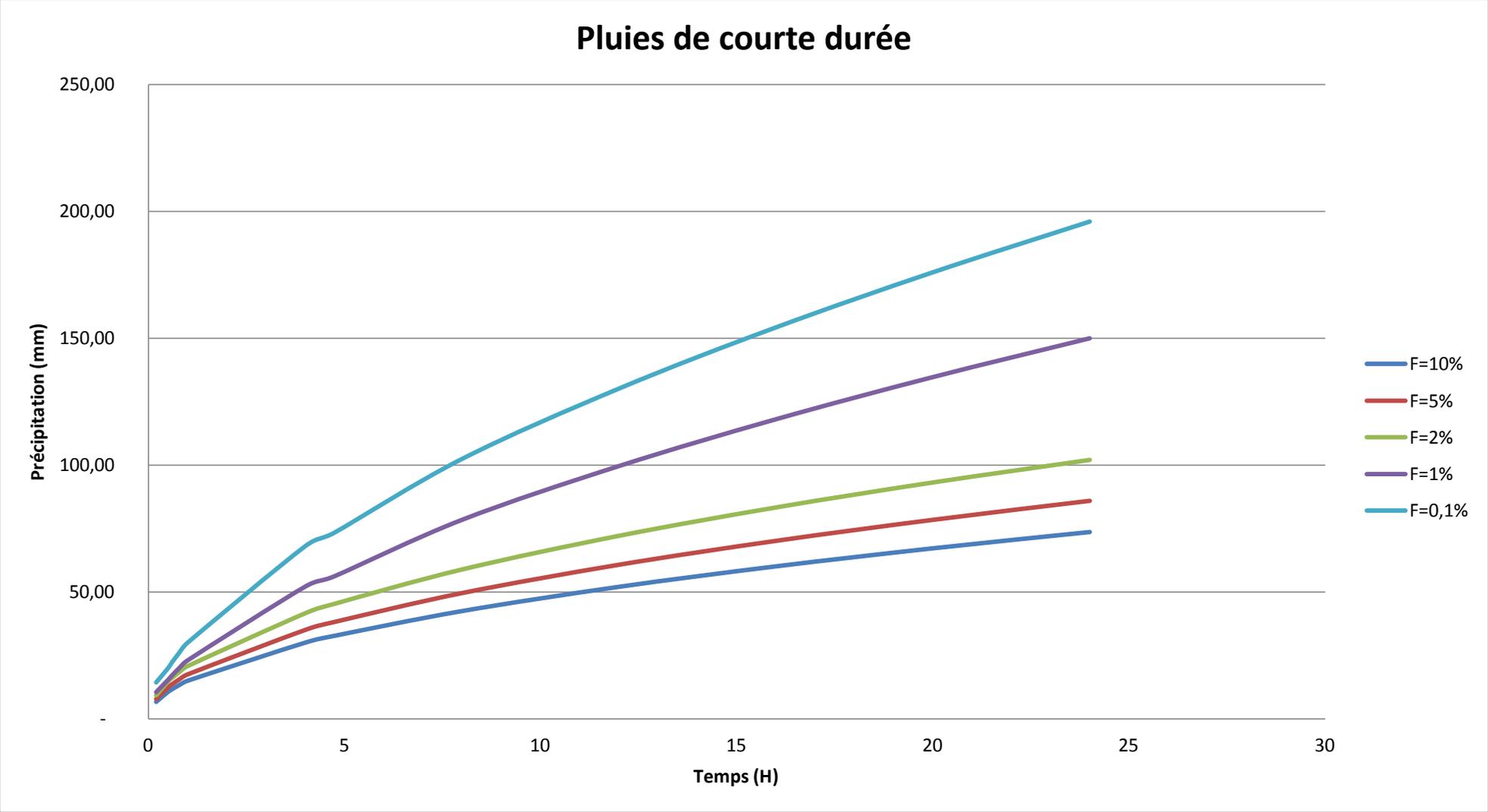


Figure I-14 La courbe des pluies de courte durée

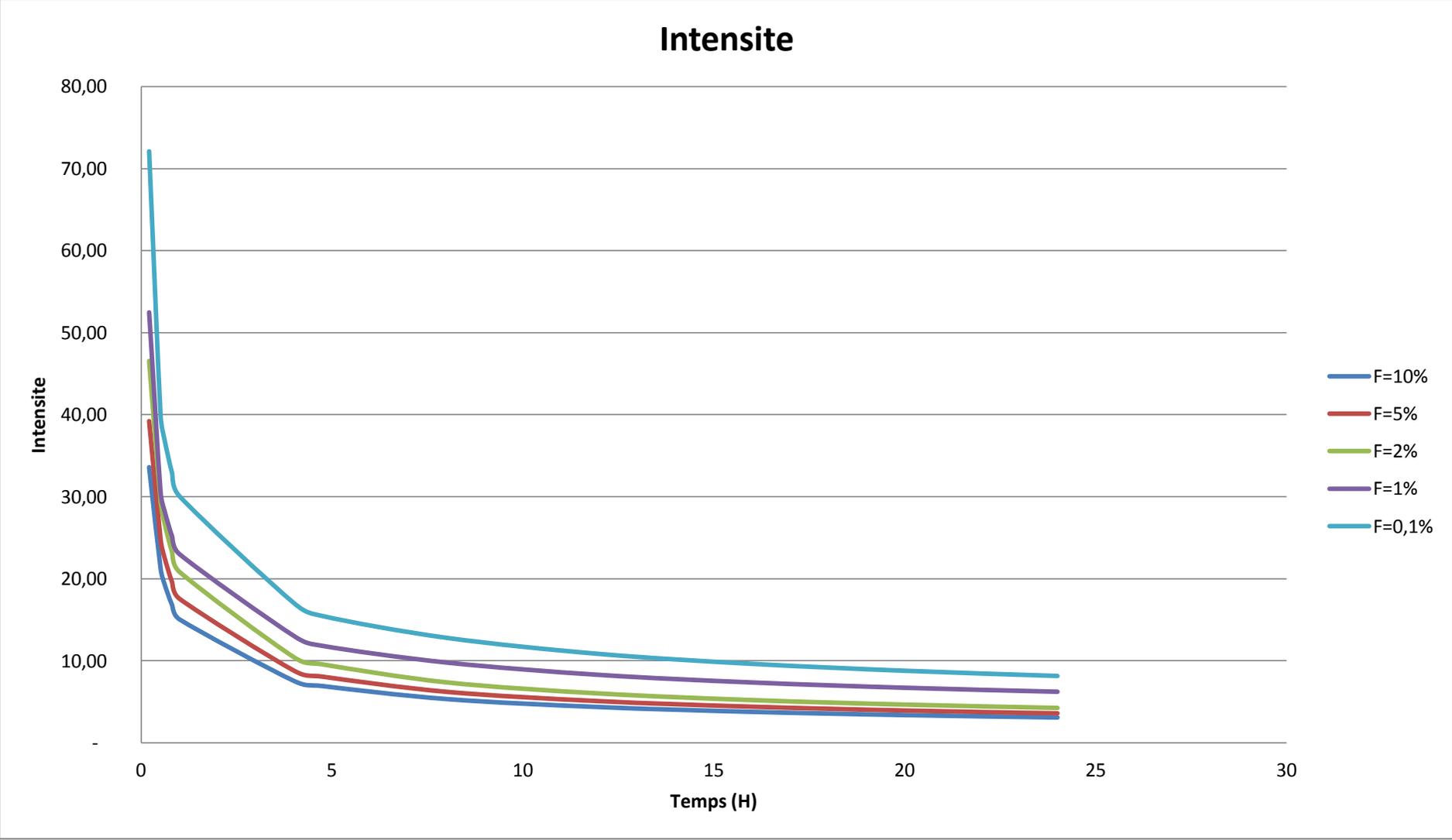


Figure I-15 : Courbe des intensités fréquentielles

II- Etudes des apports :

II-1 Estimation de l'apport moyen inter annuel (A_0) :

Pour l'évolution des apports, nous signalons que nous ne disposons d'aucune station de mesure au niveau du site de barrage de Berkeche . mais , on peut l'utiliser la station de oued MELAH ce dernière est alimente par plusieurs sous bassins , dont le bassin de Berkeche fait partie de ces bassins , donc pour trouver les apports moyens annuel de oued Berkeche on utilis e la méthode de transposition de donn es .

***) La méthode de transposition :**

On utilise les surface des bassins et les donn es de la station hydrométrique du grand bassin comme donn e et on calcul le rapport entre la surface de petit bassin sur le surface de grand bassin , par la suite on multiplier ce rapport par les donn e de la station hydrométrique de grand bassin , en trouver la série hydrométrique correspondant au bassin de Berkeche .

La figure I-16 les limites des deux bassins

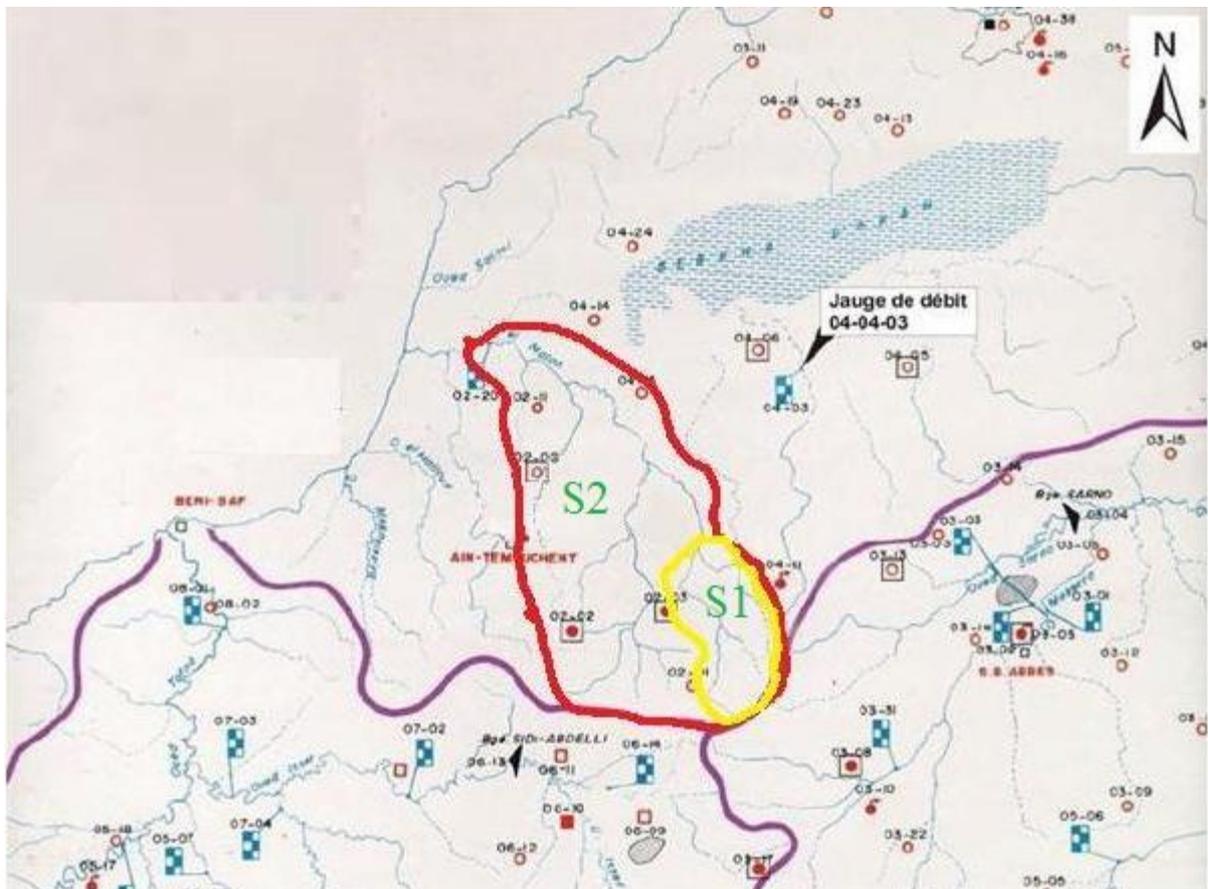


Figure I-16 : les limites les bassin de Berkeche et MELAH

Application de la méthode :

$$S_1=106 \text{ m}^2 , \quad S_2 = 461 \text{ m}^2$$

$$1 - S_1/S_2 = 0,23$$

2- les données de la station 04.02. 20 de 29 ans

Année	Apporte Mm ³ (s2)	Apporte Mm ³ (s1)
1975-1976	17,51	4,03
1975-1977	11,61	2,67
1975-1978	10,06	2,31
1975-1979	14,13	3,25
1975-1980	20,42	4,70
1975-1981	18,85	4,34
1975-1982	8,04	1,85
1975-1983	13,35	3,07
1975-1984	5,62	1,29
1975-1985	7,67	1,76
1975-1986	21,45	4,93
1975-1987	10,87	2,50
1975-1988	16,23	3,73
1975-1989	12,80	2,94
1975-1990	38,88	8,94
1975-1991	19,98	4,59
1975-1992	25,90	5,96
1975-1993	47,33	10,89
1975-1994	43,83	10,08
1975-1995	28,18	6,48
1975-1996	31,73	7,30
1975-1997	6,13	1,41
1975-1998	6,76	1,55
1975-1999	15,82	3,64
1975-2000	9,19	2,11
1975-2001	20,74	4,77
1975-2002	20,36	4,68
1975-2003	10,68	2,46
1975-2004	5,21	1,20

$$A_0 = 17,91 \quad A_0 = 4,12$$

Donc , l'apport de bassin de Berkeche est de $A_0 = 0,23 * 17,91 = 4,12 \text{ Mm}^3$

$$A_0 = 4,12 \text{ Mm}^3$$

S_1 : la surface du bassin de Berkeche

S_2 : la surface du bassin de MELAH

A_0 : l'apport de Berkeche

A_0' : l'apport de oued MELAH

II.2 Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (1-23)

A_0 : Apport moyen inter annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536.10^7$ s

Soit : $Me = 131$ l/s

b) Module de l'écoulement relatif :

On a: $M_0 = Me / S_{bv}$ (1.24)

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

Soit : $M_0 = 1,23$ l/s/ Km^2

c) lame d'eau écoulée :

$Le = A_0 / S_{BV}$ (1.25)

Soit : $Le = 38$ mm

d) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy}$ (1.26)

Soit : $Ce = 0,084$

II.4. Irrégularité des apports :

II.4.1 Estimation fréquentielle des apports :

Les apports fréquents ou de période de retour donnée sont nécessaires pour le dimensionnement de la digue de l'ouvrage et la régularisation et gestion rationnelles des eaux (Industrie, Irrigation).

Pour cela en faire un ajustement de la série hydrométrique correspond au bassin de Berkeche ci dessus par la loi Log-Normal pour trouver l'apport annuel à 80 % .

Statistiques de base de la série :

Nombre d'observations	29
Minimum	0.890
Maximum	7.57
Moyenne	3.04
Ecart-type	1.90
Médiane	2.69
Coefficient de variation (Cv)	0.624
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.24
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.46

Résultats de l'ajustement

Log-Normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 29

Paramètres :

mu 0.876745

sigma 0.606798

Quantiles :

$q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)

$T = 1/(1-q)$

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	33.0	10.6	12.2	53.8
2000.0	0.9995	25.5	7.37	11.0	39.9
1000.0	0.9990	22.5	6.20	10.4	34.7
200.0	0.9950	16.5	3.92	8.82	24.2
100.0	0.9900	14.2	3.12	8.07	20.3
50.0	0.9800	12.0	2.42	7.28	16.8
20.0	0.9500	9.37	1.64	6.16	12.6
10.0	0.9000	7.52	1.15	5.26	9.78
5.0	0.8000	5.75	0.758	4.27	7.24
3.0	0.6667	4.48	0.529	3.45	5.52
2.0	0.5000	3.45	0.389	2.69	4.22

Test d'adéquation

Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale

Résultats

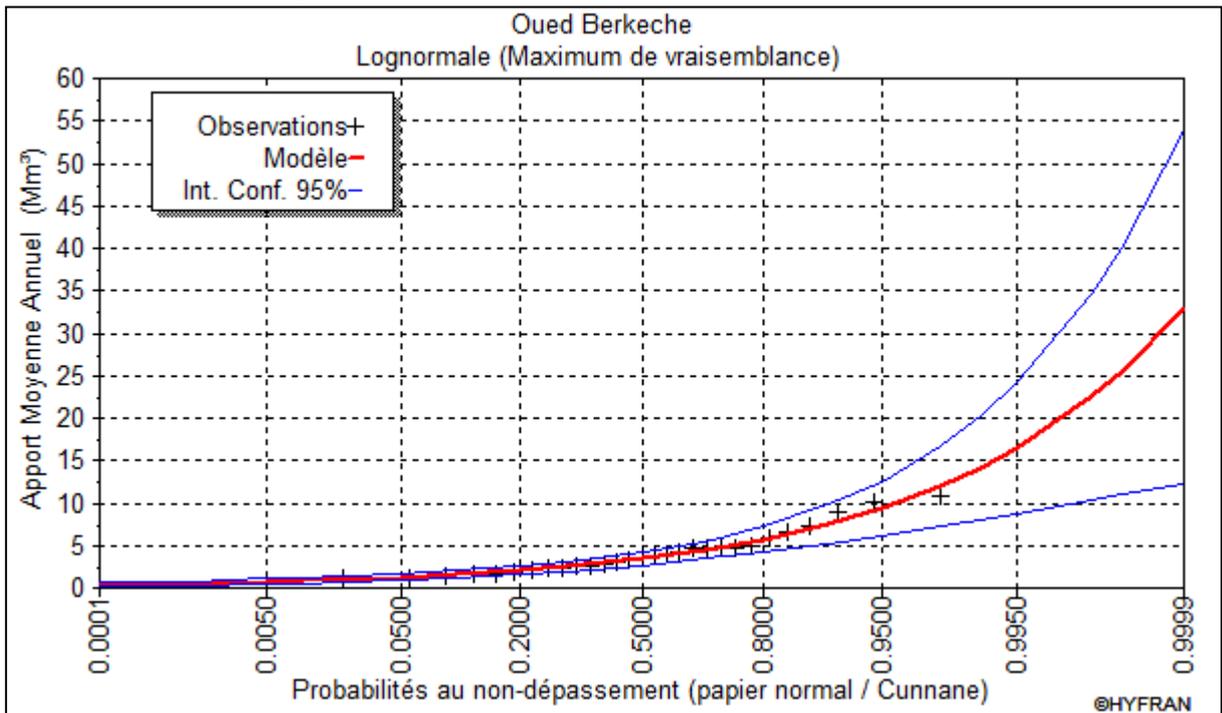
p-value $p = 0.7104$

Degrés de liberté : 4

Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Figure I-17 : l'ajustement de loi Log normale



Donc l'apport 80% est de $A_{80\%} = 5,75 \text{Mm}^3$

II.4.2 Répartition mensuelle de l'apport 80 % :

La résultats mensuelle est consignée dans le tableau I-18 est montrée par la figure I-18

Tableau I-18 : Répartition mensuelle de l'apport moyenne (Mm³)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1975-1976	0,17	0,18	0,42	0,51	0,45	1,04	0,47	0,26	0,32	0,17	0,15	0,14	4,28
1975-1977	0,13	0,18	0,28	0,36	0,57	0,34	0,28	0,15	0,14	0,12	0,12	0,13	2,8
1975-1978	0,11	0,13	0,25	0,22	0,33	0,31	0,31	0,19	0,15	0,13	0,12	0,12	2,37
1975-1979	0,12	0,28	0,29	0,50	0,34	0,62	0,84	0,15	0,11	0,10	0,10	0,09	3,54
1975-1980	0,10	0,13	0,22	0,79	0,54	0,37	2,67	0,15	0,13	0,12	0,09	0,10	5,41
1975-1981	0,11	0,13	0,17	2,12	0,60	0,64	0,42	0,24	0,18	0,10	0,09	0,08	4,88
1975-1982	0,08	0,08	0,12	0,22	0,29	0,64	0,20	0,10	0,10	0,06	0,06	0,06	2,01
1975-1983	0,07	0,16	1,40	0,65	0,26	0,34	0,22	0,10	0,09	0,07	0,07	0,06	3,49
1975-1984	0,06	0,07	0,11	0,47	0,23	0,28	0,22	0,08	0,09	0,07	0,06	0,06	1,8
1975-1985	0,06	0,07	0,20	0,23	0,26	0,20	0,23	0,14	0,14	0,09	0,10	0,10	1,82
1975-1986	0,09	0,08	1,09	0,23	0,65	2,39	0,54	0,19	0,13	0,11	0,10	0,10	5,7
1975-1987	0,13	0,15	0,23	0,26	0,36	0,76	0,26	0,11	0,11	0,10	0,11	0,10	2,68
1975-1988	0,10	0,13	0,26	0,23	2,51	0,23	0,25	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	4,23
1975-1989	0,13	0,10	0,20	0,19	0,22	0,20	1,50	0,17	0,11	0,15	0,12	0,10	3,19
1975-1990	0,11	0,11	0,20	0,26	7,55	0,29	0,33	0,41	0,36	0,18	0,25	0,21	10,26
1975-1991	0,16	0,22	0,43	0,60	0,54	0,48	1,29	0,24	0,28	0,25	0,18	0,20	4,87
1975-1992	0,19	0,23	0,43	0,31	0,33	0,34	0,53	0,19	1,58	0,60	0,32	0,44	5,49
1975-1993	0,42	0,58	1,21	1,19	1,30	1,32	1,80	0,90	0,83	0,56	0,56	0,51	11,18
1975-1994	0,49	0,79	1,27	1,16	1,83	1,53	1,24	0,68	0,55	0,43	0,31	0,30	10,58
1975-1995	0,07	0,24	0,48	0,31	0,33	0,20	4,23	0,74	0,43	0,05	0,04	0,07	7,19
1975-1996	0,14	0,48	0,85	1,40	1,57	2,60	1,27	0,09	0,07	0,05	0,05	0,04	8,61
1975-1997	0,14	0,06	0,09	0,23	0,59	0,12	0,09	0,07	0,04	0,03	0,03	0,03	1,52
1975-1998	0,14	0,04	0,74	0,22	0,12	0,11	0,12	0,07	0,07	0,03	0,03	0,03	1,72
1975-1999	0,03	0,03	0,06	0,08	2,02	0,16	1,77	0,06	0,04	0,04	0,03	0,04	4,36
1975-2000	0,04	0,08	0,67	0,70	0,19	0,16	0,14	0,11	0,15	0,05	0,04	0,04	2,37
1975-2001	0,04	1,86	0,67	0,23	0,91	0,47	0,23	0,08	0,07	0,06	0,06	0,04	4,72
1975-2002	0,06	0,13	3,74	0,17	0,16	0,16	0,23	0,33	0,19	0,07	0,05	0,06	5,35
1975-2003	0,04	0,07	0,50	0,08	0,54	0,67	0,26	0,12	0,12	0,08	0,10	0,13	2,71
1975-2004	0,15	0,06	0,12	0,19	0,20	0,09	0,11	0,06	0,07	0,06	0,05	0,05	1,21
A80 %	0,175	0,295	0,744	0,651	1,085	0,767	0,961	0,28	0,282	0,185	0,155	0,16	5,75

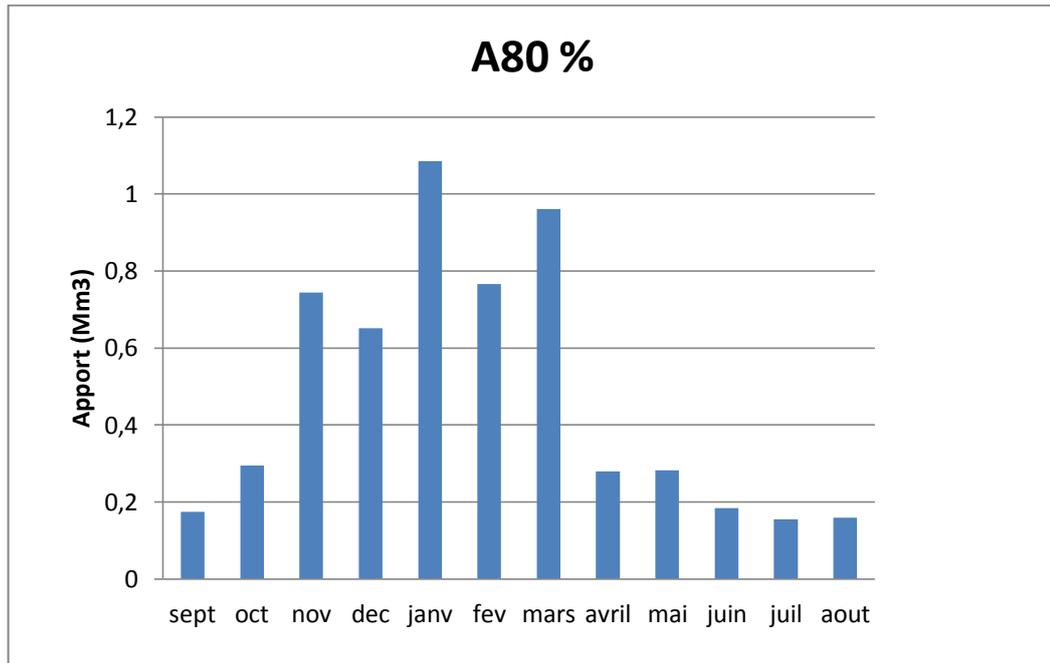


Figure I-18 : Répartition mensuelle de l'apport moyenne A₈₀ %

II. 4 .4 Les apports solides:

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement du barrage soit plus fiable vis-à-vis de sa durée de vie.

Pour cela on doit calculer les apports solides durant une année de service du barrage . vu d'absence de données sur les débits solides de l'Oued Berkeche nous opterons pour un calcul statistique baser sur les données des barrages voisins , le tableau I-19 regroupe les information de concernant les barrages limitrophes .

Tableau I-19 :

Nom de barrage	Apport solide (t/an)	La surface (Km2)	Apport (Mm3/an)
Sarno	28512	264	11
Sidi-Abdelli	255200	1100	30
Beni-Bahdel	225552	1016	69
Mefrouch	16632	264	16

Nous avons utilisée le logiciel HYDROLAB pour faire une régression entre l'apport solide et la surface des bassins versants des barrages ; les résultats obtenus sont suivant :

Régression linéaire simple

U. Gauss
1,036
t. Student

	Y	X
Moyenne	131474	661
Ecart-type	126423,4308	459,6970017

1,385	Coefficient de corrélation r=	0,999037426
	Nombre de couples n=	4

	Y	=	274,7499732	X	-50135,7323	
Variables	à expliquer	explicatif	Y	I.C. à (%) = 70		
Observations	Y	X	le plus probable	Borne.Inf.	Borne.Sup.	
4	16632	264	22398,26065	12426,72651	32369,79478	
1	28512	264	22398,26065	12426,72651	32369,79478	
3	225552	1016	229010,2405	219205,8545	238814,6265	
2	255200	1100	252089,2382	241935,1143	262243,3622	
	Valeurs de		Y			
			X	le plus prob.	Borne inf.	Borne sup.
			106	-21012,2351	-31744,1353	-10280,33

En remarque que le coefficient de corrélation est bon on peut donc utilise cette résultat pour l'estimatif l'apport solide annuel : pour une surface de 106 Km² l'apport solide la plus probable est de **21012 t / an** ,

III. Etude des crues:

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

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

Les paramètres définissant une crue sont:

- 1- Le débit maximum (débit de pointe).
- 2- Le volume.
- 3- Le temps.
- 4- La forme (Hydrogramme de crues).

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour , on ce basant sur les données de la station hydrométrique de barrage de Berkeche crée par la méthode de transposition des données .

III-1 Les données de la station :

Les tableau I-20 représente le débits maximal des 28 ans .

Année	Qmax (m3/s)	Année	Qmax (m3/s)
1975-1976	2,02	1975-1991	10,88
1975-1977	1,16	1975-1992	21,89
1975-1978	0,21	1975-1993	2,86
1975-1979	7,97	1975-1994	18,52
1975-1980	89,17	1975-1995	26,57

1975-1981	26,05	1975-1996	21,33
1975-1982	8,64	1975-1997	2,54
1975-1983	10,75	1975-1998	9,65
1975-1984	0,63	1975-1999	22,94
1975-1985	0,65	1975-2000	6,77
1975-1986	24,98	1975-2001	101,75
1975-1987	1,74	1975-2002	39,31
1975-1988	26,55	1975-2003	12,23
1975-1989	28,12	1975-2004	1,65
1975-1990	74,00	moy=	20,18

Pour la détermination du débit de maximum probable de différentes périodes de retour , en utilise le logiciel HYFRAN pour l'ajustement de la série ci-dessus

III-2 Ajustement des débits maximal annuel :

A) Les paramètres statistiques de l'échantillon:

Statistiques de base Nombre d'observations	29
Minimum	0.215
Maximum	102
Moyenne	20.7
Ecart-type	25.9
Médiane	10.9
Coefficient de variation (Cv)	1.25
Coefficient d'asymétrie (Cs)	2.06
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.68

B) Les tests d'homogénéité à l'échelle annuelle :

Test de stationnarité (Kendall)

Hypothèses :

H0 Il n'y a aucune tendance dans les observations

H1 Il y a une tendance dans les observations

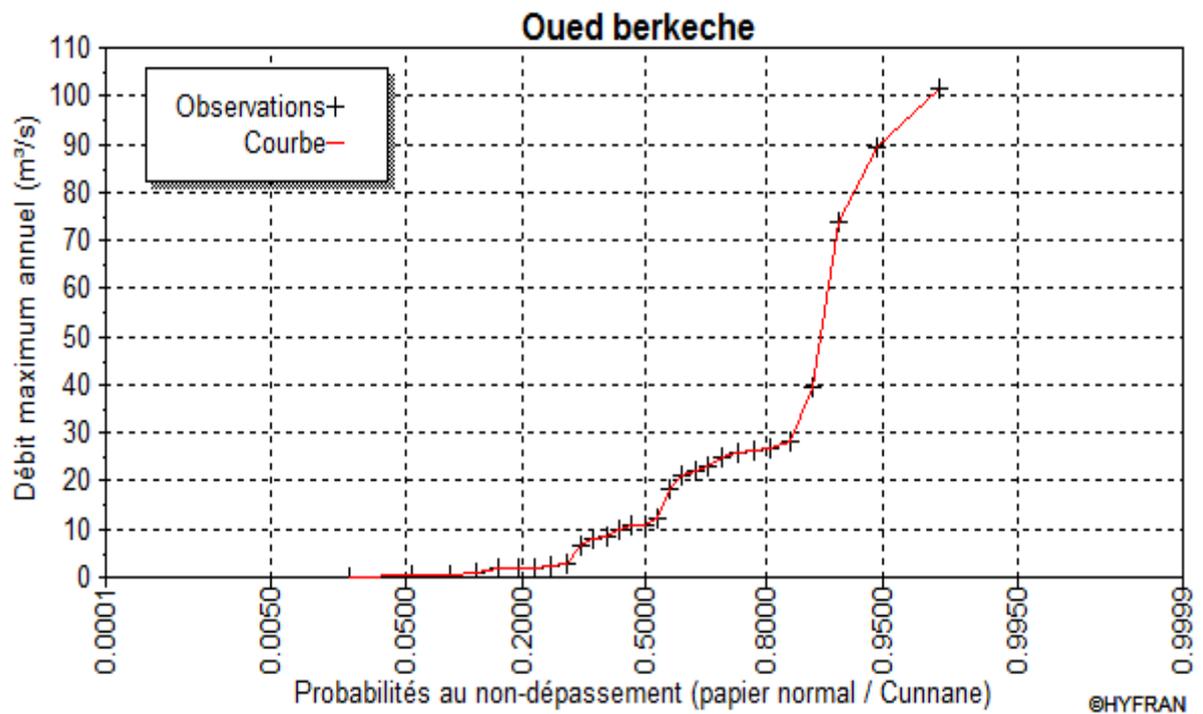
Résultats :

Valeur de la statistique $|K| = 0.00$

p-value $p = 1.000$

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %



III-2-1 Ajustement par les différentes méthodes :

HYFRAN permet de faire une comparaison entre les méthodes d'ajustement, pour cela on remarque que la méthode la plus proche de notre série est celle de Weibull, comme elle est représentée sur la [figure I-20](#)

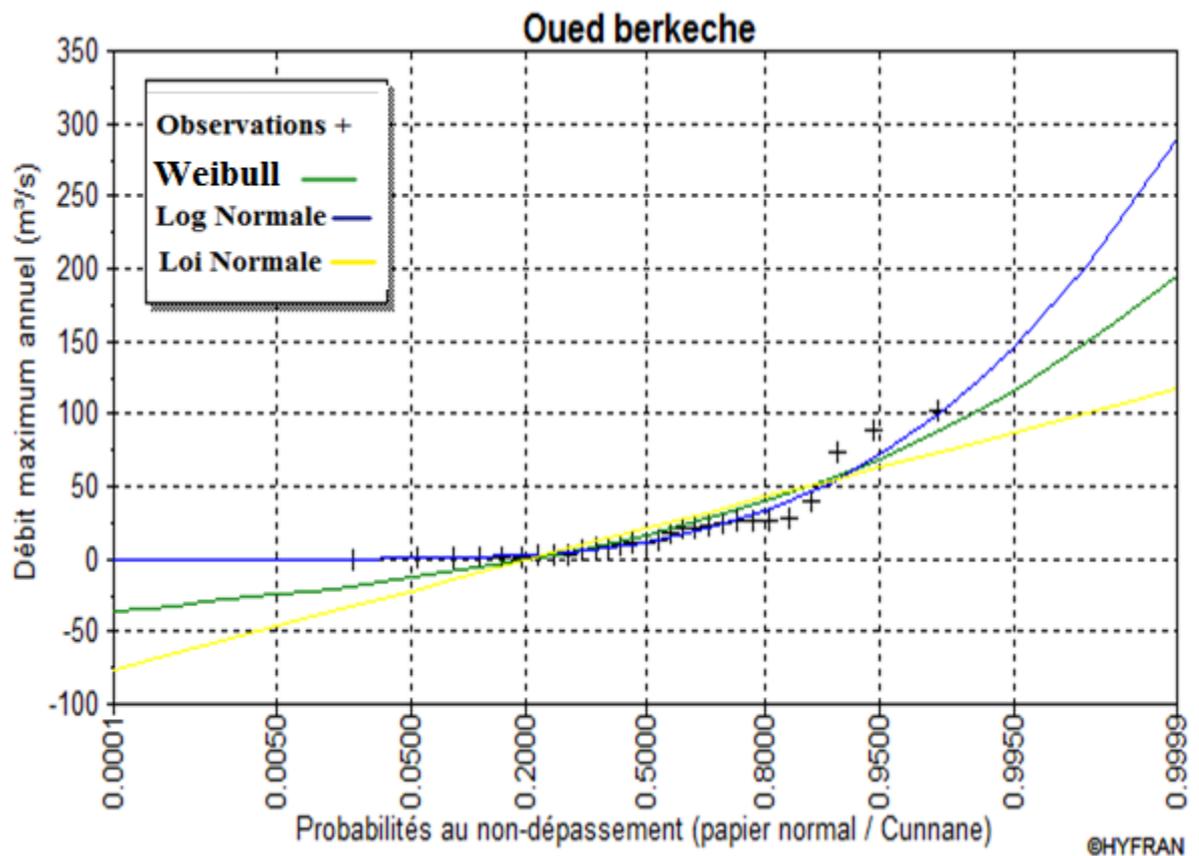


Figure I-20 : comparaison entre les 3 lois d'ajustement

Résultats de l'ajustement :

Weibull (Méthode des moments)

Nombre d'observations: 29

Paramètres :

Alpha = 18.401594

c = 0.805825

Quantiles :

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/(1-q)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	289	67.0	90.2 - 144
2000.0	0.9995	228	50.2	81.8 - 130
1000.0	0.9990	203	43.6	77.9 - 124
200.0	0.9950	146	30.0	67.7 - 107
100.0	0.9900	122	24.9	62.7 - 99.5
50.0	0.9800	100	20.2	57.2 - 90.9
20.0	0.9500	71.8	14.7	48.8 - 78.1
10.0	0.9000	51.8	11.1	41.1 - 66.8
5.0	0.8000	33.2	7.78	31.5 - 53.6
3.0	0.6667	20.7	5.45	22.0 - 41.8
2.0	0.5000	11.7	3.58	11.3 - 30.2

Test d'adéquation :

Normale(Maximum de vraisemblance)

Hypothèses :

H0 : L'échantillon provient d'une loi Weibull

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Weibull

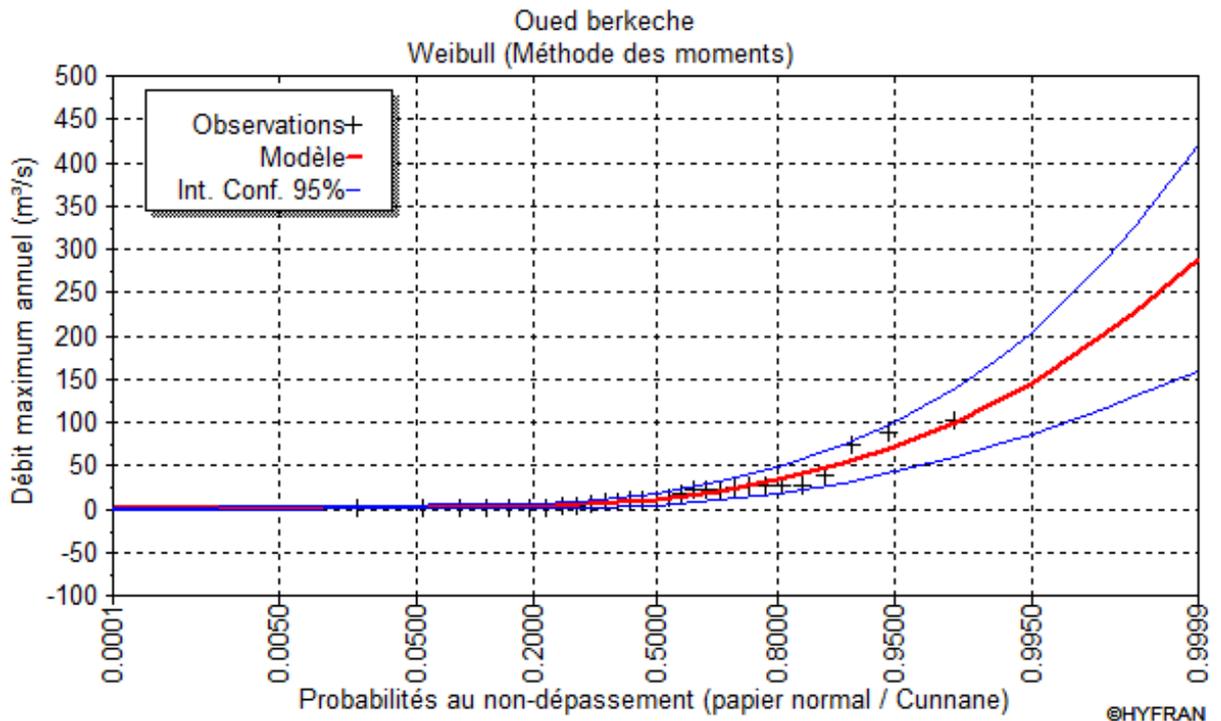
Résultats :

p-value p = 0.6232

Degrés de liberté : 4

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %



III.3 Hydrogramme de crue:

La forme des crues (temps de montée et de décrue) assimile l'Hydrogramme de crue a deux équations paraboliques , l'une pour le temps de montée et définie par:

$$Q_t = Q_{\max \%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{\max \%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (1-50)$$

$Q_{\max (\%)}$: débit maximum de fréquence donnée.

Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

m, n : puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits $m=3$ et $n=2$.

Temps de base:

$$t_b = t_m + t_d$$

On considère généralement que: $t_d = 2 t_m$, et $t_m = t_c$ (pour des petits bassins).

On a donc:

$$t_m = t_c = 4,75 h \quad t_d = 2 t_m = 9,50 h \quad t_b = t_m + t_d = 14,25 h$$

pour construire l'Hydrogramme des crues de oued Berkeche ,on a utilisé les valeurs des débits de crues des fréquences 10% ,5% ,2% ,1% ,0.1%, 0.01%,les résultats obtenue anis que l'Hydrogramme de crues sont exposes dans le tableau I-21 et la fig I-21

Tableau 1-22 Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

Phase de la montée :

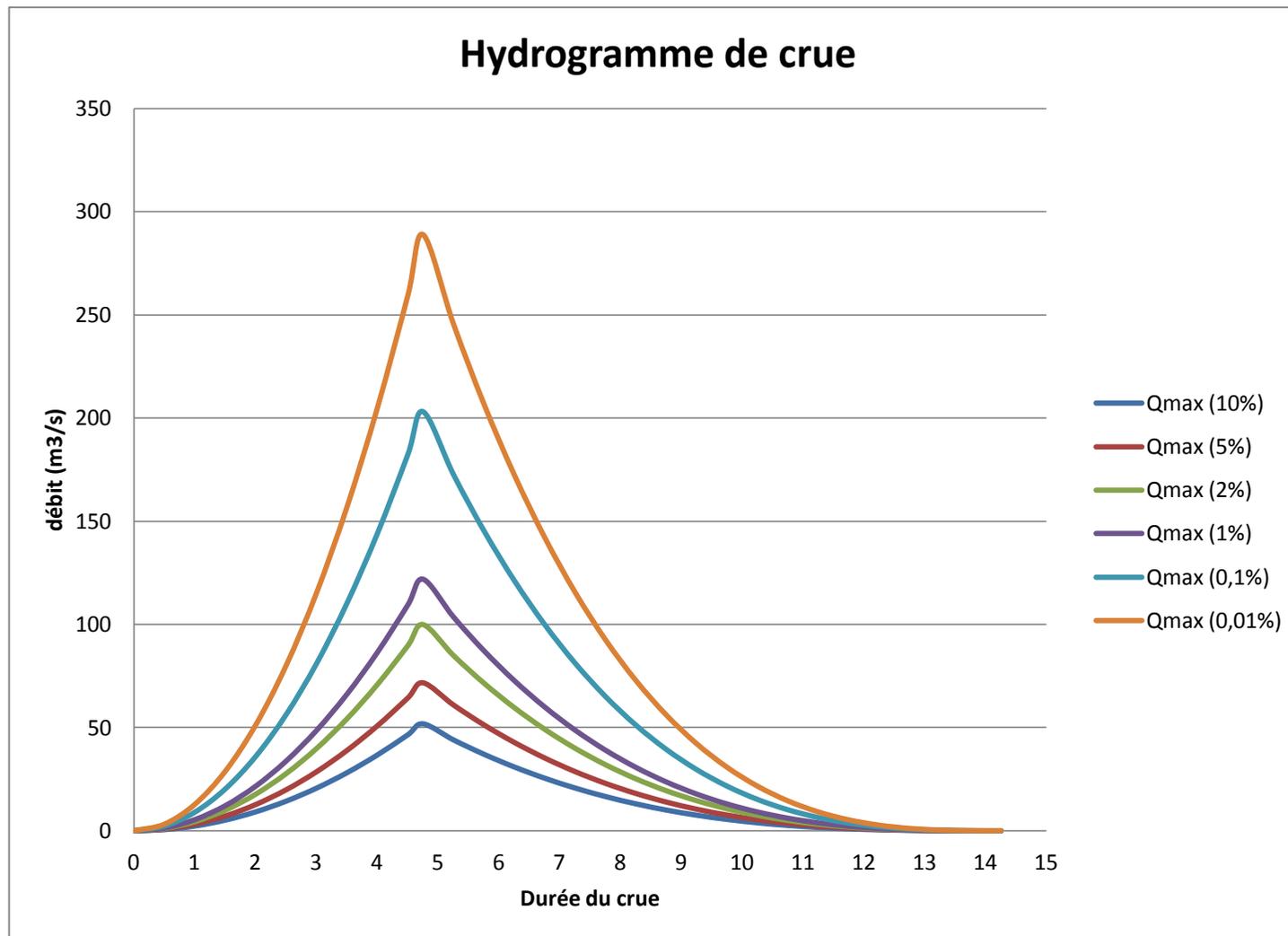
temps (h)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax (2%)	Qmax (1%)	Qmax (0,1%)	Qmax (0,01%)
0,5	0,57	0,80	1,11	1,35	2,25	3,20
1	2,30	3,18	4,43	5,41	9,00	12,81
1,5	5,17	7,16	9,97	12,17	20,24	28,82
2	9,18	12,73	17,73	21,63	35,99	51,24
2,5	14,35	19,89	27,70	33,80	56,23	80,06
3	20,66	28,64	39,89	48,66	80,98	115,28
3,5	28,12	38,98	54,29	66,24	110,22	156,91
4	36,73	50,92	70,91	86,52	143,96	204,94
4,5	46,49	64,44	89,75	109,50	182,19	259,38
4,75	51,80	71,80	100,00	122,00	203,00	289,00

Phase de la décroue:

temps (h)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax (2%)	Qmax (1%)	Qmax (0,1%)	Qmax (0,01%)
0	51,80	71,80	100,00	122,00	203,00	289,00
0,5	44,04	61,05	85,03	103,73	172,60	245,73
1	37,10	51,43	71,63	87,39	145,41	207,01
1,5	30,93	42,88	59,72	72,85	121,23	172,58
2	25,49	35,33	49,21	60,03	99,89	142,20
2,5	20,72	28,72	40,01	48,81	81,21	115,62
3	16,59	23,00	32,03	39,08	65,02	92,57
3,5	13,05	18,09	25,19	30,74	51,14	72,81
4	10,05	13,93	19,41	23,67	39,39	56,08
4,5	7,55	10,47	14,58	17,79	29,60	42,13

5	5,51	7,63	10,63	12,97	21,58	30,72
5,5	3,87	5,36	7,46	9,11	15,15	21,57
6	2,59	3,59	5,00	6,10	10,15	14,45
6,5	1,63	2,26	3,15	3,84	6,39	9,10
7	0,94	1,31	1,82	2,22	3,70	5,27
7,5	0,48	0,67	0,93	1,14	1,89	2,70
8	0,20	0,28	0,39	0,48	0,80	1,14
8,5	0,06	0,08	0,12	0,14	0,24	0,34
9	0,01	0,01	0,01	0,02	0,03	0,04
9,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Figure I-21 : la représentation des Hydrogramme des crue pour différente période



III.4.Estimation de la crue de projet:

La crue de projet est la crue de la plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 10000 ans).

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture).Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Plusieurs comités et écoles ont donné des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

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

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

- ◆ Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- ◆ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau I.23 : Catégories des dommages résultant des crues.

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages 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 toute fois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin 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.

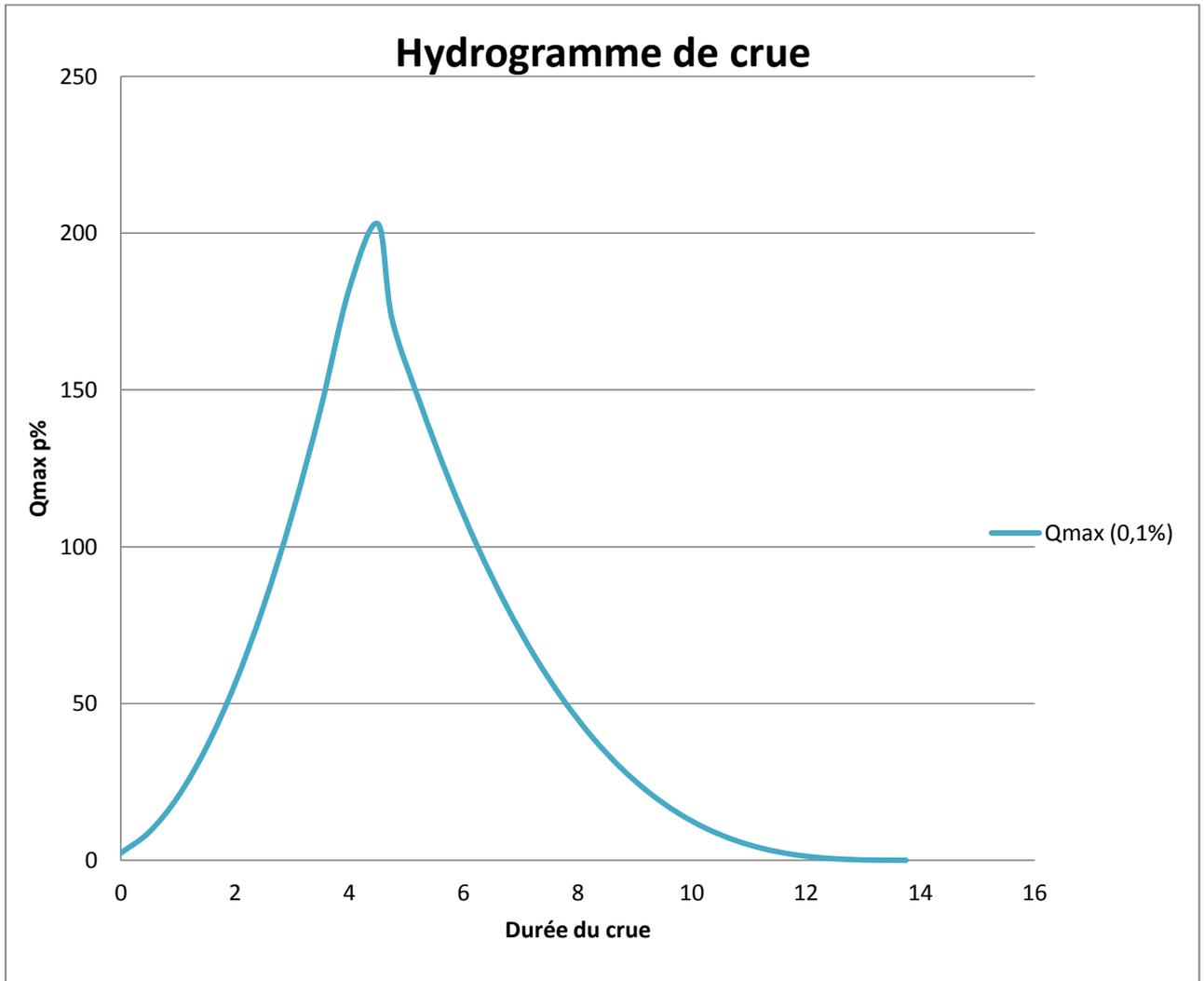
Tableau I.24 : Crues de projet recommandé.

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

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficielle perméabilité...)

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement faible), *D'où* **Q=203 m³/s** **T= 1000 ans**

Figure N°I.22: Hydrogramme de crue (1 000 ans)



IV . Régularisation de l'écoulement :

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieur à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les calculs de la régularisation annuelle sont fondés sur le bilan hydrique du barrage pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume du barrage le plus grand de point de vue capacité. Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions garanties sont les outils de base pour les calculs.

Le choix de la garantie de calcul est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir du barrage. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie. Pour ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base suivantes :

- Les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant du dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- Les besoins en eau des utilisateurs.

IV-1 Courbes caractéristiques de la retenue :

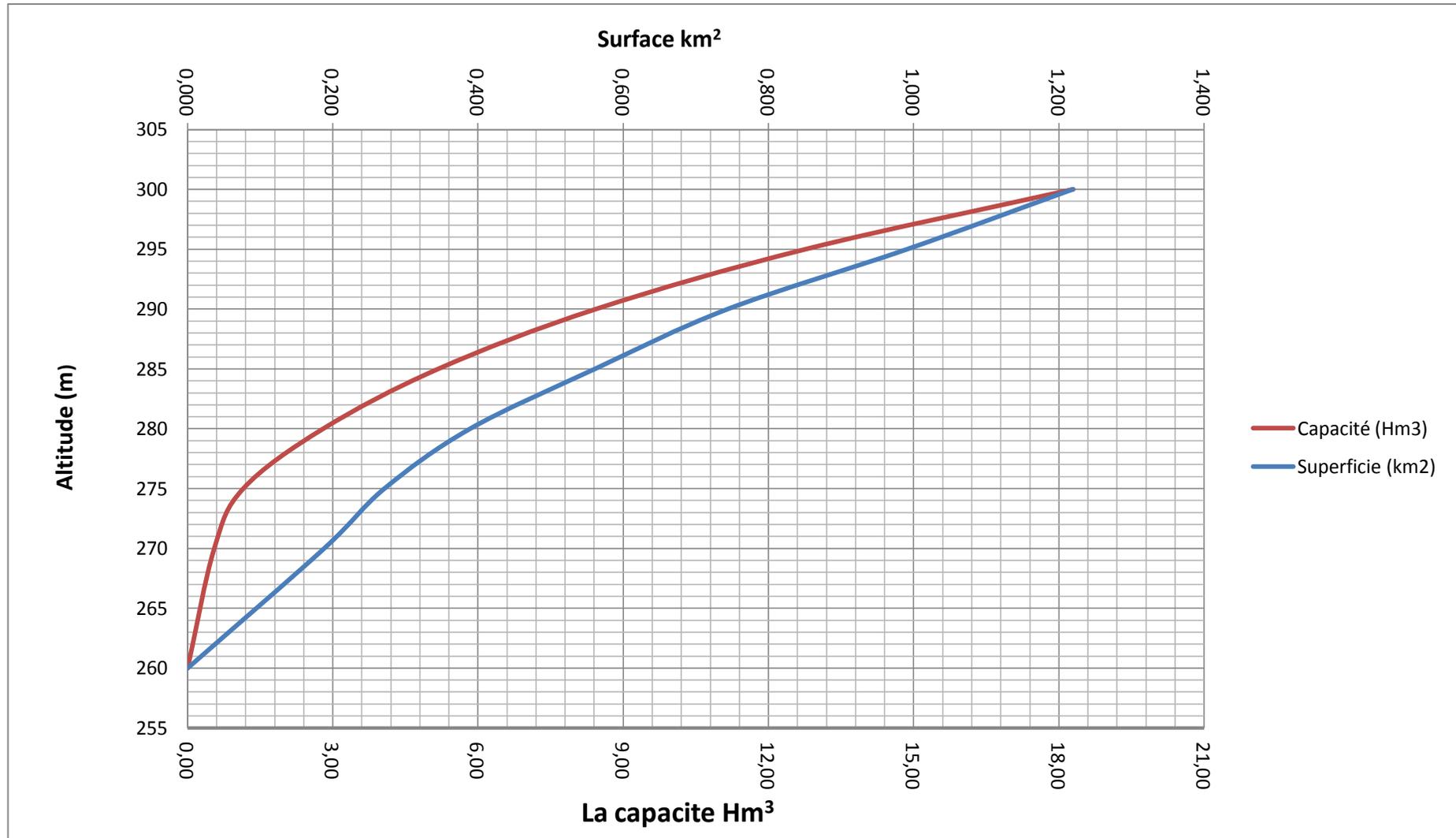
C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par une simple lecture de la courbe de connaître la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude et la surface inondée aussi.

Pour tracer les courbes en se basant sur le levée topographique et à l'aide de Autocade on établie un tableau I-25 contenant les caractéristique de la cuvette du retenue ; la hauteur en fonction de volume et la surface comme il est représenté sur la figure I-23

Tableau I-23 : Caractéristiques topographiques de la retenue

Elévation (m NGA)	Superficie (km ²)	Capacité (Hm ³)
260	0,000	0,00
270	0,188	0,55
275	0,271	1,15
280	0,389	2,80
285	0,561	5,18
290	0,744	8,44
295	0,991	12,77
300	1,219	18,30

Figure I-25 : la courbe capacité - hauteur et la courbe surface - hauteur



IV.2.Répartition des besoins :

Le but d'utilisation du barrage de Berkeche est de satisfaire les besoins agricoles.

la répartition mensuelle des besoins étant supposée suivre une loi agricole simplifiée utilisée souvent au Nord de l'Algérie. La répartition des besoins est comme suit :

La surface qu'on a à irriguer est de 450 Ha en posant la norme d'irrigation : $N=12000 \text{ m}^3/\text{an} / \text{Ha}$.

Et la distribution mensuelle d'abstraction pour l'irrigation soumis par l'ANBT

	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Total
%	12	11	-	-	-	-	1	7	13	17	21	18	100

Source : ANBT

Tableau N°I.24 : Répartition mensuelle des besoins.

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU
Besoin en (%)	12	11	-	-	-	-	1	7	13	17	21	18
$U_{\text{irr}} (\text{Mm}^3)$	0,648	0,594	0,000	0,00	0,00	0,00	0,054	0,378	0,702	0,918	1,134	0,972

IV.3.Répartition des apports mensuelle 80% :

L'apports 80% et déjà calcule dans le tableau I.18

mois	septembre	octobre	novembre	décembre	janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	août
A80%	0,175	0,295	0,744	0,651	1,085	0,767	0,961	0,28	0,282	0,185	0,155	0,16

IV.4 Calcul du volume mort :

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits (B . Touaibia, 2001)

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

A. Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple) :

Le volume est donné par la formule suivante :

$$Vm = \frac{Ts.T.S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (1,27)$$

T : Durée de vie du barrage (50 ans);

γ_s : Poids spécifique des sédiments ($1,6 \text{ t/m}^3$);

S : Surface du bassin versant 106 Km^2

Ts : le débit solide des sédiment

D'où : $V_m = 0,81 \text{ Hm}^3$,

B. Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 - 1,10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots, (1,28)$$

Q_s : Le débit solide (t/an)

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1,2 \text{ t/m}^3$),

$$Q_s = T_s * S,$$

S : Superficie du bassin versant,

T : Délai de service ; T = 50 ans,

D'où :

$$V_m = 1,15 \text{ Mm}^3$$

D'après les résultats des deux méthode on peut prendre le volume donnée par la Méthode liée à l'érosion spécifique, donc le volume mort de barrage de Berkeche est

$$V_m = 0,81 \text{ Hm}^3$$

IV .5.Calcul du volume utile :

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- ❖ L'apport annuel $A_{80\%}$,
- ❖ La consommation totale,
- ❖ Le volume mort de la retenue,

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

➤ Procédé de calcul:

- Détermination de la période à bonne hydraulicité,
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique,
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " V_s " et " V_d ",
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile,

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Novembre jusqu'au mois de Mars ,

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

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

IV .5 . 1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:

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

Du **tableau I.25** on a :

$$V_s = 4,154 \text{ Mm}^3,$$

$$V_d = 3,814 \text{ Mm}^3,$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps,

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

$$V_u = 3,814 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m \dots\dots\dots(1,29)$$

$$\text{D'où} : \quad V_{\text{NNR}} = 4,624 \text{ Mm}^3$$

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

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

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

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

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

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

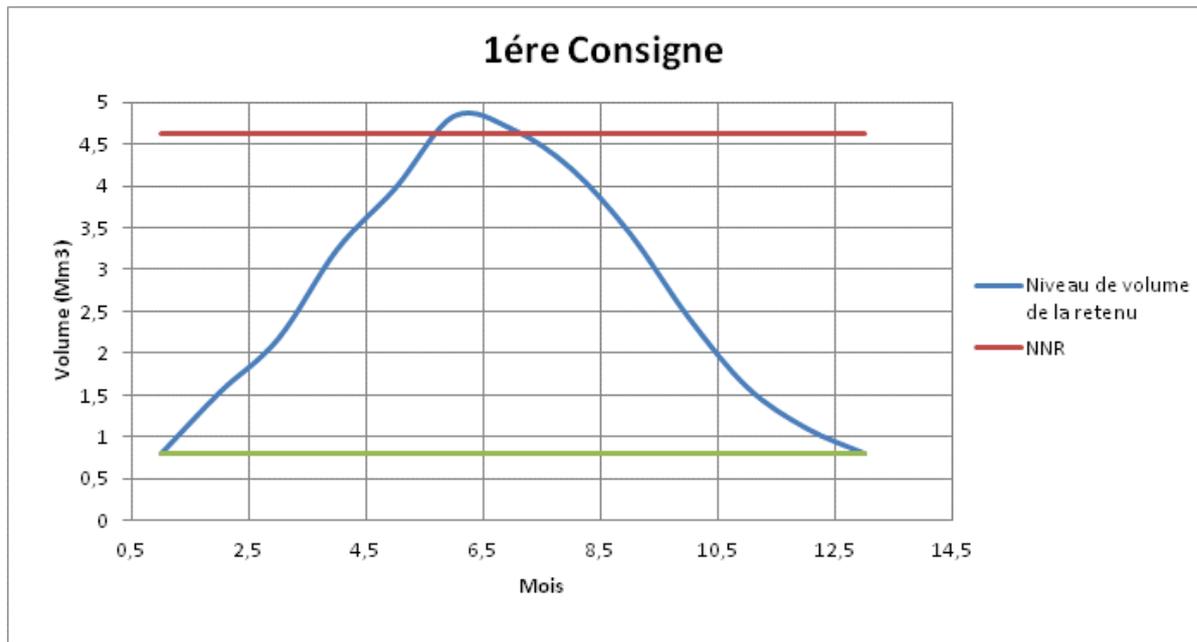
Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

Tableau I.25 : **Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:**

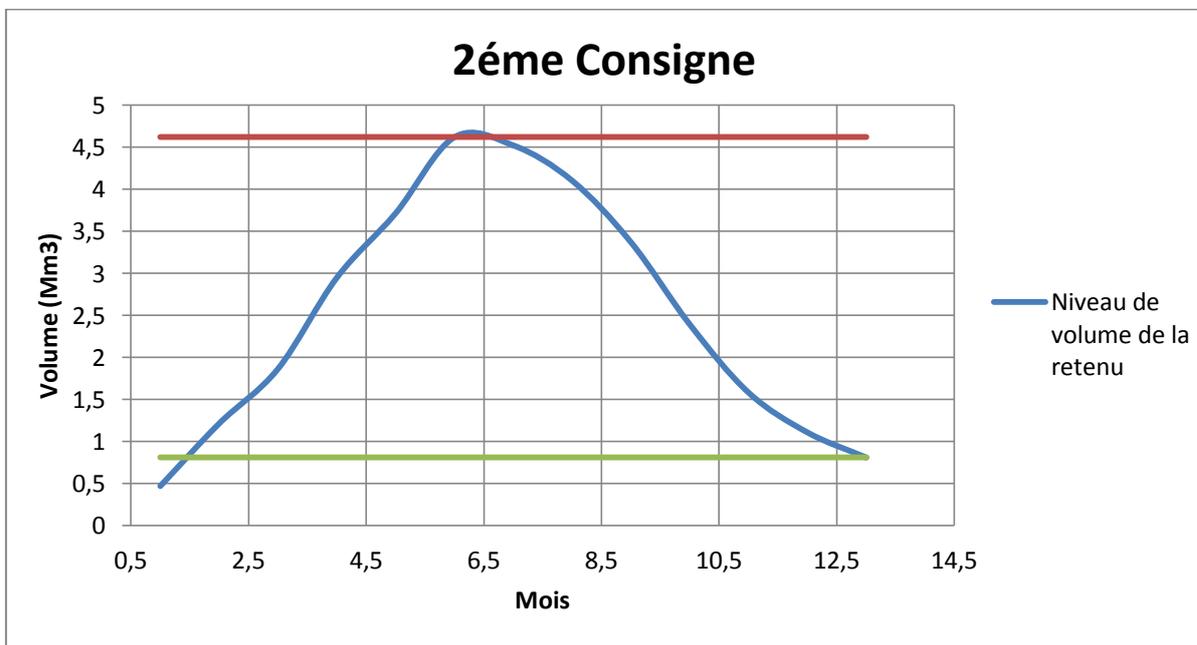
Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W (m3)	U (m3)	W-U (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
				0,810				0,81	0,35
Novembre	0,744	0	0,744	1,554	1,554		0,470	3,3	
Décembre	0,655	0	0,651	2,209	2,209		1,214	4,54	
Janvier	1,085	0	1,085	3,294	3,294		1,865	1,86475	
Février	0,768	0	0,767	4,062	4,062		2,950	2,94975	
Mars	0,961	0,054	0,907	4,969	4,6240	0,35	3,717	3,717	
Avril	0,280	0,378	-0,098	4,5260	4,526		4,624	4,624	
Mai	0,282	0,702	-0,420	4,106	4,106		4,526	4,526	
Juin	0,185	0,918	-0,733	3,373	3,373		4,106	4,106	
Juillet	0,155	1,134	-0,979	2,394	2,394		3,373	3,373	
Août	0,160	0,972	-0,812	1,582	1,582		2,394	2,394	
Septembre	0,175	0,648	-0,473	1,109	1,109		1,582	1,582	
Octobre	0,295	0,594	-0,299	0,81	0,81		1,109	4,924	
Total	5,745	5,4	-3,94			0,35	0,81		0,35

Les graphes des consigne d'exploitation sont les suivant

Graph 1-26 : 1ère consigne d'exploitation



Graph 1-26 : 1ème consigne d'exploitation



IV .5 . 2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

On a:
$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(1.30).$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyen
$$\left[V_{moy} = \frac{V_{rfj} + V_{rfj+1}}{2} \right].$$

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

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(1.31)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau IV.32.

V_{moy} : volume moyen
$$\left[V_{moy} = \frac{V_{rfj} + V_{rfj+1}}{2} \right].$$

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

Tableau I.26 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

$\delta=0,5$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau I.27 suivant :

Tableau I.27 : Les volumes des pertes dans la retenue :

Pertes par évaporation et infiltration (1er approximation)						
Mois	V moy (m3)	S moy (m2)	E vp (mm)	V evp (m3)	V inf (m3)	Π (m3)
Novembre	1,52	0,06	53	0,00318	0,0076	0,0108
Décembre	2,13	0,07	43	0,00301	0,01065	0,0137
Janvier	3,21	0,11	51	0,00561	0,01605	0,0217
Février	4,02	0,18	60	0,0108	0,0201	0,0309
Mars	4,964	0,27	95	0,02565	0,02482	0,0505
Avril	4,48	0,24	118	0,02832	0,0224	0,0507
Mai	4,01	0,21	142	0,02982	0,02005	0,0499
Juin	3,35	0,15	161	0,02415	0,01675	0,0409
Juillet.	2,27	0,07	180	0,0126	0,01135	0,024
Août	1,51	0,08	170	0,0136	0,00755	0,0212
Septembre	0,93	0,06	121	0,00726	0,00465	0,0119
Octobre	0,81	0,04	75	0,003	0,00405	0,0071
Total			1194	0,164	0,16197	0,33302

La régularisation saisonnière en tenant compte des pertes est montrée dans le tableau I-28 ,

IV .5 . 3 Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante :

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

V'_u : volume utile en tenant compte des pertes.

$$\zeta = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100 \dots\dots\dots(1.32)$$

Si cette condition (1% < ε < 2%) n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

$$V'_u = 4,02 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_u = 3,94 \text{ Mm}^3.$$

Donc : $\zeta = 1,98$ c.à.d. la condition est vérifiée et En prend $V_u = 4,02 \text{ Mm}^3$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{NNR} = V_M + V_U$

$$V_{NNR} = 4,83 \text{ Mm}^3$$

Tableau I- 28 : régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes									
Mois	W (Mm3)	U+[] (Mm3)	W-(U+[]) (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0,81			-0,012	0,81	0,012
Novembre	0,744	0,01078	0,733	1,54	1,54322		0,79802	0,79802	
Décembre	0,655	0,01366	0,641	2,18	2,18456		1,53124	1,53124	
Janvier	1,085	0,02166	1,063	3,25	3,2479		2,17258	2,17258	
Février	0,768	0,0309	0,737	3,99	3,985		3,23592	3,23592	
Mars	0,961	0,10447	0,857	4,84	4,830	0,012	3,97302	3,973	
Avril	0,28	0,42872	-0,149	4,68	4,62		4,82955	4,830	
Mai	0,282	0,75187	-0,470	4,21	4,21096		4,68083	4,68083	
Juin	0,185	0,9589	-0,774	3,44	3,43706		4,21096	4,21096	
Juillet	0,155	1,15795	-1,003	2,43	2,43411		3,43706	3,43706	
Août	0,16	0,99315	-0,833	1,60	1,60096		2,43411	2,43411	
Septembre	0,175	0,65991	-0,485	1,12	1,11605		1,60096	1,60096	
Octobre	0,295	0,60105	-0,306	0,81	3,3		1,11605	4,19	
Total	5,745	5,73302	Vnnr=	4,830			0,81		0,012

IV.6.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 de la retenue et le débit progressive de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit:

$$Q.dt = q .dt + S.dh \dots\dots\dots(1.33)$$

Q: le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

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

Le débit cumule à l'instant **t** est : $Q-q= S.dh/dt\dots\dots\dots(1.34)$

Ou :

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

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour les méthodes de Katherine, et celle de Hildenblate qui sont des méthodes grapho-analytique

Généralement la méthode de HILDENBLAT et la méthode step by step sont utilisées dans les grands barrages c'est pour cela qu'on opte pour la méthode de KOTCHERINE qui est détaillé par la suite

1) La méthode de Hildenblat :

Pour faire le laminage des crues par cette méthode, on doit avoir les données suivantes :

- Hydrogramme de crue fréquentiel : $Q_{p\%}=f(t)$.
- Courbe des volumes d'eau dans la retenue : $V=f(H)$.
- Courbe des variations d'eau dans la retenue au dessus du niveau normal de la retenue.

Le débit maximum déversé (q) peut être donné par la formule de Kotchérine améliorée par Sokolovsky pour les hydrogrammes à une pointe ou triangulaire :

$$q_{maxp\%} = 0.85 Q_{p\%} (1 - \frac{V_f}{V_{cp\%}}) \dots\dots\dots(1.35)$$

Avec :

$V_{cp\%}$: Volume de la crue de probabilité P%.

V_f : Volume déversant de sécurité ou volume forcé.

D'après Kotcherine, le volume forcé est donné par la formule :

$$V_f = (0.05 \div 0.2)V_{cp\%} \dots\dots\dots(1.36)$$

Le volume de la crue est égal au produit de chaque débit Q par l'intervalle de temps $1h=3600s$:

$$V_{cp\%} = 10,41 \text{ Mm}^3$$

Donc le volume forcé sera :

$$V_f = 0,12 \times 10,4 = 1,25 \text{ Mm}^3$$

Maintenant on a les valeurs des paramètres V_f , $V_{cp\%}$, et $Q_{p\%}$, on peut calculer le débit maximum à évacuer $q_{max p\%}$.

$$q_{max p\%} = 0.85 \times 203 \times \left(1 - \frac{1,25}{10,41}\right) = 151,83 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_{max p\%} = 151,83 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le volume au dessous de la cote NPHE est :

$$V_{NPHE} = V_{NVM} + V_U + V_f \dots\dots\dots(1.37)$$

Application numérique :

$$V_{NPHE} = 0,81 + 3,88 + 1,25 = 5,95 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NPHE} = 5,95 \text{ Mm}^3$$

La charge maximale déversant h_d

$$h_d = \nabla NPHE - \nabla NNR = 286,3 - 284 = 2,3 \text{ m}$$

$$h_d = 2,3 \text{ m}$$

La largeur du déversoir de l'évacuateur de crue de surface est calculée par la formule suivante :

$$q = m b h_d^{3/2} \sqrt{2g} \dots\dots\dots(1.38)$$

Avec :

m : Coefficient de débit dépendant du type de déversoir

b : Largeur du déversoir

h_d : Charge sur le déversoir.

$$\text{D'où : } b = \frac{q_{max p\%}}{m h_d^{3/2} \sqrt{2g}}$$

Application numérique :

$$b = \frac{151,83}{0.49 \times 2,3^{3/2} \times \sqrt{2 \times 9.81}} = 20 \text{ m} \quad \text{On prend : } b = 20\text{m}$$

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessous du déversoir est calculée et tracée :

$$q = f\left(V + \frac{1}{2} q \Delta t\right) \dots\dots\dots (1.39)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (I.30) : Volumes et débits déversant.

H_d (m)	q (m ³ /s)	$\frac{1}{2}q\Delta t$ (Mm ³)	V (Mm ³)	$V + \frac{1}{2}q\Delta t$ (Mm ³)
0	0	0,00	4,70	4,70
0,2	3,88	0,003	4,71	4,71
0,4	10,98	0,01	4,82	4,82

0,6	20,17	0,01	4,93	4,94
0,8	31,06	0,02	5,05	5,06
1	43,41	0,03	5,16	5,18
1,2	57,06	0,04	5,28	5,30
1,4	71,91	0,05	5,40	5,43
1,6	87,85	0,06	5,52	5,55
1,8	104,83	0,07	5,64	5,68
2	122,78	0,09	5,77	5,81
2,2	141,65	0,10	5,90	5,95
2,3	151,41	0,11	5,96	6,01

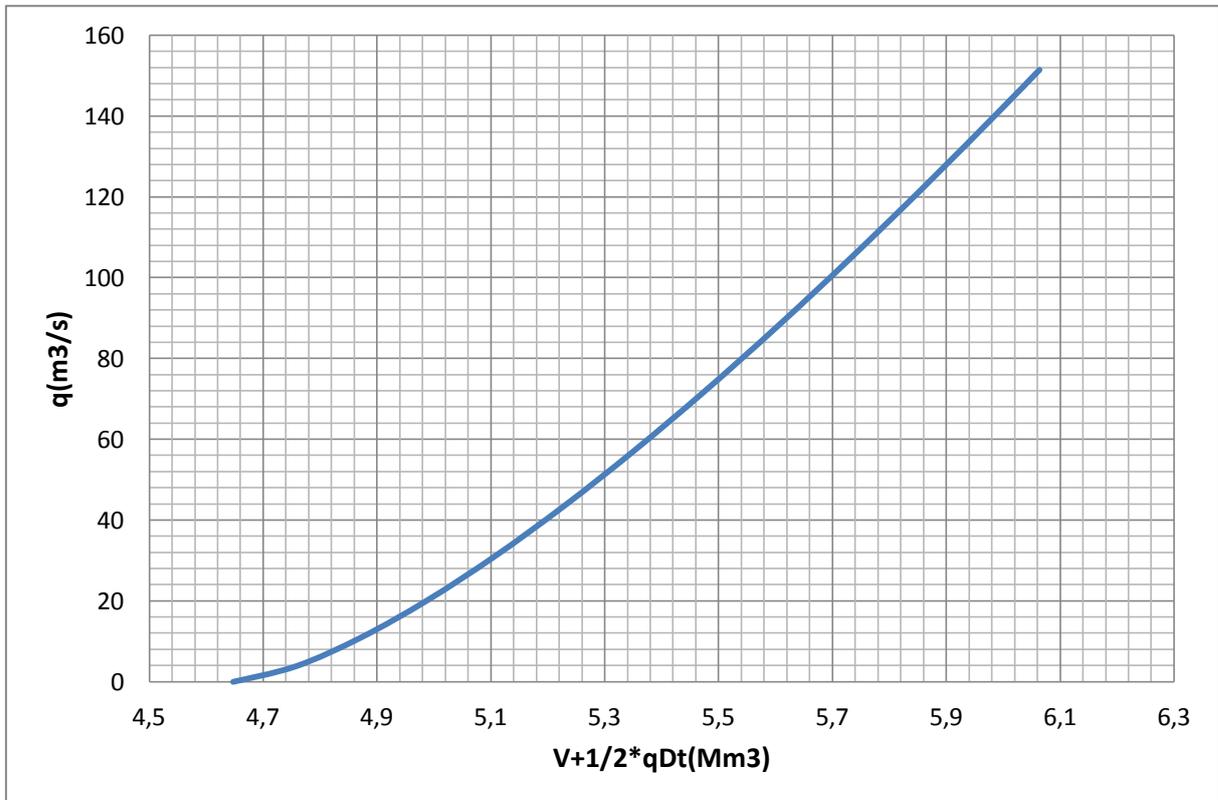


Figure. (I.25): Courbe des débits déversant

Disposant de courbes suivantes, on procède au laminage proprement dit :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = f(t) \\ V = f(H) \\ V = f\left(V + \frac{1}{2} q \Delta t\right) \end{array} \right.$$

Le tableau suivant représenté les résultats de laminage par la méthode Hildenblat

tableau. I.31 : calcul Laminage de la crue par la méthode de HILDENBLAT (dans l'annexe I)

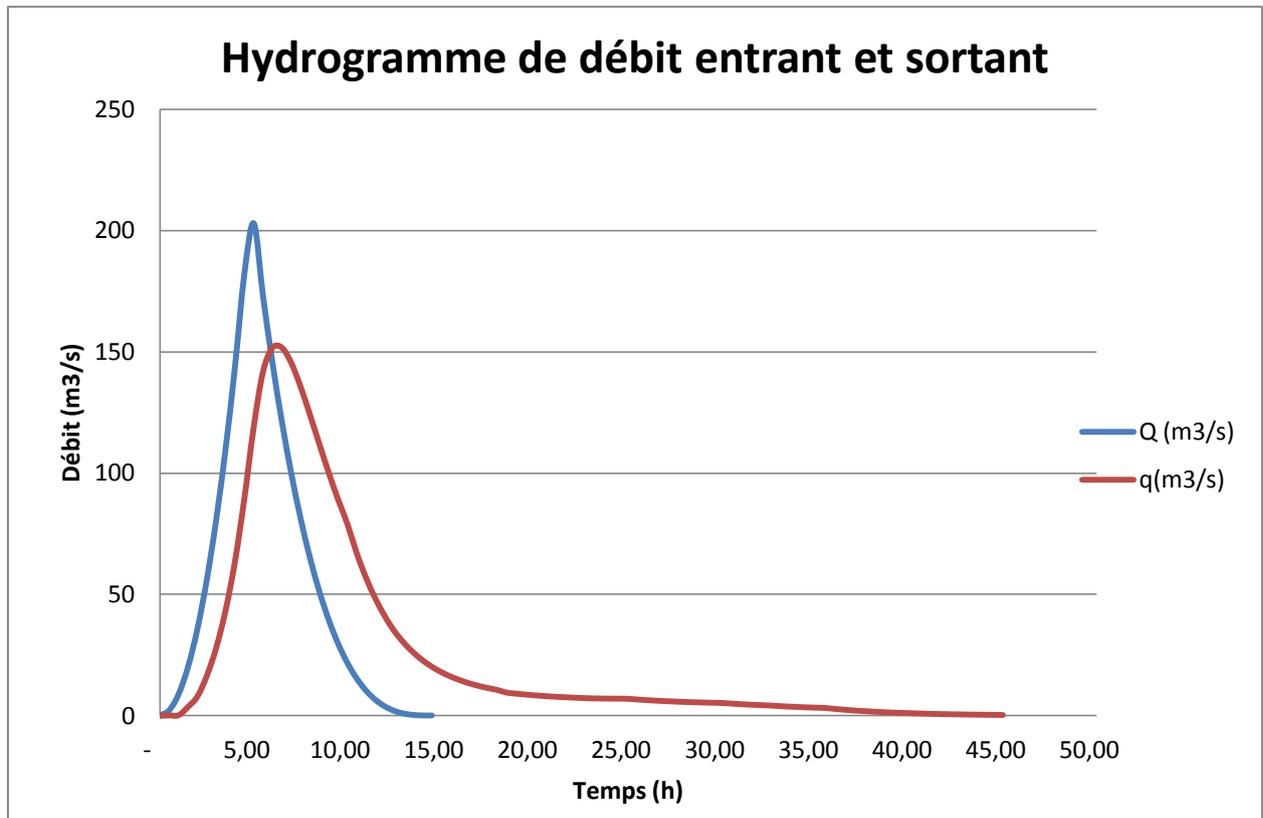


Figure. (I.26): Hydrogramme des débits entrants et sortants.

Les résultats de l'étude du laminage des crues d'après la méthode de Hildenblat sont comme suit :

- La charge déversant : $h_d = 2,3 \text{ m}$
- La Largeur du déversoir : $b_d = 20 \text{ m}$
- débit de la crue max pour la fréquence 0,1% : $Q_{\text{max},0,1\%} = 203 \text{ m}^3/\text{s}$
- débit de la crue max déversant pour la fréquence 0,1% ; $q_{\text{max},0,1\%} = 151,72 \text{ m}^3/\text{s}$
- Temps de laminage de crue : $T = 3 \text{ jours et } 13 \text{ heures}$

2) Méthode de KOTCHERINE :

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho - analytique qui se base sur les principes suivants :

1. l'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

1- Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{\text{lam}}}{Q_{\%}} \right) \dots \dots \dots (1.40).$$

Où :

V_F : le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_C : le volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 .

$Q_{\%}$: le débit de la crue en m^3/s

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{\text{lam}} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots \dots \dots (1.41)$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

2- Estimation de la charge au dessus du déversoir :

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'on a défini, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots \dots \dots (1.42).$$

Où :

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge **H**, et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49;

g : l'accélération de pesanteur; [g = 9,81 m²/s];

L : la largeur de déversoir [m],

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 2 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \quad \text{Et} \quad S = L \cdot (H + P)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit :

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots(1.43)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule et L compris entre 15 et 50 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(1.44)$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots(1.45)$$

Ou :

H_o : la charge globale.

$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$: La charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement;

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} . Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "**H**" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "**b**",

Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables **H** et **L**, Les relations s'ajustent automatiquement.

Procédé de calcul :

- Les différentes valeurs des lames d'eau H_d
- Définir la cote $PHE = NNR + H_d$
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine le volume V_{PHE} relatif à chaque cote de PHE.
- Définir le volume en charge pour chaque lame tel que : $V_f = V_{PHE} - V_{NNR}$.
- Définir le volume de la crue pour l'Hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire .

Tableau I.38 : Données initiales

Données initiales	
g	$9,81 \text{ m}^2/\text{s}$
α	1
$Q_{0,1\%}$	$203 \text{ m}^3/\text{s}$
$V_{\text{crue } 1\%}$	$10,41 \text{ Mm}^3$
m	0,49

Tous les calculs et résultats sont illustres ci après :

Tableau (I.32) : Calcul du débit déversant pour différentes largeurs b et la charge H_d .

Traiter par la méthode de KOTCHERINE est (Dans l'annexe I-II)

Les résultats de l'étude du laminage des crues d'après la méthode de kotchrine sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (I.32) : Récapitulatif des résultats de la méthode de kotchrine :

b_d (m)	H_d (m)	∇_{NPHE} (mNGA)	V_f (Mm ³)	q (m ³ /s)
10,00	3,80	287,80	2,27	160,77
15,00	3,06	287,06	1,76	170,00
20,00	2,60	286,60	1,45	178,00
25,00	2,26	286,26	1,23	180,00
30,00	2,02	286,02	1,08	189,50
35,00	1,84	285,84	0,97	190,00
40,00	1,70	285,70	0,88	190,20
45,00	1,56	285,56	0,80	190,25
50,00	1,47	285,47	0,74	190,40
55,00	1,37	285,37	0,68	190,60

En utilise les résultats de cette méthode pour tracer une courbe permet de voire la variation de débit en fonction de la charge déversant et la largeur de déversoir ,

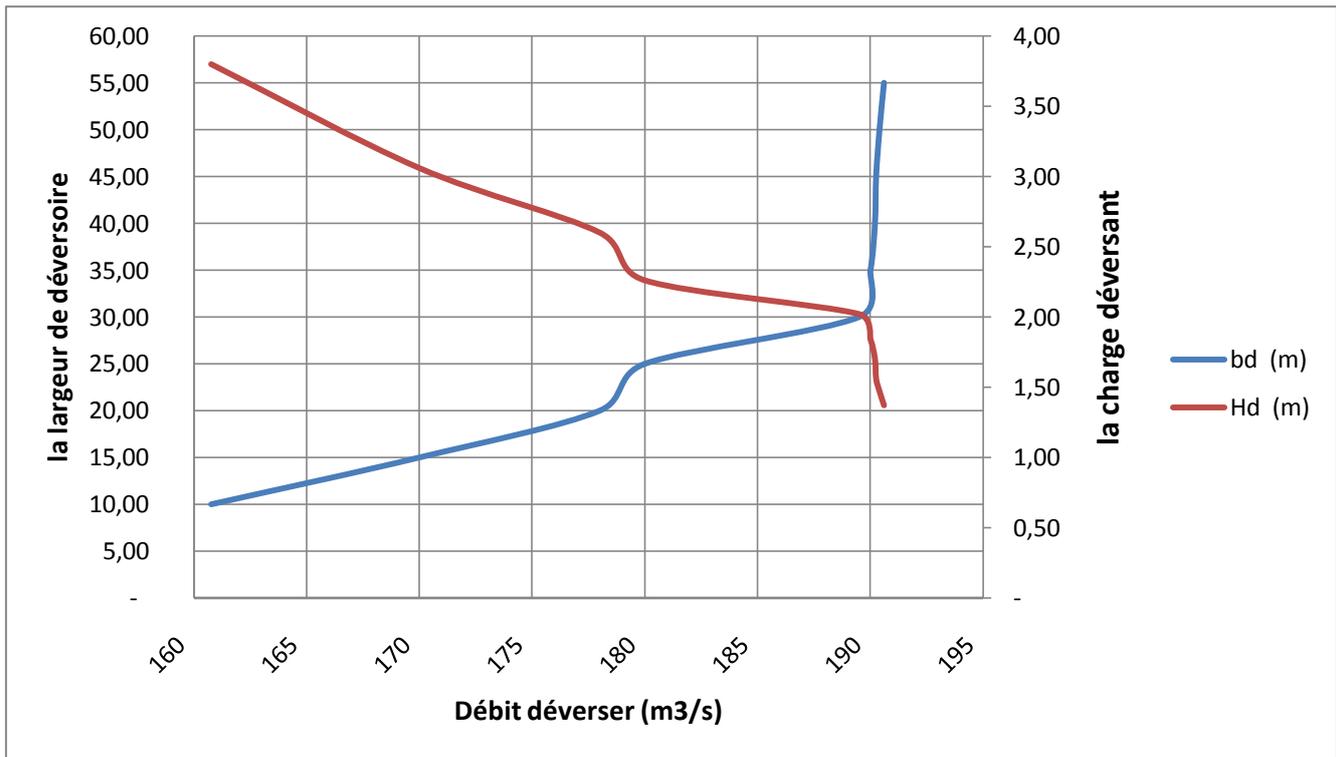


Figure I-28 : La variation de la charge et la largeur en fonction de débit

D'après le graphe I-28 en remarque que à partir de point $b_d=30m$ et $H_d=2 m$ la variation de deviner très faible et par contre la variation de la charge et la largeur ils subit des variation important ,

3) Méthode STEP BY STEP:

1-Données de base:

- Niveau normal de la retenue (▼NNR).
- Hydrogramme de crue.
- Crue de projet.
- Courbe capacité- hauteur.

2- Principe de la méthode :

Le temps de base est divisé en une série de pas de temps Δt à chaque instant t , on détermine les paramètres suivants :

- Débit de crue à partir de l'Hydrogramme de crue;
- Volume d'eau entrant pendant le temps Δt :

$$V_{ent} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t \dots\dots\dots (1.46)$$

- La cote du plan d'eau;

- La charge sur le déversoir c'est la différence des côtes du plan d'eau à l'instant t et le niveau normale de la retenue (NNR) .

Le débit sortant : $Q_{\text{sortie}} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$ (1.47)

Où ; m : Coefficient de débit;
 b : Largeur de déversoir
 h : Hauteur d'eau sur le déversoir.

Le volume sortant :

$V_{\text{sorte}} = Q_{\text{sort}} \cdot \Delta t$ (1.48)

Ou : Δt : pas de temps.

Le volume dans la retenue :

$(V_{\text{Retenue}})_i = (V_{\text{Retenue}})_{i-1} + (V_{\text{ent}})_i - (V_{\text{sort}})_i$ (1.49)

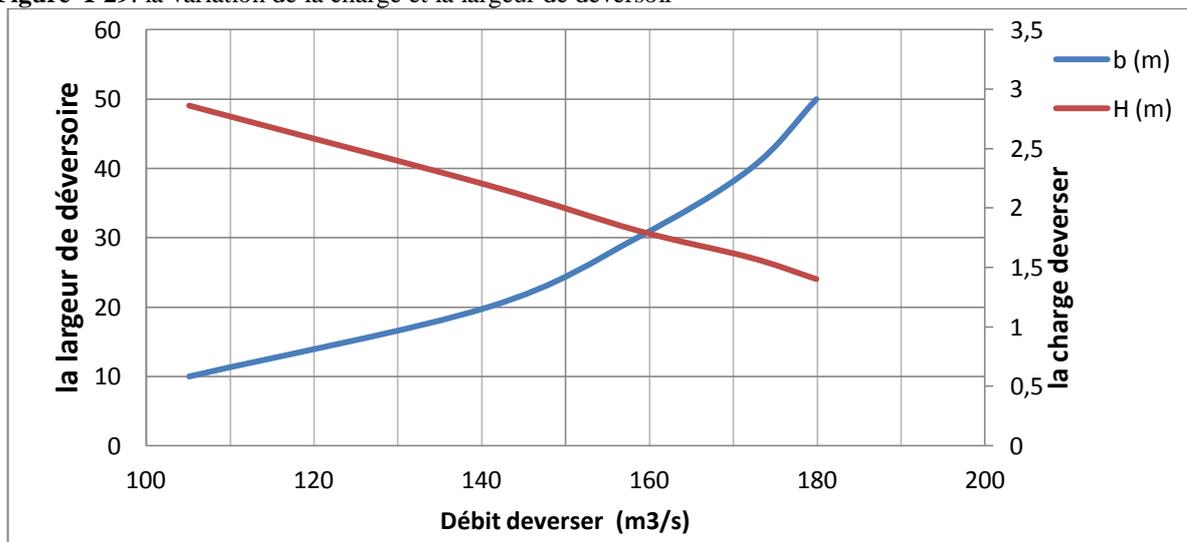
Les résultats des débits évacués maximum pour différentes largeurs dans l'annexe « II-I »

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposée comme le débit évacué, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le Tableau I.33

Tableau (I.33) : Récapitulatif des résultats de la méthode de STEP BY STEP .

b (m)	H (m)	▼NPHE (mNGA)	Vf(Mm ³)	q (m ³ /s)
10	2,86	286,86	1,56	105,13
20	2,19	286,19	1,15	140,75
30	1,81	285,81	0,93	158,51
40	1,58	285,58	0,80	172,07
50	1,40	285,40	0,70	179,91

Figure I-29: la variation de la charge et la largeur de déversoir



Conclusion :

Si en comparant les résultats des deux méthode STEP BY STEP et Kotchrine ,en peut dire que les deux méthode sont très proche pour le calcul de l'optimisation en utilise les résultats de la méthode **STEP BY STEP** .

V. Etude d'optimisation

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

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

V.1) La revanche :

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

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R=H+\frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (1.50)$$

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

➤ **Formule de Stevenson :**

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt{F} \dots\dots\dots (1.51)$$

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s).

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [F =1,3 km].

➤ **Formule de Molitor :**

$$H = 0,75 + 0,032\sqrt{UF} - 0,27\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (1.52)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U=12 Km/h.

➤ **Formule de Mallet-PAQUANT**

$$H = 0,5 + 0,33\sqrt{F} \dots\dots\dots (1.53)$$

➤ **Formule de simplifiée :**

$$H=1+0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots (1.54)$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau II.41.

Tableau (I.34) : hauteurs des vagues.

Formule	H(m)
Formule de Stevenson	0,84
Formule de Molitor	0,79
Formule de Mallet-PAQUANT	0,88
Formule simplifiée	1,34

On adopte donc la valeur de H=0,88 m car c'est la valeur la plus proche de la moyenne.

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

$$V=1,5+2H \dots\dots\dots (1.55)$$

H : hauteur des vagues (en m).

$$V=3,26 \text{ m/s}$$

Donc la revanche minimale sera : R= 1,5 m

On prend R= 2 m pour dimensionnement du barrage

V.2) Dimensionnement préalable de la digue

a) Largeur en crête :

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

1- Formule de KNAPEN : $b_{cr}=1,65\sqrt{H_b}$ (1.56)

2- Formule de F-PREECE : $b_{cr}=(1,1\sqrt{H_b}) + 1$ (1.57)

3-Formule Anonyme (simplifiée) : $b_{cr}=3,60\sqrt[3]{H_b} - 3$ (1.58)

4- Formule pratique : $b_{cr}=\frac{5}{3}\sqrt{H_b}$ (1.59)

H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau (I.35) : récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête

Formule	b_{cr} (m)
Formule de KNAPEN :	9,03
Formule de F-PREECE :	7,02
Formule Anonyme (simplifiée) :	8,20
Formule pratique :	9,12
Moyenne	8,34

On opte pour une largeur de crête égale à: $b_{cr}= 8$ m.

b) Hauteur de Barrage:

$H_B= \nabla NNR - \nabla C_f + h_{dév} + R + t$ (1.60)

On admet une valeur de $t=0,5$ m pour le tassement du barrage.

$H_B=284-260+h_d+2+0,5= (26,5+ h_d)$ m

H_d ; la charge déversant varie en fonction la lame déversant.

c) Pentes des talus:

Fruit de talus Amont: $m_1= 3$

Fruit de talus Aval: $m_2= 2,5$

V.3) Calcul du coût de la digue

On calcule en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversant afin de déterminer son coût et le volume de la digue on peut utiliser COVADIS , il permet de donnée le volume avec précision , les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau I- 36 : la variation de l'ouvrage en fonction de dimensionne

digue	b (m)	h_d (m)	H_b (m)	V_{totale} (m ³)	coûts(MDA)
1	10	2,86	30,36	839201	251,76
2	20	2,19	29,69	797275	239,18
3	30	1,81	29,31	774064	232,22
4	40	1,58	29,08	748907	224,67

NB : le coût unitaire de 1 m³ de remblai 300 DA(source ANBT)

V.4) Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et canal d'approche ces deux ouvrages sont les principaux pour l'évacuateur , concernant le chenal l'écoulement et le bassin de dissipation leurs cout ne varie par bouque en fonction de la largeur et la charge donc en peut le néglige , et en peut utiliser un le même coursier pour les déférente largeur de déversoir

V.4.1) Coût du déversoir

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

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

L'équation du profil Creager est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H} \right)^n \dots\dots\dots (1.61)$$

Avec K=2,127 et n=1,85

Donc : $Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}}$

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

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

Tableau I-37 : les coordonnées de profile Creager pour différentes charges

hd(m)	2,86	2,19	1,81	1,58	1,40
X(m)	Y(m)	Y(m)	Y(m)	Y(m)	Y(m)
0,25	0,01	0,02	0,02	0,02	0,03
0,50	0,05	0,07	0,08	0,09	0,10
1,00	0,19	0,24	0,28	0,32	0,35
1,50	0,41	0,51	0,60	0,67	0,75
2,00	0,69	0,87	1,02	1,15	1,27
2,50	1,05	1,31	1,55	1,74	1,92
3,00	1,47	1,84	2,17	2,43	2,70
3,50	1,95	2,45	2,88	3,23	3,58
4,00	2,50	3,14	3,69	4,14	4,59
4,50	3,11	3,90	4,59	5,15	5,71
5,00	3,78	4,74	5,57	6,26	6,93
5,50	4,51	5,65	6,65	7,46	8,27
6,00	5,29	6,64	7,81	8,77	9,72
6,50	6,14	7,70	9,06	10,17	11,27
7,00	7,04	8,83	10,39	11,66	12,92

7,50	8,00	10,04	11,80	13,25	14,68
8,00	9,01	11,31	13,30	14,93	16,54
8,50	10,08	12,65	14,88	16,70	18,51
9,00	11,21	14,06	16,54	18,56	20,57
9,50	12,39	15,54	18,28	20,51	22,73
10,00	13,62	17,09	20,09	22,55	25,00

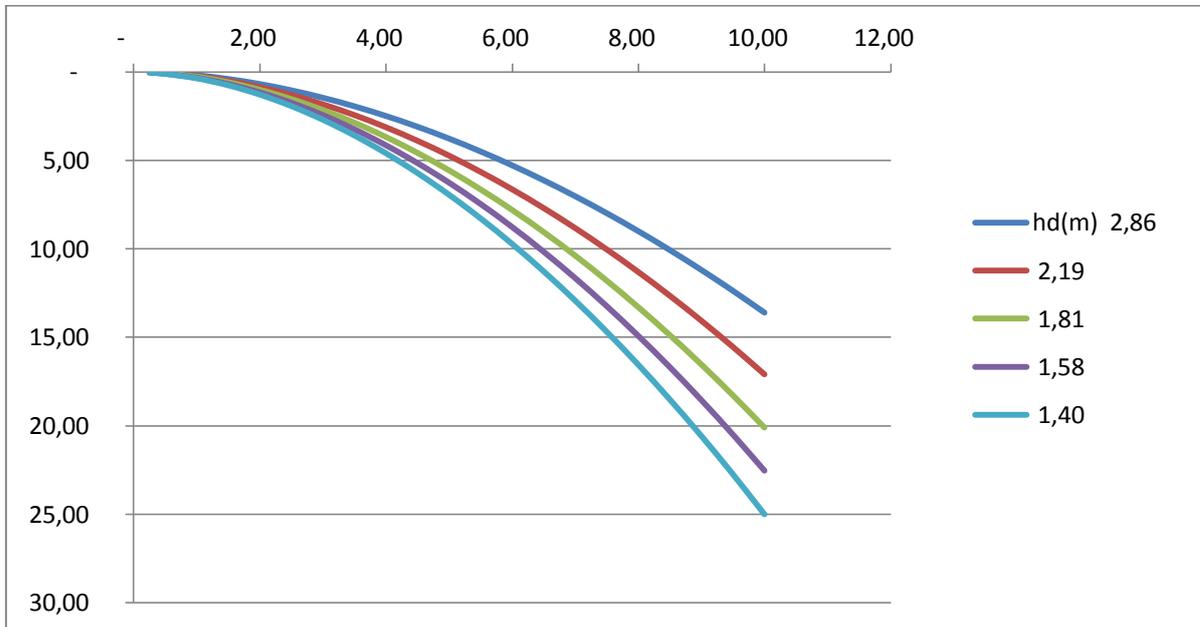


Figure I- 28 : la ligne d'eau pour différentes hauteurs

Le volume du déversoir sera donc: $V_{dev} = S.b$

Avec : S : section transversale du profil ; b : largeur déversant.

Tableau (II.45) : coût du déversoir pour différentes largeurs déversant

b (m)	h_d (m)	S(m)	V(m ³)	coûts(MDA)
10	2,86	28,6	29,3	0,94
20	2,19	43,8	90,83	2,91
30	1,81	54,3	220	7,04
40	1,58	63,2	303,5	9,71
50	1,4	70	400,28	12,81

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 32000DA.

V.4.2) Coût du canal d'approche

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

D'où la hauteur totale du mur :

$$H_{ca} = P + H + R \dots\dots\dots (1.62)$$

Avec P : hauteur de pelle [m];

H : la lame déversant [m];

R : la revanche[m].

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égale à 15m , L'épaisseur du mur « e » est prise égale à 0,5m.

Tableau (II.46) : coût du canal d'approche pour différentes largeurs déversant

b (m)	hd (m)	Hca (m)	S(m2)	V(m3)	coûts(MDA)
10	2,86	6,86	8,95	134,25	4,296
20	2,19	6,19	12,92	193,8	6,2016
30	1,81	5,81	16,08	241,2	7,7184
40	1,58	5,58	17,88	268,2	8,5824
50	1,4	5,4	20,13	301,95	9,6624

Tableau (II.48) : coût de l'EVC pour différentes largeurs déversant

N° EVC	b (m)	h _d (m)	Coûts (MDA)
1	10	2,86	5,23
2	20	2,19	9,11
3	30	1,81	14,76
4	40	1,58	18,29
5	50	1,4	22,47

Tableau (II.49) : Tableau récapitulatif des prix totaux

Largueur déversant b (m)	Coût EVC MDA	Coût digue MDA	Coût totale MDA
10	5,23	251,76	256,99
20	9,11	239,18	248,29
30	14,76	232,22	246,98
40	18,29	224,67	242,97
50	22,47	221,56	244,03

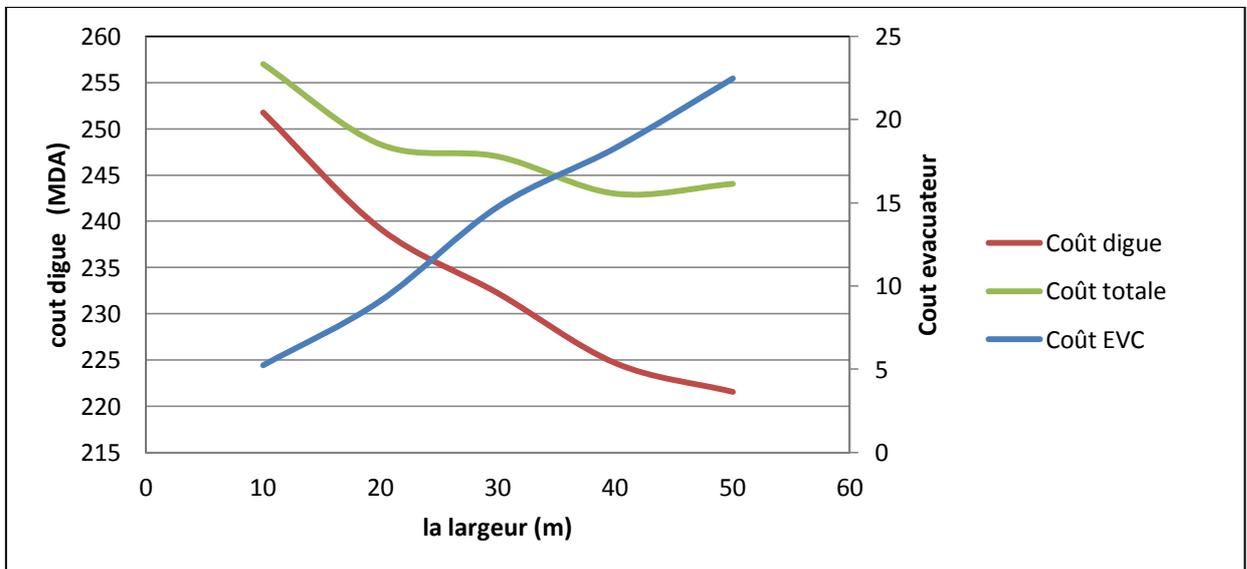


Figure I-29 La courbe d'optimisation

V.5) Conclusion :

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, et l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur ;

- Le coût total moyen.
- La valeur techno-économique de notre ouvrage.
- La sécurité de l'ouvrage.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale $b=40\text{m}$ et la hauteur de barrage totale est $H_b= 30 \text{ m}$

Chapitre II : Etude des variantes

Introduction :

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques variées, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs leurs caractéristiques sont comprises dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre couvre tous une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grés tendres...etc.

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

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature des sols de la fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes ,ou en écarter.

II-1- Le choix du site du barrage :

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

- La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau

- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible

II-2- Le choix du type de barrage :

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

➤ La topographie du site:

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant .En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

➤ La morphologie de la vallée :

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et du type de barrage à implanter .Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée .Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

➤ Les conditions géologiques et géotechniques :

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

-Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place

➤ **Les matériaux de construction :**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi, si que du type de barrage.

Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

En se basant sur ces exigences on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

II-3- Les variantes à choisir :

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui nous donne le choix de trois variantes :

❖ Barrage en terre homogène :

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers.

❖ Barrage zoné a noyau d'argile :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réaliser en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le grand avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

❖ **Barrage en enrochement avec un noyau d'argile :**

C'est une variante demandant des quantités importantes d'enrochement, et donc notre car nous avons une carrière très proche de chantier, pour diminuer le volume des enrochements en utilisant un noyau d'argile.

II.4. Définition de profil général du barrage :

A partir de l'étude d'optimisation, on peut présenter les caractéristiques générales de la digue dans le tableau II-1 suivant :

Tableau II-1 : les résultats d'optimisation

Digue			
Hb (m)	Longueur crête (m)	Largeur en crête (m)	Revanche (m)
30	535	8	2
déversoir			
la charge déversant (m)	largeur de dév (m)	débit lamine (m ³ /s)	
2,15	40	133	
Cote de fond	NNR	NPHE	Cote de crête
259	284	286,15	289

II.5. Fixation du choix définitif du type de barrage :

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné s'impose comme la plus économique. Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit donc pas de véritables zones délimitées avec précision.

Par exemple, on pourra réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval ; ou bien où les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement comme les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes,

contrairement à la plupart des barrages zonés. Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut entraver l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus. Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle. Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée.

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

facilité de la réalisation ;

- zones d'emprunts
- existences de carrière de matériaux de construction ;
- distance des zones d'emprunts ;
- conditions climatiques (températures, précipitations,...) ;
- sismologie ;
- volume des matériaux de construction
- dispositif d'étanchéité ;
- technologie de réalisation, coûts,....

. Etude comparative :

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis parait nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

II.6. Pentes des talus :

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

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal, comme montre le tableau ci après :

Tableau II. 2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage(m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval

H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

D'après le tableau(III.2) qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisi pour les calculs les pentes:

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

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

II.7. Les bermes :

A) Talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées deux bermes de largeur 4m chacune à la côte 271m NGA et à la côte 282m NGA.

B) Talus aval :

Les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées deux bermes de largeur 4m chacune à la côte 270m NGA et à la côte 282 m NGA.

II.8. Dispositif de protection contre les effets de l'eau :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

1- le talus aval :

sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur a mesure des travaux de terrassement. On fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).

Remarque :

On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut attendre à des glissements d'argile

2-le talus amont : sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule suivante :
 $e = C \cdot V^2$ (formule Tennessee valley Authority [TVA]) (III.12)

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

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique γ_p du matériau d'enrochement. La valeur de C est donnée par le tableau suivant III.3.

Tableau II.3 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique γ_p		
	$\gamma_p=2,50$	$\gamma_p =2,65$	$\gamma_p =2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement : $e=0,30m$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,35m$.

✓ **deuxième méthode :**

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

Tableau II.4: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D_{min} (m)
0 ÷ 0,3	0,3	0,2
0.3 ÷ 0,6	0,4	0,25

0,6 ÷ 1,2	0,45	0,3
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,4
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

Pour des hauteurs de la vague $0,62 < H < 1,2$ (m).

$$e = 0,45$$

$$D_{50 \text{ min.}} = 0,30 \text{ m}$$

H = hauteur de la vague H= 0,88 (m).

e = épaisseur de la couche d'enrochement (m).

D_{50} = diamètre minimal du 50 % de la pierre.

Donc on peut prendre une épaisseur d'enrochement de 50 cm

II.9..Etanchéité du barrage :

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobée en bitumineux. Latéralement nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

II.10.Dimensionnement du noyau:

II.10.1.Les fruits des talus du noyau :

Détermination des fruits des talus du noyau par la méthode suédoise, (Mallet et Pacquant, 1951) :

Les fruits des talus sont déterminés en fonction du rapport suivant :

$$\frac{2C_0}{\gamma_s H_n} \dots \dots \dots (III.13)$$

Ainsi en fonction de $\text{tg } \varphi$ telle que :

C_0 : Cohésion de l'argile ; $C_0 = 4 \text{ tf/m}^2$

φ : Angle de frottement interne de l'argile. ; $\varphi = 20^\circ$

γ_s : Poids spécifique de l'argile ; $\gamma_s = 2,50 \text{ tf/m}^3$

H_n : Hauteur du noyau

-La hauteur du noyau est donnée par la formule suivante

$$H_n = H_b - 1 \Rightarrow H_n = 28 \text{ m}$$

$$\text{AN ; } \frac{2C_0}{\gamma_s H_n} \approx 0,14 \text{ et } \text{tg } \varphi = 0,36$$

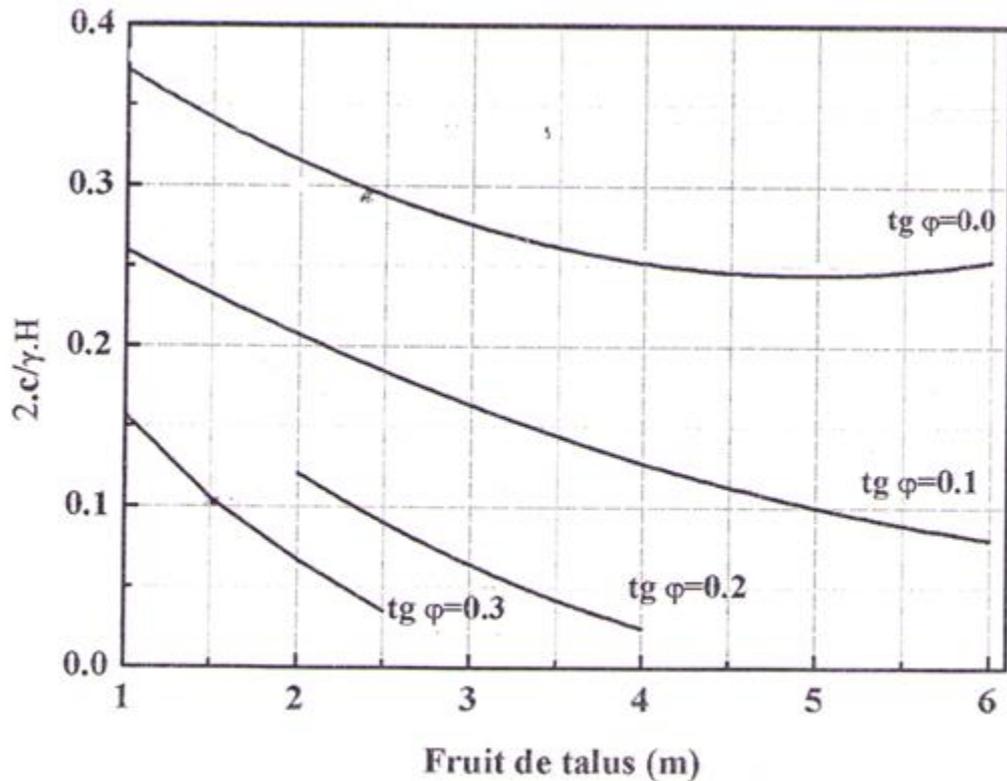


Figure II-1 Abaque de calcul du fruit d'un talus en fonction des caractéristiques géotechniques du sol
 Selon la méthode Suédoise, [Mallet et Pacquant, 1951]

D'après l'abaque de calcul on opte pour des fruits de talus suivant :

- Talus amont est 0,9
- Talus aval est aussi 0,9
- La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} . H_b \Rightarrow L_{n,s} = 4,81 \text{ m on prendre } L_{n,s} = 5 \text{ m}$$

II.10.2. La largeur en base du noyau :

La largeur est donnée par la formule suivante :

$$L_b = 2.m.H_n + L_{n,s} \Rightarrow L_b = 55,4 \text{ m}$$

II.10.3. La largeur moyenne du noyau est donnée par la formule suivante :

$$\delta_m = \frac{L_{n,s} + L_b}{2} \Rightarrow \delta_m = 30,2 \text{ m}$$

II.10.4. La côte en crête du noyau :

$$N_{CN} = C_{fond} + 28 = 288 \text{ mNGA}$$

II.11. Drainages :

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages:

- a. Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- b. Ne pas permettre l'effet de Renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- c. On doit contrôler son fonctionnement.

II.11.1. Prisme de drainage :

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est en fonction du niveau d'eau en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur par l'expression $0.2 H$ où H est la hauteur du barrage.

II.11.2. Dimensionnement du prisme aval :

• **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 1,75) \text{ on prend } m_1 = 1,5$$

$$m_2 = (1,5 \div 2, 5) \text{ on prend } m_2 = 2$$

• **la hauteur du drain :**

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots(V.11)$$

Où :

H_b : Hauteur du barrage ;

AN: $h_{dr} = 0,18 * 29 = 5,22 \text{ m}$

Donc on adopte: $H_p = 5,5 \text{ m}$

- **la largeur en sommet :**

Elle est donnée par : $b_{dr} = \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{4}\right)h_{dr}$ (V.12)

AN: $b_{dr} = \frac{1}{3} * 5,5 = 2 \text{ m}$

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m_1 + m_2)h_{dr}$ (V.13)

AN : $B = 2 + (1,25 + 2,5) * 3 = 22,60 \text{ m}$

II.11.3. tapis de drainage :

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, la sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de **e = 0.80 m**, par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre.

Un tapis filtrant horizontal est proposé, il sera disposé sur le tiers aval du sol de fondation, Les éléments les plus fins constituant la première couche horizontale de ce filtre, cependant la granulométrie des couches disposées augmente progressivement.

***) Dimensionnement du drain tapis :**

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \text{ (V.14)}$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage en mètres.

Donc : $L_d = \frac{92.35}{3} = 30,78 \text{ m}$

On prendre **$L_d = 31 \text{ m}$**

II.12. Etude Technico-économique :

Dans le travail technico-économique en ce basant sur les données topographique et géologique, d'après la géologie de la région et les matériaux existants dans la région on peut sélectionner deux ou trois types de barrages qui les plus proches à répondre aux exigences technico-économiques, sont les suivants :

- 1) Barrage en terre avec un noyau d'argile
- 2) Barrage homogène en argile avec un drain verticale
- 3) Barrage en enrochement avec un noyau d'argile

Pour la facilite de travail et donnée des résultats exacte proche de la réalité en utiliser **logiciel COVADIS** pour faire les calcule de déblai , le remblai et dessine les profile de chaque variante proposer dans notre projet

A. Barrage en terre avec un noyau d'argile :

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à bon escient à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, bref on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure dans la conception de l'ouvrage.

Pour un barrage zoné d'une hauteur de **29 m**, les pentes des talus amont varié entre [2,5 ÷ 3] et aval [2 ÷ 2,5].

Dans **l'annexe II-1** les profiles en travers de cette variante ; le **tableau II-1** montrer les détailles de calcule des cubature

Tableau II-1 : les calcules de la première variante

	Matériau	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Coût (MDA)
Noyau	Argile	304674	300	91,40
Recharge	Tout venant	640252	300	192,08
Couche de roulement	Bitume	3090	6000	18,54
Protection rip rap	Enrochement	32700	1300	42,51
Drain et le filtre	sable	956	600	0,57

	Gravier	1912	600	1,15
	Enrochement	6693	1300	8,70
			Coût	354,95
			Totale (MDA)	

B. Barrage homogène en argile avec un drain verticale :

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

Le degré d'hétérogénéité des matériaux de la zone d'emprunt ainsi que leur disponibilité en quantité insuffisante constituent un handicap majeur dans le choix de cette variante.

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 33 mètres, les pentes des talus amont varié entre $[2,5 \div 3]$ et aval : $[2 \div 2,5]$ Dans l'annexe II-2 les profiles en travers de cette variante ; le **tableau II-2** montrer les détails de calcule des cubatures

Tableau II-2: les calcules de la deuxième variante

	Matériau	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Coût (MDA)
Recharge	Argile	944925	300	283,48
Couche de roulement	Bitume	3090	6000	18,54
Protection rip rap	Enrochement	32700	1300	42,51
Drain et le filtre	sable	4780	600	2,868
	Gravier	11472	600	6,8832
	Enrochement	6693	1300	8,7009
			Coût	362,98
			Totale (MDA)	

C. Barrage en enrochement avec un noyau d'argile :

C'est une variante demander des quantité important d'enrochement , et dons notre car nous avant un carrière très proche de chantier , pour diminuer le volume des enrochement en utiliser un noyau d'argile .

Dans l'annexe II 3 les profiles en travers de cette variante ; le tableau II-3 montrer les détailles de calcule des cubature

Tableau II-3 : les calcules de la troisième variante

	Matériau	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Coût (MDA)
Noyau	Argile	304674	300	91,40
	sable	3824	600	2,29
	Gravier	9560	600	5,74
Recharge	Enrochement	640252	1300	832,33
Couche de roulement	Bitume	3090	6000	18,54
			Coût Totale (MDA)	950,30

II.13. Comparaison financière des trois variantes :

Il apparaît clairement que nous ne pouvons nous orienter que vers la 1^{ère} variante car elle est la plus économique possible et facile à mettre en place techniquement, Mais avant tout rappelons que la 1^{ère} variante est celle du barrage en terre avec un noyau d'argile , maintenons en voire est ce que les volumes des matériaux indispensable pour la construction du barrage existe dans la zone d'emprunt , d'après les normes de construction il faut que la quantité de matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

D'après le chapitre II la quantité d'argile dans les zones d'emprunt est 40500 m³ et cette quantité reprisant 1,3 le volume d'argile nécessaire , et pour la recharge en utilise de tout venant et le matériaux dominant est le limon , avec des quantité important ; la figure 2-10 et le tableau 2-10 représente le fuseau granulométrique pour les matériaux du remblai et le noyau de la digue .

II.14. Conclusion :

D'après les résultats que nous avant obtenue par l'étude des trois variantes on peut dire que le type de barrage qui convient a ce projet de Berkeche , c'est le **barrage en terre avec un noyau d'argile** , parce que il est économique et leur matériaux de construction sont disponible avec des quantités suffisantes .

Chapitre III:

Etude de conception détaillée de la digue

III.1 INTRODUCTION :

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restant contenu dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre couvre tous une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grés tendres...etc.

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

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponible au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autre.

III. 2 Dimensionnement de la digue :

La variante la plus adéquate est une digue à noyaux centrale d'argile et recharges en alluvions.

A partir de l'étude d'optimisation on peut présenter les caractéristiques générales de la digue dans le tableau suivant :

Tableau III-1 : Les résultats d'optimisation

Digue			
H _b (m)	Longueur crête (m)	Largeur en crête (m)	Revanche (m)
30	535	8	2
déversoir			
la charge déversante (m)	largeur de dév (m)	débit lamine (m ³ /s)	
2,15	40	133	
Cote de fond	NNR	NPHE	Cote de crête
259	284	286,15	289

III.3 Classification de l'ouvrage :

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

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

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs du barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25

Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique.	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau (V.Volkov, 1986) notre barrage appartient à la classe II.

III.4 Conception détaillée de la digue :

III.4.1 Conception de la crête :

La crête du barrage en tant qu'un élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable.

Elle peut servir pour les passages de services. La crête est renforcée par un revêtement constitué de mélange de gros graviers bitumineux afin d'éviter la stagnation des eaux de pluies une pente de 2% de part et d'autre à partir de l'axe de la crête est à prévoir.

III.4.2 Largeur en crête :

La largeur en crête du barrage doit être suffisante pour qu'il n'ait pas de circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine.

Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et éventuellement pour l'entretien ultérieur.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de barrage et suffisamment faible à travers la barrage lorsque le réservoir est plein.

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules qui nous avant utiliser dans l'étude d'optimisation la largeur optimale sera $b_{\text{crête}} = 8 \text{ m}$

III.4.3 Longueur en crête :

La longueur en crête par rapport à l'axe définitif de la digue est $L = 535 \text{ m}$

III.4.4 Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues ainsi que la vidange rapide.

III.4.4.1. Talus aval :

On prévoit 02 bermes parallèles à la ligne de crête (avec une légère pente vers la digue pour pouvoir évacuer les eaux de pluie,...), qui interceptent les eaux de ruissellement avant qu'elles ne parviennent au pied de talus avec une vitesse élevée et ont pour rôle aussi pour le passage, stabilité de l'ouvrage. Pour la saturation du talus et la formation de renards seront évitées grâce au dispositif drainant qui interceptent les eaux de saturation au sein du massif.

On fait un enrochement (graviers grossiers) de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (2 m).

III.4.4.2. Talus amont :

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

Le but principal du « rip-rap » mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues, en général montré que le « rip-rap » déversé était le type de protection de talus le plus efficace (CIGB, 1991).

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

Formule suivante : $e = c.v^2$ (IV.3)

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

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s]; sachant que $V=3,26$ m/s

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

La valeur de C est donnée par le tableau suivant :

Tableau IV.3: Valeurs du coefficient C selon méthode de Tennessee valley authority (TVA).

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma_p = 2,50$	$\gamma_p = 2,65$	$\gamma_p = 2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Pour une digue homogène $c = 0,028$.

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,29m$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,35m$.

2)-2^{ème} Méthode

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

Tableau IV.4 : dimensions minimales des blocs fonction de la hauteur des vagues d'après *US Army corps of engineers (USASE)*.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	$D_{50}^{min}(m)$
0 ÷ 0,3	0,3	0,2
0,3 ÷ 0,6	0,4	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,3
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,4
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

On donne ; $H_V=0,88m$

Pour notre cas, $0,6 < H_V < 1,2 \rightarrow \begin{cases} e = 0,45 \text{ m} \\ D_{min} = 0,3m \end{cases}$

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,50m$.

Conclusion:

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue une épaisseur de couche $e = 50\text{cm}$ et un diamètre moyen de 30cm .

Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de 50cm d'enrochement avec 40cm de filtre (lit de gravier et sable avec épaisseurs de 20cm pour chacun).

On a opté pour une couche de 30cm d'enrochement sur le talus aval.

Remarque :

On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut s'attendre à des glissements d'argile.

a) Pentes des talus :

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

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

Tableau (V.03) : Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

Pour les talus on prend :

✓ Le fruit amont est 3 ($m_1=3$)

✓ Le fruit aval est 2.5 ($m_2=2.5$)

III.4.5 Les bermes :

A) Talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées deux bermes de largeur 4m chacune à la côte 271m NGA et à la côte 282m NGA.

B) Talus aval :

Les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées deux bermes de largeur 4m chacune à la côte 270m NGA et à la côte 282 m NGA .

III.4.6 Etanchéité de barrage

Nous avons traité l'infiltration dans le massif et nous avons montré que ces infiltrations pouvaient, dans certaine conciliation ; créer des renards dangereux pour la stabilité des barrages. Nous avuons également mentionné très brièvement que malgré l'optimisation des débits de fuites, le problème hydrostatiques internes reste un problème majeur. L'étude donc des organes d'étanchéité semble très importante.

III.4.6.1 Choix du système d'étanchéité

Quand le projecteur a fait le choix pour un site donné d'un ouvrage du type digue en terre, c'est en ayant constamment à l'esprit les problèmes qu'offre la technique moderne pour se prémunir contre infiltration à travers le massif ; elle sont nombreux et lorsque nous examinons bien le problème nous s'apercevons qu'il existe toujours au moins une bonne solution qui assure l'étanchéité du massif . Examinons tout d'abord les différents types d'organes d'étanchéité.

III.4.6. 1 Différente types d'organes d'étanchéité

Lorsque la terre n'est pas suffisamment imperméable pour constituer un remblai homogène étanche, il faut équiper le barrage d'un organe d'étanchéité spéciale.

Les techniques les plus couramment mises en ouvre sont les noyaux en matériaux argileux compactés, en béton bitumineux . il existe néanmoins d'autres techniques telles que :paroi moulée , Masque amont ext

Pour notre car on a utiliser un noyaux en matériaux argileux compactés

III.4.6. 2 Dimensionnement du noyau

L'étanchéité du barrage est assurée par le noyau imperméable qui empêche l'eau de passer à travers le corps du barrage limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

IL n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau. La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges on a procédé à la vérification de la condition suivante :

$$j = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots(3.14)$$

I_{adm} : Gradient admissible dépend de la classe du barrage et du type de sol de la fondation.

Tableau 3.3 : Le tableau suivant nous donne les valeurs.

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

Notre barrage appartient à la II^{ème} classe alors on prend $I_{adm} = 0,65m /m$

$$\Delta H = h_2 - h_1.$$

Pour éviter tout risque de siphonage par-dessus de la crête du noyau du au phénomène de capillarité on fait monter le noyau au dessus de la côte des plus hautes eaux de 1m et de le

faire positionner à 1m plus bas de la crête du barrage. Il est nécessaire de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité de l'oued .

La largeur en crête minimale du noyau est :

$$L_{\min} = 1/6 H_b. \quad L_{\min} = 4.83 \text{ m.}$$

On adopte pour $L_n = 5 \text{ m.}$

III.4.6. 3 Les pentes du talus de noyau :

Pour un barrage a noyaux centrale d'argile on a opté pour les pentes suivante :

On prend $m_1=1/2$ et $m_2=1/2$

- De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau.

La hauteur du noyau est :

$$H_n = H_b - 1$$

$$H_n = 30 - 1 = 29 \text{ m.}$$

La largeur à la base du noyau est :

$$L_{\text{base}} = (m_1+m_2)*H_n + 5 \quad L_{\text{base}} = 34 \text{ m.}$$

III.5 .Traitement de la fondation :

Pour le traitement de la fondation on utilise un voile d'injection pour régler la perméabilité de la fondation cette dernière forme de différentes couche des soles argile et les sable et aussi les roches de grés , pour cela la meilleur solution pour traite la fondation , d'après les résultat de sondages dans l'axe de la digue , il faut faire de l'injection le long de l'axe de la digue avec des profondeurs qui varie entre **15 m** pour les berges gauche et droite , et dans le milieu jusqu'à **25 m** comme il est représente dans l' Annexe V . et sur le profile en de la digue dans la planche ¼ .

III.5 .1 Conception de para fouille :

la para fouille c'est un système utilisée pour diminuer le gradient hydraulique et augmenter la stabilité d'ouvrage contre le renversement , les dimensions de para fouille sont les suivants :

- La profondeur du para fouille est de : **$H_p = 4\text{m}$**
- Les fruits de talus de para fouille est : **$m= 1$**

- Largeur de base de para fouille est : **$l = 4\text{m}$**

Le voile d'injection et la para fouille doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{\Delta H}{\Delta L} < I_{adm}$$

ΔH : est la charge d'eau

ΔL : le contour déployée $\Delta L = 58\text{ m}$

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

H_1 : hauteur d'eau correspondente au NNE

H_2 : hauteur a l'aval du barrage

Donc : **$\Delta H = 24,3\text{ m}$**

Le gradient admissible pour notre cas est égal 0,65 m.

$I = \Delta H / \Delta L = 24,3 / 58$ **$I = 0,42\text{ m/m}$** Donc la condition est vérifiée

III.6. Fondation :

L'exigence essentielle pour la fondation d'un barrage c'est de garantir un support stable pour le remblai sous toutes les conditions de saturation des charges et d'assurer une résistance suffisante à l'infiltration, les renards et les pertes d'eau

III.6.1 Calcul de la stabilité de la fondation :

La charge due a la digue est :

$$S = \gamma \frac{h_1^2 - h_2^2}{2} \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Ou : } \gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$h_1 = H_b + H_f = 40\text{ m}$$

$$h_2 = H_f = 10\text{ m}$$

Φ : Angle de frottement interne ($\Phi = 35$)

$$S = 4025 \text{ t/m}$$

La charge moyenne s'exerçant sur la fondation est

$$S_a = \frac{S}{b}$$

$$S_a = 7.53 \text{ t}$$

b : étant l'emprise amont égale à : 535 m

La charge maximale est égale à :

$$S_{a,max} = 1.40 S_a \quad \text{d'où : } S_{a,max} = 7,82 \text{ t}$$

La charge maximale probable suit la loi suivante :

$$S_{max} = C + \gamma \cdot \text{tg} \Phi$$

avec $C = 10 \text{ KN/m}^3$

$$S_{max} = 12,85 \text{ t}$$

Le facteur de sécurité s'obtient par un rapport entre la charge maximale probable est la charge maximale admissible

$$F_s \geq 1.5 \quad F_s = \frac{S_{\max}}{S_{a.\max}} \quad F_s = 1,65 > 1.5$$

III.7. Constitution et fonctionnement des filtres et drains

III.7.1. les filtre :

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

Ils peuvent être situés :

- Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

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

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

III.7.2. les drains :

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

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

III.7.3 Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres" ; la référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI.

Elles s'énoncent comme suit :

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

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

Condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$;(IV.4)

Condition de non entraînement des fines $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$;(IV.5)

- D_{15} est la taille granulométrique du filtre pour laquelle 15% de la masse

Totale des particules sont plus petites.

- d_{85} est la taille du matériau de base pour lequel 85% de la masse totale des particules sont plus petites.

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15}$$

Le plus souvent pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on devra s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8 \quad \dots\dots\dots (IV.6)$$

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

III.7.4. Calcul des drains :

1) Dimensionnement du prisme aval :

○ **Fruits des talus :**

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

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

○ **la hauteur du drain :**

$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_{bcr}$ Où : H_{bcr} : Hauteur du barrage ;

AN: $h_{dr} = 0,17 \times 30 = 5 \text{ m}$

Nous prenons une hauteur égale à **5m**

○ **la largeur en sommet :**

Elle est donnée par : $b_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_{dr}$

$b_{dr} = 1/3,5 \times 5$ **$b_{dr} = 1,5 \text{ m}$**

○ **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$

$B = 1,5 + (2 + 2,5) \cdot 5 = 24,17 \text{ m}$

$B = 23,5 \text{ m}$

III.8 . Protection de la Crête :

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de grave argileuse compactée). Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

Etude des infiltrations

IV.1 Généralités :

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours des infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations doivent permettre de déterminer les éléments suivants :

- la ligne de saturation du massif du barrage ;
- le débit de fuite ;
- la pression de l'eau interstitielle dans le massif.

- La zone submergée du corps de la digue

IV.2. Hypothèses de calcul :

Afin de pouvoir effectuer les calculs d'infiltrations, d'une manière plus aisée, nous serons amenés:

- à admettre l'infiltration dans un seul plan ;
- à prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan ;
- à supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient d'infiltration nul ;
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogènes, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

IV.3. Ligne de saturation :

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ». Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny et qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

- Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \dots\dots\dots (V.19)$$

En se reportant à la figure on a : $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V.20)$

Et $a = \frac{Y_0}{2}$ d'où $Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots\dots\dots (V.21)$

La figure III-1 suivante montre les appellations des différents paramètres :

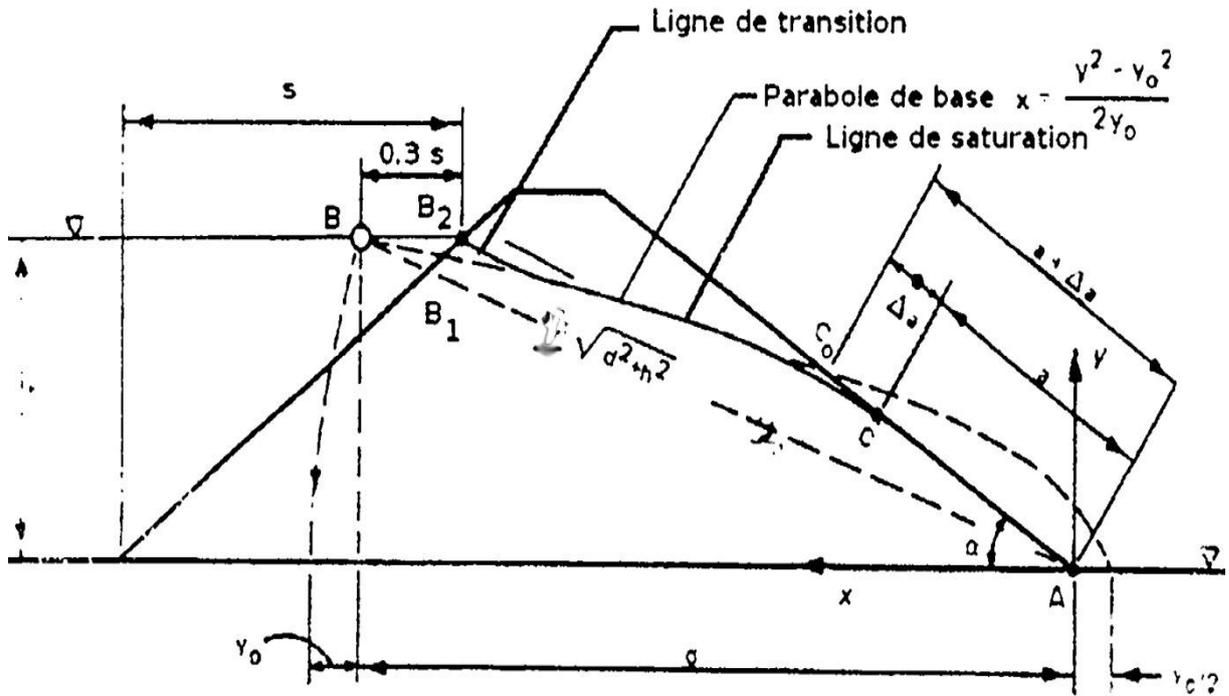


Figure III-1 : Schéma de calcul de la ligne de saturation

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale. Et pour la hauteur des plus hautes eaux qui est un cas exceptionnel et de durée relativement courte .

b : largeur de base du massif.

S: Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

Dans notre cas nous avons utilisé un drain horizontale pour augmenter la stabilité de l'ouvrage on propose donc un drain de **12 m** de longueur intégré dans le noyau d'argile .

1^{er} cas : Niveau de Plus Hautes Eaux NPHE

On à : h = **27,15** m et b = **34** m

S = **13,58** m

d = b - 0,7 . S d'où d = **24,5** m

On aura donc : Y₀ = 12,07 m

avec : α = 63,43° a = $\sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - d^2 \times \cot^2 \alpha}$
a = 16,18 m

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

$$Y^2 = 2 * Y_0 * X + Y_0^2 \dots\dots\dots (V.22)$$

Donc $Y^2 = 34,78 * X + 302,4$

Dans l'annexe III-1-1 : la représentation des coordonnées et la présentation de la ligne de saturation .

2eme cas : Niveau de La Retenue Normale NNR :

On à : $h = 25$ m et $b = 34$ m

$S = 12,50$ m

$d = b - 0,7 . S$ d'où $d = 25,25$ m

On aura donc : $Y_0 = 10,28$ m

avec : $\alpha = 63,43^\circ$ $a = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - d^2 \times \cot^2 \alpha}$

$a = 13,59$ m

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

$$Y^2 = 2 * Y_0 * X + Y_0^2 \dots\dots\dots (V.22)$$

Donc $Y^2 = 30,08 * X + 226,33$

Dans l'annexe III-1-2 : la représentation des coordonnées et la présentation de la ligne de saturation .

IV.4. Calcul des filtres :

A) Règles des filtres :

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

-Condition 1:

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} . (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1 - n}$$

D'où

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

-Condition 2 :

Condition de (TERZAGI ,1922) (CIGB ,1994):

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad D_{15} : \text{Diamètre de filtre ;}$$

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

Granularité de noyau : $d_{15} = 0,004$ mm ; $d_{50} = 0,034$ mm.

$d_{85} = 0,18\text{mm}$, $d_5=0,0025\text{ mm}$, $d_{17} = 0,005\text{ mm}$
Granularité de recharge (tout venant) : $d_{15} = 0,2\text{ mm}$; $d_{50} = 6\text{ mm}$.

$d_{85} = 11\text{ mm}$. $d_5=0,03\text{ mm}$, $d_{17} = 0,4\text{ mm}$

A- Vérification de non existence de renarde

Noyau :

$$\eta = 21 ; n_o = 0,45 \quad \frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,48 \quad \text{avec} \quad \frac{D_5}{D_{17}} = 0,50$$

✓ Condition vérifiée

Recharge :

$$\eta = 17 ; n_o = 0,4 \quad \frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,33 \quad \text{avec} \quad \frac{D_5}{D_{17}} = 0,36$$

✓ Condition vérifiée

Donc par de risque de renarde dans les deux remblai

B- Vérification de existence de filtre entre le noyau et le remblai :

En vérifier par la méthode TERZAGI $D_{15}/ d_{85} = 1,11\text{ mm}$

La condition de non entraînement est vérifiée donc pas de zone de transition

Vérifier la condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$

$$D_{15}/d_{15} = 0,2/0,004 = 50$$

La condition est vérifier de perméabilité est vérifie

Pour de raisons de sécurité en utiliser un filtre d'épaisseur de 20 cm leur granulométrie est $D_{15}=0,05\text{mm}$ $D_{50}=0,5\text{ mm}$

C- Détermination de la courbe granulométrique des Filtres entre la prisme et la recharge :

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad \dots\dots\dots (IV.15)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \quad \dots\dots\dots (IV.16)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15}, D_{50} : Diamètre de filtre.

d_{15}, d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de prisme a les limites suivantes :

2,4 mm < D₁₅ < 8 mm ;

72 mm < D₅₀ < 348 mm.

La courbe granulométrique optimale est : **D₁₅ = 3 mm ;**

D₅₀ = 60 mm.

La deuxième couche des filtres on la détermine de fonction de la courbe précède :

- 36 mm < D₁₅ < 120 mm

- 600 mm < D₅₀ < 2900 mm.

La deuxième couche dans la prisme et la dernières couche on optée pour une couche de granulométrique suivant **D₁₅ = 40 mm.**

D₅₀ = 600 mm.

Pour la constriction de prisme en utiliser deux couches la première est d'épaisseur de **1m** et le reste en enrochement .

IV.5. Calcul du débit de fuite par infiltration :

1) Digue :

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de DARCY traduite par l'expression suivante : **q=K i A**(V.24)

q : Débit de fuite en m²/s ;

i : Gradient hydraulique adimensionnel ;

A : Longueur mouillée sur le parement aval du barrage en m ;

K : Coefficient de perméabilité (m/s).

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et : A = y.I

Donc : $q_n = K.y \frac{dy}{dx}$ (V.25)

Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0 D'$ où : $q_n = K.y_0 m^3/s/ml$.

Le débit total à travers le barrage sera : Q= q.L

Tableau V.7 : Débit de fuite de la digue

N° cas	Y ₀ (m)	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	q (m ³ /an/ml)	L (m)	Q (m ³ /s)
1er cas	7,22	5E-09	4,35E-08	1,38	535	2,33 E-5
2eme cas	6,08	5E-09	3,76E-08	1,19	535	2,01E-5

2) **Fondation :**

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy :

$$q_n = K.I.A$$

Avec : K : Coefficient de perméabilité. ($K=4.10^{-8}$ m/s)

I : gradient hydraulique. $I=H_b/L_b$ (V.26)

(H_b = charge de la retenue, L_b = 174 m L'emprise de barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A=T.1$ (T=20m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q_n = K.I.T$

Tableau V.8 : Débit de fuite de la Fondation

N° cas	h_b (m)	I	K (m/s)	q ($m^3/s/ml$)	Q (m^3/s)
1 ^{er} cas	27,15	0,150	4.10^{-8}	$12,09 \cdot 10^{-8}$	$6,46 \cdot 10^{-5}$
2 ^{eme} cas	25	0,141	4.10^{-8}	$11,10 \cdot 10^{-8}$	$5,94 \cdot 10^{-5}$

3) **Barrage (digue+fondation).**

Le débit total d'infiltration (en m^3/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Débit de fuite de Barrage X $10^{-8}(m^3/s)$

N° cas	Digue	fondation	Barrage
1 ^{er} cas	4,35	12,09	16,44
2 ^{eme} cas	3,76	11,10	14,86

IV.6. Dimensionnement de drain et leur filtre :

IV-6-1 Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \text{ (IV.15)}$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (IV.16)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15}, D_{50} : Diamètre de filtre.

d_{15}, d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

Granularité de noyau : $d_{15} = 0,004 \text{ mm}$; $d_{50} = 0,034 \text{ mm}$.
 $d_{85} = 0,18 \text{ mm}$, $d_5 = 0,0025 \text{ mm}$, $d_{17} = 0,005 \text{ mm}$

La première couche de filtre est entre des noyau et la première couche de drain a les limites suivantes :

$$0,048 \text{ mm} < D_{15} < 0,16 \text{ mm} ;$$

$$0,408 \text{ mm} < D_{50} < 1,972 \text{ mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est : $D_{15} = 0,06 \text{ mm}$;

$$D_{50} = 1,6 \text{ mm}.$$

La première couche est de sable

La deuxième couche des filtres on la détermine de fonction de la courbe moyenne de la première couche : - $0,564 \text{ mm} < D_{15} < 1,88 \text{ mm}$

$$- 23,52 \text{ mm} < D_{50} < 113,68 \text{ mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de deuxième couche du filtre a les dimensions suivantes : $D_{15} = 2 \text{ mm}$.

$$D_{50} = 40 \text{ mm}.$$

La deuxième couche est de gravier

IV-6-2 la longueur du tapis drainant :

Nous avant choisir pour le drainage des eaux d'infiltration un tapis drainant poser sur le talus aval du noyau , qu'est le meilleur chois pour le drainage , leur longueur 80% de la longueur de talus amont pour évite tout risque de colmatage de tapis drainant ou remonte de la nappe .

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = 0,80 * L_t \dots\dots\dots (IV.8)$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_t : Longueur talus amont de noyau [$L_b = 31 \text{ m}$].

Donc $L_d = 31 \text{ m}$ mais dans la réalité en peut par prendre 25 m ;

IV-6-3 l'épaisseur du tapis drain :

L'épaisseur du tapis filtrant sera telle que la capacité de filtre soit supérieure de deux fois la capacité qui traverse le barrage, elle doit être suffisante pour rendre l'exécution possible sur le chantier :

$$e = \sqrt{\frac{qL}{K}} \dots\dots\dots(4.6)$$

L : largeur du tapis filtrant L = 56m.

K : Coefficient de perméabilité du drain K = 10⁻⁴ m/s.

q : Débit de fuite à travers le corps du barrage

$$e = 0,22 \text{ m.}$$

Pour des raisons de sécurité et de construction il sera préférable d'avoir une épaisseur plus grande à fin de pouvoir évacuer les eaux provenant des nappes souterraines ainsi on prendra une épaisseur de **0.8 m** , compose de trois couches, deux couches de sables d'épaisseur de **0,10 m** , et un couche de gravier d'épaisseur de **0,60 m** entre les deux couches de sables .

V Etude de stabilité :

V.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influencer d'une manière négative sur l'économie locale.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- Le glissement des talus ;
- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Ici nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

V. 2. Stabilité des talus :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR ...etc. nous utiliserons ici pour notre cas la méthode de FELLENIUS dite méthode suédoise car c'est la plus pessimiste.

Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

- Cas01 : fin de construction ;
- Cas02 : fonctionnement normal ;
- Cas03 : Vidange rapide.

V. 3. Méthode de FELLENIUS

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

- 1) Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.
- 2) Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- **Le glissement des talus :**

Il existe plusieurs types

- a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, apparition de renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

- **l'instabilité mécanique en fondation :**

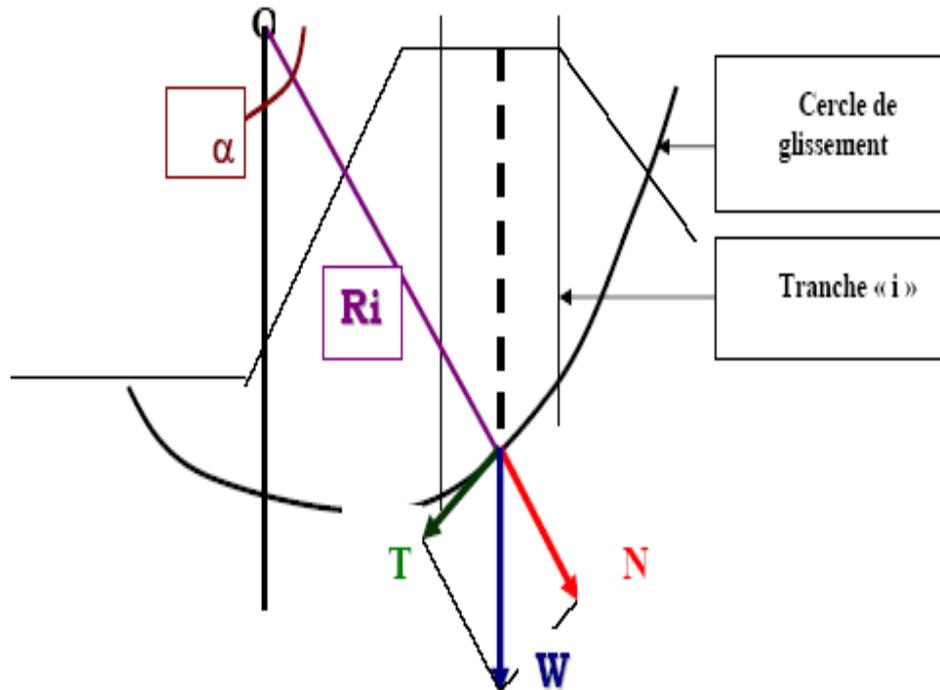


Figure 3 : forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, R_i)

V. 4. Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (talus amont et talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau.

Tableau V.1: Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Spéciales Avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la II classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,20$
- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

V. 4. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. 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.
3. 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 ($H_b=30m$).

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

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

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	30,00	69,00
Aval	2,5	0,875	2,025	26,25	60,75

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) : $N= G_n \cos \alpha$

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T= G_n \sin \alpha$

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V. 4. 1.Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a)-Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 . h_1 + \gamma_2 . h_2 + \gamma_3 . h_3)$ (V.34)

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

b)-Force de pression interstitielle :

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

$$P = U . dl = \gamma_w . h . dl. \dots\dots\dots (V.35)$$

U : pression interstitielle.

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

γ_w : poids volumique de l'eau $\delta_w=10\text{KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c)-Forces de cohésion :

$$F_c = c . dl. \dots\dots\dots (V.36)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d)-Forces dues au séisme :

$$T = a . G_n \dots\dots\dots (V.37)$$

a : Coefficient de séisme. $a = 0,12$

G_n : Poids de la tranche.

V.6.4. 2. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

a. Force de frottement :

$$F_1 = N_n \text{ tg } \varphi - U \text{ dl tg } \varphi \dots\dots\dots(V.38)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \text{ dl} \dots\dots\dots (V.39)$$

Avec :
$$dl = \frac{2.\pi.R.B_i}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement.

Bi : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U dl) \operatorname{tg} \phi + c dl] R \dots\dots\dots (V.40)$$

➤ **Les forces motrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N_t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.41)$$

Remarque:

γ_{sat} : Densité saturée utilisée au dessous de la ligne de saturation.

γ_h : Densité humide utilisée entre la ligne de saturation et le niveaux NNR.

γ_d : Densité sèche utilisée entre le niveaux NNR et PHE.

γ' : Densité déjaugée utilisée pour le cas de vidange rapide.

T: Contrainte tangentielle.

V. 5. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

a) Retenue pleine :

$$K_{SS} = \frac{\sum (N_n - p_i) \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.42)$$

$$K_{AS} = \frac{\sum (N_n - p_i) \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{(1/R) \sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.43)$$

K_{SS} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{AS} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{SS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.44)$$

$$K_{AS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (V.45)$$

c) Vidange rapide :

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (V.46)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg \varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R) \sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (V.47)$$

Pour le calcul de stabilité nous avons utilisé des caractéristiques des matériaux de la digue et la fondation qui sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-2 : Les caractéristiques des matériaux de construction et la fondation

Zone	Densité apparente (kN/m3)	Cohésion c' (kPa)	Angle de frottement interne (en degrés)
Matériaux de remblai			
Noyau (saturé)	20,5	5	27
Noyau (TEO)	19,8	5	27
Zone générale de remblai (saturée)	20,4	3	33
Remblai tout-venant (TEO)	19,4	3	33
Cheminée drainant	18,6	0	35
Pied en enrochement	22,6	0	40
Fondation in situ			
Profondeur 0 - 8 m : Argile sableux	20,4	3	35
Profondeur + 8 m : Marne et de grès	23,3	200	0

(TEO) : Teneur en Eau Optimum = état de drainage au-dessus du niveau de la nappe phréatique)

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux dans l'Annexe III-I

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (V.3).

Tableau V.3 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation	Rayon (m)	Coefficients de sécurité	
		Sans séisme ($K_{ss,adm} = 1,15 - 1,20$)	Avec séisme ($K_{as,adm} = 1,05$)

fin de construction	Amont	R1	66,21	2,06	1,60
		R2	72,57	2,28	1,70
		R3	75,55	2,60	1,93
		R4	80,55	2,54	1,73
		R5	84,35	3,51	2,21
	Aval	R1	75,16	2,13	1,63
		R2	53,43	2,14	1,66
		R3	55,15	1,98	1,56
		R4	58,4	1,67	1,63
		R5	61,57	1,95	1,55
Fonctionnement Normal	Aval	R1	61,57	1,48	1,16
		R2	76,34	1,87	1,83
		R3	53,43	2,14	1,66
		R4	55,15	1,70	1,32
		R5	58,4	1,67	1,63
Vidange Rapide	Amont	R1	66,21	1,88	1,48
		R2	72,57	2,13	1,82
		R3	75,55	2,47	1,87
		R4	80,55	2,58	1,79
		R5	84,35	3,52	2,44

Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

Donc, **la stabilité des talus est assurée .**

Chapitre V : Organisation de chantier

Introduction :

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne pas soit onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage de BOU NACHI tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'oeuvre, choix des matériaux...etc.).
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions

VI-1- Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

VI-1- 1 - Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

VI-1-2 - Le maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

II.6-1- 3 - L'entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VI -2- INSTALLATIONS DU CHANTIER

VI -2-1- Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI -2- 2- Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton. Les aciers doivent être stockés dans des endroits loins de la forte humidité (baraquements, hangars...).

VI -2- 3- Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI-2- 4- Installations pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VI-3- Ordre d'exécution des travaux :

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Coupure et dérivation de l'oued
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;
- Coupure finale et mise en eau.

VI-3- 1-Terrassement au niveau des installations de chantier :

a) Exécution des voies d'accès :

La desserte est composée de 2 routes principales et 4 pistes dérivées. Des ponts provisoires seront construits par des buses pour la traversée de l'oued des deux cotés de l'ouvrage (aval et amont). Ces buses seront posées et revêtues en béton.

b) Exécution des plates formes :

Les bureaux et les logements seront construits à une distance de 500m de l'axe du barrage en aval sur la rive droite. La superficie de l'emplacement s'élèvera à 25000m², ce qui donnera un volume approximatif de terrassement de 12500m³ (50cm d'excavation).

Il faut noter que les engins de terrassement des voix d'accès et des plates formes seront les mêmes, et ceci, pour des raisons économiques.

c) Détermination des engins nécessaires :

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur dont le rendement est :

$$R = \frac{60 G K_r K_t}{T k_t} \text{ m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité du godet.

K_r : coefficient de remplissage de godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

K_f : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60 G K_t}{T} \text{ m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité de la benne du camion.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer de rondement :

Où : G : capacité de la benne du camion.

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer de rondement :

$$R_b = \frac{60 G K_t}{T} \text{ m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité de la lame.

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voix d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important. Comme le délai d'exécution étant relativement important il est nécessaire de faire appel à un autre bulldozer et ceci dans le but d'accélérer les travaux.

VI-3- 2-Dérivation provisoire :

Il est évident qu'il est plus avantageux de donner à la galerie de dérivation les dimensions voulues pour servir de galerie de vidange.

Le calcul doit se faire dans cette optique, ce qui conduira inévitablement à envisager les deux alternatives ci-après :

- Dérivation en une étape au moyen d'une galerie ;
- Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et galerie.

Dérivation en une seule étape :

Selon cette solution, l'oued barré par un batardeau s'écoulerait sous pression dans la galerie de vidange. Ceci interdirait le démarrage des travaux d'exécution des alluvions graveleuses de l'oued de la digue avant l'achèvement de la galerie et le batardeau. De ce fait, la digue du batardeau serait forcée de reposer sur des fondations non préparées pour leur plus grande partie. L'étude de cette option n'a pas été conduite plus avant du fait des délais de construction qu'elle suscite.

Dérivation en deux étapes :

Compte tenu de ce qui précède, il est indispensable d'envisager la dérivation de l'oued selon les deux étapes ci-après qui permettent d'exécuter les autres travaux de fondation nécessaires pendant la construction de la galerie.

Première étape : Creusement d'un canal à ciel ouvert sur la rive droite et la construction d'un batardeau temporaire.

Deuxième étape : Construction de la galerie de dérivation et d'un batardeau permanent. La dérivation se fera donc pour un canal de 7m de largeur creusé dans l'appui droit .Elle se fera ensuite par une galerie circulaire de 5m de diamètre , le batardeau atteignant dans ce cas la côte 135,65.

a) Exécution du batardeau principal :

Les règles d'économie dictent l'utilisation des matériaux extraits des fouilles les plus voisines pour la construction des éléments de l'aménagement. Pour cela il est plus rationnel de concorder l'excavation de l'évacuateur de crues avec le remblayage de la digue du batardeau principal et ceci pour éviter une double manutention des déblais, donc les massifs de ce batardeau seront en colluvions, tandis que le masque amont (dispositifs d'étanchéité) sera en argile limoneuse disponible à l'amont du barrage.

b) Opération d'exécution du batardeau principale :

Les matériaux servant à la construction des massifs collationneuses proviennent des excavations de l'évacuateur de crues, tandis que l'écran d'étanchéité nécessite la préparation d'une carrière réservée à cet effet, les opérations d'exécution s'effectueront dans l'ordre suivant :

- Décapage de la couche de terre végétale.
- Aménagement des fosses de ceinture.
- Construction des routes d'accès et des rampes.
- Creusage et déplacement de terre utile.

Ces opérations seront suivies de la mise en places des terres dans le corps du batardeau, et qui à son tour s'effectuera dans l'ordre suivant :

- Déchargement des terres dans la zone considérée.
- Réglage des terres déchargées.
- Humectage des terres jusqu'à la teneur en eau optimale.
- Compactage des terres par couches successives.

N.B : les couches de remblayage doivent se succéder dans l'ordre suivant :

- Massif aval
- Ecran d'étanchéité
- Massif amont

c) Exécution du massif du batardeau :

Etant donné que les matériaux extraits des déblais de l'évacuateur de crue sont très suffisants pour la construction des massifs du batardeau.

On utilise dans ce cas pour le chargement un chargeur et pour le transport des camions à benne.

d) Exécution du remblai des massifs :

- Un bulldozer est capable de procéder au réglage des terres.
- Un camion citerne :

Un camion citerne de 10m³ muni d'une pompe pour le remplissage et un arroseur pour l'humectation est nécessaire pour accomplir cette tâche.

Le volume d'eau nécessaire pour l'humectation d'un mètre cube de terre est déterminé par la formule suivante :

$$q = \frac{w_0 - w_n w_p}{100} \cdot \frac{\delta_n}{\delta_0}$$

Où : W₀ : Humidité optimale demandée.

W_n : Humidité naturelle de sol.

W_p : Perte d'humidité au cours de transport.

δ_m : Densité humide de sol.

δ₀ : Densité d'eau utilisée pour l'humectage.

Le volume total d'humectage : Q = q.V_m

Avec V_m : volume total des massifs.

- Un compacteur (rouleau à pieds de mouton) :

Pour le compactage ces matériaux on a besoin d'un compacteur dont le rendement est :

$$R = \frac{V.(B-C).h_c}{N} \cdot K_t$$

Où : V : Vitesse du compacteur en service.

B : Largeur du compacteur.

C : Epaisseur de la couche à scarifier

h_c : Epaisseur de la couche à compacter.

K_t : coefficient d'utilisation du temps.

N : Nombre de passage du rouleau sur une bande.

e) Extraction des terres dans la carrière :

Le choix de l'excavation dépend essentiellement de l'importance du volume à extraire et de l'état dans lequel se trouvent les matériaux.

Dans notre cas on opte pour une pelle à butte dont la capacité du godet est de l'ordre 0,65 à 2m³. Un godet de 1m³ est adopté.

Le rendement de l'excavateur est :

$$R_P = g.n.K_r.K_t \cdot \frac{1}{K_f} \quad \text{m}^3/\text{h.}$$

Où : g : capacité du godet de l'excavation.

n : Nombre de cycle pendant une heure de travail, $n=3600/T$

Avec : T durée d'un cycle égale à 30secondes.

K_r : coefficient de remplissage du godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps.

K_f : coefficient de foisonnement des terres.

VI-3- 3-Perçement de la galerie de dérivation :

Généralement l'excavation des roches dures s'exécute au moyen des explosifs, et ceci dans le but de respecter une cadence déterminée, et d'éviter les excavations longues et difficilement réalisables. Il est donc plus judicieux d'utiliser ce moyen efficace pour le percement des galeries souterraines tout en prenant soin de ne pas affecter la structure des zones avoisinantes, et d'éviter dans la mesure du possible tout accident imprévu.

VI-4 Installation du chantier :

VI-4-1 Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI-4-2 Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton. Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité (baraquements, hangars...).

VI-4-3 Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI-4-4 Installations pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VI-4-5 Ordre d'exécution des travaux :

- Installation du chantier ;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Coupure et dérivation de l'oued
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;
- Coupure finale et mise en eau.

VI-6 Planification :

VI-6-1 Définition :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VI-6-2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VI-6-3 Méthodes basées sur le réseau

A) Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ Réseau à flèche

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.

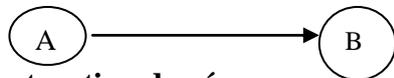


L'opération **A** précède l'opération **B**

➤ Réseau à nœud :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.



B) Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

❖ Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

❖ détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

❖ Construction des graphes partiels :

❖ Regroupement des graphes partiels :

❖ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage :

❖ Construction du réseau.

C) Différentes méthodes basées sur le réseau :

Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

Commencement de l'opération (A) et (B) ;

Finition de l'opération (A) et commencement de (B).

Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

D) Méthodes basées sur le graphique :

Méthode linéaire (ligne of balance technic)

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

Méthode à barres

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

V-6-4 Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend les étapes suivantes :

- Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

- Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

- Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

- Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

➤ **Les paramètres de la méthode C.P.M**

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

Avec :

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP + TR} \end{array} \right.$$

➤ **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante:

$$\mathbf{C.C} \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\Sigma TR_{cc} = D.T.P} \end{array} \right.$$

➤ **Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ; Dimensions du projet.
- En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante :

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

n =Nombre d'équipes

N= Rendement

Q =Quantité de travail

VI-7 Les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

a) Plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

b) Plan de travail au plus tard (PTPP) :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

c) Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

d) Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action de l'entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- ❖ le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- ❖ Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- ❖ Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VI-8 Matériel et personnel nécessaire :

1- Matériel nécessaire :

Les différents engins nécessaires au chantier peuvent dans certains cas travailler simultanément, et dans d'autres d'une opération à une autre, et ceci selon le planning d'exécution des travaux.

Ci-joint liste du matériel nécessaire à cette opération :

- | | |
|-------------------------------------|------------------------|
| - bulldozer | - compacteur lisse |
| - chargeur (à pneus et à chenilles) | - pompe à injection |
| - camion benne | - grue à portique |
| - pelle hydraulique | - camion malaxeur |
| - camion citerne | - malaxeur à injection |

2- Personnel nécessaire :

Le nombre du personnel nécessaire au chantier varie d'une période à une autre, lors d'une période critique, le chantier peut avoir un personnel de pointe, et dans une autre un nombre important n'est plus utile.

Ci-joint liste du matériel nécessaire à cette opération :

- contre maître
- opérateur
- chauffeur
- ouvrier
- ferrailleur
- grutier
- soudeur
- Coffreur
- Bétonnier

3-Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action de l'entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- Faire le travail avec le moindre coût.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement assuré par un personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

5- Symboles et durée des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 : Symboles et durée des différentes opérations :

Opérations	Symbole	Durée	
		En Mois	En jours
Mobilisation & installation de chantier	A	4	120
Excavations phase 1	B	1	30
Bétonnage de conduite de dérivation	C	4	120
Batardeau	D	1.5	45
Dérivation de l'oued	E	0	0
Excavations phase 2	F	8	240
Forages et injections	G	3	90
Remblais	H	24	720
Bétonnage de tour de prise et évacuateur de crue	I	7	210
Equipements	J	3	90

hydromécaniques et électriques			
Equipements d'auscultation	K	2	60
Mise en eau du barrage	L	0	0
Démobilisation	M	3	90

6- Succession des travaux :

Pour construire le réseau à nœud, il faut déterminer la succession des travaux.

C.-à-d. Définir pour chaque opération les opérations qui lui précède et qui lui succède.

Tableau VI -2 : La succession des travaux

Opérations	précède	succède
A	B	-
B	C ; G	A
C	D	B
D	E ; F ; H ; K	C
E	M	D
F	I	D
G	M	B
H	L	D
I	J	F
J	L	I
K	L	D
L	M	J ; H ; K
M	-	G ; L ; E

D'après le réseau à nœud le temps de réalisation est de **37.5 mois** et on a deux chemins critiques sont $(A \leftrightarrow B \leftrightarrow C \leftrightarrow D \leftrightarrow H \leftrightarrow L \leftrightarrow M)$ et $(A \leftrightarrow B \leftrightarrow C \leftrightarrow D \leftrightarrow E \leftrightarrow M)$

Le réseau à nœud est donné dans la figure IV-1 :

VI-9 Méthode de tableau :

Après la transformation du réseau à nœuds à réseau à flèches on obtient le tableau suivant :

Tableau VI-3 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR (Mois)	D.P		D.P.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1-2	4	0	4	0	4	0
2-3	1	4	5	4	5	0
3-4	4	5	9	5	9	0
3-11	3	5	8	34.5	37.5	3
4-5	1.5	9	10.5	9	10.5	0
5-6	8	10.5	18.5	1	9	9.5
5-7	24	10.5	34.5	10.5	34.5	0

5-8	2	10.5	12.5	7	9	3.5
5-11	0	10.5	10.5	37.5	37.5	0
6-9	7	18.5	25.5	2	9	16.5
9-10	3	25.5	28.5	6	9	19.5
7-11	0	34.5	34.5	34.5	34.5	0
11-12	3	34.5	37.5	34.5	37.5	0

Donc la méthode du tableau et réseau à flèches donnée les même résultats comme la méthode de réseau à nœud .

Conclusion :

Le temps de réalisation est de **37.5 mois (3 années et un moi et 15jours)** et on a deux chemins critiques sont

(A ↔ B ↔ C ↔ D ↔ H ↔ L ↔ M) et (A ↔ B ↔ C ↔ D ↔ E ↔ M)

Le réseau à nœud est donné dans l'annexe VI-1 : et le diagramme de Gant est dans l'annexe IV-I

VI-10 La gestion du chantier :

Pour exécuter les travaux de réalisations avec la bonne manière et à temps, il faut bien gérer le chantier, et qui dit chantier dit tout un ensemble des ressources humains et matérielles.

Gréer, c'est s'occupée du quotidien de l'avancement du travail, des problèmes techniques, de la disponibilité du personelles et matériaux, des plannings et des coûts.

C'est aussi s'occupée des embouchures, des départs, des absences, des congés, et des conflits.

On conclusion la gestion du chantier se divise en deux grandes parties :

- 1- la gestion des hommes.
- 2- la gestion du matériels .

1. La gestion des hommes

C'est savoir mettre l'homme qu'il faut à la place qu'il faut, c.-à-d. S'avoir la compétence de chacun, de les recruter non pas en fonction du besoin immédiat mais surtout en fonction de leurs personnalités et de leurs capacités à travailler en équipe.

2. La gestion du matérielles

C'est savoir l'état actuel de chaque engin, les pannes, et définir le type d'engin nécessaire pour chaque opération sans oublier les conditions du travail dont on va les mettes.

Et aussi s'assurer la disponibilité des pièces de recharges, la maintenance quotidienne de chaque engin afin d'éviter toute retard exceptionnelle et obtenir des meilleurs rendements des engins.

3. L'excavation des déblais :

Les déblais exécutés lors de la fouille de l'évacuateur de crue :

Le choix du procédé d'exécution dépend de la nature du sol qui est formé généralement par les grès dans ce type de sol en recours à l'engin de terrassement c'est à dire pelle-retro.

4. Le procédé d'exécution:

Il ya deux procédés d'exécution de travaux de terrassement frontale et latéral, vue la largeur du coursier, de 17 m donc on choisit le deuxième précédé qui est latéral puisque la hauteur du creusage est importante , donc on choisira la pelle d'une hauteur de 9,5 m.

5. Choix du godet

Tableau VI-4 : Capacité du godet en fonction de terrassement

Volume de terrassement (m ³)	10000	15000	20000	25000
Capacité du godet (m ³)	0,25 – 0,35	0,5 – 0,65	1– 1,25	1,25

Puisque le volume d'excavation est de 26010 m³ donc on choisit une pelle de capacité égale a 1.25 m³.

Choix de la capacité du camion benne utilisé pour le transport de matériels, le choix est opte selon le tableau suivant

Tableau VI-5 : capacité du camion

Distance de parcours (km)	Capacité du godet m ³						
	0.4	0.65	1	1.25	1.6	2.5	4.6
0.5	4.5	4.5	7	7	10	10	10
1	7	7	10	10	10	16	27
2	7	10	10	12	18	18	27
4	10	10	12	18	28	27	40

Puisque la distance est courte , la capacité du camion est de 7 tonnes.

VI-10 Les volumes des travaux et le devis estimatif :

A) Les coups de la digue :

Pour connaître les différents volumes de corps de barrage on utilise le logiciel COVADIS , qui donne des résultats proche de la réalité ; le tableau VI-6 montre les détails de calcul aussi que la planche 3/4 (les profile en travers de l'axe de la digue) .

Tableau VI-6 :

	Matériau	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Coût (MDA)
Noyau	Argile	304674	300	91,40
Recharge	Tout venant	640252	300	192,08
Couche de roulement	Bitume	3090	6000	18,54
Protection rip rap	Enrochement	32700	1300	42,51
Drain et le filtre	sable	956	600	0,57
	Gravier	1912	600	1,15
	Enrochement	6693	1300	8,70
Coût Totale (MDA)				354,95

B) Le déversoir et les ouvrages annexes :

Pour l'estimation des volumes des travaux de l'évacuateur nous nous sommes basés sur les résultats dont le tableau VI-7 :

Tableau VI-7 :

	Matériau	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Coût (MDA)
Coffrage	type c1	6633	400	2,6532
	type c2	3317	700	2,3219
bétonnage	Béton	14900	5000	74,5
excavation	-	26010	250	6,5025
Ferraillage	Acier	700000(Kg)	60	42
Coût Totale (MDA)				127,978

Conclusion :

Digue	Les ouvrages annexes	devis total
354,95	127,9776	483

Donc , le coût de barrage total est 483 MDA est pour un délai de 38 mois

Chapitre V : Protection et sécurité de travail

V-1 Introduction :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

V-2 Comite de sécurité :

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

V-3 Instructions structurelles sur la sécurité :

V-3-1 Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

V-3-2 Instructions à donner au Chef d'équipe :

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

- **Réunion matinale en matière de sécurité :**

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

- **Mise en ordre du chantier :**

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

V- 4 Contrôle et entretien du matériel :

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultats sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordages, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectué et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

L'installation, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporté les charges et les efforts auxquels ils sont soumis.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

V-5 Organisation du service de la sécurité d'ouvrage :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

V-6 Principes fonctions du service de sécurité :

a) Etudes :

- Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

V-7 Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

a) Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de facilité.

b) Causes techniques :

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

V-7-1 Conditions dangereuses dans le chantier :

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

V-7-2 Actions dangereuses :

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

V-7-3 Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

Remarque :

Dans notre cas puisque la galerie n'est pas visitable, on a pas besoin de calculer le débit d'air ni l'éclairage dans cette dernière.

Conclusion :

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille.

Conclusion générale :

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de la digue du barrage de Berkeche à permis de tirer les conclusions suivantes :

- La construction du barrage de Berkeche est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière , de plus, le choix d'un barrage du type "en terre" comme digue principale permet l'utilisation exclusive des matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main d'œuvre locale.
- Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation , permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur des nouvelles terres , l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production
- maintenir les populations rurales en leur assurant de réelles possibilités de développement dans un milieu pauvre, isolé et défavorisé.
- En plus, le barrage peut satisfaire à long terme les besoins en eau de la population, du bétail et de l'industrie sur l'ensemble de la vallée. il garantit dans l'oued un débit minimum sanitaire nécessaire pour prélever de l'eau d'une qualité acceptable, sans contamination excessive par des eaux usées, améliorant ainsi la santé publique par la réduction de l'incidence des maladies hydriques notamment celles liées au manque d'eau et à son impureté.

Références bibliographiques :

1. **M. HASSANE : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida. 1998**
2. **B. TOUAIBIA : Les retenues . janvier 2001**
3. **B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004**
4. **M. ROCHE : Hydrologie de surface. ORSTOMP. Gauthier-Villars Editeur. Paris 1963**
5. **GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France. 1997**
6. **V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986**
7. **R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997**
8. **CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994**
9. **CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986**
10. **CFGB : Barrages et développement durable en France. MEDD. France. Septembre 2003**
11. **GAUTHIER VILLARS : les barrages en terre compactée. Pratique américaines .1953**
12. **CIGB : Choix de la crue de projet . 1984**
13. **G.REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles1986.**
14. **R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1977.**