

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE DU BARRAGE
KEF-EDDIR W.TIPAZA**

Présenté par :
FERRANI LOUIZA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
Mme. D.DJOUJAR	M.C.B	Examinatrice
Mme. A.ADDOU	M.A.A	Examinatrice
Mr. I.ZAIBAK	M.A.B	Examineur
Mr. M.BENSALAH	M.A.A	Promoteur

Septembre 2016

Dédicace

Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie que je dédie mon travail à ma très chère Maman qui m'a soutenu tout au long de ma vie et à mon chère Papa qui a toujours bien veillé sur moi.

A mes frères Nazim et Mohamed.

A la grande famille Haddouche de Belfort.

A mon chère oncle Karim.

A mon meilleur ami Hichem.

A tous mes amis.

Remerciements

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon promoteur Mr.BENSALAH Draid Mohamed, je le remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mes recherches.

Je remercie mes très chers parents, Omar et Lynda, qui ont toujours été là pour moi, « Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier », je vous aime tant.

Je remercie mes frères Nazim et Mohamed pour leurs encouragements et tout l'amour qu'ils m'apportent.

Je remercie très spécialement Mama Lila, Radou, Riad, Karou, Tarek et Samou qui ont toujours été là pour moi.

Je tiens à remercier d'une manière particulière Hichem Berdja, pour son soutien inconditionnel, son encouragement, sa présence aux moments les plus difficiles et sa contribution précieuse au cours de l'achèvement de ce mémoire.

Je remercie tous mes Ami(e)s Hadjer et Farah, Asma, Linda, Hadjer Hambarek, Aziza, Abdou et Yasser Pour leur sincère amitié et confiance.

Un remerciement pour Rassim Ait Mebarek et à qui je dois ma reconnaissance.

Mes profonds remerciements pour les membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail.

Enfin, un remerciement infini pour Amou Karim, un deuxième père pour moi, qui n'a jamais cessé de me soutenir depuis toute petite, et qui a cru en moi pendant toute cette période.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

ملخص :

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية، و من أجل تخزين كميات هائلة من الامتار المكعبة التي تتسرب إلى البحر، لذا ترى الوكالة الوطنية للسُدود و التحويلات ضرورة إنشاء سدود و حواجز مائية . و على إثر ذلك، يجب الإهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير الأبعاد الهندسية و الإختيار الأمثل لمواقعها و دراسة جميع ملحقاتها و متماتها. و في إطار ذلك، تأتي مذكرتنا هذه لتناول دراسة تنفيذ سد على مستوى ولاية تيبازة، و بالتحديد على مستوى وادي داموس. وهكذا، ركزت الدراسة التي أجريناها على اختيار بديل سد في ولاية تيبازة و أساسا على واد داموس.

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux, et afin de mobiliser les millions de mètres cubes qui sont perdus, l'ANBT s'est vue réaliser des barrages et des retenues collinaires. Toutefois, l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée a porté sur le choix de la variante de la digue d'un barrage dans la wilaya de Tipaza et principalement sur Oued Damous.

Abstract :

In the setting of the national strategy concerning conservation of water in order to mobilize the millions of cubic meters that are lost, the ANBT has been made dams and hill reservoirs. However, the choice and design of the storage works need to be deepened. Thus, the study we carried out concerned the choice of the variant of the dike of a dam in the Wilaya of Tipaza and mainly on Oued Damous.

Sommaire

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

CHAPITRE I : Synthèse des travaux d'étude de la phase d'avant-projet

I-1 Etude topographique.....	2
Introduction.....	2
I-1-1 Pourquoi doit-on réaliser des barrages ?	2
I-1-2 Localisation du site du barrage	2
I-1-3 Caractéristiques du site choisi.....	3
I-1-4 Situation géographique du site du barrage.....	3
I-2 Etude géologique.....	8
I-2-1 Géologie régionale.....	8
I-2-2 Géologie locale.....	8
I-2-3 Géologie du site.....	8
I-3 Etude géotechnique.....	9
I-3-1 Sismicité du site.....	9
I-3-1-1 Sismicité historique de la région centre	9
I-3-2 Propriétés physiques et mécaniques des matériaux de fondations du barrage	11
Conclusion.....	12
I-3-2-1 Dépôt alluvionnaire.....	13
I-3-2-2 Dépôts colluvionnaire et éluvionnaire.....	17
I-4 Caractéristiques de la formation marneuse.....	19
I-4-1 Récupération et indice de qualité de la roche (RQD)	19
I-4-2 Pression limite P_i et module pressiométrique E_M	19
I-5 Conditions hydrogéologiques.....	20
I-5-1 Niveau des eaux souterraines	20
I-5-2 Essais de perméabilité	20
I-6 Conclusion.....	21

CHAPITRE II : Etude Hydrologique

Introduction.....	23
-------------------	----

Partie I : Calcul des caractéristiques du bassin versant et étude des apports et des crues

II-1 Caractéristiques du bassin versant.....	24
II-1-1 Caractéristiques morphologiques.....	24
II-1-2 Caractéristiques hydrographiques.....	31
II-1-3 Caractéristiques climatiques	38
II-2 Pluviométrie.....	40
II-2-1 Stations et données disponibles.....	40
II-2-2 Pluie moyenne annuelle	40
II-2-3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences.....	50
II-3 Evaluation des apports liquides.....	52
II-3-1 Apports moyens interannuels.....	54
II-3-2 Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	57
II-3-3 Calcul du coefficient de variation	61
II-3-4 Les apports fréquentiels.....	62
II-4 Les apports solides.....	63
II-5 Etude des crues.....	64
II-6 Hydrogramme de crue.....	66
II-7 Choix de la crue de projet.....	70
Partie II : Etude de régularisation et de laminage des crues	
II-8 Régularisation.....	71
II-8-1 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$	71
II-8-2 Répartition mensuelle des besoins en eau.....	72
II-8-3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»	72
II-8-4 Calcul du volume utile.....	75
II-9 Laminage des crues.	76
II-9-1 Méthode de KOTCHERINE.....	77
II-10 Etude d'optimisation.....	82
II-10-1 La revanche.....	82
II-10-2 Le tassement.....	83
II-10-3 Largeur en crête.....	83
II-10-4 calcul des coûts.....	84
II-10-5 Laminage pour un déversoir de largeur $b = 50m$	86
II-10-6 Laminage par la méthode de Hildenblat.....	88
Conclusion.....	92

CHAPITRE III : Etude des variantes de la digue

III-1 Introduction.....	93
III-2 Le choix du site du barrage.....	93
III-3 Le choix du type de barrage	94
III-4 Les variantes à choisir	95
• Variante 1 : Barrage en terre homogène.....	95
• Variante 2 : Barrage en terre zoné.....	95
• Variante 3 : Barrage en terre à masque amont.....	95
III-5 Fixation du choix définitif du type de barrage	96
III-6 Conception de la digue.....	96
III-6-1 La crête.....	96
III-6-2 Largeur en crête.....	96
III-6-3 Longueur en crête.....	97
III-6-4 Pente des talus.....	97
III-6-5 Le volume du corps du barrage.....	97
III-6-6 Evaluation du prix total des différents matériaux.....	98
Conclusion.....	99

CHAPITRE IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

IV-1 Conception de la digue.....	101
IV-1-1 La revanche.....	101
IV-1-2 Hauteur du barrage.....	101
IV-1-3 Largeur en crête.....	101
IV-1-4 Longueur en crête.....	101
IV-1-5 Pentes des talus.....	102
IV-1-6 Les bermes.....	102
IV-1-7 Classification de l'ouvrage	102
IV-2 Protection des talus.....	103
IV-3 Dimensionnement du noyau.....	105
IV-3-1 Hauteur du noyau.....	105
IV-3-2 Largeur en crête et en base du noyau.....	105
IV- 4 Etanchéité de la fondation.....	106

IV- 5 Drainage du barrage.....	106
IV-6 Calcul des filtres.....	107
IV-6-1 Disponibilité des matériaux.....	107
IV-6-2 Critères du filtre	108
IV-6-3 Détermination de la courbe granulométrique des filtres.....	108
IV-6-4 Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres.....	109
Conclusion	110
IV-7 Etude des infiltrations.....	111
IV-7-1 Tracé de la ligne de saturation.....	111
IV-7-2 Calcul du débit d'infiltration	113
IV-7-2-1 Calcul du débit de fuite à travers le drain	113
IV-7-2-2 Calcul du débit de fuite à travers la fondation	113
IV-7-2-3 Débit total d'infiltration	113
IV-7-3 Vérification de la résistance à l'infiltration	114
IV-8 Stabilité des talus	116
IV-8-1 Conséquences de l'instabilité des talus.....	116
IV-8-2 Méthode grapho-analytique de FELLENIUS	116
IV-8-3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	118
IV-8-3-1 Classement des forces	120
IV-8-3-2 Calcul du coefficient de securite pour les differents types de fonctionnement ..	121
Conclusion	123

CHAPITRE V : Organisation de chantier

Introduction.....	125
V-1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	125
V-1-1 Installations destinées au personnel	125
V-1-2 Installations destinées au stockage des matériaux	125
V-1-3 Installations destinées à la réparation des engins	125
V-1-4 Installation destinée pour la préfabrication	126
V-1-5 les moyens de chantier	126
V-2 Planification	126
V-2-1 Définition	126
V-2-2 Techniques de la planification	127
V-2-2-1 Méthodes basées sur le réseau	127

V-2-2-1-1 Définition du réseau	127
V-2-2-1-2 Construction du réseau	127
V-2-2-1-3 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	128
V-2-2-3 les étapes de la planification	128
V-2-2-3-1 collection des informations	128
V-2-2-3-2 Décomposition du projet	128
V-2-2-3-3 Relations entre les tâches	128
V-2-3 Les paramètres de la méthode C.P.M	128
V-2-3-2 Attribution des durées de chaque opération	129
V-2-4 les plannings	130
V-2-4-1 Plan de travail au plus tôt	130
V-2-4-2 Plan de travail au plus tard (PTPP)	130
V-2-4-3 Plan de travail intermédiaire	130
V-3 Délai de construction et programme des travaux	130
V-4 Symboles des différentes opérations	131
V-5 Détermination du chemin critique.....	131
Conclusion.....	134

CHAPITRE VI : Règles et recommandations de sécurité aux travaux de chantier

VI-1 Introduction.....	135
VI-2 Causes des accidents de travail	135
VI-3 Conditions dangereuses dans le chantier	135
VI-4 Actions dangereuses	136
VI-5 Mesures préventives	136
VI-6 Comite de sécurité.....	136
VI-7 Instructions structurelles sur la sécurité.....	136
VI-7-1 Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier.....	136
VI-7-2 Instructions à donner au Chef d'équipe.....	136
VI-8 Contrôle et entretien du matériel.....	137
Conclusion.....	137
CONCLUSION GENERALE.....	138

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Synthèse des travaux d'étude de la phase d'avant-projet

Tableau I-1 : Propriétés physiques des matériaux de la fondation alluvionnaire.	12
Tableau I-2 : Récapitulatif des résultats des essais de pénétration standard réalisé dans le dépôt alluvionnaire. ANBT.	14
Tableau I-3 : Résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.2. ANBT.....	15
Tableau I-4 : Résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.3. ANBT.....	16
Tableau I-5 : Propriétés physiques des sols de fondation colluvionnaire et éluvionnaire du barrage. ANBT.....	16
Tableau I-6 : Les résultats des essais de pénétration standard réalisés dans le dépôt colluvionnaire et éluvionnaire. ANBT.	17
Tableau I-7 : Les résultats des essais de pénétration standard réalisés dans le dépôt colluvionnaire et éluvionnaire. Source [ANBT].	18

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Tableau II-1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.	26
Tableau II-2 : Détermination de la pente de ROCHE I_p	29
Tableau II-3 : Classification O.R.S.T.O.M (Type de relief).	30
Tableau II-4 : Evaluation de la pente moyenne. ANBT.	31
Tableau II-5 : Evaluation du profil en long.	33
Tableau II-6 : Temps de concentration.	36
Tableau II-7 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant....	37
Tableau II-8 : Répartition mensuelle de la température.	39
Tableau II-9 : Répartition mensuelle de l'évaporation.	39
Tableau II-10 : Répartition mensuelle de l'humidité relative.	39
Tableau II-11 : Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude....	40
Tableau II-12 : Répartition mensuelle des pluies moyennes.	42
Tableau II-13 : Ajustement à la loi de GUMBEL.	46
Tableau II-14: Ajustement à la loi Normale.	48
Tableau II-15 : Ajustement à la loi long normal.	49
Tableau II-16 : Pluies de courtes durées et leur intensité.....	51

Tableau II-17 : Débits annuels aux stations Sidi Akacha et Bordj Ghobrini et débits annuels estimés au site du barrage.	58
Tableau II-18 : Débits mensuel aux stations Sidi Akacha et Bordj Ghobrini et débits annuels estimés au site du barrage.	59
Tableau II-19 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.	60
Tableau II-20: Apports fréquentiels.	62
Tableau II-21 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.....	63
Tableau II-22: Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour.	68
Tableau II-23 : Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$	72
Tableau II-24 : Courbes topographiques et volumétriques.	73
Tableau II-25 : Tableau de Radkovitch, $r = f(\text{Module spécifique})$	76
Tableau II-26 : Résultat des calculs par la méthode de Kotcherine.	79
Tableau II-27 : Résultats de la méthode de KOTCHERINE.	81
Tableau II-28 : Tableau récapitulatif.	82
Tableau II-29: Résultats de la revanche.	83
Tableau II-30 : Calcul de la largeur en crête.	84
Tableau II-31 : Calcul d'optimisation.	85
Tableau II-32 : Volumes et débits déversant pour $b= 50\text{m}$	87
Tableau II-33 : Laminage par la méthode grapho-analytique de Hildenblat.	88

CHAPITRE III : Etude des variantes de la digue

Tableau III-1 : Valeurs indicatives des fruits de talus.	97
Tableau III-2: coût de la digue (variante 1).	98
Tableau III-3: coût de la digue (variante 2).	99
Tableau III-4: coût de la digue (variante 3).	99

CHAPITRE IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

Tableau IV-1 : Les bermes.	102
Tableau IV-2 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	103
Tableau IV-3: Valeurs de c selon le poids spécifique et la pente du talus.....	104
Tableau IV-4: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.	104
Tableau IV-5 : Valeur de I_{adm} en fonction du type de l'ouvrage.	105
Tableau IV-6 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.	112
Tableau IV-07 : Gradient hydraulique admissible.	114

Tableau IV-8: Le gradient d'infiltration critique.	115
Tableau IV-9 : Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage.....	115
Tableau IV-10 : détermination des rayons max et min de la zone des cercles critiques.....	117
Tableau IV-11 : Résultats des paramètres des cercles critiques.	117
Tableau IV-12 : les valeurs admissibles des coefficients de sécurité.....	118
Tableau IV-13 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles.....	121
Tableau IV-14: Caractéristique géotechniques du sol.	122
Tableau IV-15 : Valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnemen.	123

CHAPITRE V : Organisation de chantier

Tableau V-1 : Symboles des opérations.....	131
Tableau V-2 : Diagramme de Gantt.	133

Liste des figures

CHAPITRE I : Synthèse des travaux d'étude de la phase d'avant-projet

Figure I-1 : Localisation d'Oued Damous. Source (Meguedmi,2008).	4
Figure I-2: Axe Oued Damous. Source [ANBT].	5
Figure I-3: Localisation des différents accès au site du barrage. Source [ANBT].....	6
Figure I-4 : Localisation de l'axe du barrage et limite du réservoir Source [ANBT].....	7
Figure I-5 : La représentation des zones de faille active. (Meguedmi, 2008).....	11
Figure I-6 : Carte de micro zonage de l'Algérie (selon le RPA-99- Addenda 2003).....	12
Figure I-7 : Les courbes granulométriques de dépôt alluvionnaire. Source [ANBT].....	13

CHAPITRE II : Etude Hydrologique

Figure II-1 : Présentation du bassin versant du barrage Kef-Eddir.[AutoCad].....	23
Figure II-2 : Répartition et courbe hypsométrique.	26
Figure II-3 : Représentation du rectangle équivalent.	27
Figure II-4 : Réseau Hydrographique du bassin versant.	32
Figure II-5 : Profil en long du cours d'eau principal.....	34
Figure II-6 : Localisation des stations hydrométriques et pluviométriques. (ANBT).....	38
Figure II-7 : Méthode de Theissen.....	43
Figure II-8 : Méthode des isoyètes.....	44
Figure II-9 : Ajustement à la loi de GUMBEL.	47
Figure II-10 : Ajustement à la loi Normale.	48
Figure II-11 : Ajustement à la loi log-Normale.	49
Figure II-12 : Courbe des pluies à courte durées.	52
Figure II-13 : Courbes des intensités fréquentielles.....	53
Figure II-14 : Coefficient d'écoulement en fonction de la précipitation annuelle pour les oueds temporaires en Algérie. (Meguedmi,2008).	54
Figure II-15 : Comparaison des débits annuels mesurés et estimés.	59
Figure II-16 : Comparaison des débits moyens mensuels mesurés et estimés.	60
Figure II-17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.	61
Figure II-18 : Les hydrogrammes de crues.	69
Figure II-19 : courbe capacité-hauteur.	74
Figure II-20 : Courbe Surface-hauteur.	74

Figure II-21 : Courbes $H = f(Q,q)$	80
Figure II-22 : Courbes $V = f(Q,q)$	81
Figure II-23 : Optimisation.	86
Figure II-24 : Courbe des débits déversants.	87
Figure II-25 : Hydrogramme de laminage des crues.	91

CHAPITRE V : Organisation de chantier

Figure V-1 : Réseau à nœuds.	132
Figure V-2 : Diagramme de GANTT.	133

Liste des planches

Planche N° 1 : Plan d'aménagement du barrage de Kef-Eddir (W.Tipaza).

Planche N° 2 : Coupe transversale des variantes de la digue.

Planche N° 3 : Coupe et détails de la variante de la digue.

Planche N° 4 : Coupe de la digue avec la ligne de saturation.

Planche N° 5 : Calcul de stabilité des talus.

Planche N° 6 : Chemin critique et planning d'exécution des travaux.

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie a tellement souffert des problèmes de l'eau, des sécheresses abondantes dans certaines régions et des inondations dans d'autres, ce qui nous pousse à réfléchir au problème deux fois plus.

Un vaste programme a été lancé par l'agence nationale des barrages sur l'ensemble du territoire national, dont 14 barrages en cours d'exécution et 13 autres en cours d'études, parmi eux, le barrage de Kef-Eddir sur Oued Damous (W. Tipaza).

L'étude de faisabilité du barrage de Kef-Eddir (W. Tipaza) a été confiée au bureau d'études TECSULT par l'ANBT, dans laquelle ils doivent donner une description de la zone d'étude, ainsi que les types d'aménagement qui pourront être mis en place.

A l'issue de l'étude de faisabilité, nous allons élaborer l'étude d'exécution de la digue du barrage de Kef-Eddir, dans laquelle nous allons faire une analyse des conditions géologiques et géotechniques pour déterminer les variantes qui peuvent être projetées, ainsi qu'une étude hydrologique qui déterminera les crues auxquelles est soumis notre ouvrage ainsi qu'au volume qu'il pourra stocker. Par suite nous allons entamer une étude technico-économique des variantes proposées et en choisir celle qui répondra aux critères de l'enjeu économique. Par suite, on consacra un chapitre pour la conception détaillée de la variante de digue retenue.

Enfin, on terminera par l'organisation de chantier ainsi que les recommandations de sécurité.

Chapitre I :
Synthèse des travaux d'étude
de la phase d'avant projet

Chapitre I : Synthèse des études de la phase de l'avant projet.

I-1 Etude topographique

Introduction

L'étude topographique constitue une phase très importante dans la conception et le dimensionnement des ouvrages hydrauliques tels que les retenues collinaires et les grands barrages avant d'entamer l'étude du projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et l'implantation du barrage et ses ouvrages annexes. Il est nécessaire d'avoir une connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Les données topographiques nécessaires pour notre étude concernent :

- Le bassin versant ;
- La vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage ;
- Le site de la retenue ;
- Les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

I-1-1 Pourquoi doit-on réaliser des barrages ?

Le but principal du barrage d'après sa définition, est la rétention d'eaux, dans le but de compenser l'inégalité des apports dans les rivières et les oueds, et à optimiser l'utilisation et la consommation des ressources en eau selon les besoins. On peut dénombrer certaines fonctionnalités des barrages:

- Protection contre les crues.
- Alimentation en eau potable.
- Irrigation.
- Production de l'énergie hydro-électrique.
- Besoins industriels.

I-1-2 Localisation du site du barrage

Le site du barrage se situe sur l'Oued Damous dans la commune de Damous (W.Tipaza), et s'étend sur les cartes d'Etat major de Tenès, Damous, Oued Fodda et Ain-Defla feuille N°59, N°60, N°82 et N°83 respectivement (selon l'étude faite par ANBT et le bureau d'étude TECSULT, 2003).

Chapitre I : Synthèse des études de la phase de l'avant projet.

Les coordonnées U.T.M du site se présentent comme suit :

$$X= 379800 \text{ m}$$

$$Y= 4037800 \text{ m}$$

$$Z= 50 \text{ m.N.G.A}$$

I-1-3 Caractéristiques du site choisi

Le site du barrage est situé dans une région de l'Algérie marquée par un relief jeune et très accidenté où le réseau de drainage est surtout contrôlé par des structures géologiques telles que la vallée de l'Oued Damous de direction NE-SW. La pente générale de l'Oued est d'environ $\pm 1\%$. Par contre, les tributaires sont beaucoup plus pentus et forment souvent des cônes alluvionnaires dans la vallée. Le site choisi présente certain avantages, tels que :

- La topographie des rives qu'est plus favorable, diminuant ainsi la complexité des opérations de construction;
- Aucune zone d'instabilité n'a été observée (i.e. présence de failles, tassement de sols, etc.) évitant ainsi tout travail de stabilisation;
- La possibilité de réaliser des ouvrages annexes à l'air libre évitant également la construction d'ouvrages souterrains coûteux et sensibles aux problèmes qui peuvent être générés par la sismicité élevée du site.

I-1-4 Situation géographique du site du barrage

Le site du barrage se trouve dans une région côtière située entre Damous à l'est, Ténès à l'ouest et Chlef au sud.

Nous avons représenté dans les figures 1.2.3.4 les différents points à savoir : La localisation de Oued Damous et de l'axe du barrage de Kef- Eddir, Les différents accès au site, ainsi que la délimitation du bassin versant.

Chapitre I : Synthèse des études de la phase de l'avant projet.

Figure I-1 : Localisation de l'Oued Damous, W. de Tipaza, (Meguedmi, 2008).



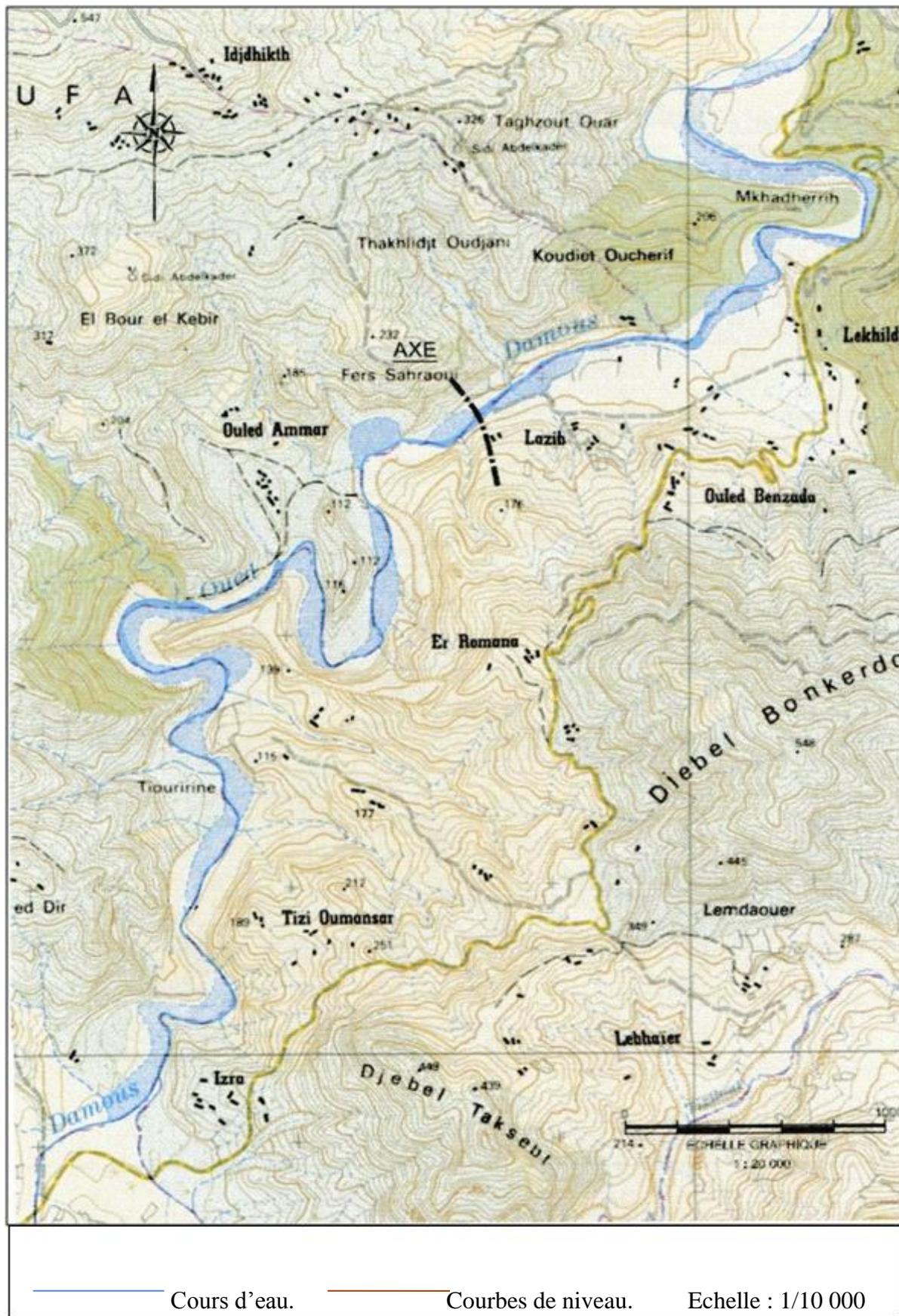


Figure I-2: Axe Du barrage Kef-Eddir. Source [ANBT].

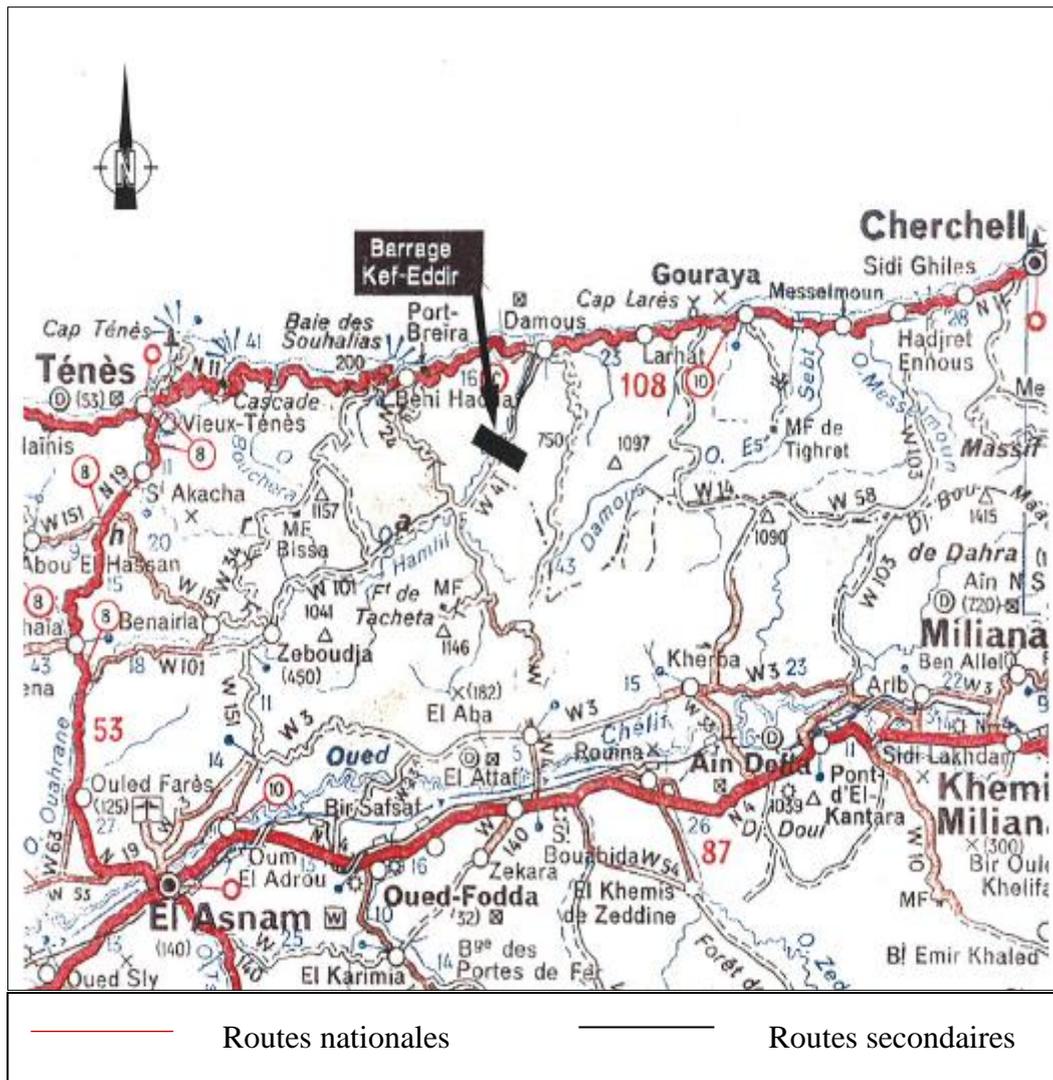


Figure I-3: Localisation des différents accès au site du barrage. Source [ANBT], Echelle (1/5000).

Chapitre I : Synthèse des études de la phase de l'avant projet.

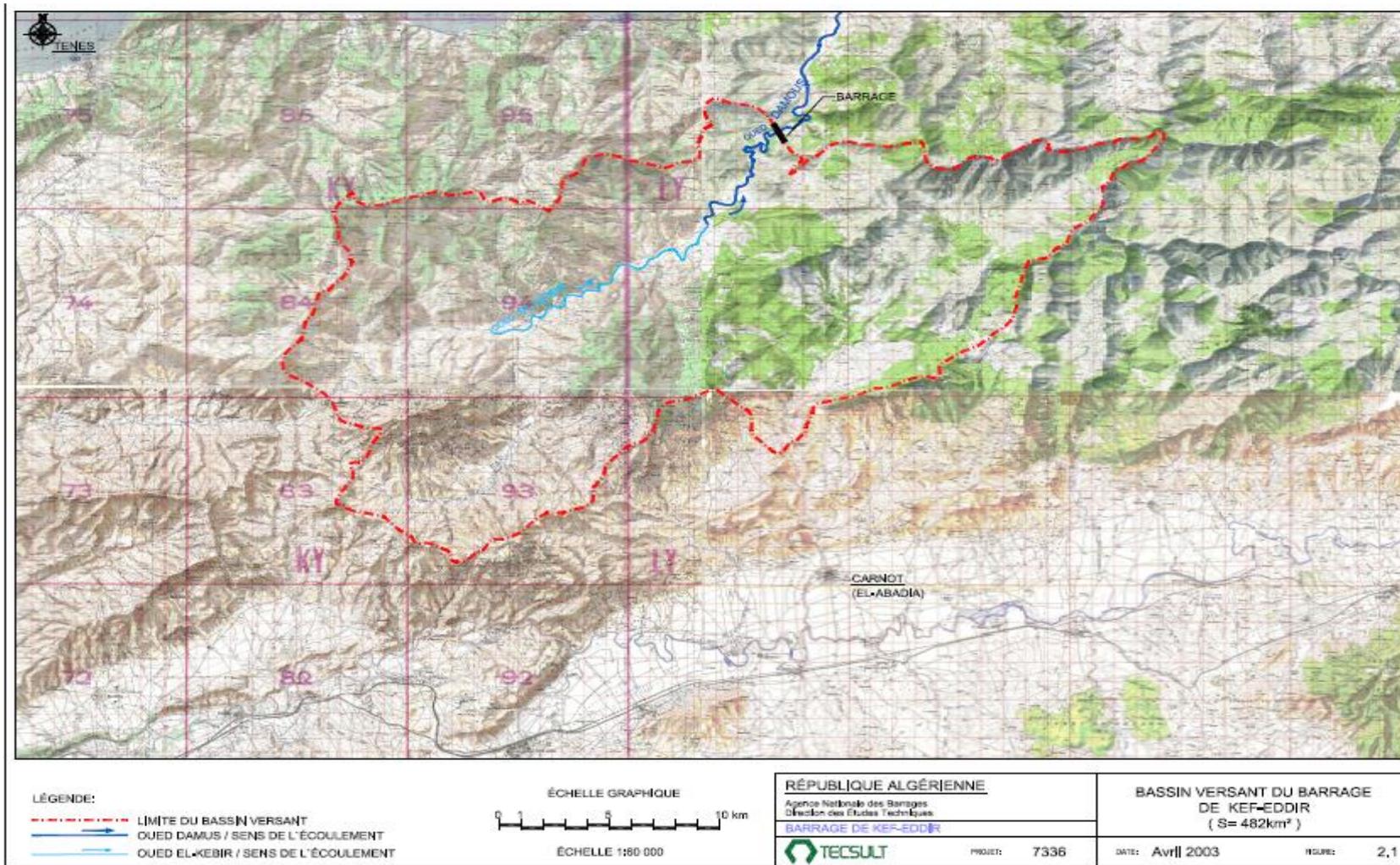


Figure I-4 : Localisation de l'axe du barrage et limite du réservoir Source [ANBT,2003].

I-2 Etude géologique

I-2-1 Géologie régionale

Le site de Kef Eddir sur Oued Damous, se situe dans l'Atlas Tellien. Cet Atlas, formé par une région montagneuse, comprend un socle cristallophyllien ancien composé de gneiss, de schiste et de quelques granites, ainsi que de grès paléozoïques avec peu ou aucun métamorphisme, des argilites et des calcaires, ainsi que des dépôts de flysch mésozoïque et cénozoïque, des carbonates et quelques dépôts terreux. [ANBT]

I-2-2 Géologie locale

L'examen de la carte géologique du site montre que l'âge des formations géologiques affleurant s'étend principalement du crétacé inférieur à l'actuel. Dans le bassin versant les formations correspondantes sont presque exclusivement représentées d'un matériel marno-calcaire appartenant aux nappes telliennes glissant par l'effet gravitaire vers le sud. Dans la zone côtière, les flysch sont présents sur les deux rives de l'oued Damous. Ils sont représentés par des dépôts hétérogènes comprenant notamment des argilites, des marnes, des grès et des conglomérats.

Les dépôts récents sont représentés d'une part, d'alluvions anciennes, des colluvions et éluvions qui recouvrent les hautes terrasses du bassin versant et d'autre part, par les alluvions récentes qui occupent le lit de l'oued. [ANBT]

I-2-3 Géologie du site

La géologie du site a été déterminée au moyen de travaux de reconnaissance géologique et géotechnique. Dix-sept (17) forages conventionnels avec échantillonnage, trente-sept (37) puits d'exploration avec échantillonnage manuel et quatre (4) sondages pressiométriques ont été réalisées.

Les résultats des forages, des sondages pressiométriques et des puits d'exploration effectués révèlent la dominance de la marne argileuse gris foncé avec localement des lits calcaireux. Généralement, les marnes sont très fracturées dû à une tectonique régionale intense, altérées et désagrégées en surface.

Aux alentours du réservoir, les marnes affleurant le long des berges sont altérées avec de minces lits gréseux.

Les formations superficielles sont constituées de matériaux hétérogènes de différentes origines selon leurs localisations. La géologie de surface rencontrée est comme suit :

Chapitre I : Synthèse des études de la phase de l'avant projet.

a) La plaine de l'oued :

La plaine de l'oued large d'une centaine de mètres ou kilomètres, est constituée d'alluvions récentes et de terrasses alluvionnaires.

b) Lit de l'oued :

Il est constitué principalement d'un dépôt alluvionnaire récent de largeur d'environ 150m, et d'épaisseur maximale de 24m. L'épaisseur du dépôt est plus grande au pied de l'appui gauche que celui de l'appui droit.

c) Rive gauche :

Elle est constituée de :

- Une couche mince d'alluvions recouvrant par endroit la surface
- Présence de marnes dès la surface.

d) Rive droite :

Elle est constituée de dépôt colluvionnaire.

I-3 Etude géotechnique

I-3-1 Sismicité du site

I-3-1-1 Sismicité historique de la région centre

Le site du barrage est situé dans une région qui figure parmi les zones les plus sismiques de l'Algérie, où de nombreux séismes de forte intensité ont été observés par le passé. L'activité sismique du site de Kef-Eddir est comparable à celle des zones les plus actives de la Californie. (ref)

L'évaluation de l'aléa sismique du site du barrage a été effectuée par le bureau d'études TECSULT en avril 2002 (Réf. 10). Cette étude a identifié dix-huit (18) failles au voisinage du site du barrage ainsi que treize (13) séismes d'une magnitude supérieure à 5,0, dont deux (2) dévastateurs.

Le séisme de Chlef du 9 septembre 1954, dont l'épicentre est situé à moins de 50 km du site du barrage de Kef-Eddir, avait une magnitude M de 6,7 sur l'échelle « Richter » et une intensité sismique se situant entre X et XI sur l'échelle « Mercalli ». Il a entraîné la mort de 1 243 personnes et la destruction de plus de 20000 habitations. Ce séisme a aussi causé des dégâts majeurs au niveau barrage de Bentiba.

Chapitre I : Synthèse des études de la phase de l'avant projet.

Le séisme de Chlef du 10 octobre 1980, d'une magnitude M de 7,2 sur l'échelle « Richter » et d'une intensité sismique de IX sur l'échelle « Mercalli » a causé la mort de 2 633 personnes, 8 370 blessés ainsi que 480 000 sinistrés.

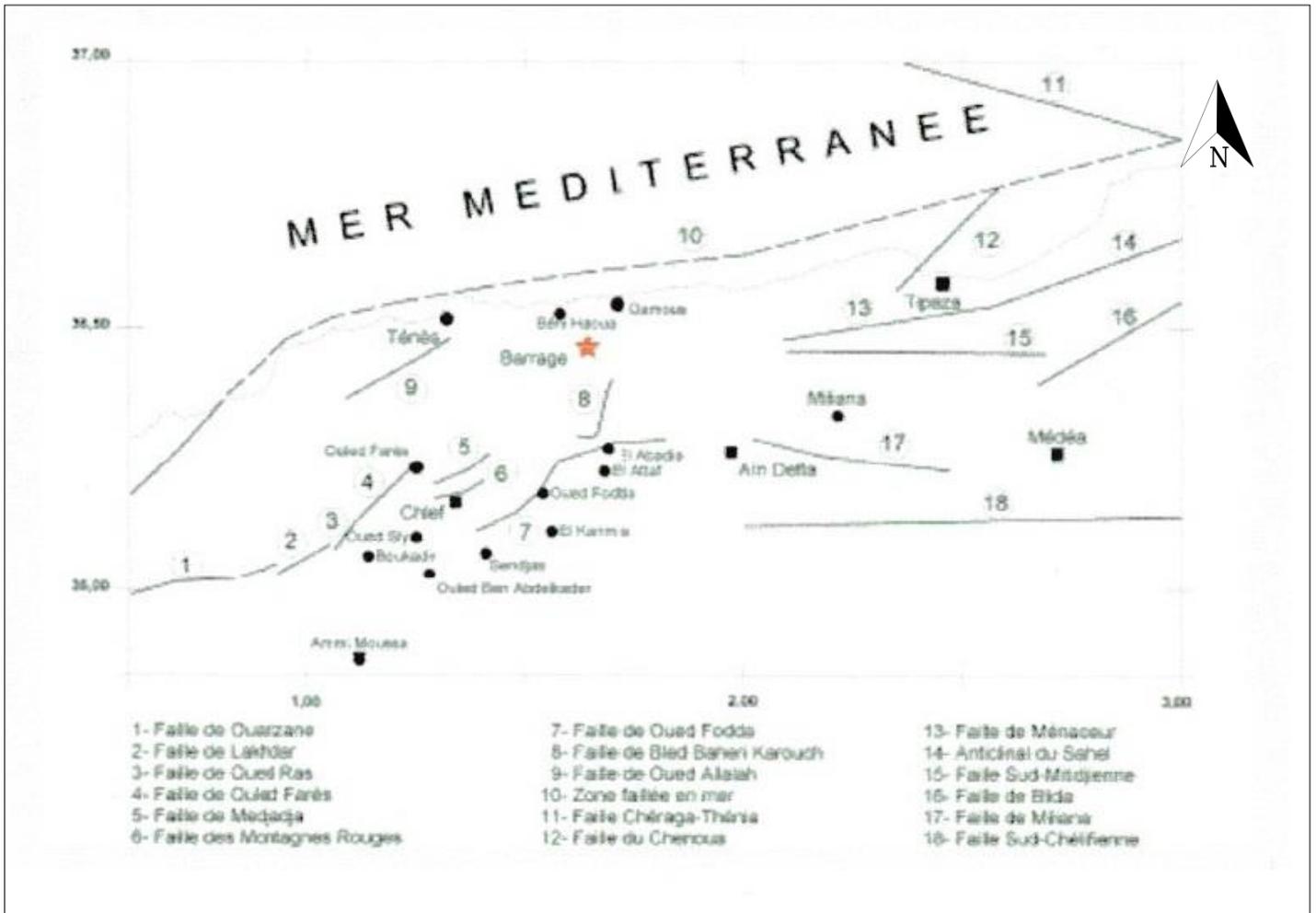


Figure I-5 : La représentation des zones de faille active. (Meguedmi, 2008).

Chapitre I : Synthèse des études de la phase de l'avant projet.

I-3-1-2 Classification du site selon les règlements parasismique Algérienne (RPA99/Modifier 2003)

Le barrage de kef-Eddir est classé selon sa destination, à savoir l'approvisionnement en eau potable et en eau d'irrigation des communes avoisinantes de la wilaya de Tipaza, ainsi que par son importance, à savoir une hauteur de 71.4m. Donc, d'après le paragraphe 3.2 du règlement parasismique Algérien (RPA 99-V2003), notre ouvrage est classé selon le groupe d'usage (1A).

D'après la carte de miro zonage de l'Algérie (RPA99/2003) représentée dans la figure I-7 et selon le paragraphe 4.2.3 du règlement parasismique Algérien en vigueur, notre barrage est situé dans la zone sismique (III).

Chapitre I : Synthèse des études de la phase de l'avant projet.

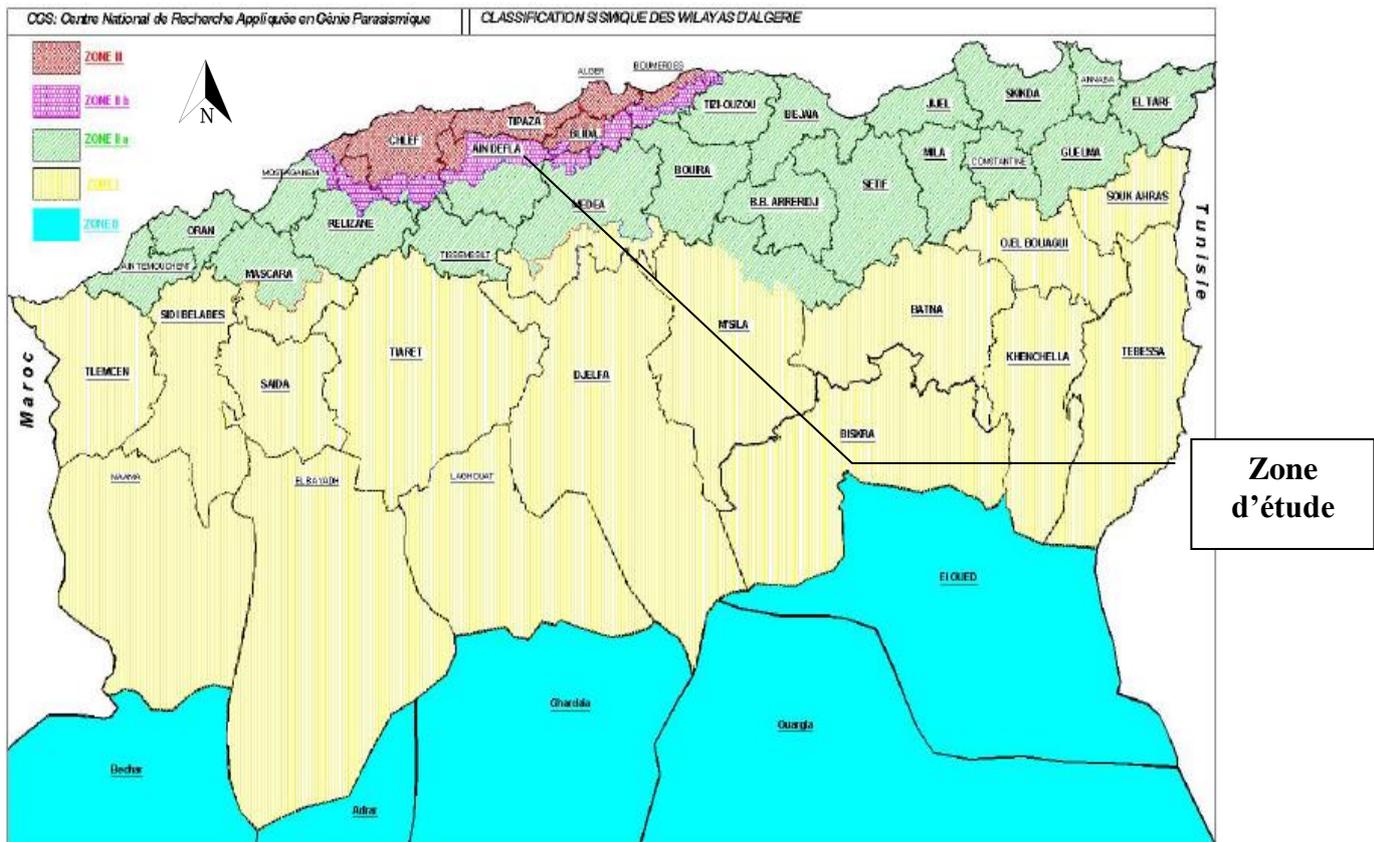


Figure I-6 : Carte de micro zonage de l'Algérie (RPA-99 ; Addenda 2003)

Tableau I-1 : Coefficient d'accélération de zone 'A' [RPA-99]

Groupe d'usage	ZONE			
	I	II a	II b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,20	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Le coefficient d'accélération adopté est : $a=0,40g$.

Conclusion :

Le site du barrage est situé dans une région qui figure parmi les zones les plus sismiques de l'Algérie (classé en zone III selon le RPA99/2003), où de nombreux séismes de forte intensité ont été observés de par le passé. La région d'étude se trouve dans une région tectonique active, ce qui la rend vulnérable vis-à-vis de l'aléa sismique.

I-3-2 Propriétés physiques et mécaniques des matériaux de fondations du barrage

I-3-2-1 Dépôt alluvionnaire

a) Propriétés physiques :

Sept analyses granulométriques par tamisage et lavage au tamis 80 μ m ont été réalisées sur des échantillons représentatifs prélevés dans les puits d'explorations PU-7, PU-8, PU-9, PU-10 et PU-28. Ils ont été exécutés dans la fondation alluvionnaire du site à l'exception du puits PU-28, réalisé plus en aval. Les sondages réalisés ont atteint des profondeurs variant entre 2,75m et 4,90m. La classification est faite selon le système (USCS) qui est le Système de classification des sols unifiés.

Les résultats des analyses granulométriques des différents puits sont représentés dans la figure I-8 :

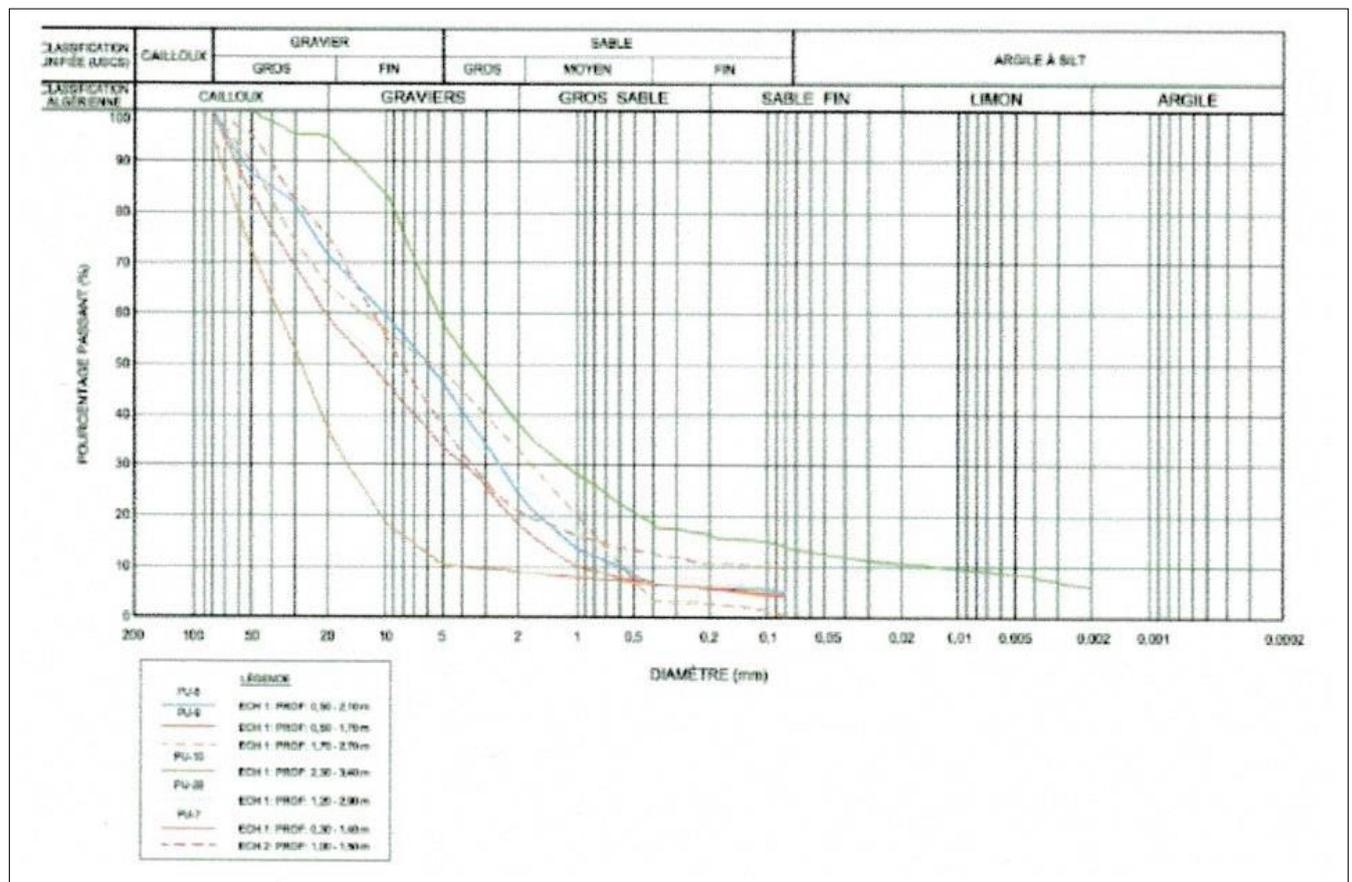


Figure I-7 : Les courbes granulométriques de dépôt alluvionnaire. Source [ANBT].

Chapitre I : Synthèse des études de la phase de l'avant projet.

Tableau I-2 : Propriétés physiques des matériaux de la fondation alluvionnaire. Source [ANBT].

Composantes	Pourcentage (%)
Gravier (5 à 80mm)	40 – 89%
Sable (80µm à 5mm)	6 – 48%
Limon (particules < 80 µm)	0 – 10%

Selon l'USCS, les matériaux sont classés GW (gravier bien gradué, gravier fin à grossier) et GP-GM (gravier mal gradué-gravier limoneux).

Une seule teneur en eau naturelle W_n de 11,2% a été mesurée dans le puits d'exploration PU-10, entre 2,3 m et 3,4 m de profondeur.

b) Propriétés mécaniques :

- Compacité :

L'indice de pénétration standard N a été mesuré dans les forages F2.2, F2.3, F2.8, F2.11 et F2.1, les résultats des essais de pénétration standard réalisée dans le dépôt alluvionnaire sont représentés dans le tableau I-3.

Chapitre I : Synthèse des études de la phase de l'avant projet.

Tableau I-3 : Récapitulatif des résultats des essais de pénétration standard réalisé dans le dépôt alluvionnaire. Source [ANBT].

Localisation	Sondage	Profondeur (m)	Type de sol	Indice de pénétration (N)
Lit de l'oued	F2-2	1,5 – 2	Alluvion	3
		3 – 3,5		10
		4,5 – 5		15
		6 – 6,5		12
		7,5 – 8		>50
	F2-8	1,5 – 2	Alluvion	38
		3 – 3,5		19
		4,5 – 5		19
		6 – 6,5		>50
		7,5 – 8		>50
		9 – 9,5		>50
		10,5 – 11		>50
		12 – 12,5		>50
		13,5 – 14		>50
		15 – 15,5		>50
		16,5 – 17		>50
	18 – 18,5	>50		
	F2-11	1,5 – 2	Alluvion	19
		3 – 3,5		36
		4,5 – 5		34
		6 – 6,5		18
		7,5 – 8		35
		9 – 9,5		38
		10,5 – 11		24
		12 – 12,5		16
		13,5 – 14		17
		15,2 – 15,7		42
	F2-12	1,5 – 2	Alluvion	15
		3 – 3,5		15
		4,5 – 5		36
		6 – 6,5		27
		7,5 – 8		34
		9 – 9,5		21
		10,5 – 11		31
	12 – 12,5	59		
	13,5 – 14	27		
	F2-3	12 – 12,45	Alluvion	22

L'indice de pénétration standard N a été mesuré 37 fois dans ce dépôt. A l'exception du forage F2-2 où des valeurs de l'indice N inférieures à 15 ont été mesurées jusqu'à une profondeur de 6.5m, les autres valeurs sont supérieures ou égales à 15, il peut dépasser 50 à certaines profondeurs. Ceci peut s'expliquer par la présence en grande proportion de cailloux,

blocs et de galets dans le dépôt alluvionnaire. Les faibles valeurs de l'indice N expliquent la présence de matériaux limoneux.

Chapitre I : Synthèse des études de la phase de l'avant projet.

D'une manière générale, la compacité des matériaux alluvionnaires peut être qualifiée de moyenne à très forte. Par ailleurs, la compacité n'a pas tendance à augmenter avec la profondeur.

- Pression limite P_i et module pressiométrique E_M :

La pression limite P_i , et le module pressiométrique E_M ont été mesurés dans les sondages pressiométriques FP2.2 et FP2.3, localisés dans le lit de l'oued.

Les résultats des essais pressiométriques réalisés dans les sondages FP2.2 et FP2.3 sont représentés dans les tableaux I-4 :

Tableau I-4 : Résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.2. Source [ANBT].

Profondeur (m)	Type de sol ou de roc	Pression limite P_i (Kg/cm ²)	Module pressiométrique E_M (Kg/cm ²)	E_M / P_i
1.5	Alluvion			
3				
4.5				
6				
15		19.55	82.72	4.23
17		15.40	60.60	3.94
21.5	Marne	11	199.71	18.16
25		13.11	202.50	15.45
29		14.14	131.55	9.30
33		13	234.34	18.03
35		15.13	123.87	8.19

Tableau I-5 : Résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.3. Source [ANBT].

Profondeur (m)	Type de sol ou de roc	Pression limite P_i (Kg/cm ²)	Module pressiométrique E_M (Kg/cm ²)	E_M / P_i
1.5	Alluvion	6.56	177.23	27.02
3		6.44	220.27	34.2
4.5		8.76	181.2	20.68
6		10.51	748.72	71.24
7.5		10.83	323.33	29.86
9		16.92	41.79	2.47
10.5		5.05	7.81	1.55
16	Marne			
18				
23		23.83	150.13	6.58
25		19.72	126.28	6.4
31				
34				

Les P_i varient entre 5 et 20 kg/cm² alors que les modules pressiométriques E_M varient en général entre 50 et 750 kg/cm².

Des horizons de compacité moyenne et d'autres de compacité forte à très forte ont été interceptés par les sondages pressiométriques.

Chapitre I : Synthèse des études de la phase de l'avant projet.

Des valeurs très élevées de E_M ont été mesurées, ceci peut aussi s'expliquer par la présence en grande proportion de cailloux, de blocs et de galets dans le dépôt.

I-3-2-2 Dépôts colluvionnaires et éluvionnaires

a) Propriétés physiques :

Au total, seize (16) puits ont été exécutés sur la rive droite dans l'emprise du barrage et des ouvrages annexes. Ces puits d'exploration sont : PU-5, PU-6, PU-11, PU-12, PU-13, PU-14, PU-15, PU-16, PU-17, PU-18, PU-19, PU-20, PU-21, PU-22, PU-23 et PU-31.

Le puits PU-20 a été exécuté dans une zone d'alluvions anciennes. Les paramètres physiques des matériaux colluvionnaire et éluvionnaires sont représentés dans le tableau I-6.

Tableau I-6 : Propriétés physiques des sols de fondation colluvionnaire et éluvionnaire du barrage. Source [ANBT].

Propriétés	Colluvions		Eluvions	
	Ecart	Moy	Ecart	Moy
Particules < 80 μ m	42 – 74	59	53 – 90	73
Limite de liquidité W_l (%)	48 – 64	55	34 – 64	52
Limite de plasticité W_p (%)	21 – 27	26	18 – 31	27
Indice de plasticité I_p (%)	23 – 37	29	16 – 23	25
Classification selon USCS	18 % SC 28 % CH 36 % CL 18 % GC		46 % CH 46 % CL 8 % CL- ML	

b) Consistance:

L'indice de pénétration standard N a été mesuré dans les forages F2.4, F2.5, F2.10, F2.13, F2.14 et F2.15.

Les résultats des essais de pénétration standard réalisée dans le dépôt colluvionnaire et éluvionnaire sont représentés dans le tableau I-7.

Chapitre I : Synthèse des études de la phase de l'avant projet.

Tableau I-7 : Les résultats des essais de pénétration standard réalisés dans le dépôt colluvionnaire et éluvionnaire. Source [ANBT].

Localisation	Sondages	Profondeurs (m)	Type de sol	Indice de pénétration N
Rive droite	F2.4	1,5-2	Colluvion	30
		3-3,5		50
		9-10,5		>50
	F2.5	1,5-2	Colluvion	41
		3-3,5		23
		4,5-5		25
		6-6,5		Refus
	F2.10	1,5-2	Colluvion	20
		3-3,5	Alluvion	21
		4,5-5	Eluvion	Refus
	F2.13	1,5-2	Colluvion	46
		3-3,5	Colluvion	54
		4,5-5	Colluvion	62
		6-6,5	Eluvion	57
		7,5-8	Eluvion	76
		9-9,5	Eluvion	96
		10,5-11	Eluvion	68
		12-12,5	Eluvion	59
13,5-14		Eluvion	49	
15-15,5		Eluvion	40	
16,5-16,8	Eluvion	Refus		
F2.14	1,5-2	Colluvion	Refus	
	3-3,5		Refus	
	4,5-5		Refus	
	6-6,5		65	
	7,5-8		17	
	9-9,5		66	
10,5-11	34			
F2.15	1,5-2	Colluvion	33	
	3-3,5	Colluvion	21	
	4,5-5	Colluvion	23	
	6-6,5	Eluvion	23	
	7,5-8	Eluvion	31	
	9-9,5	Eluvion	50	
	10,5-11	Eluvion	78	
	12-12,5	Eluvion	55	
	13,5-14	Eluvion	48	

I-4 Caractéristiques de la formation marneuse

La roche sur le site Kef-Eddir est constituée de marne. Les caractéristiques mesurées de cette formation sont le pourcentage de récupération, l'indice de qualité du roc (RQD), les pressions limites et les modules pressiométriques.

I-4-1 Récupération et indice de la qualité du roc (RQD)

a) Lit de l'oued :

Les valeurs mesurées du RQD de la marne sont généralement comprise entre 0 et 45%. Il est important de mentionner que ces valeurs ne sont pas représentatives de la qualité réelle du roc et sont probablement sous-estimées. En effet, les méthodes de forage utilisées et l'état détérioré des foreuses, des tubages et des couronnes diamantées ont contribué à broyer le roc lors des travaux de forages. Le broyage des carottes de roc peut être facilement observé dans les caisses à carottes. D'autre part, la façon de faire ainsi que les normes de forage dans le roc requièrent que toutes les mesures des RQD et des pourcentages de récupération soient réalisées immédiatement après l'extraction des carottes avant que le roc ne s'effrite.

Malheureusement ces exigences n'ont pas été respectées, ce qui explique le peu de valeurs de RQD qui apparaissent dans les rapports de forage.

b) Rive gauche :

Le forage F2.6 situé pratiquement sur l'axe du barrage, met en évidence la présence de marnes au voisinage de la surface. Les valeurs mesurées du RQD sont très variables (de 0 à 70%) indiquant une roche de qualité très mauvaise à moyenne. Par ailleurs, le RQD n'augmente pas avec la profondeur et les valeurs mesurées ne semblent avoir aucune tendance. Il est donc fort probable que les procédures requises pour les mesures du RQD n'ont pas été respectées tels que mentionné dans la section relative au lit de l'oued.

c) Rive droite :

Sous les dépôts colluvionnaire, la roche marneuse é été rencontrée dans le forage F2.4, F2.5, et F2.13, exécutés à proximité de l'axe du barrage en rive droite. Les valeurs mesurées du RQD sont très variables (de 0 à 80%) indiquant une roche de qualité mauvaise à bonne. De la même manière que celles de la rive gauche, les valeurs du RQD n'augmentent pas avec la profondeur et les valeurs mesurées ne semblent montrer aucune tendance.

I-4-2 Pression limite P_i et module pressiométrique E_M

La pression limite P , et le module pressiométrique E_M ont été mesurés dans les sondages pressiométriques FP2.1, FP2.2 et FP2.3, localisés dans le lit de l'oued.

Chapitre I : Synthèse des études de la phase de l'avant projet.

Les valeurs de P, mesurées varient entre 11 et 41 kg/cm² alors que les modules E_M varient en général entre 120 et 640 kg/cm². Ces valeurs indiquent une roche de très faible à faible résistance.

D'autre part, la disparité des valeurs du rapport E_M/P, montre le caractère fissuré de la roche marneuse même en grande profondeur.

I-5 Conditions hydrogéologiques

I-5-1 Niveau des eaux souterraines :

Les niveaux d'eau relevés en 2001 varient entre 0,88 et 6,86m de profondeur (Élévation 48,13 et 43,68m).

En rive gauche, un tube ouvert a été installé dans le forage F2.6. Les niveaux d'eau mesurés varient entre 2,7 et 36m de profondeur. Cette variation est jugée excessive et doit faire l'objet d'un suivi des mesures ultérieures des niveaux d'eau.

En rive droite, un tube ouvert a été installé dans le forage F2.4. L'eau n'a pas été interceptée même à de grandes profondeurs (75m, élévation 30,28m), les tubes étaient à sec.

A la lumière de ces résultats, le niveau de l'eau souterraine dans le lit de l'oued peut être intercepté en surface alors que celui de la rive droite est profond.

I-5-2 Essais de perméabilité

Deux (2) types d'essai de perméabilité ont été effectués dans le cadre de la campagne d'exploration : l'essai d'eau Lugeon dans la formation rocheuse, et l'essai d'eau Lefranc dans le dépôt alluvionnaire.

a) Perméabilité du dépôt alluvionnaire

Au total, trente-six (36) essais de perméabilité Lefranc ont été réalisés dans cette formation. La perméabilité des matériaux alluvionnaires granulaires, varie entre $7,4 \times 10^{-3}$ cm/s et $7,1 \times 10^{-1}$ cm/s avec une moyenne de l'ordre de 2×10^{-1} cm/s. Cette perméabilité est jugée importante et montre le caractère très perméable de la fondation.

b) Perméabilité de la roche marneuse

Cent (100) essais de perméabilité Lugeon ont été exécutés dans la roche marneuse dans tous les forages F2.7, F2.15, F2.16, et F2.17. Les valeurs obtenues de la perméabilité varient entre $8,2 \times 10^{-5}$ cm/s et 3×10^{-4} cm/s avec une moyenne de l'ordre de $1,5 \times 10^{-4}$ cm/s.

La perméabilité de la marne ne varie pas beaucoup, mettant en évidence l'homogénéité relative de cette roche, la marne est une roche relativement peu perméable (10^{-4} cm/s) et ne nécessiterai pas de grands travaux d'injection pour descendre sa perméabilité à 10^{-5} cm/s qui est le critère retenu pour l'imperméabilité de la fondation du barrage.

c) Perméabilité du réservoir

La carte de la géologie de surface montre que la roche présente dans le réservoir est de la marne. Les hautes terrasses et les versants de faible pente sont quant à eux recouverts de colluvions et d'éluvions de nature argileuse alors que le lit de l'oued est occupé par les alluvions récentes qui sont très perméables. La marne est de faible perméabilité.

I-6 Conclusion

D'après les données géologiques et géotechniques on a :

- La formation dominante dans la région est de la marne argileuse gris foncé, relativement peu perméable et ne nécessite pas de grands travaux d'injection.
- L'assise marneuse est recouverte par un dépôt alluvionnaire récent d'une épaisseur d'ordre de 24m et un dépôt colluvionnaire de 1 à 6,5m d'épaisseur. La perméabilité moyenne dans la formation alluvionnaire est importante et montre le caractère très perméable de ces alluvions.
- Le lit de l'oued est constitué d'un dépôt alluvionnaire récent d'épaisseur maximal de l'ordre de 24m. Sous le dépôt alluvionnaire on rencontre la marne.
- La rive droite est constituée d'un dépôt colluvionnaire de 1 à 6,5m d'épaisseur. Des alluvions anciens ont aussi été rencontrés localement et dans la partie supérieure de la rive droite. Un dépôt éluvionnaire de 1,5 à 11,5m a été intercepté sous le dépôt colluvionnaire. La marne été rencontrés sous le dépôt éluvionnaire et colluvionnaire.
- Rive gauche : sur l'appui gauche on à une couche mince d'éluvions de très faible épaisseur recouvre par endroit la surface. Au pied de l'appui se trouve une couche de colluvion d'environ 3,6m d'épaisseur.
- Généralement la perméabilité moyenne résultante des essais d'eau Lugeon dans la formation marneuse est de l'ordre de $1,5 \times 10^{-4}$ cm/s. La marne est relativement peu perméable et ne

Chapitre I : Synthèse des études de la phase de l'avant projet.

nécessite pas de grands travaux d'injection pour descendre sa perméabilité à 10^{-5} qui est le critère retenu pour l'imperméabilité de la fondation du barrage.

- La perméabilité moyenne résultante des essais de Lefranc dans la formation alluvionnaire est de l'ordre de 2×10^{-1} cm/s, cette perméabilité est jugée importante et montre le caractère très perméable de ces alluvions.

- Les colluvions : les matériaux sont généralement raides à très raides et recouvrent les talus sur des épaisseurs variables habituellement plus importantes au pied des talus. Ce processus consiste en une altération du rocher par les eaux d'infiltration par entraînement vers le bas des substances solubles donnant un horizon éluvial constitué majoritairement d'argile et le pourcentage d'éléments grossiers croît avec la proximité du roche.

Chapitre II :

Etude Hydrologique

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Introduction

Dans ce présent chapitre, la première partie de l'étude hydrologique, concernera le calcul des caractéristiques morpho métriques, hydrographiques et climatiques ainsi que l'étude des apports et des crues. La seconde partie quand à elle comportera la détermination du volume utile de notre barrage et ceci dans l'étude de régularisation, ainsi que le calcul de laminage, le tout dans le but de procéder au dimensionnement hydrotechnique du barrage.

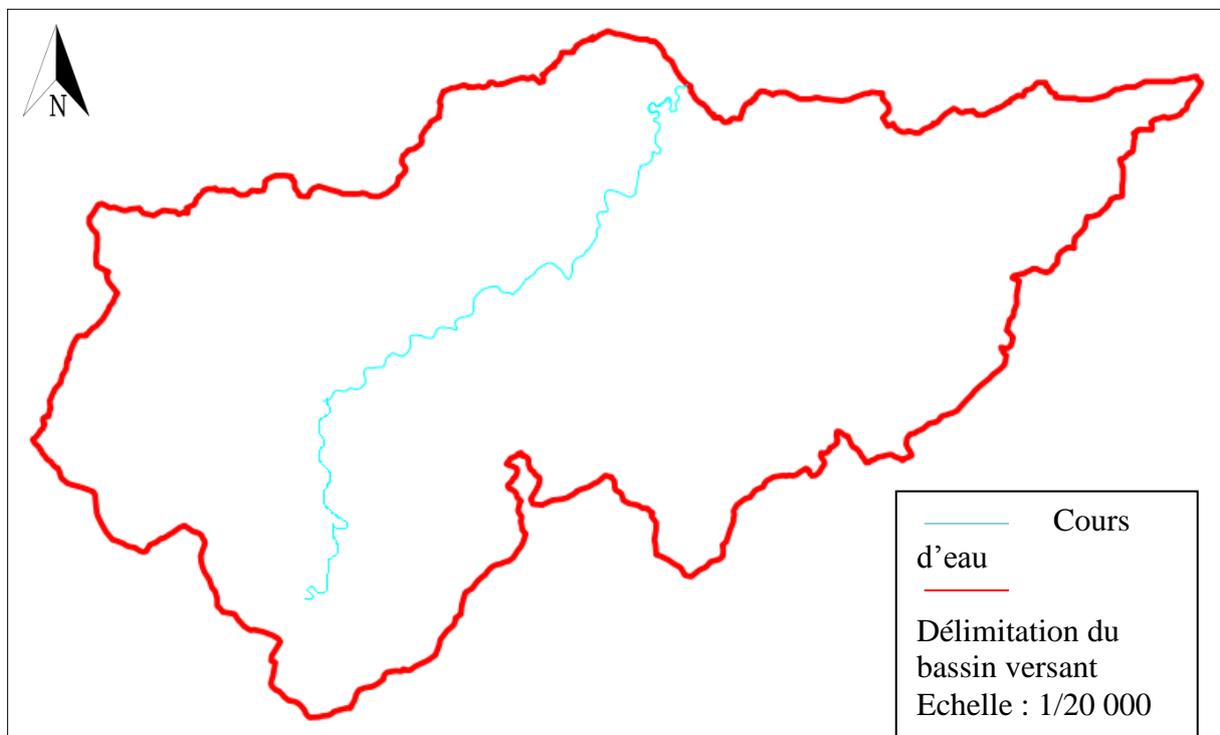


Figure II-1 : Présentation du bassin versant du barrage Kef-Eddir.[AutoCad]

Partie I :
Calcul des caractéristiques
du bassin versant et étude
des apports et des crues

II-1 Caractéristiques du bassin versant

Le bassin versant de l'Oued Damous fait partie de la zone hydrographique 03 de la classification hydrographique de l'Algérie.

Les travaux sous cité sont effectués sur les cartes d'état major de Tenès, Damous, Oued Fodda et Ain-Defla; ces cartes ont permis de délimiter le bassin versant de l'Oued Damous en passant par les lignes de partage des eaux et les crêtes comme on peut le voir dans la figure II-1 présenté précédemment.

II-1-1 Caractéristiques morphologiques

Paramètres géométriques :

- Surface du bassin versant :

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant, elle est obtenue par planimétrie et elle est de :

$$S = 482 \text{ km}^2$$

- Périmètre du bassin versant :

Le périmètre est obtenu par curvimètrage et elle est de :

$$P = 122 \text{ km}$$

- Longueur du Talweg principal :

C'est le talweg le plus long au curvimètrage, il est de :

$$L_p = 43 \text{ km}$$

Paramètres de forme :

- Indice de compacité de Gravelius K_c :

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

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II-1)$$

P : Périmètre du bassin versant.

S : Surface du bassin versant.

$$K_c = 1.57 > 1$$

D'après la valeur obtenue de K_c , on peut déduire que le bassin versant a une forme allongé.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

- Coefficient d'allongement :

Le coefficient d'allongement est obtenu par la relation :

$$Ca = \frac{Lp^2}{S} \dots\dots\dots (II-2)$$

Lp : Longueur du talweg principal.

S : Surface du bassin versant.

$$Ca = 3,84$$

- Rectangle équivalent (rectangle de Gravelius) :

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L et l ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versant entre eux du point de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont droites parallèles aux petits côtés du rectangle. Ainsi que ces deux paramètres rentrent dans des formules par la suite.

La longueur est donnée par la formule :

$$L = Kc \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left[\sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc}\right)^2} + 1 \right] \dots\dots\dots (II-3)$$

La largeur est donnée par la formule :

$$l = \frac{P}{2} - L \dots\dots\dots (II-4)$$

$$L = 51,14 \text{ km}$$

$$l = 9,42 \text{ km}$$

Le rectangle équivalent est représenté dans la figure II-2.

- Hypsométrie du bassin versant :

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

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Tableau II-1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.

Altitude (m)	Si (km ²)	Hi (m)	Si (%)	Si cumulé (%)
1152 – 1100	0,580039	52	0,12034004	0,12034004
1100 – 1000	3,697634	100	0,76714398	0,88748402
1000 – 900	9,17397	100	1,90331328	2,7907973
900 – 800	17,14679	100	3,55742531	6,34822261
800-700	34,65349	100	7,18952075	13,5377434
700 - 600	60,52452	100	12,5569544	26,0946977
600 - 500	85,42891	100	17,7238402	43,818538
500 - 400	130,6179	100	27,0991494	70,9176873
400 - 300	66,96763	100	13,8936992	84,8113865
300 - 200	47,42465	100	9,839139	94,6505255
200 - 100	21,75951	100	4,51442116	99,1649467
100 - 49	3,927837	51	0,81490394	99,9798506

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure II- 2 :

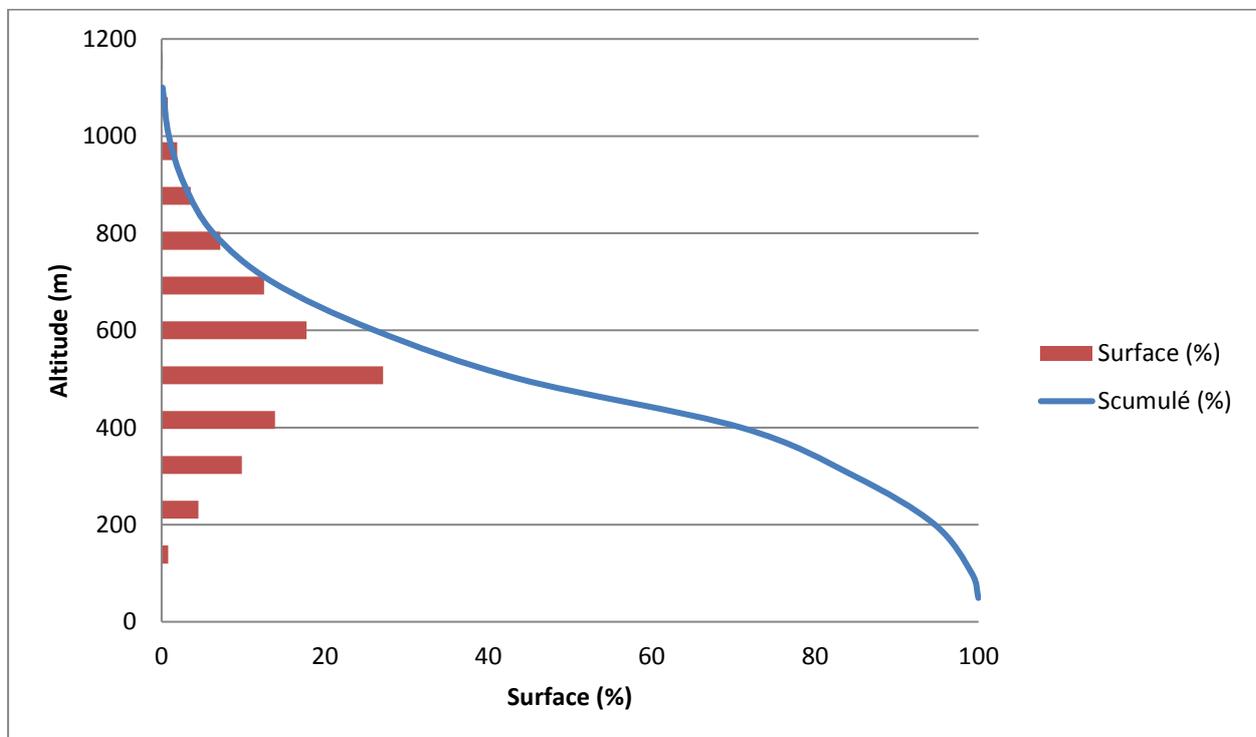


Figure II-2 : Répartition et courbe hypsométrique.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Altitude médiane :

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

$$H = 477.3 \text{ m}$$

- Altitude moyenne :

Elle se calcule par la formule :

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

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (km²).

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

S : superficie du bassin versant (km²).

$$H_{moy} = 493,2 \text{ m}$$



Figure II-3 : Représentation du rectangle équivalent.[Autocad]

Chapitre II : Etude Hydrologique.

- Indice de pente globale :

Cet indice est déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

L : Longueur du rectangle équivalent.

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

$$H_{5\%} = 830,8 \text{ m}$$

$$H_{95\%} = 194,6 \text{ m}$$

$$D = 636,2 \text{ m}$$

On a donc:

$$I_g = 1,24\%$$

- Indice de pente moyenne :

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

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

$$I_{pm} = 2,56\%$$

- Indice de pente ROCHE :

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

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

L : longueur du rectangle équivalent (m).

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

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Tableau II-2 : Détermination de la pente de ROCHE I_p .

Altitude	$D_i = H_i - H_{i-1}$	S_i	$A_i = S_i/S$	$\sqrt{A_i D_i}$
m	m	km ²	%	
1152 - 1100	52	0,580039	0,12034004	2,50153596
1100 - 1000	100	3,697634	0,76714398	8,7586756
1000 - 900	100	9,17397	1,90331328	13,796062
900 - 800	100	17,14679	3,55742531	18,8611381
800-700	100	34,65349	7,18952075	26,8132817
700 - 600	100	60,52452	12,5569544	35,4357931
600 - 500	100	85,42891	17,7238402	42,0996915
500 - 400	100	130,6179	27,0991494	52,0568433
400 - 300	100	66,96763	13,8936992	37,2742527
300 - 200	100	47,42465	9,839139	31,3674019
200 - 100	100	21,75951	4,51442116	21,2471673
100 - 49	51	3,927837	0,81490394	6,44671242
Somme		481,90288	99,9798506	296,658556

$$I_p = 1,3$$

- Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficies différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quelque soit sa superficie, elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (II-9)$$

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Tableau II-3 : Classification O.R.S.T.O.M (Type de relief).

Relief		D _s (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	10-25
3	Assez faible	25-50
4	Modéré	50-100
5	Assez modéré	100-250
6	Fort	250-500
7	Très fort	>500

$$D_s = 27,22$$

On a donc un **relief assez faible**.

- Pente moyenne du bassin versant :

$$I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H (0,5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0,5L_n)}{S} \dots\dots\dots (\text{II-10})$$

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveau successives.

L_1, L_2, \dots, L_n : longueurs des courbes de niveau (km).

S : Superficie du bassin versant (km²).

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau II-4 :

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Tableau II-4 : Evaluation de la pente moyenne. ANBT.

N°	Courbe	ΔH	Longueur (km)
1	1100	100	3,059
2	1000		10,449
3	900		38,853
4	800		81,113
5	700		168,784
6	600		267,069
7	500		330,851
8	400		355,959
9	300		211,037
10	200		113,59
11	100		26,092

La pente moyenne du bassin a une valeur de :

$$I_{\text{moy}} = 330.349 \text{ m/km}$$

II-1-2 Caractéristiques hydrographiques

- Le réseau hydrographique :

La restitution de réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne (59, 60, 82 et 83).

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau suivant le réseau hydrographique du bassin versant représenté dans la figure II-4, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM.

Dans cette classification de SCHUM est considéré d'ordre (x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 2 cours d'eau d'ordre (x).

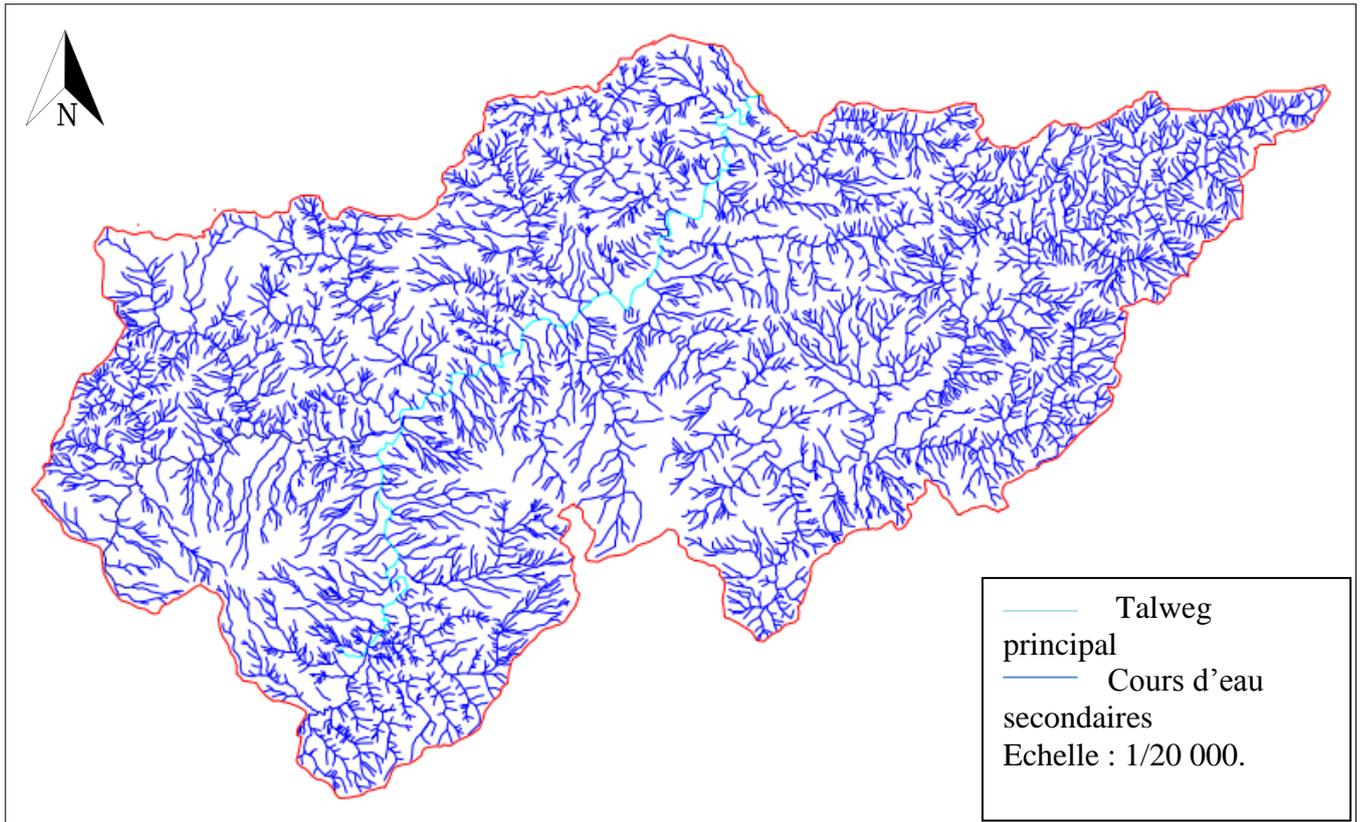


Figure II-4 : Réseau hydrographique du bassin versant.

- Densité de drainage :

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (II-11)$$

$\sum L_i$: Longueur total des talwegs d'ordre i (km)

S : Surface du bassin versant (km²)

$$\sum L_i = 1050,75 \text{ km}$$

$$D_d = 2,18 \text{ km/km}^2$$

- Coefficient de torrentialité :

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

$$C_t = D_d \cdot F_l \dots\dots\dots (II-12)$$

F_l : Rapport entre le nombre des talwegs d'ordre l et la surface globale du bassin versant :

$$F_l = \frac{N_l}{S} \dots\dots\dots (II-13)$$

$$N_l = 6477$$

Chapitre II : Etude Hydrologique.

$$F_i = 13,44$$

$$C_t = 29,30$$

- Longueur moyenne des versants :

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (II-14)$$

D_d : Densité de drainage (km/km²).

L : Longueur du rectangle équivalent (km).

$$L_i = 0,534 \text{ km}$$

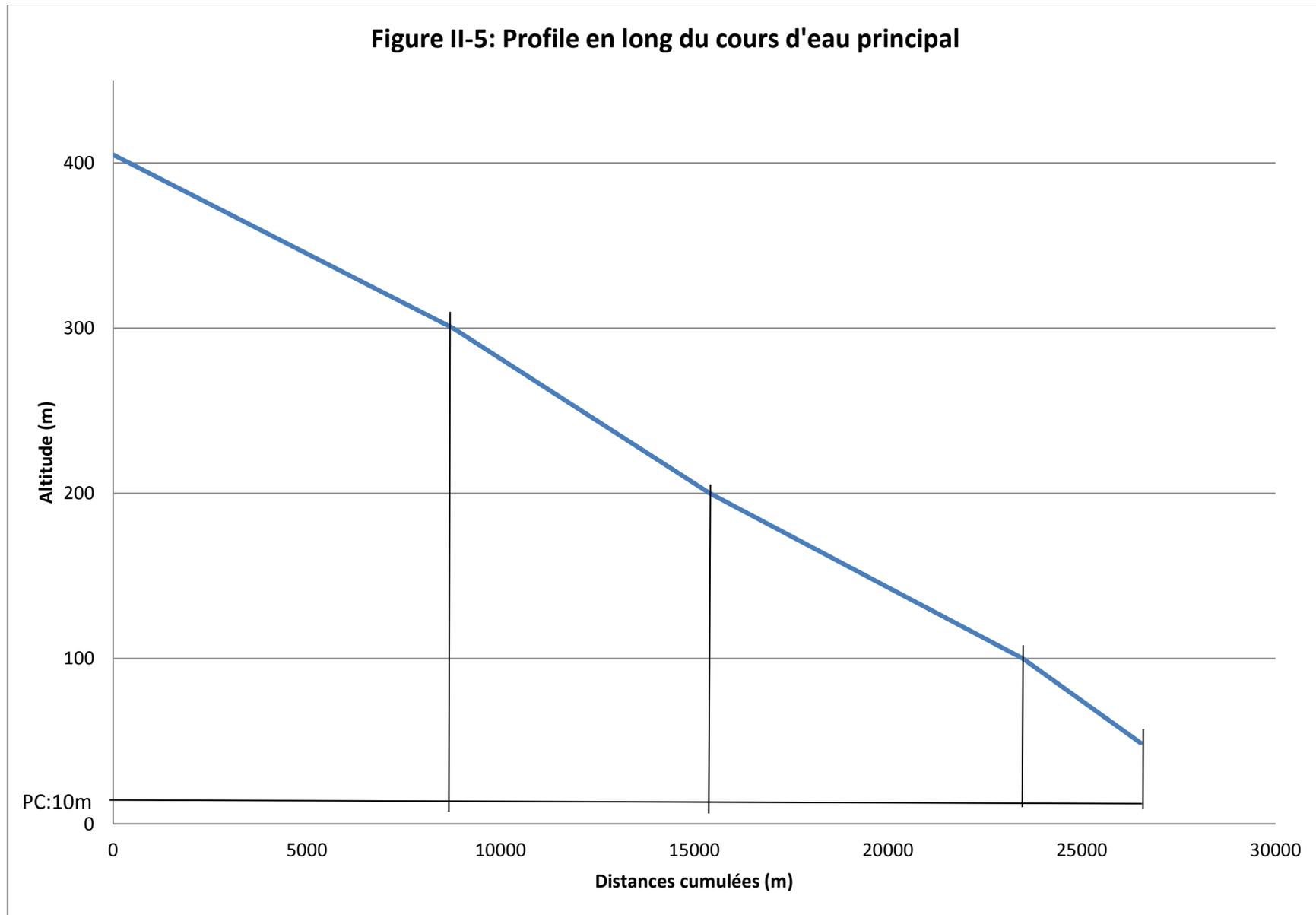
- Profil en long du cours d'eau principal :

Le profil en long du cours d'eau principal a été tracé en utilisant les données de base du tableau suivant :

Tableau II-5 : Evaluation du profil en long.

N°	Courbes de niveau	Distances partielles	Distances cumulées
1	405 – 300	8771,83	8771,83
2	300 – 200	6632,1077	15403,9377
3	200 – 100	16848,1927	23480,3004
4	100 – 49	9667,8788	26516,0715

Le profil est représenté dans la figure II-5.



Chapitre II : Etude Hydrologique.

- Pente moyenne du cours d'eau :

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

$$\bar{I} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (II-15)$$

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

ΔL : La distance entre ces deux points.

- Temps de concentration :

C'est le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du point le plus éloignée.

Le temps de concentration T_c représenté dans le tableau II-6 peut être calculé par plusieurs formules empiriques, entre autres :

a) Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5 L_p}{0,8 \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (II-16)$$

S : Surface du bassin versant (km²).

L_p : Longueur du talweg principal (km).

H_{moy} , H_{min} : Hauteur moyenne et minimale respectivement du bassin versant.

b) Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0,6615.L_p^{0,77} . I_g^{-0,85} \dots\dots\dots (II-17)$$

I_g : Indice de pente globale.

L_p : Longueur du talweg principal (km).

c) Formule de CALIFORNIA :

$$T_c = \left(\frac{0,87 L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0,386} \dots\dots\dots(II-18)$$

Les résultats obtenus par chaque méthode sont représentés dans le tableau II-6 :

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Tableau II-6 : Temps de concentration.

Formules	T _c (h)
Formule de GIANDOTTI	9,03
Formule de KIRPICH	9,91
Formule de CALIFORNIA	6,04

Sur la base de ces résultats et la considération du talweg principal, nous proposons d'adopter le temps de concentration **T_c = 9,03 heures**, selon la formule GIANDOTTI qui est employée fréquemment en Algérie parce qu'elle tient compte de tous les paramètres géométriques du bassin.

- Vitesse moyenne de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots (II-19)$$

L_p : Longueur du talweg principal.

T_c : Temps de concentration.

$$V_R = 4,76 \text{ (km/h)}$$

- Coefficient de sinuosité :

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_s = \frac{L_d}{L_p} \dots\dots\dots (II-20)$$

L_d : Distance rectiligne mesuré à la règle de la source jusqu'à l'exutoire.

L_p : Longueur du talweg principal.

$$L_d = 52,55 \text{ km}$$

$$C_s = 0,82$$

Les résultats obtenus pour l'étude des caractéristiques hydromorphométriques sont résumés dans le Tableau II-7 suivant :

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Tableau II-7 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	Km ²	482
Périmètre		P	Km	122
Longueur du thalweg principal		L _p	Km	43
Pente du thalweg principal		I	%	3,4
Indice de compacité		K _c	-	1,56
Coefficient d'allongement		C _a	-	3,84
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	Km	51,14
	Largeur	l _r	Km	9,42
Altitudes	Maximale	H _{max}	m	1152
	Moyenne	H _{moy}	m	493,2
	Médiane	H _{med}	m	477,3
	Minimale	H _{min}	m	49
Pente moyenne du BV		I _{moy}	m/Km	330,349
Indice de pente globale		I _g	%	1,24
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	2,15
Indice de pente de M roche		I _p	%	1,3
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	2,18
Coefficient de drainage		C _t	-	29,30
Temps de concentration		T _c	h	9,03
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	4,76
Coefficient de sinuosité		C _s	-	0,82

Chapitre II : Etude Hydrologique.

II-1-3 Caractéristiques climatiques

Les caractéristiques climatologiques de la région du barrage sont estimées par les données disponibles des stations climatologiques avoisinantes. La localisation des stations considérées par rapport au bassin versant de l'oued Damous est montrée à la figure II-6.

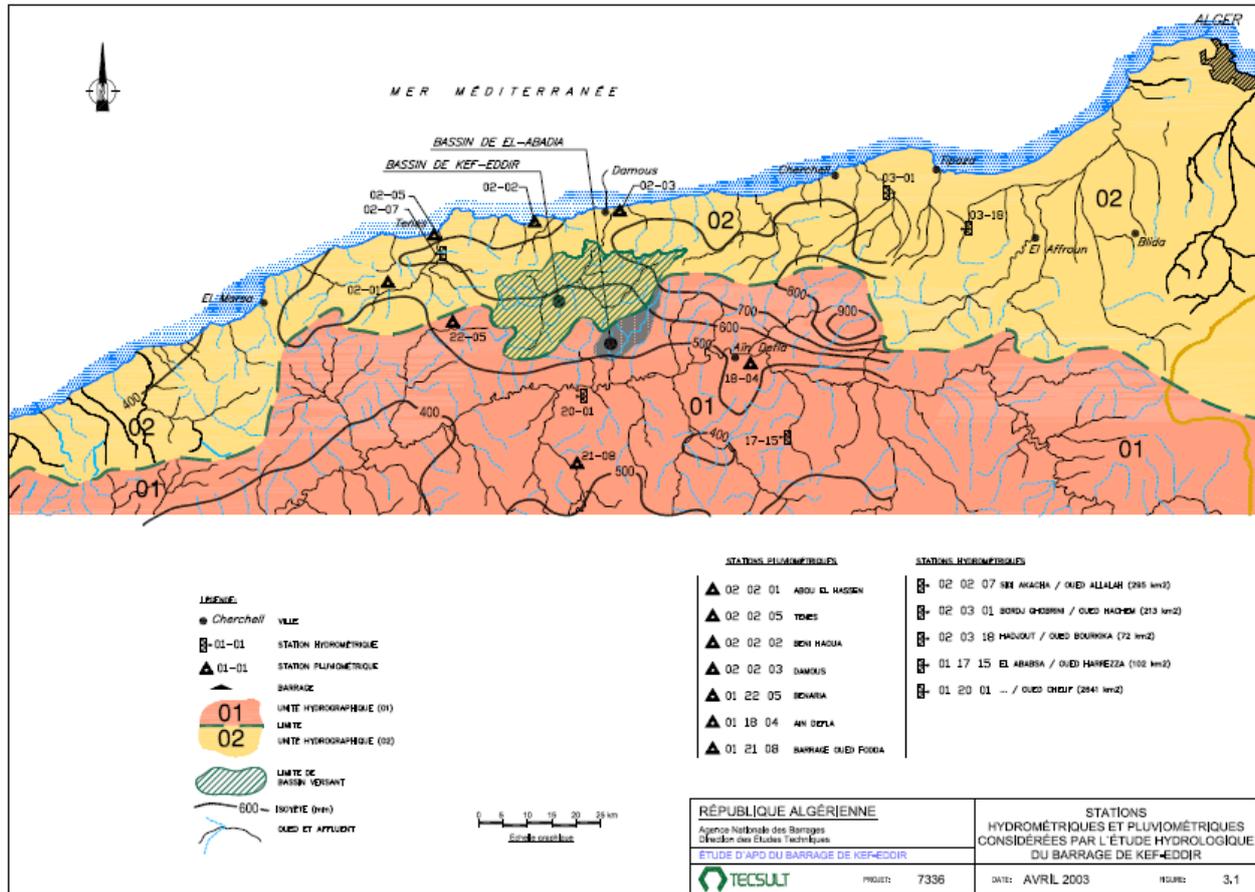


Figure II-6 : Localisation des stations hydrométriques et pluviométriques. Source [ANRH]

- Température :

Les caractéristiques climatiques de la région du bassin versant ne sont enregistrées qu'aux stations de Cherchell et de Ténès. Les répartitions mensuelles des températures enregistrées à ces deux stations se présentent comme suit :

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Tableau II-8 : Répartition mensuelle de la température. Source [ANRH]

Stations		Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Ténès	Max (°C)	19.5	21.6	25.4	28.3	30.9	31.8	37.8	36.9	34.1	31.4	26.7	21.6
	Min (°C)	4	3.8	4.8	6.2	9.9	13.4	16.4	17.6	14	10.6	7.4	4.1
	Moy (°C)	11.75	12.7	15.1	17.25	20.4	22.6	27.1	27.25	24.05	21	17.05	12.85
Cherchell	Max (°C)	20.6	21	26.1	28.7	27.1	30.8	34.1	33.8	31.8	28.5	24.5	13.75
	Min (°C)	4.6	5	5	6.6	10.3	14	17	18	15.3	11.1	9.6	4.8
	Moy (°C)	12.6	13	15.55	17.65	18.7	22.4	25.55	25.9	23.55	19.8	17.05	13.75
Site du barrage	Moy (°C)	12.2	12.9	15.3	17.5	19.6	22.5	26.3	26.6	23.8	20.4	17.1	13.3

- Evaporation :

L'évaporation n'est mesurée qu'à la station de Chelif. L'évaporation mensuelle disponible à cette station est la suivante :

Tableau II-9 : Répartition mensuelle de l'évaporation. Source [ANRH]

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Année
E v (m m)	47,5	57,5	88,5	109	152	214	265,5	234	193	108	79,5	53,5	1602
E v (%)	2,97	3,59	5,52	6,80	9,49	13,36	16,57	14,61	12,05	6,74	4,96	3,34	100

- Humidité relative :

La répartition mensuelle de l'humidité relative est donnée par le tableau suivant:

Tableau II-10 : Répartition mensuelle de l'humidité relative. Source [ANRH]

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Année
H (%)	77	75	72	71	72	72	69	70	71	72	73	74	72

La valeur de l'humidité moyenne annuelle est de l'ordre de **72%**.

- Vitesse du vent:

Le vent observé à la station El-Chelif se caractérise par une vitesse moyenne variant de 1 m/s à 4,5 m/s. Les vents les plus forts prédominent de mai à juin. Les directions générales observées sont ouest et est avec une fréquence respective de 28,2 % et de 17,5 %.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

II-2 Pluviométrie

La pluviométrie qui prévaut au bassin versant de l'oued Damous est établie en utilisant l'information disponible de la région à l'étude.

II-2-1 Stations et données disponibles

Aucun poste pluviométrique n'est situé à l'intérieur du bassin versant du site Oued Damous. Les données pluviométriques exploitées sont celle des stations pluviométriques qui avoisinent la zone d'étude et qui sont disponibles au sein de l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH).

La période d'observations et l'importance des données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude sont présentées ci-dessous. Il est à noter que le nombre d'années disponibles qui apparaissent dans le tableau ci-dessous correspond aux années pour lesquelles la série des données pluviométriques mensuelles sont disponibles pour tous les mois de l'année.

Tableau II-11 : Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude.

Source [ANRH].

Nom	Code	Années d'observation	Nombre d'années disponibles
Abou El Hassen	020201	1953 – 1996	27
Benaria	012205	1950 – 1991	15
Ténès	020205	1937 – 1995	45
Damous	020203	1953 – 1993	37
Beni Haoua	020202	1932 – 1977	31

Note : Les données pluviométriques enregistrées aux différentes stations sont présentées à l'annexe.

II-2-2 Pluie moyenne annuelle

Le bassin versant n'étant pas équipé d'un poste pluviométrique. La détermination de la précipitation moyenne représentative de l'ensemble du bassin versant peut être calculée par diverses méthodes. Les méthodes les plus utilisées sont celle de Theissen et celle des isohyètes.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

- Méthode de Thiessen :

C'est une méthode purement géométrique et très utilisée, elle permet d'identifier à partir de la densité du réseau pluviométrique, les zones d'influence et la précipitation moyenne. Cette dernière est donnée par la formule II-21.

$$P_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i P_i}{S} \dots\dots\dots \text{(II-21)}$$

Avec :

S_i : Surface d'influence du pluviomètre i .

P_i : Précipitation au poste i .

S : Surface du bassin versant.

Principe de la méthode :

- Les stations pluviométriques sont reportées sur le bassin versant selon leurs coordonnées Lambert ;
- Des séries de droite sont tracées reliant les postes pluviométriques 2 à 2 sans s'entrecouper, formant ainsi des triangles ;
- Au milieu de chaque côté du triangle, une médiatrice est tracée ;
- L'intersection des médiatrices des triangles délimite la zone d'influence de chaque poste pluviométrique ;
- La surface affectée à chaque poste pluviométrique est planimétrie permettant de calculer la précipitation moyenne P_{moy} sur l'ensemble du bassin (Figure II-7)

$$P_{\text{moy}} = \frac{S_{0203}P_{0203} + S_{0202}P_{0202} + S_{2205}P_{2205}}{S}$$

P_i : Postes pluviométriques.

S_i : Zones d'influences.

S : Surface du bassin versant.

$$P_{\text{moy}} \approx 590 \text{ mm}$$

- Méthode des isohyètes :

La méthode des isohyètes est plus précise que celle de Thiessen mais plus laborieuse. Tant que la carte d'isohyète (Figure II-8) de la région d'étude est disponible, on l'utilise directement pour le calcul de la précipitation moyenne qui est donné par la formule II-22.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

$$P_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \bar{P}}{S} \dots\dots\dots (\text{II-22})$$

Sachant que :

$$\bar{P} = \frac{P_i + P_{i+1}}{2} \dots\dots\dots (\text{II-23})$$

Avec :

\bar{P}_i : Précipitation moyenne pour la surface i .

S_i : Surface comprise entre 2 isohyètes P_i et P_{i+1} .

$$P_{\text{moy}} \approx 645\text{mm}$$

La précipitation annuelle moyenne P_{moy} du bassin versant du barrage obtenue par planimétrie de la carte pluviométrique de l'Algérie du nord procurée à ANRH à l'échelle 1/50000 est de : **645mm/an.**

Tableau II-12 : Répartition mensuelle des pluies moyennes.

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Total
P (m m)	46,8	48,6	54	57,6	41,4	19,8	8,1	11,25	36	48,15	43,2	35,1	645
P (%)	2,97	3,59	5,52	6,80	9,49	13,36	16,57	14,61	12,05	6,74	4,96	3,34	100

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 Damous (020203) est considérée avec une série d'observation de 33 années (1953-1996).

- *Les paramètres statistiques de l'échantillon :*

Nombre d'observations	33
Moyenne	62,991
Ecart-type	27,239
Médiane	55,5
Coefficient de variation	0.43243
Coefficient d'asymétrie	1,1839

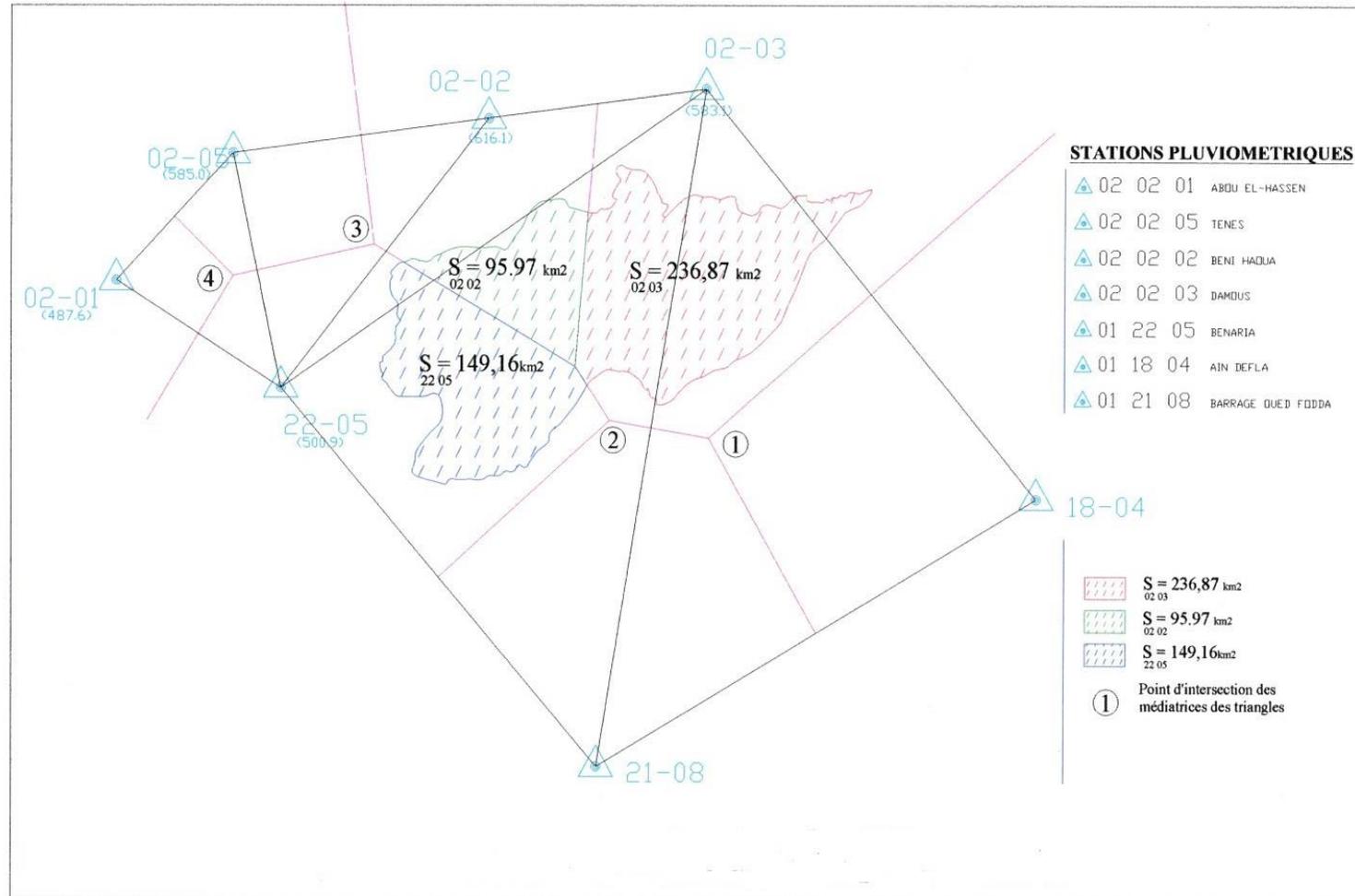
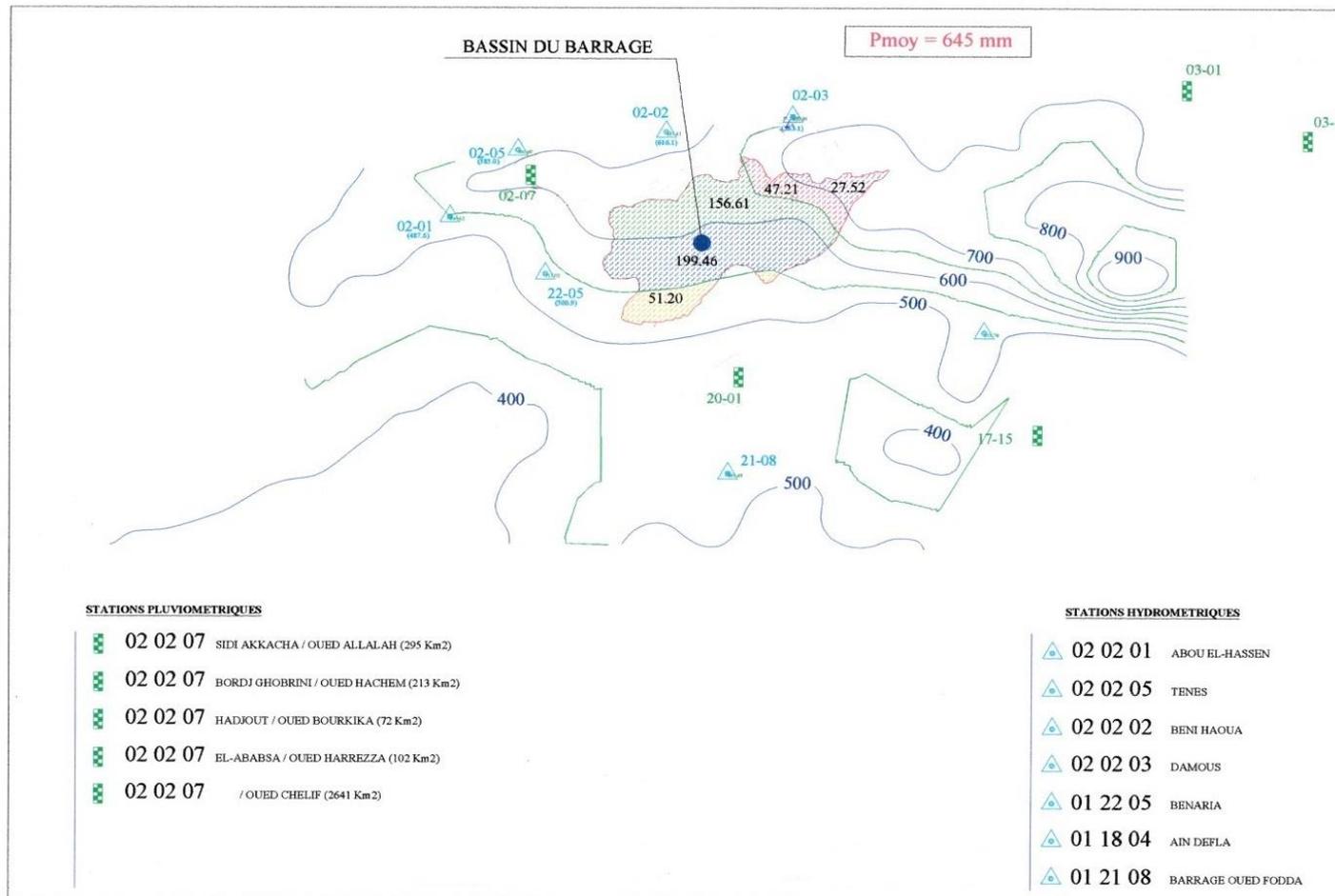


Figure II-7 : Méthode de Thiessen.Source [ANBT].

Chapitre II : Etude Hydrologique.



8 : Méthode des isoyètes. Source [ANRH].

Figure II-

Chapitre II : Etude Hydrologique.

- **Ajustement des pluies maximales journalières :**

L'ajustement a été effectué ç l'aide du logiciel « HYFRAN ».

- **Teste des hypothèses :**

La démarche d'un teste peut se résumer comme suit :

- Formulation et choix de H_0 et H_1 ;
- Détermination de la variable de décision ;
- Calcul de la valeur critique et de la région critique en fonction de α .
- Calcul de la valeur expérimental de la variable de décision ;
- Conclusion : rejet ou acceptation de H_0 .

- a) **Formulation des hypothèses :**

Les méthodes de teste d'hypothèses vont nous permettre soit d'accepter l'hypothèse de départ concernant la valeur en question, soit de la rejeter.

Deux hypothèses sont à formuler :

H_0 : Hypothèse nulle qui correspond à la valeur présumée du paramètre en question (la valeur présumée).

H_1 : Hypothèse alternative.

Pour vérifier l'homogénéité de l'échantillon il faut la deviser en deux sous échantillons (1953-1981) et (1982-1996) et de vérifier l'égalité entre les moyennes et les variances.

Dans notre cas :

H_0 : les moyennes de deux sous échantillons sont égales.

H_1 : les moyennes de deux sous échantillons sont différentes.

Le seuil de signification du test qui correspond à la limite admise du risque d'erreur de première espace rejeter H_0 (alors que H_0 est vraie) est choisi par : ($\alpha = 5\%$).

- b) **Test de stationnarité :**

H_0 : il n'y a aucune tendance dans les observations.

H_1 : il y a une tendance dans les observations

Les résultats :

Valeur de la statistique $|K| = 2,1227$

p-valeur $p = 0,033797$

Conclusion : Nous pouvons accepter H_0 au niveau de 5%.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

c) **Test d'homogénéité :**

Valeur de la statistique $|W| = 1,5727$.

p-valeur $p = 0,11577$

Conclusion : Nous pouvons accepter H_0 au niveau de 5%.

On peut conclure que les moyennes des deux sous échantillons sont **différentes**.

• **Ajustement à la loi de GUMBEL :**

L'équation de la droite de GUMBEL :

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x \dots\dots\dots (II-24)$$

y : variable de la loi de GUMBEL.

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \dots\dots\dots (II-25)$$

$$F(x) = \frac{m - 0,5}{N}$$

Où :

m : l'ordre de classement ;

n : taille de l'échantillon ;

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

La droite de GUMBEL est donnée par la figure II-9. Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II-13 : Ajustement à la loi de GUMBEL.

Période de retour	q	Précipitation	Intervalle de confiance
T (ans)			95%
10000	0,9999	246,34	175,24 - 317,45
2000	0,9995	212,16	153,20 - 271,12
1000	0,9990	197,43	143,69 – 251,17
200	0,9950	163,21	121,55 – 204,86
100	0,9900	148,43	111,95 – 184,91
50	0,9800	133,60	102,29 – 164,91
20	0,9500	113,81	89,297 – 138,33
10	0,9000	98,526	79,118 – 117,93
5	0,8000	82,588	68,219 – 96,957

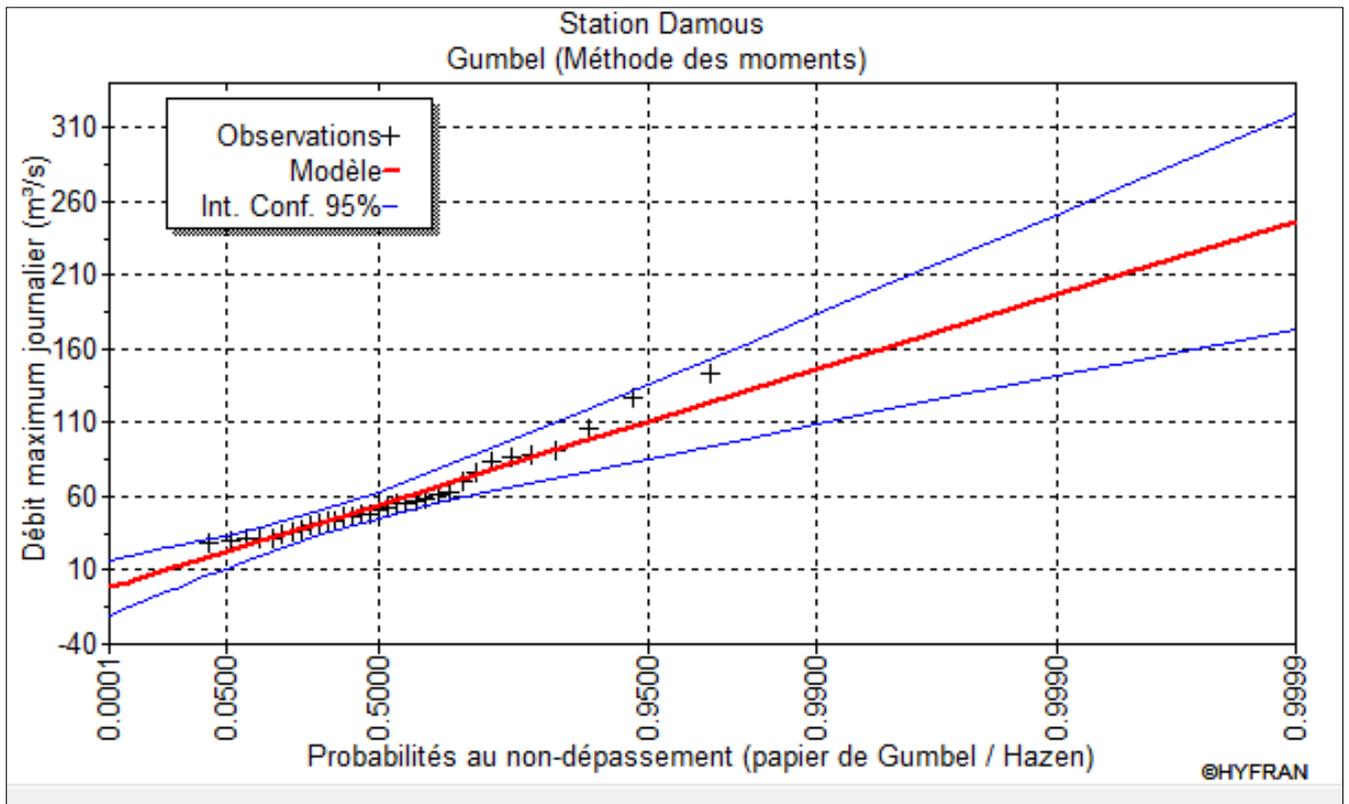


Figure II-9 : Ajustement à la loi de GUMBEL.

• **Ajustement à la loi normale :**

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement) :

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{et} : \quad q = F(x_i) = \frac{m-0,5}{N} \dots\dots\dots (II-27)$$

m: Numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

Paramètre d'ajustement à la loi normale :

$$X_{p\%} = X_{moy} + \delta U_{p\%} \dots\dots\dots (II-28)$$

X_{moy} : hauteur de pluie moyenne.

δ : écart-type.

U_{p%} : variable réduite de GAUSS.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau II-14 :

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Tableau II-14: Ajustement à la loi Normale.

Période de retour	Q	Précipitation	Intervalle de confiance
T (ans)			95%
10000	0,9999	164,30	137,79 – 190,80
2000	0,9995	152,63	128,78 – 176,48
1000	0,9990	147,17	124,55 – 169,80
200	0,9950	133,17	113,62 – 152,71
100	0,9900	126,37	108,27 – 144,47
50	0,9800	118,95	102,38 – 135,51
20	0,9500	107,80	93,417 – 122,19
10	0,9000	97,904	85,271 – 110,54
5	0,8000	85,911	75,051 – 96,772

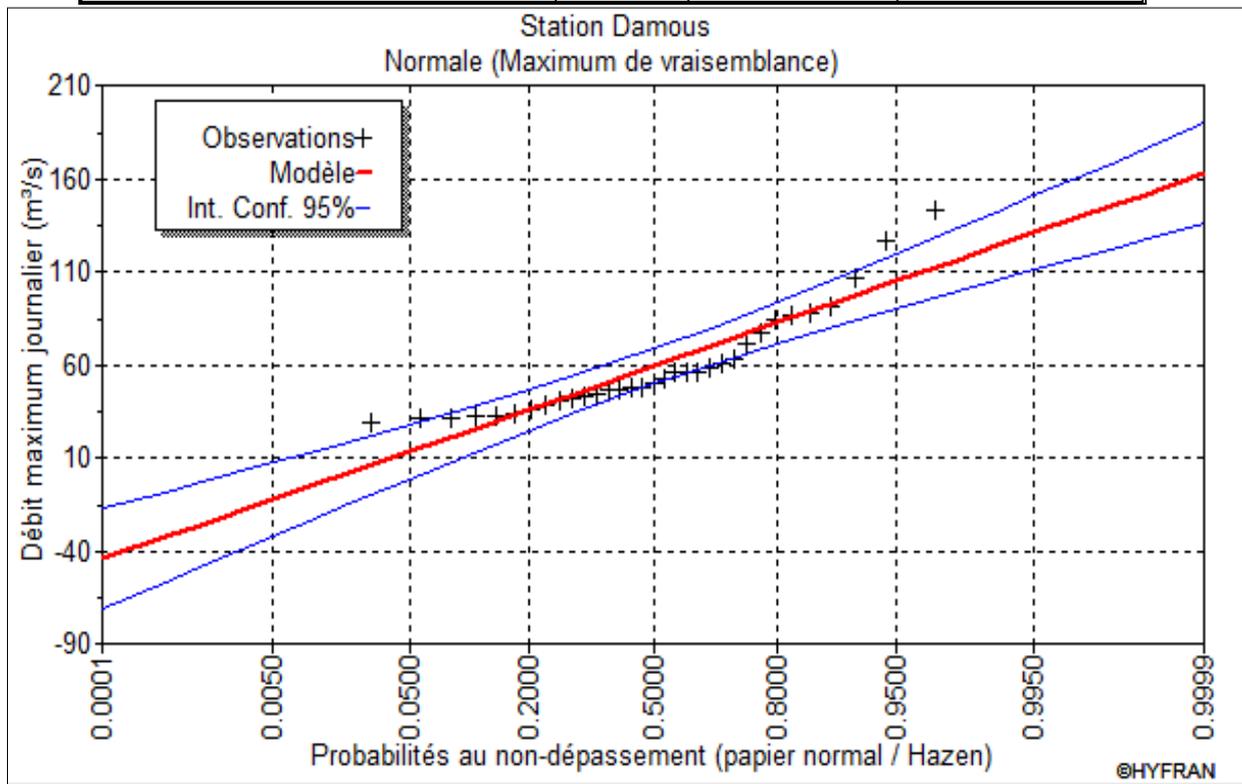


Figure II-10 : Ajustement à la loi Normale.

- **Ajustement à la loi log normale :**

Paramètres d'ajustement à la loi Log-normale :

$$\overline{\log P_{\max j}} = \frac{\sum (\log P_{\max j} - \overline{\log P_{\max j}})^2}{N}$$

$$\log P_{\max j} = \overline{\log P_{\max j}} + \sigma \log U_{p\%}$$

Avec :

$U_{p\%}$: variable de GAUSS pour différentes fréquences.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Tableau II-15 : Ajustement à la loi long normal.

Période de retour	q	Précipitation	Intervalle de confiance
T (ans)			95%
10000	0,9999	361,81	120,28 – 605,34
2000	0,9995	288,70	121,13 – 456,27
1000	0,9990	256,04	118,48 – 393,61
200	0,9950	193,62	112,23 – 275,01
100	0,9900	172,91	110,42 – 235,39
50	0,9800	149,01	102,52 – 195,50
20	0,9500	119,95	90,391 – 149,50
10	0,9000	99,640	79,841 – 119,44
5	0,8000	80,458	67,830 – 93,085

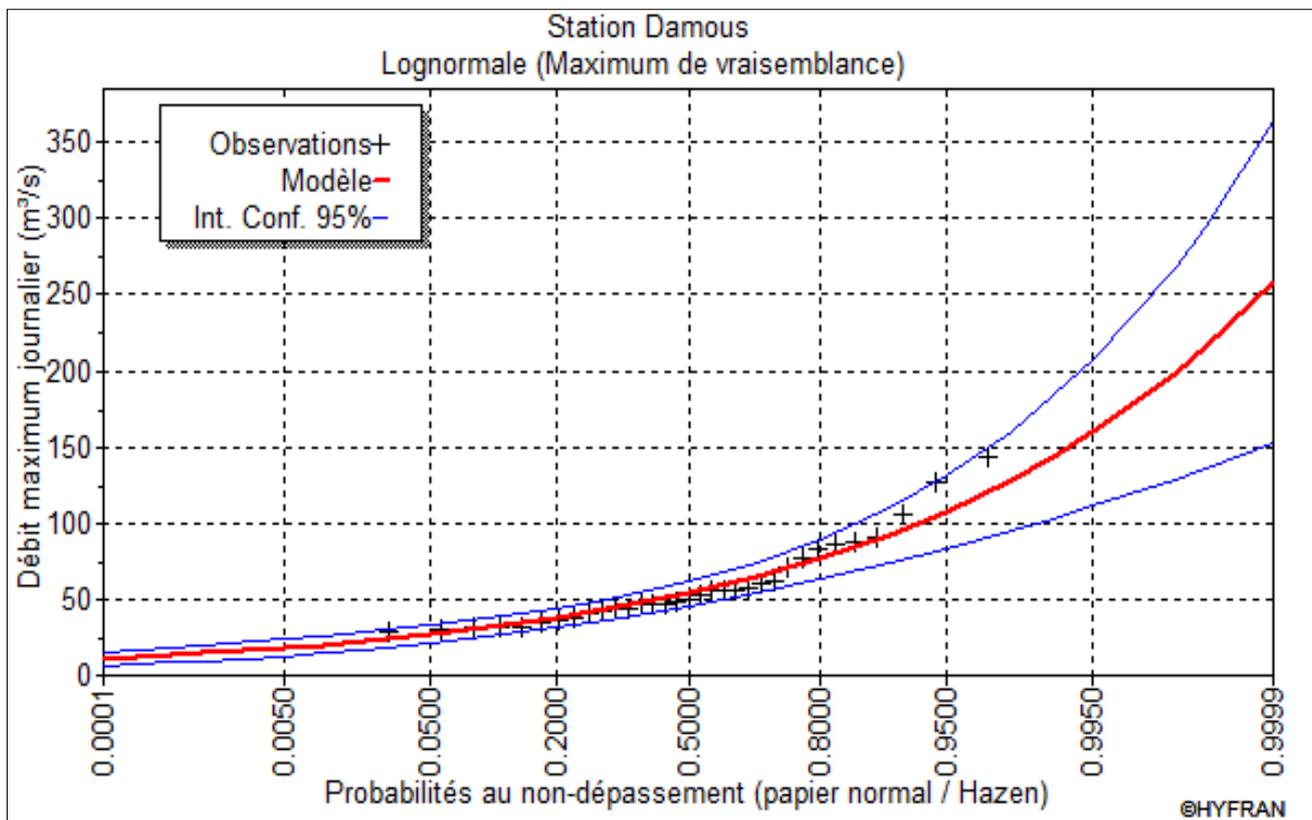


Figure II-11 : Ajustement à la loi log-Normale.

Conclusion :

D'après les trois schémas on conclut que les pluies maximales journalières suivent la loi log normale car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

II-2-3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences ζ été effectuée à l'aide de la relation de BODY exprimée par :

$$P_{tc} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II-29)$$

P_{tc} : Pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de $P_{\max j}$.

$P_{\max j}$: Pluie maximales fréquentielles.

t : temps (h).

b : Exposant climatique ($b=0,29$).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (II-30)$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau II-16.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Tableau II-16 : Pluies de courtes durées et leur intensité

Fréquence (%)	5		10		20		50		100		1000		10000	
	P _{ct}	It	P _{ct}	It	P _{ct}	It	P _{ct}	It						
0,5	17,78	35,56	22,02	44,03	26,50	53,01	32,93	65,85	38,21	76,41	56,57	113,15	79,95	159,89
1	23,30	23,30	28,85	28,85	34,73	34,73	43,15	43,15	50,07	50,07	74,14	74,14	104,76	104,76
2	30,53	15,26	37,81	18,90	45,51	22,76	56,54	28,27	65,61	32,80	97,15	48,57	137,28	68,64
3	35,76	11,92	44,28	14,76	53,31	17,77	66,22	22,07	76,84	25,61	113,79	37,93	160,80	53,60
6	46,86	7,81	58,03	9,67	69,85	11,64	86,78	14,46	100,70	16,78	149,11	24,85	210,71	35,12
9,03	54,95	6,09	68,06	7,54	81,93	9,07	101,78	11,27	118,10	13,08	174,88	19,37	247,12	23,37
12	61,40	5,12	76,04	6,34	91,54	7,63	113,78	9,48	131,95	11,00	195,39	16,28	276,11	23,01
15	66,98	4,47	82,95	5,53	99,86	6,66	124,05	8,27	143,95	9,60	213,16	14,21	301,21	20,08
18	71,92	4,00	89,07	4,95	107,22	5,96	133,20	7,40	154,56	8,59	228,87	12,71	323,41	19,97
21	76,38	3,64	94,58	4,50	113,86	5,42	141,45	6,74	164,14	7,82	243,05	11,57	343,45	16,35
24	80,46	3,35	99,64	4,15	119,95	5,00	149,01	6,21	172,91	7,20	256,04	10,67	361,81	15,08

II-3 Evaluation des apports liquides

Etant donné que Oued Damous est dépourvu de station hydrométriques, et que l'analyse du réseau d'observation de la région d'étude et ses environs ne nous a pas permis de mettre en évidence une station hydrométrique analogue dont le bassin versant serait géomorphologiquement similaire au bassin versant de l'oued. L'analogie proprement dite ne peut donc être effectuée.

Pour cela, l'estimation des paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement du barrage s'est faite en utilisant des formules empiriques.

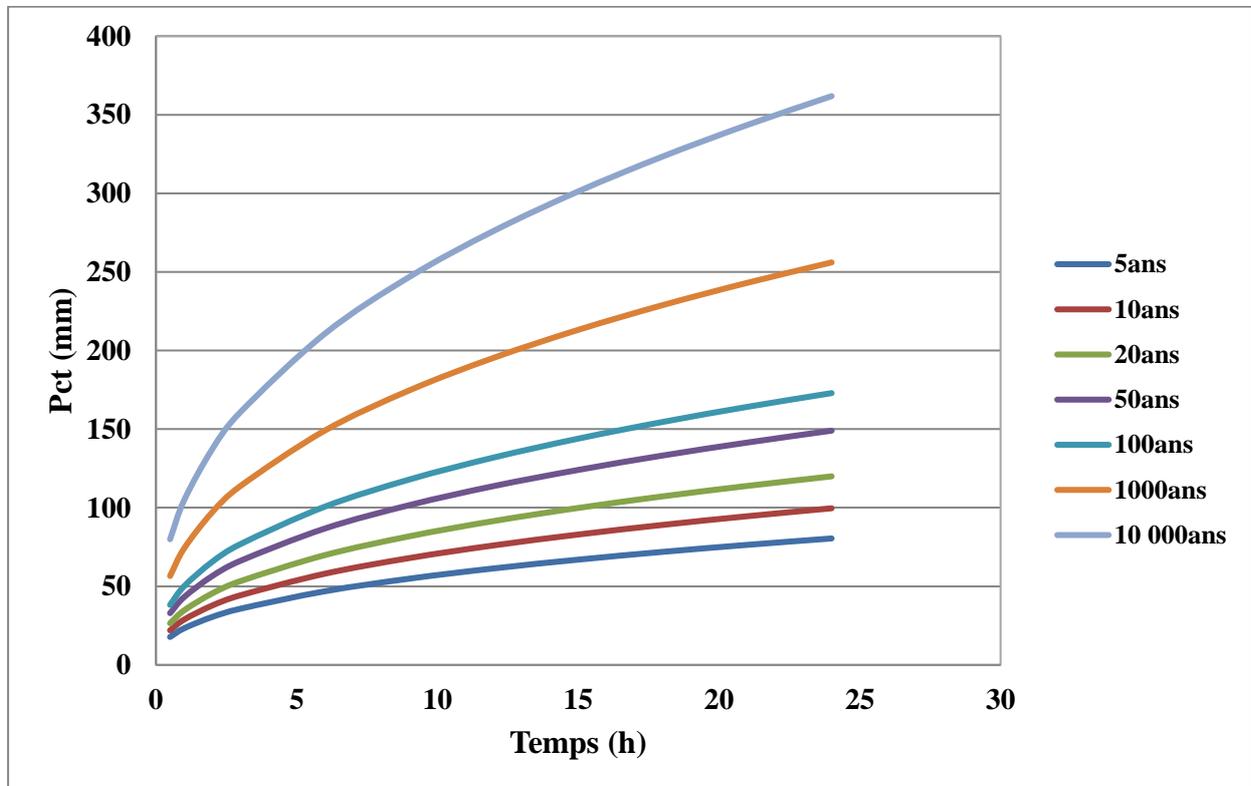


Figure II-12 : Courbe des pluies de courte durées.

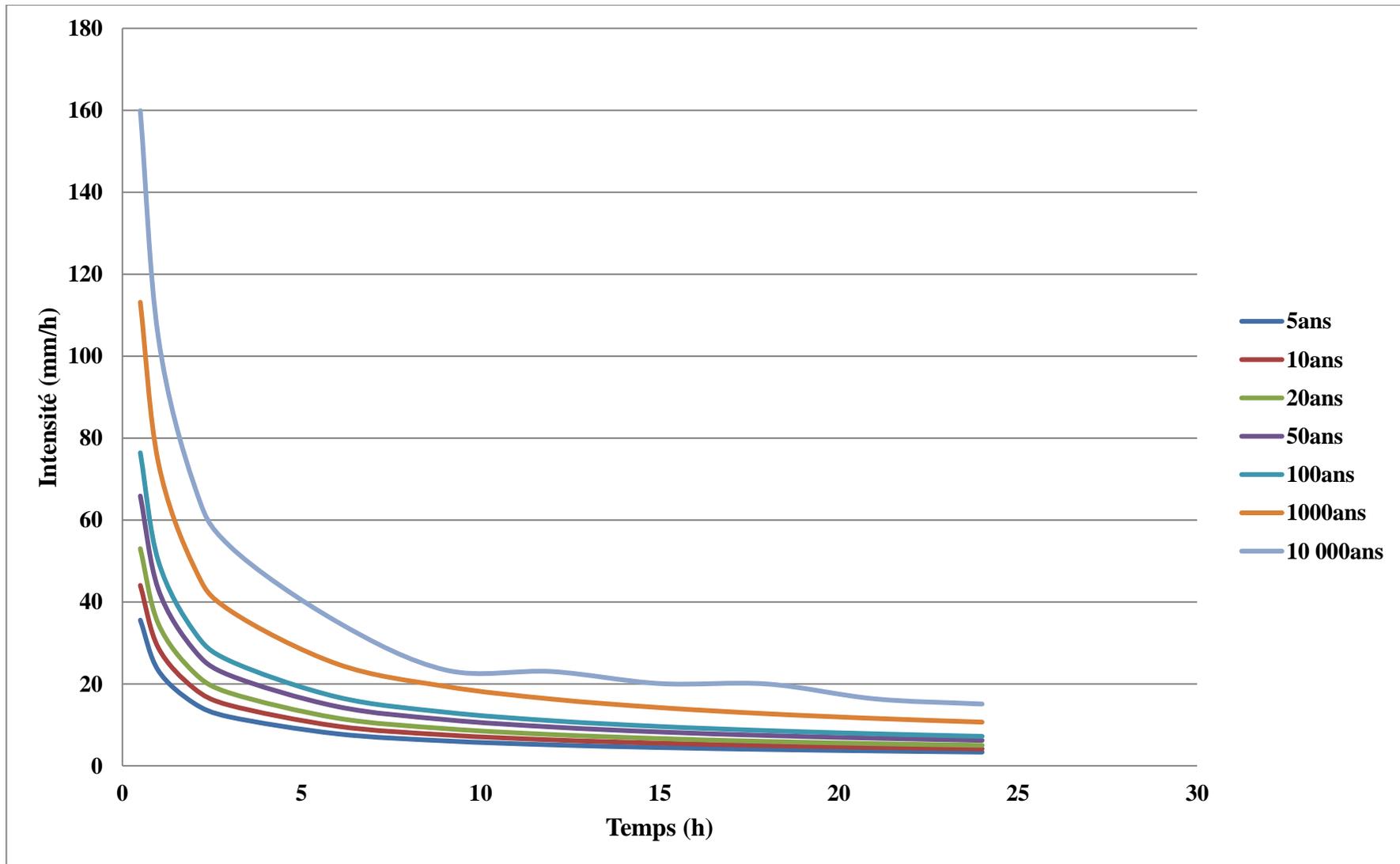


Figure II-13 : Courbes des intensités fréquentielles.

II-3-1 Apports moyens interannuels

Pour l'évaluation des apports nous utilisons les formules empiriques les plus employées en Algérie (B.Touaibia,2001) et qui donnent d'assez bons résultats dans le cas des petits bassins versants semblables au notre :

a) Formule de SAMIE :

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (II-31)$$

$$L_e = P^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (II-32)$$

Où :

A : Apport moyen interannuel (hm³).

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).

P : Précipitation moyenne (m).

S : Surface du bassin versant (km²).

b) Formule de DERY II :

$$A = 0,513 \cdot P^{2,683} \cdot Dd \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (II-33)$$

Où :

A : Apport moyen interannuel (hm³).

P : Précipitation moyenne (m).

S : Surface du bassin versant (km²).

c) Formule de MEDINGER :

$$A = L_e \cdot S$$

$$L_e = 1,024 (P - 0,26)^2 \dots\dots\dots (II-34)$$

d) Formule de CHAUMONT :

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante :

$$C_e = 0,6 (1 - 10^{-0,36P^2}) \dots\dots\dots (II-35)$$

P : Précipitation moyenne (m).

La lamme d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P \cdot C_e$$

Chapitre II : Etude Hydrologique.

e) **Formule de COUTAGNE :**

Elle donne le déficit décaoulent D tel que :

$$D = P - \lambda P^2 \dots\dots\dots(\text{II-36})$$

$$\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14T_0}$$

$$T_0 = 16,3^\circ\text{c}$$

T_0 : Température moyenne dans la zone d'étude.

$$L_e = P - D$$

f) **Formule de TURC :**

$$L_e = P - \frac{P}{0,9 + \frac{P^2}{L^2}} \dots\dots\dots (\text{II-37})$$

Où :

$$L = 300 + 25T_0 + 0,05(T_0)^3 \dots\dots\dots(\text{II-38})$$

T_0 : Température moyenne dans la zone d'étude.

$$A = L_e \cdot S$$

g) **Formule de l'ANRH :**

L'apport moyen interannuel est donnée par :

$$A = 0,915 \cdot \bar{P}^{2,684} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (\text{II-39})$$

\bar{P} : Précipitation moyenne (m).

S : Superficie (km²).

h) **Relation de l'A.N.B.T./C.R.S.T.A. :**

$$A_{an} = 0,1042 \cdot P_{moy} + 0,0235 \cdot S - 16,93 \dots\dots\dots(\text{II-40})$$

$$P_{moy} = 645\text{mm}$$

$$S = 482\text{km}^2$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Formules	Apport moyen A(hm ³)
SAMIE	49,01
DERY II	70,1
MEDINGER	73,16
CHAUMONT	54,41
COUTAGNE	58,1
TURC	59,3
ANRH	51,22
A.N.B.T./C.R.S.T.A.	61,6

On calcul alors la moyenne des résultats obtenus :

$$\bar{A} = 59.61 \text{ hm}^3$$

Dans ce cas on adopte la valeur de l'A.N.B.T/C.R.S.T.A., car c'est la plus proche de la moyenne des valeurs obtenus.

$$\mathbf{A = 61,6 \text{ hm}^3}$$

Ainsi on peut déduire les paramètres hydrologiques suivants :

- $Q_{an} = \frac{61,6}{31,536} = 1,95 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L_R = \frac{61,6}{482} \times 10^3 = 127,8 \text{ mm}$
- $C_e = \frac{127,8}{645} \times 100 = 20\%$

L'estimation du coefficient d'écoulement en fonction du paramètre Pmoy à partir de la relation mise en point en Algérie pour les Oueds temporaires permet de réduire l'incertitude sur l'estimation des apports liquides. Pour toute fin pratique, on peut admettre que le coefficient d'écoulement $C_e = 22\%$, semble raisonnablement admis le bassin d'Oued Damous.

Ainsi, les paramètres hydrologiques relatifs au module interannuel pour le bassin d'oued Damous peuvent être résumés comme suit :

Coefficient d'écoulement (C_e) = 22%.

- Lamme d'eau écoulée (L_R) = 645 mm x 0,22 = 142mm.
- Apport annuel (A_{an}) = 68,44Hm³.
- Module (Q_{an}) = $\frac{68,44}{31,536} = 2,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

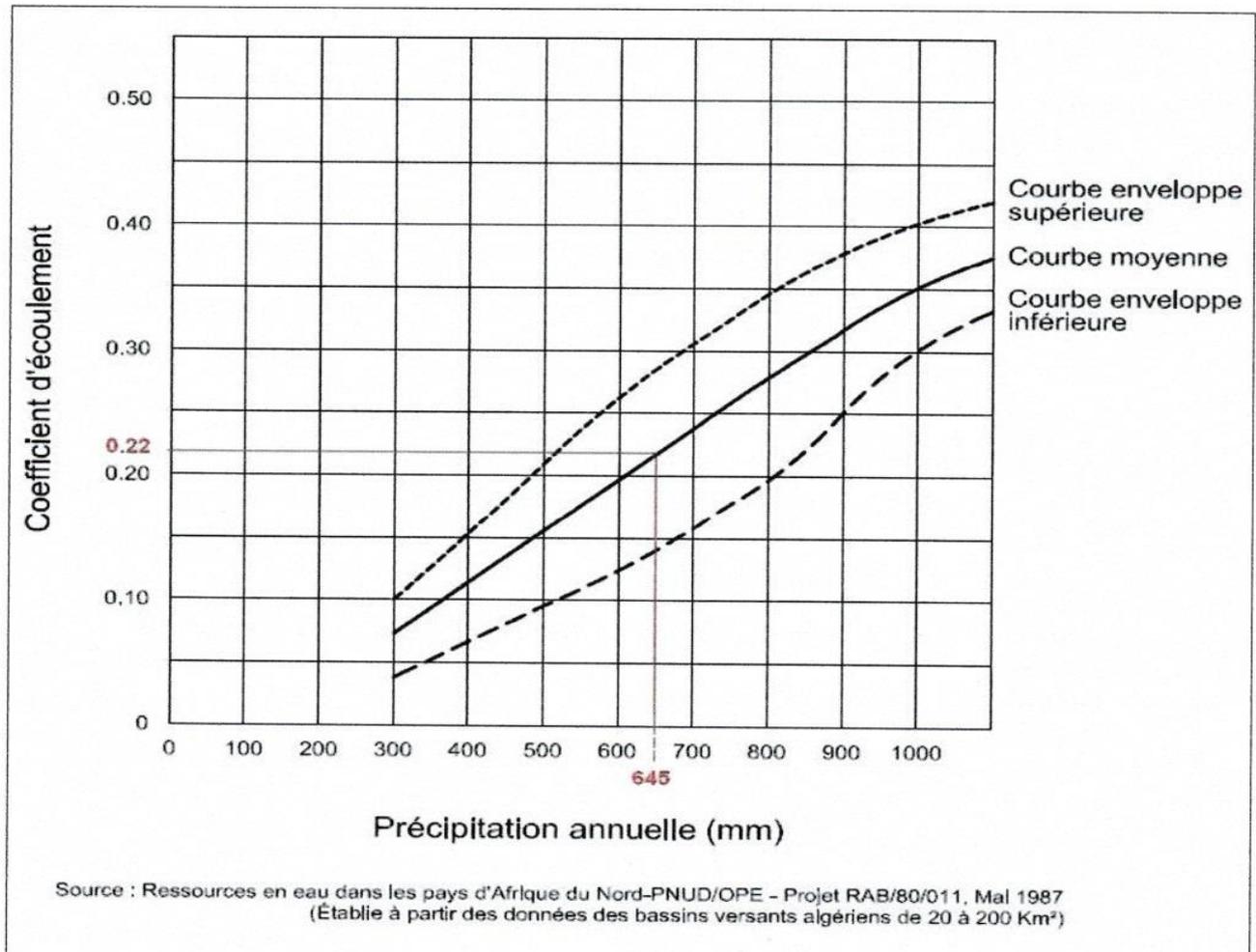


Figure II-14 : Coefficient d'écoulement en fonction de la précipitation annuelle pour les oueds temporaires en Algérie. (Meguedmi,2008).

II-3-2 Répartition mensuelle de l'apport moyen

Aucune donnée hydrologique n'est disponible pour l'Oued Damous. Pour estimer les apports de cet Oued, il est donc requis d'utiliser les données de bassin versant avoisinant pour effectuer la transposition des débits.

Parmi les stations hydrométriques, celle de Sidi Akacha et de Bordj Ghobrini, localisé respectivement à environ 35km à l'Ouest et à 60km à l'Est du site du barrage ont été sélectionnés pour reconstituer les débits mensuels au site du barrage. Ces deux stations sont privilégiées en raison de la similitude du point de vue superficiel de leurs bassins versants avec celui de la zone d'étude (295 et 213km² versus 482 km²), et en raison de fait qu'elles sont situées dans la même unité hydrographique de l'Oued de Damous. De plus, ces deux stations sont localisées à moins de 10km de la mer Méditerranée, tout comme le site de barrage. Bien que la série de débits à la station Bordj Ghobrini couvre la période 1967-1988, seules les années 1972-1984, communes aux stations de Sidi Akacha et de Bordj Ghobrini, sont

Chapitre II : Etude Hydrologique.

considérées. Il convient de souligner que l'année hydrologique en Algérie débute en septembre et se termine en août, de sorte que la période 1972-1984 s'étend en réalité de septembre 1972 à août 1985. Les débits annuels ainsi que les débits spécifiques sont présentés au tableau II-17.

Tableau II-17 : Débits annuels aux stations Sidi Akacha et Bordj Ghobrini et débits annuels estimés au site du barrage.

Année	Station/Site		
	Débit mesuré à Sidi Akacha (m ³ /s)	Débit mesuré à Bordj Ghobrini (m ³ /s)	Débit estimé au barrage (m ³ /s)
1972	1,31	2,92	3,78
1973	2,00	2,63	4,37
1974	0,36	1,02	1,20
1975	1,71	2,20	3,70
1976	0,42	0,49	0,87
1977	0,31	0,49	0,74
1978	2,09	1,59	3,68
1979	1,16	1,65	2,62
1980	1,29	1,67	2,80
1981	0,23	0,86	0,93
1982	0,74	1,27	1,84
1983	0,18	0,52	0,61
1984	0,32	1,43	1,46
Module (m³/s)	0,93	1,44	2,20
Aire (km²)	295	213	482
Qsp. (l/s/km²)	3,16	6,77	4,57

La comparaison entre ces trois (3) débits est représentée dans la figure II-16.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Tableau II-18 : Débits mensuel aux stations Sidi Akacha et Bordj Ghobrini et débits annuels estimés au site du barrage.

Mois	Station		Débit estimé au barrage
	Sidi Akacha	Bordj Ghobrini	
Septembre	0,11	0,21	0,23
Octobre	0,54	1,03	1,21
Novembre	0,59	1,12	1,5
Décembre	1,59	1,96	3,49
Janvier	1,36	2,3	3,32
Février	3,33	3,4	6,32
Mars	2,34	3,74	6,25
Avril	0,93	1,82	2,72
Mai	0,33	1,21	1,17
Juin	0,05	0,3	0,74
Juillet	0,01	0,12	0,08
Août	0,01	0,09	0,06
Module (m³/s)	0,93	1,44	2,26

La comparaison entre ces trois (3) débits est représentée dans la figure II-15 :

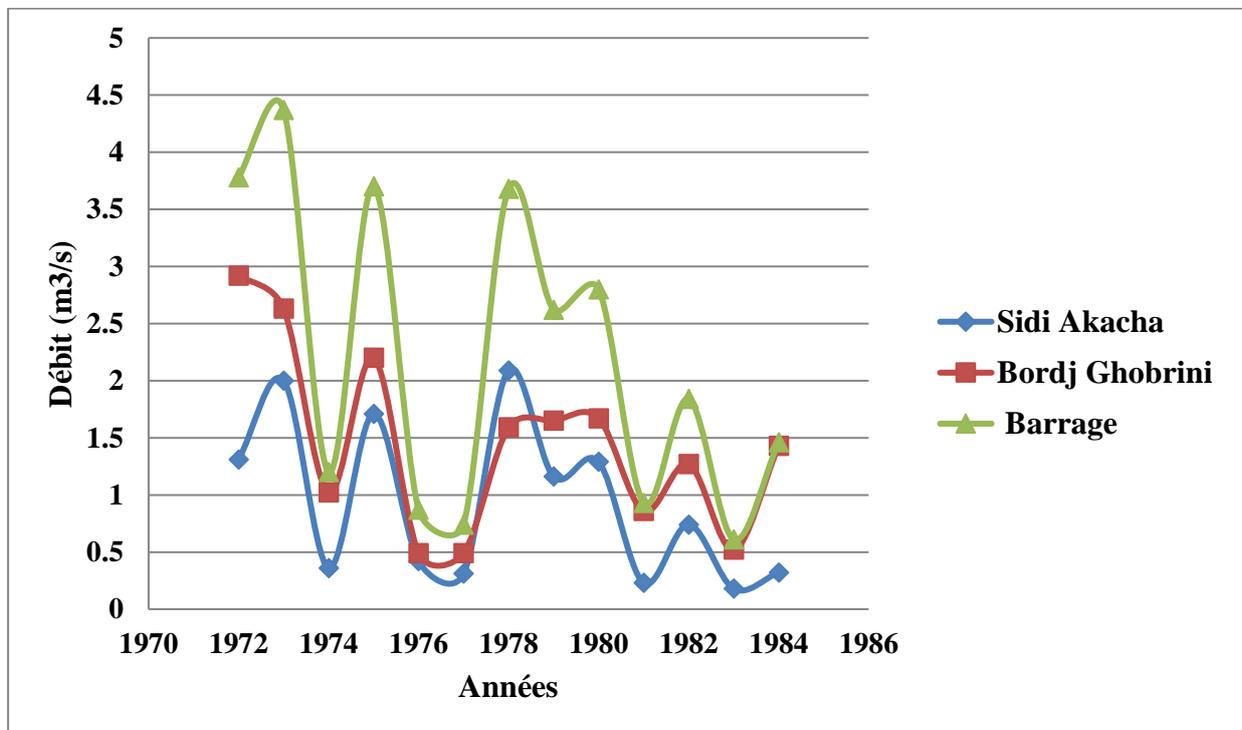


Figure II-15 : Comparaison des débits annuels mesurés.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

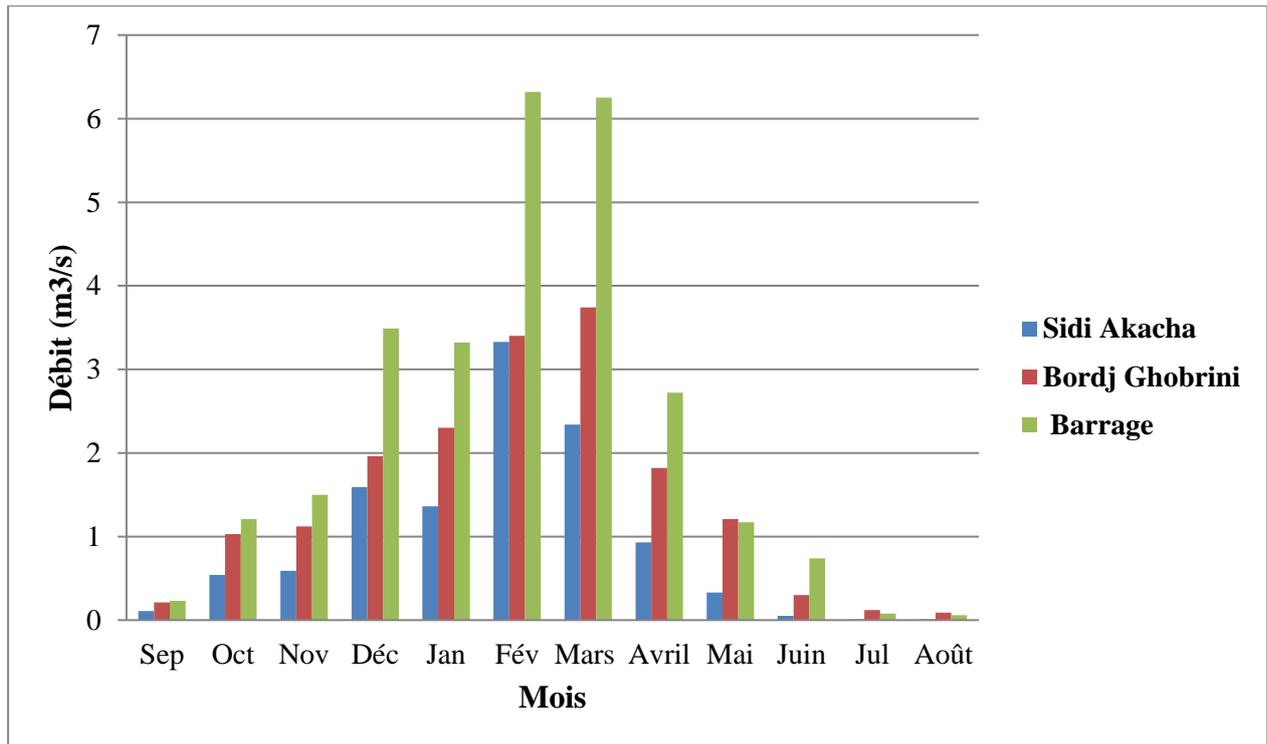


Figure II-16 : Comparaison des débits moyens mensuels mesurés.

Tableau II-19 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

Mois	Q mensuel (m³/s)	A (Mm³)	A (%)
Septembre	0,23	0,60	0,85
Octobre	1,21	3,24	4,60
Novembre	1,5	3,89	5,52
Décembre	3,49	9,35	13,27
Janvier	3,32	8,89	12,62
Février	6,32	15,29	21,70
Mars	6,25	16,74	23,75
Avril	2,72	7,05	10,00
Mai	1,17	3,13	4,44
Juin	0,74	1,92	2,72
Juillet	0,08	0,21	0,30
Août	0,06	0,16	0,23
Total	2,26	70,47	100

Cette répartition est représentée dans la figure II-17.

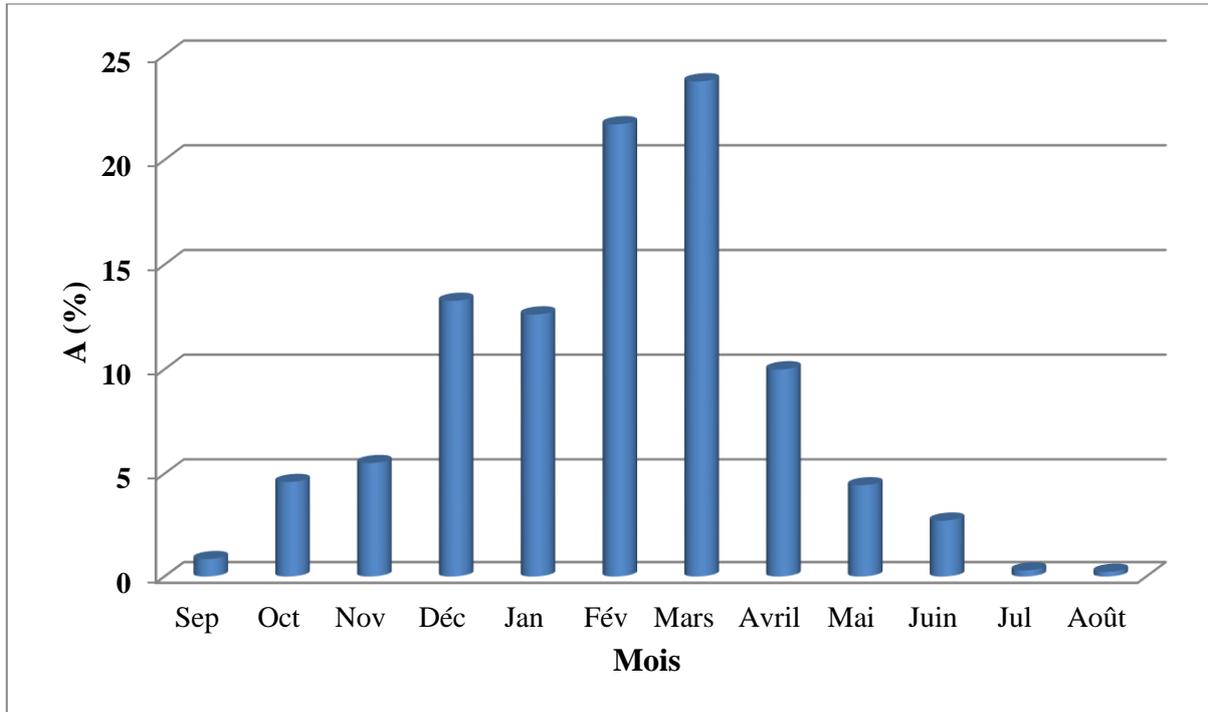


Figure II-17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

II-3-3 Calcul du coefficient de variation

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation C_v , estimé dans notre cas, à défaut d'information hydrométriques, par des formules empiriques :

a) **Formule de Padoun :**

$$C_v = K \cdot \frac{0,93}{M_0^{0,23}} \dots\dots\dots (II-41)$$

Avec : $0,25 < K < 1$,

On prend : $K = 0,7$

M_0 : Débit ou module spécifique (l/s/km²).

b) **Formule de Sokolovsky-Chevelev :**

$$C_v = 0,78 - 0,291 \cdot \text{Log}(M_0) - 0,063 \cdot \text{Log}(S+1) \dots\dots\dots (II-42)$$

S: Superficie du bassin versant (km²).

c) **Formule de Ugiprovodkhoz :**

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{0,125}} \dots\dots\dots (II-43)$$

M_0 : Débit spécifique (l/s/km²)

Chapitre II : Etude Hydrologique.

d) **Formule d'Antonov :**

$$C_v = \frac{0,78}{(S+1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (II-44)$$

Les résultats de chaque formule sont présentés dans le tableau suivant

Formules	Cv
PADOUN	0.47
SKOLOVSKY-CHEVELEV	0.42
UGIPROVODKHOZ	0.58
ANTONOV	0.38
Moyenne	0.46

La valeur qui se rapproche le plus de la moyenne est celle obtenue par la formule de PADOUN, cette méthode est donc adoptée.

II-3-4 Les apports fréquentiels

La distribution des apports est donc régie par l'équation :

$$A_{(\%)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{0.5}} \cdot e^{U(\log(C_v + 1))^{0.5}} \dots\dots\dots (II-45)$$

A(%): Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau II-20 :

Tableau II-20: Apports fréquentiels.

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport (hm³)
1.25	80	-0.8428	45.18
10	90	1.285	107.88
25	96	1.753	130.64
50	98	2.0571	147.94
100	99	2.328	165.28
1000	99.90	3.1	226.66
2000	99.95	3.29	244.97
10000	99.99	3.72	292.08

La répartition mensuelle de l'apport fréquentiel A80% est présentée dans le tableau II-21 :

Chapitre II : Etude Hydrologique.

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

Mois	A _{80%}	A _{80%} (m ³)
Janvier	0,84	0,38
Février	4,61	2,08
Mars	5,52	2,49
Avril	13,26	5,99
Mai	12,62	5,70
Juin	21,70	9,80
Juillet	23,76	10,72
Août	10,00	4,53
Septembre	4,43	2,01
Octobre	2,72	1,22
Novembre	0,30	0,14
Décembre	0,24	0,10
Total	100	45,18

II-4 Les apports solides

Le manque de mesure des apports solides rend difficile d'estimer leur volume dans la retenue avec précision, ce qui nous contraint à avoir recours aux méthodes empiriques.

a) Formule de TIXERONT :

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An), elle est exprimée par:

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (II-46)$$

Ou:

E_s : Apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

L_e : Lamme d'eau écoulée.

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant

$$L = 142 \text{ mm}$$

$$\alpha = 875$$

Pour une lamme d'eau écoulée égal à 142 mm, on obtient une valeur de 1840,14 t/Km²/An pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \dots\dots\dots (II-47)$$

Chapitre II : Etude Hydrologique.

S: Superficie du bassin versant en Km².

$$E_s = 1840,14 \text{ (t/Km}^2\text{/An)}.$$

$$A_s = 886948,38 \text{ t/An.}$$

Le volume des solides est égal à:

$$V_s = A_s / \gamma_s \dots\dots\dots \text{(II-48)}$$

$$\gamma_s = 1.5 \text{ t/m}^3.$$

$$V_s = \mathbf{0,59 \text{ Mm}^3\text{/An.}}$$

b) Formule de Sogreah:

$$E_s = \alpha \cdot P^{0.15} \dots\dots\dots \text{(II-49)}$$

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant

$$\alpha = 350$$

P: Pluie moyenne annuelle (mm).

$$E_s = 2309,1 \text{ (t/Km}^2\text{/An)}.$$

$$A_s = 1112984,33 \text{ t/An.}$$

$$V_s = \mathbf{0,74 \text{ Mm}^3\text{/An.}}$$

Formules	Apport solide (Mm ³ /an)
Tixeront	0,59
Sogreah	0,74

Les valeurs finalement adoptées sont celles obtenues par la formule de Tixeront.

II-5 Etude des crues

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme de crue.

A cause de l'inexistante de station hydrométrique dans le bassin versant de l'oued El Damous, des formulations empiriques ont été utilisée pour la prédétermination des débits de crues maximales.

a) Formule de Giandotti:

Chapitre II : Etude Hydrologique.

$$Q_{\max \%} = \frac{170.S.(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{tc} \dots\dots\dots(\text{II-50})$$

$Q_{\max (\%)}$: Débit max de crue de même fréquence que celle de pluie de courte durée (m³/s).

S : Superficie du bassin versant.

L : Longueur du talweg principal (m).

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

P_{tc} : Pluies de courte durée.

b) Formule de Sokolovsky:

$$Q_{\max \%} = \frac{0.28.S.\alpha.P_{ct}}{T_c} \cdot f \dots\dots\dots(\text{II-51})$$

S : Superficie du bassin versant.

P_{tc} : Pluies de courte durée.

T_c : Temps de concentration.

α : Coefficient de ruissellement du bassin versant.

f : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $f = 1,2$.

c) Formule de Mallet-Gauthier:

$$Q_{\max \%} = 2k \text{Log}(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \text{Log}T - \text{Log}S} \dots\dots\dots(\text{II-52})$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

L_p : Longueur du talweg principal (Km).

A : Coefficient régional pris égal à 20.

k : Constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal a 2.

T : Période de retour en années.

d) Formule de Turazza:

$$Q_{\max \%} = \frac{\alpha.S.I_t}{3.6.T_c} \dots\dots\dots(\text{II-53})$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

T_c : Temps de concentration.

I_t : Intensité des pluies fréquentielles (mm/h).

C : Coefficient de ruissellement de la crue considérée.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10000
<i>Giandotti</i>	623,02	771,66	928,92	1153,98	1339,01	1676,65	2801,83
<i>Sokolovsky</i>	407,62	563,22	735,92	993,49	1212,33	2007,01	3065,81
<i>Mallet-Gautier</i>	354,52	5.1154	630,62	759,90	844,65	1079,44	1271,60
<i>Turazza</i>	386,18	519,01	665,25	882,01	1065,41	1728,41	2608,45

Du fait qu'elles soient les plus proches de la moyenne, les valeurs de **Turazza** sont ainsi adoptées.

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.1	0.01
<i>Q_{max} (m³/s)</i>	386,18	519,01	665,24	882,00	1065,41	1728,41	2608,45

II-6 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

- La forme de la crue ;
- Le volume de la crue ;
- La durée de la crue ;
- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKY qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une le temps de montée exprimée par :

$$Q_t = Q_{\max} \% \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots (II-54)$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{\max} \% \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots (II-55)$$

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

Q_t: Débit instantané au moment (t).

Chapitre II : Etude Hydrologique.

t_m, t_d : Temps de montée et de décrue.

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

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:

$$t_m = t_c = 9,03 \text{ h}$$

$$t_d = 2 t_m = 18,06 \text{ h}$$

$$t_b = t_m + t_d = 27,09 \text{ h}$$

Pour construire l'hydrogramme des crues de l'Oued Damous, on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 20%, 10%, 5%, 2%, 1%, 0.1%, et 0,01%.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau II-22:

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Tableau II-22: Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour.

Temps (h)	Débits de crue des périodes de retour						
	Q (5ans) (m ³ /s)	Q (10ans) (m ³ /s)	Q (20ans) (m ³ /s)	Q (50ans) (m ³ /s)	Q (100ans) (m ³ /s)	Q (1000ans) (m ³ /s)	Q (10000ans) (m ³ /s)
0	0	0	0	0	0	0	0
1	4,74	6,37	8,16	10,82	13,07	21,20	31,99
2	18,94	25,45	32,63	43,27	52,26	84,79	127,96
3	42,62	57,29	73,43	97,35	117,59	190,77	287,91
4	75,78	101,84	130,53	173,07	209,06	339,15	511,83
5	118,40	159,13	203,96	270,42	326,65	529,92	799,74
6	170,50	229,14	293,70	389,40	470,37	763,09	1151,62
7	232,07	311,89	399,76	530,02	640,23	1038,65	1567,48
8	303,11	407,36	522,14	692,27	836,22	1356,60	2047,33
9,03	386,18	519,01	665,24	882,00	1065,41	1728,41	2608,45
10	327,24	439,79	563,70	747,38	902,80	1464,60	2210,32
11	273,09	367,02	470,43	623,71	753,41	1222,25	1844,58
12	225,27	302,75	388,05	514,50	621,49	1008,23	1521,59
13	183,39	246,47	315,91	418,84	505,94	820,78	1238,69
14	147,05	197,62	253,31	335,84	405,68	658,13	993,23
15	115,86	155,70	199,57	264,60	319,63	518,53	782,54
16	89,42	120,18	154,04	204,23	246,69	400,21	603,98
17	67,35	90,51	116,01	153,81	185,80	301,42	454,89
18	49,24	66,18	84,82	112,46	135,85	220,39	332,60
19	34,71	46,65	59,80	79,28	95,77	155,36	234,46
20	23,37	31,40	40,25	53,36	64,46	104,58	157,82
21	14,81	19,90	25,51	33,82	40,85	66,27	100,02
22	8,65	11,62	14,89	19,75	23,85	38,69	58,40
23	4,49	6,03	7,73	10,24	12,37	20,08	30,30
24	1,93	2,60	3,33	4,42	5,34	8,66	13,06
25	0,60	0,80	1,03	1,37	1,65	2,68	4,04
26	0,08	0,11	0,15	0,19	0,23	0,38	0,25
27,09	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

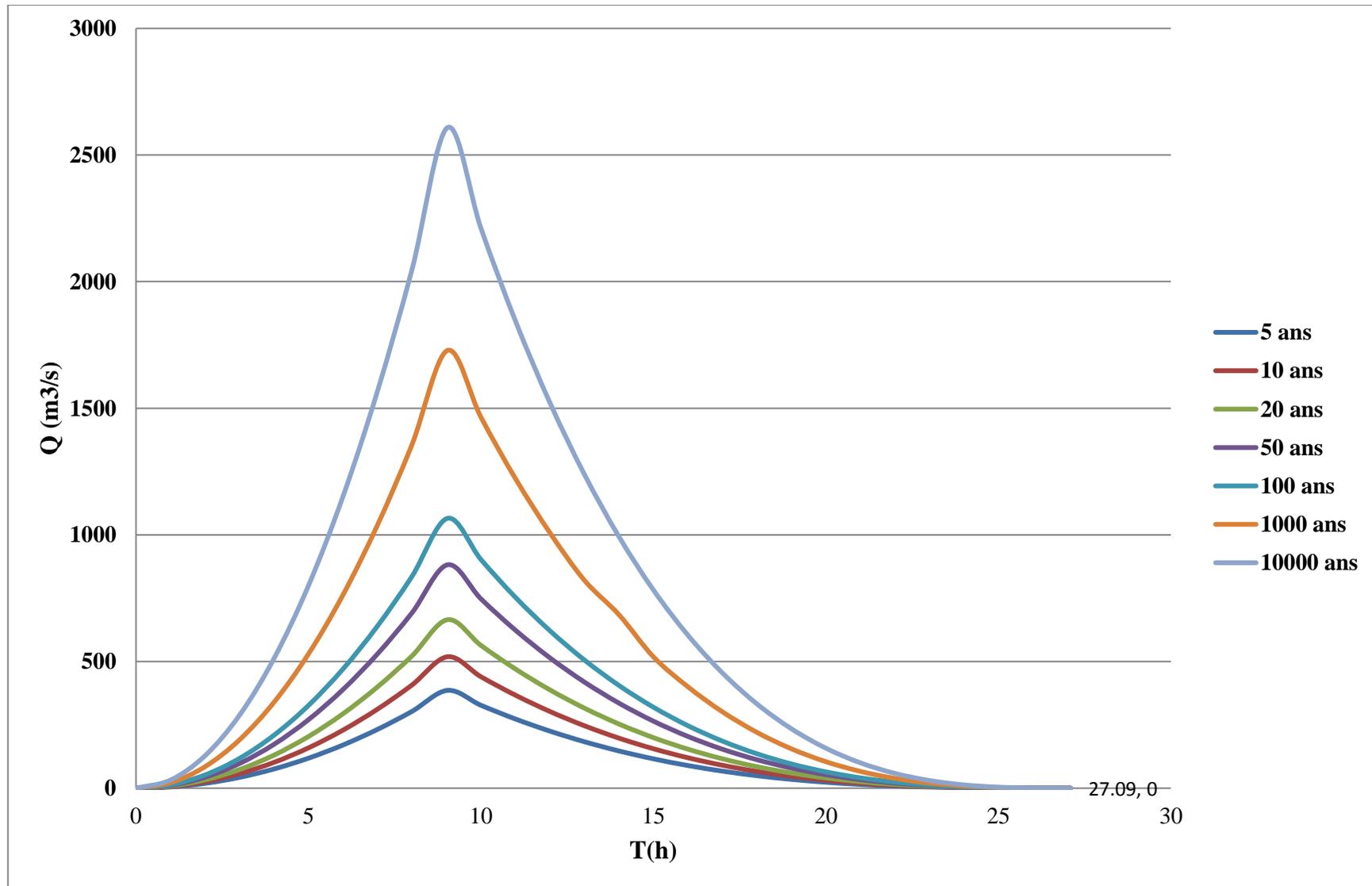


Figure II-18 : Les hydrogrammes de crues.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

II-7 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux (PHE). 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 1000) 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.

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

- Le comité national australien des grands barrages (CNAGB) ;
- Le CEMAGREF (ex : C.T.G.R.E.F).

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

1-/ Méthode du gradient des valeurs extrêmes.

2-/ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable –débits maximum probable).

Le comité australien des grands barrages donne les recommandations suivantes:

Catégories des dommages		Crue de projet recommandée
Elevés	- Perte de vie. - Dommages considérables.	1/10 000 ** 1/100 000
Importants	- Pas de perte de vie. - Dommages importants.	1/1000 ** 1/10 000
Faibles	- Pas de perte de vie. - Dommages faibles.	1/100 ** 1/1000

** Donc la crue de projet recommandée selon le comité Australien des grands barrages est de 10 000 ans.*

$$Q_{\text{crue}} = 2608,45 \text{ m}^3/\text{s}$$

Partie II :
Etude de régularisation et de
laminage des crues

II-8 Régularisation

L'étude de régularisation du barrage Kef Eddir sur Oued Damous a pour objectif la détermination du volume de la réserve utile, ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière ;
- La régularisation interannuelle.

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

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

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

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

II-8-1 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \dots\dots\dots (II-56)$$

Q_m : Apport liquide mensuel en hm^3 .

P_m : Pluie mensuelle (mm).

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

C_e : Coefficient d'écoulement.

$$C_e = \frac{L_e}{P} \dots\dots\dots (II-57)$$

L_e : Lame écoulée.

P : Pluie moyenne annuelle.

La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau II-23 :

Tableau II-23 : Répartition mensuelle de l'apport A_{80%}.

Mois	A 80% (%)	A 80% (m3)
Janvier	0.85	0.38
Février	4.60	2.08
Mars	5.52	2.49
Avril	13.27	5.99
Mai	12.62	5.70
Juin	21.70	9.80
Juillet	23.75	10.73
Aout	10.00	4.52
Septembre	4.44	2.01
Octobre	2.72	1.23
Novembre	0.30	0.13
Décembre	0.23	0.10
Total	100	45.18

II-8-2 Répartition mensuelle des besoins en eau

Le barrage de Kef Eddir a comme vocation la fourniture d'eau potable, une répartition uniforme des besoins en eau est présumée durant toute l'année, c'est-à-dire que pour une demande totale annuelle de 60Mm³, la demande mensuelle sera de 5Km³.

Commentaire

Etant donné que les besoins en eau dépassent la totalité de l'apport de 80%, une régularisation interannuelle est recommandée.

II-8-3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (II-58)$$

S_i: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i (m²).

S_{i+1}: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} (m²).

ΔH: Différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives (m).

ΔV: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives (m³).

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Les coordonnées des courbes Hauteur-Capacité-Surface sont données dans le tableau II-24.

Tableau II-24 : Courbes topographiques et volumétriques.

Côtes	H	Surface	Surface	Smoy	ΔH	ΔV	Volume	hm
(m)	(m)	(m²)	(km²)	(km²)	(m)	(Mm³)	(Mm³)	(m)
45	0	0	0				0	0
50	5	22630.6982	0.0226	0.0113	5	0.057	0.05657675	3.333
55	10	165639.832	0.1656	0.0941	5	0.471	0.52725307	3.297
60	15	280245.895	0.2802	0.223	5	1.115	1.64196739	5.926
65	20	379683.336	0.3797	0.33	5	1.650	3.29179046	8.72
70	25	708977.341	0.709	0.5443	5	2.722	6.01344216	8.508
75	30	975779.137	0.9758	0.8424	5	4.212	10.2253334	10.498
80	35	1328023.89	1.328	1.1519	5	5.760	15.9848409	12.051
85	40	1899066.32	1.8991	1.6135	5	8.068	24.0525665	12.675
90	45	2684376.66	2.6844	2.2917	5	11.459	35.5111739	13.236
95	50	3200336.45	3.2003	2.9424	5	14.712	50.2229567	15.699
100	55	3927836.86	3.9278	3.5641	5	17.82	68.04339	17.328
105	60	4919489.36	4.9195	4.4237	5	22.118	90.1617055	18.331
110	65	5897506.65	5.8975	5.4085	5	27.042	117.204196	19.877
115	70	6801289.22	6.8013	6.3494	5	31.747	148.951185	21.903
120	75	7685842.99	7.6858	7.2436	5	36.218	185.169016	24.095
125	80	8863925.69	8.8639	8.2749	5	41.374	226.543437	25.56

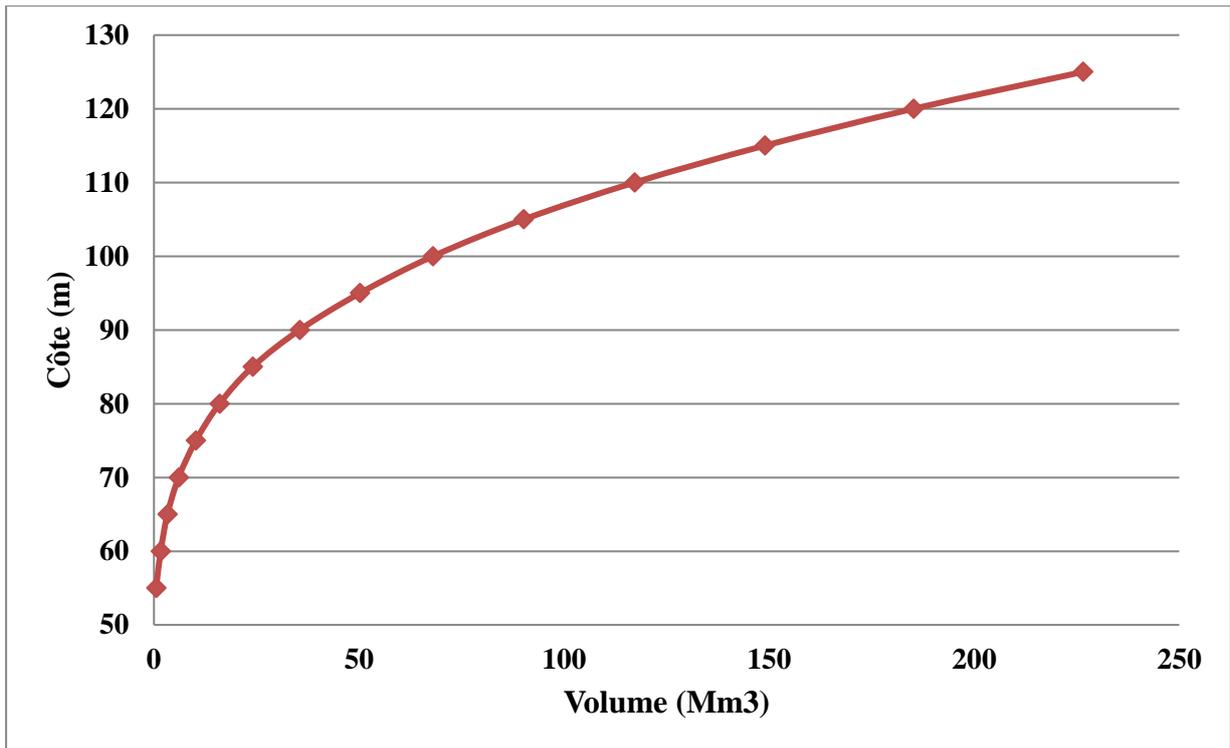


Figure II-19 : courbe capacité-hauteur.

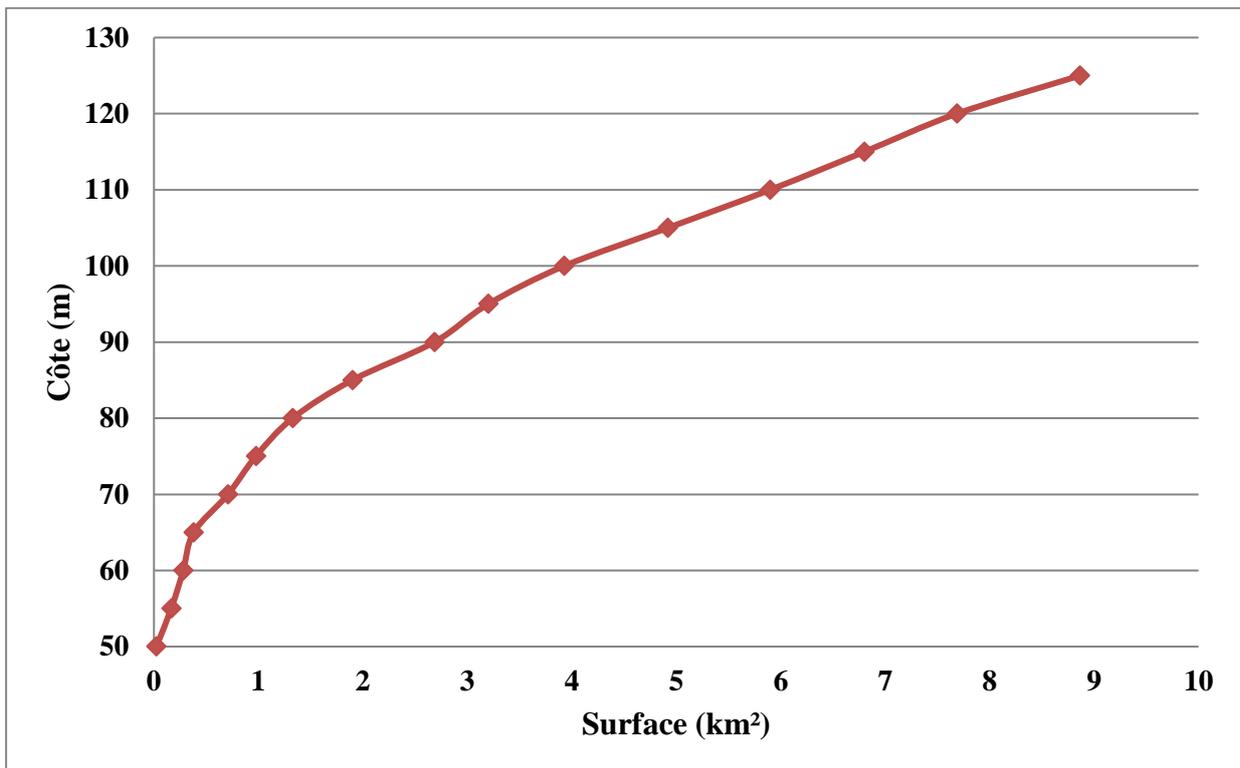


Figure II-20 : Courbe Surface-hauteur.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

II-8-4 Calcul du volume utile

Le volume utile dans le cas de la régularisation interannuelle est calculé par la relation :

$$V_{upa} = (\beta_s + \beta_{pa}) \cdot W_0 \dots\dots\dots (II-59)$$

W_0 : Apport moyen interannuel.

β_s : Composante saisonnière du volume utile.

β_{pa} : Composante pluri-annuelle du volume utile.

Avec :

$$\beta_s = a (T_{ét} - W_{ét}) \dots\dots\dots (II-60)$$

a : Coefficient de régularisation.

$T_{ét}$: Durée relative de l'étiage au cours de l'année.

$W_{ét}$: Volume relatif de l'écoulement au cours de l'année.

$$T_{ét} = N_{ét}/12 = 7/12 = 0,58$$

$N_{ét}$: Nombre de mois durant lesquels il y a étiage.

$$W_{ét} = \frac{\sum_{i=1}^{N_{ét}} W_m}{\sum_{i=1}^n W_{pm}} \dots\dots\dots (II-61)$$

$$W_{ét} = 13,15/70,74 = 0,19$$

W_m : Apport pendant la période d'étiage.

W_{pm} : Apport total durant l'année.

$$a = \frac{q}{Q_0} = 60/70,74 = 0,85$$

D'où :
$$\beta_s = 0,33$$

La composante pluri-annuelle peut être déterminée à partir des graphiques de Pléchkov, connaissant m et a .

m : Fraction relative de l'écoulement pendant l'étiage.

$$m = \frac{W_{ét}}{W_0}$$

Elle peut aussi, être déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svanidzé.

Tel que :
$$\beta_{pa} = f(P\%, a, C_v, C_s, r).$$

$P\%$: Probabilité de garantie.

C_v : Coefficient de variation.

C_s : Coefficient d'asymétrie.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

r : Coefficient de corrélation entre les écoulement des années voisines. Il est donné par le tableau de Radkovitch.

Tableau II-25 : Tableau de Radkovitch, $r = f(\text{Module spécifique})$.

Module spécifique M(l/s.km ²)	> 20	20 – 10	10 – 4	4 – 1	< 1
R	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

Dans le cas où $C_s = 2.C_v$ et $r = 0,3$; on peut utiliser les graphiques de Gougli donnant $\beta_{pa} = f(C_v, P\%, \alpha)$.

$$\beta_{pa} = 1,026$$

$$V_{upa} = (1,026 + 0,33)70,74 = 94,546 \text{Mm}^3$$

Les pertes par évaporation moyenne interannuelle sont de l'ordre de $0,46 \text{Mm}^3$.

Les pertes par infiltration sont estimées à $0,05 \text{Mm}^3$.

En tenant compte des pertes par évaporation ainsi que celles par infiltration, on prend :

$$V_{upa} = 95 \text{Mm}^3$$

D'où le volume correspondant au niveau normal de la retenue est :

$$V_{NNR} = 95 \text{Mm}^3$$

II-9 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 momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements, en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit:

$$Q.dt = q.dt + S.dh \dots\dots\dots (II-62)$$

Où:

Q : Le débit entrant de la crue.

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

S : La surface du plant d'eau de la cuvette.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Le débit cumulé à l'instant t est:

$$Q - q = S.(dh / dt) \dots\dots\dots (II-63)$$

Où:

$\frac{dh}{dt}$: La vitesse de remplissage (ou de montée de la retenue).

II-9-1 Méthode de KOTCHERINE

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous retenons la méthode de KOTCHERINE, c'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 transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire ;
- 3- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- 4- Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

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

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (II-64)$$

m: Coefficient de débit dépend de la forme de déversoir (m=0,49).

b: Largeur du déversoir (m).

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (II-65)$$

H_0 : Charge globale.

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

$$V_0 = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (II-66)$$

Avec: $S = b.H$.

Le débit maximum déversé (q) peut être donné par la formule de Kotchérine améliorée par Sokolovsky :

$$q_{\max P\%} = Q_{p\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_{cp\%}}\right) \dots\dots\dots (II-67)$$

Avec :

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

Chapitre II : Etude Hydrologique.

V_f : Volume déversant de sécurité ou volume forcé.

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{Q_{lam}}{Q\%} \right) \dots\dots\dots (II-68)$$

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $Q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule:

$$Q_{lam} = Q\% \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}} \right) \dots\dots\dots (II-68)$$

$Q\%$: Débit maximum de crue considérée (m^3/s).

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

V_{cr} : Volume de la crue correspondant au $Q\%$ (m^3).

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q\% T_b \dots\dots\dots (II-69)$$

T_b : Temps global de la crue ($T_b = 27,09h$).

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Tableau II-26 : Résultat des calculs par la méthode de Kotcherine.

Hd (m)	PHE (m)	Vphe (Mm ³)	Vf (Mm ³)	qmax (m ³ /s)	qmax,p%					
					b (m)					
					35	40	45	50	55	60
0	111,3	125,100	0,00	2608,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,5	113,8	141,000	16,00	2280,34	300,28	343,17	386,07	428,97	471,87	514,76
3	114,3	144,300	19,30	2212,67	394,73	451,12	507,50	563,89	620,28	676,67
3,5	114,8	147,700	22,70	2142,95	497,41	568,47	639,53	710,59	781,65	852,71
4	115,3	151,100	26,10	2073,23	607,72	694,54	781,35	868,17	954,99	1041,81
4,5	115,8	154,500	29,50	2003,50	725,16	828,75	932,35	1035,94	1139,53	1243,13
5	116,3	158,000	33,00	1931,73	849,31	970,65	1091,98	1213,31	1334,64	1455,97
5,5	116,8	161,500	36,50	1859,96	979,85	1119,82	1259,80	1399,78	1539,76	1679,74
6	117,3	165,150	40,15	1785,11	1116,45	1275,95	1435,44	1594,93	1754,43	1913,92
6,5	117,8	168,650	43,65	1713,33	1258,88	1438,72	1618,56	1798,40	1978,24	2158,08
7	118,3	172,350	47,35	1637,46	1406,89	1607,88	1808,86	2009,85	2210,83	2411,81

Chapitre II : Etude Hydrologique.

D'après le tableau, on réalise des courbes croissantes représentées dans la figure II-21, la courbe $H=f(q, Q)$ qui nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau II-26, on réalise les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir figure II-22).

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

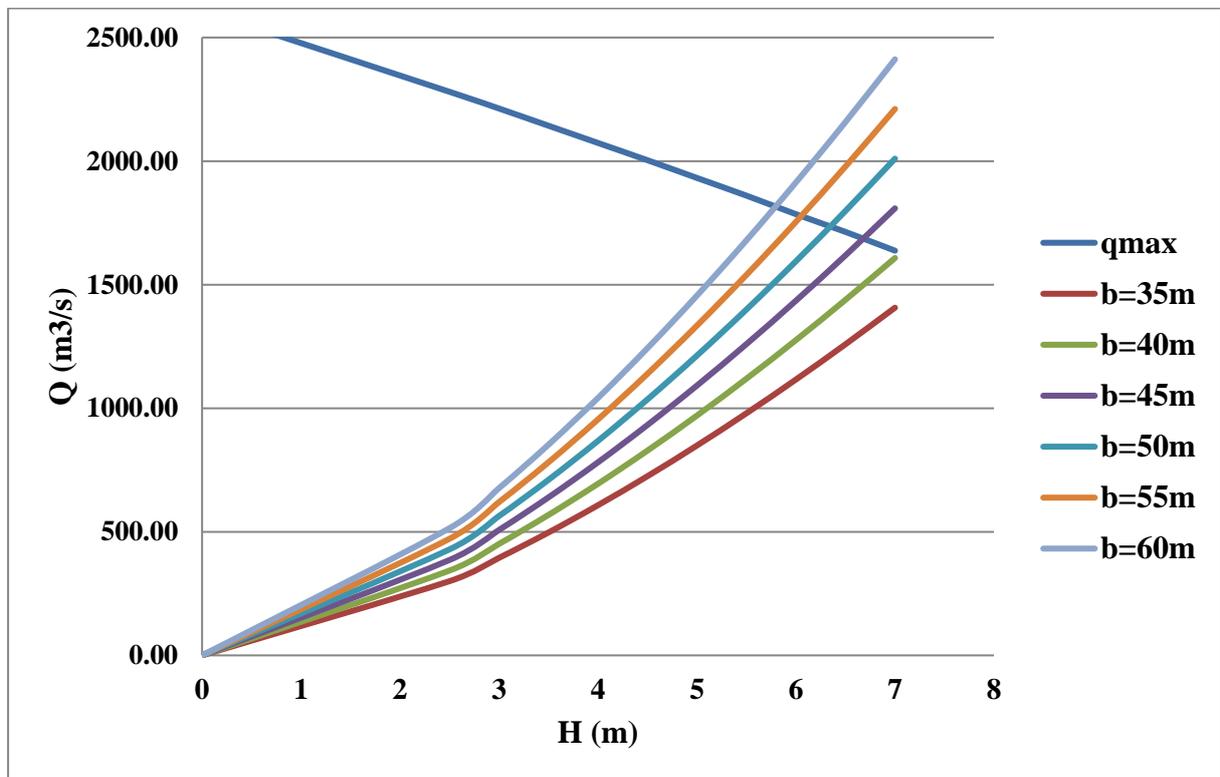


Figure II-21 : Courbes $H = f(Q,q)$.

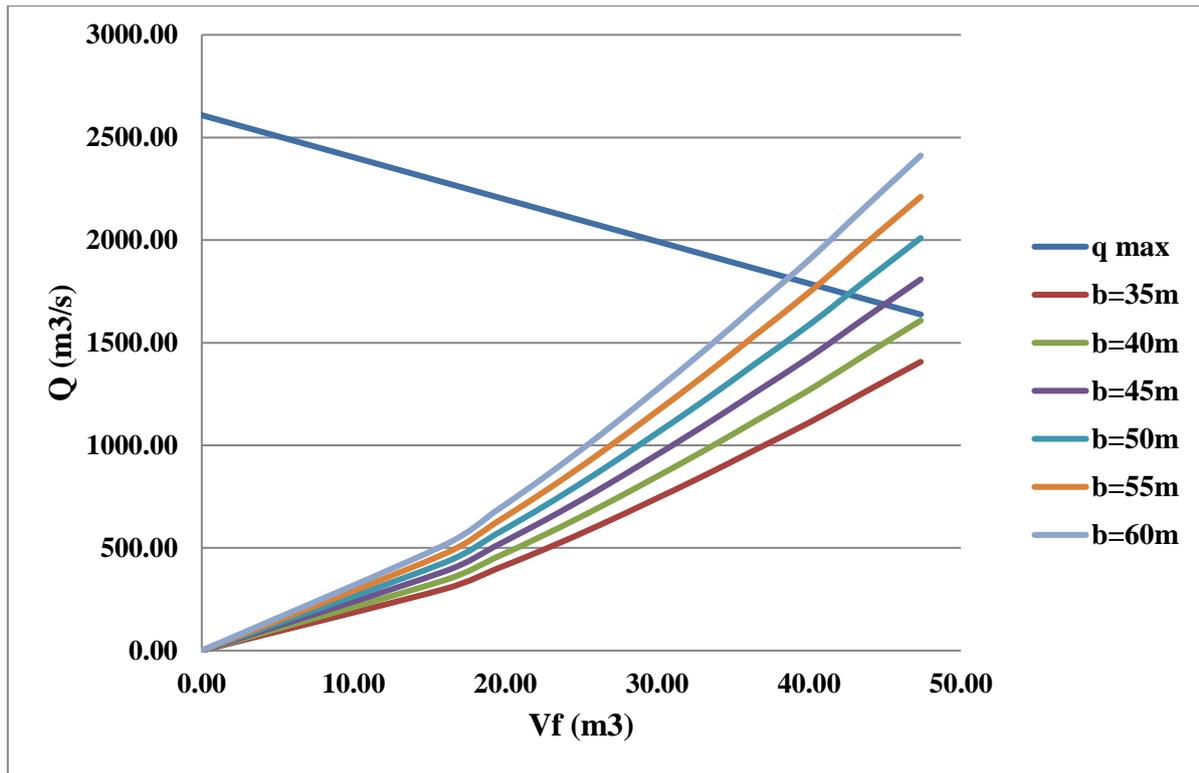


Figure II-22 : Courbes $V = f(Q, q)$.

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre les figures II-21 et II-22.

Tableau II-27 : Résultats de la méthode de KOTCHERINE.

Largeur (m)	Hauteur h_a (m)	Débit laminé (m^3/s)
45	6,7	1685
50	6,35	1735
55	6,1	1780
60	5,8	1815

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Tableau II-28 : Tableau récapitulatif.

Dénomination	Unités	Valeurs
Côte NVM	m	88.3
Côte NNR	m	111.3
Côte NPHE	m	117.4
Côte du fond	m	49
Volume au NNR	Mm ³	125
Volume utile	Mm ³	95
Volume mort	Mm ³	30

II-10 Etude d'optimisation

II-10-1 La revanche

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

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (II-70)$$

R : La revanche (m).

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

$$V = 1,5 + 2H \dots\dots\dots (II-71)$$

H : La hauteur des vagues (m) estimée à l'aide des formules suivantes :

a) Formule de Stevenson :

$$H = 0,75 + 0,34 F^{0,5} - 0,26 F^{0,25} \dots\dots\dots (II-72)$$

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [F = 8,14 km].

$$H = 1,28\text{m}$$

D'où :

$$V = 4,06 \text{ m/s}$$

Alors :

$$R = 2,12\text{m}$$

b) Formule de Mallet-paquant :

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots (II-73)$$

$$H = 1,44\text{m}$$

Chapitre II : Etude Hydrologique.

D'où :

$$V = 4,38 \text{ m/s}$$

Alors :

$$R = 2,42 \text{ m}$$

c) **Formule Simplifiée:**

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(\text{II-74})$$

$$R = 1,86 \text{ m}$$

Tableau II-29: Résultats de la revanche.

Formule	H (m)	R (m)
Stevenson	1,28	2,12
Mallet-paquant	1,44	2,42
Formule simplifiée	-	1,86

En calculant la moyenne des trois formules on obtient $R = 2,13 \text{ m}$.

$R = 2 \text{ m}$ est la valeur qui est considérée dans le dimensionnement du barrage.

II-10-2 Le tassement

On calcule le tassement d'après la formule :

- $T = 0,015 H_b \dots\dots\dots(\text{II-75})$
- $T = 0,001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots(\text{II-76})$

Où :

T : Tassement de la crête du barrage.

H_b : Hauteur du barrage.

Les tassements dus aux effets du séisme sont estimés de 1 m.

II-10-3 Largeur en crête

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

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

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

Chapitre II : Etude Hydrologique.

- Formule T.KNAPPEN $b = 1,65.Hb^{0.5}$ (II-77)
- Formule E.F.PREECE $b = 1,1.Hb^{0.5} + 1$ (II-78)
- Formule SIMPLIFIEE $b = 3,6.Hb^{1/3} - 3$ (II-79)

$$H_b = NNR - C_r + H_{dév} + R + t = 111,3 - 49 + H_{dév} + 2 + 1 = 65,3 + h_{dév} \text{ m}$$

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

Tableau II-30 : Calcul de la largeur en crête.

Largeur en crête du barrage (m)					
Largeurs déversantes (m)	Débit laminé (m ³ /s)	Hauteur du barrage (m)	Formules utilisées		
			KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFIEE
45	1685	71.15	13.50	10.28	11.92
50	1735	71.42	13.52	10.30	11.94
55	1780	71.72	13.55	10.32	11.96
60	1815	72.06	13.58	10.34	11.98

On opte pour une largeur en crête égale à :

$$b_{cr} = 10 \text{ m}$$

II-10-4 calcul des coûts

Le calcul des couts de travaux est effectué après détermination des volumes de remblais et du béton armé (pour le canal d'approche et le déversoir) les résultats sont représentés dans le tableau II-31.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Tableau II-31 : Calcul d'optimisation.

Etude d'optimisation					
	b (m)	60	55	50	45
	q max (m³/s)	1815	1780	1735	1685
	h(m)	5.8	6.1	6.35	6.7
	H barrage(m)	70.90	71.15	71.42	71.72
	H arrondie(m)	70.9	71.2	71.4	71.7
	Côte de crête (m)	119.90	120.20	120.40	120.70
Les terres	1^{ere} surface (m²)	1840.9905	1851.912	1869.4313	1921.0618
	2^{eme} surface (m²)	5607.5238	5640.0453	5679.0313	5762.8678
	3^{eme} surface (m²)	11505.1238	11508.6453	11512.898	11687.1345
	4^{eme} surface (m²)	13592.0638	13674.1653	13709.138	13861.9545
	1^{ere} distance (m)	20.5409	20.9511	21.1551	21.4051
	2^{eme} distance (m)	135.7633	136.2088	136.8208	137.3719
	3^{eme} distance (m)	35.6251	35.6251	35.6251	35.6251
	4^{eme} distance (m)	22.984	22.984	22.984	22.984
	5^{eme} distance (m)	32.6632	32.6632	32.6632	32.6632
	6^{eme} distance (m)	61.7176	61.7176	61.7176	61.7176
	7^{eme} distance (m)	131.8038	131.8038	131.8038	131.8038
	8^{eme} distance (m)	22.2611	22.2611	22.2611	22.2611
Volume (m³)	3103003.168	3114218.76	3123076.09	3169265.82	
Coût (DA)	1086051109	1089976565	1093076633	1109243038	
Béton	Section du C.A (m²)	2800	2800	2800	2800
	Volume du C.A (m³)	1400	1400	1400	1400
	Section du dév. (m²)	43.5881	44.2369	44.9646	46.1038
	Section du dév. (m³)	2615.286	2433.0295	2248.23	2074.671
	Volume (m³)	7040.526	6489.4995	5935.93	5393.601
	Coût (DA)	126729468	116810991	106846740	97084818
Total	Coût total (DA)	1212780577	1206787556	1199923373	1206327856

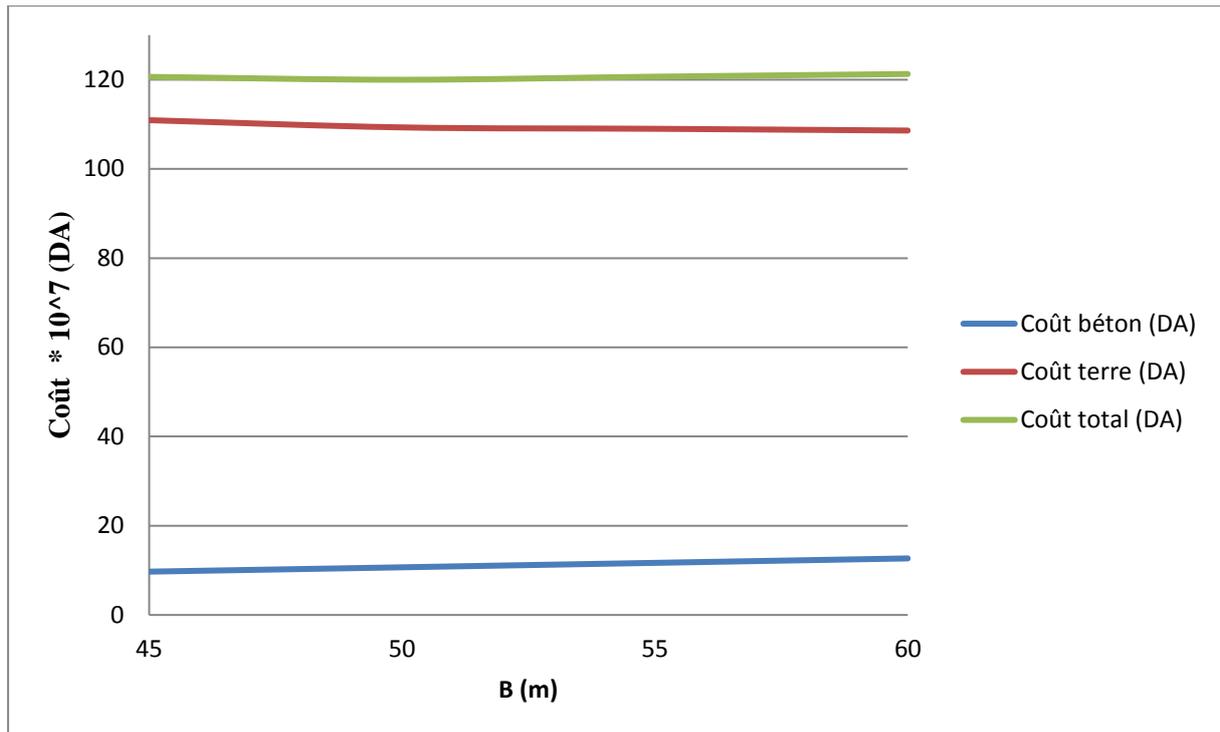


Figure II-23 : Optimisation.

On choisi la variante la plus économique qui correspond dans notre cas à une largeur déversante :

$$b = 50m$$

Et par conséquent

$$Hb = 71,4m.$$

II-10-5 Laminage pour un déversoir de largeur $b = 50m$

Une fois que la largeur du déversoir est déterminée, la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir est calculée et tracée.

$$q = f\left(V + \frac{1}{2}q \Delta t\right) \dots\dots\dots (II-80)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau II-32 :

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Tableau II-32 : Volumes et débits déversant pour b= 50m.

Côtes	Hd	q	1/2q.Δt	V	V+1/2q.Δt
m	m	m ³ /s	m ³	Mm ³	Mm ³
111,30	0,00	0,00	0	125	125
111,60	0,30	17,832	8024,4	126,85	126,858
111,90	0,60	50,436	22696,2	128,71	128,733
112,20	0,90	92,657	41695,65	130,73	130,772
112,50	1,20	142,655	64194,75	132,47	132,534
112,80	1,50	199,367	89715,15	134,43	134,520
113,10	1,80	262,074	117933,3	136,3	136,418
113,40	2,10	330,251	148612,95	138,3	138,449
113,70	2,40	403,490	181570,5	140,26	140,442
114,00	2,70	481,461	216657,45	142,22	142,437
114,30	3,00	563,894	253752,3	144,22	144,474
114,60	3,30	650,559	292751,55	146,21	146,503
114,90	3,60	741,258	333566,1	148,24	148,574
115,20	3,90	835,819	376118,55	150,28	150,656
115,50	4,20	934,92	420714	152,37	152,791
115,80	4,50	1035,939	466172,55	154,4	154,866
116,10	4,80	1141,241	513558,45	156,49	157,004
116,40	5,10	1249,887	562449,15	158,6	159,162
117,42	6,12	1360,215	612799,9	160,69	161,303

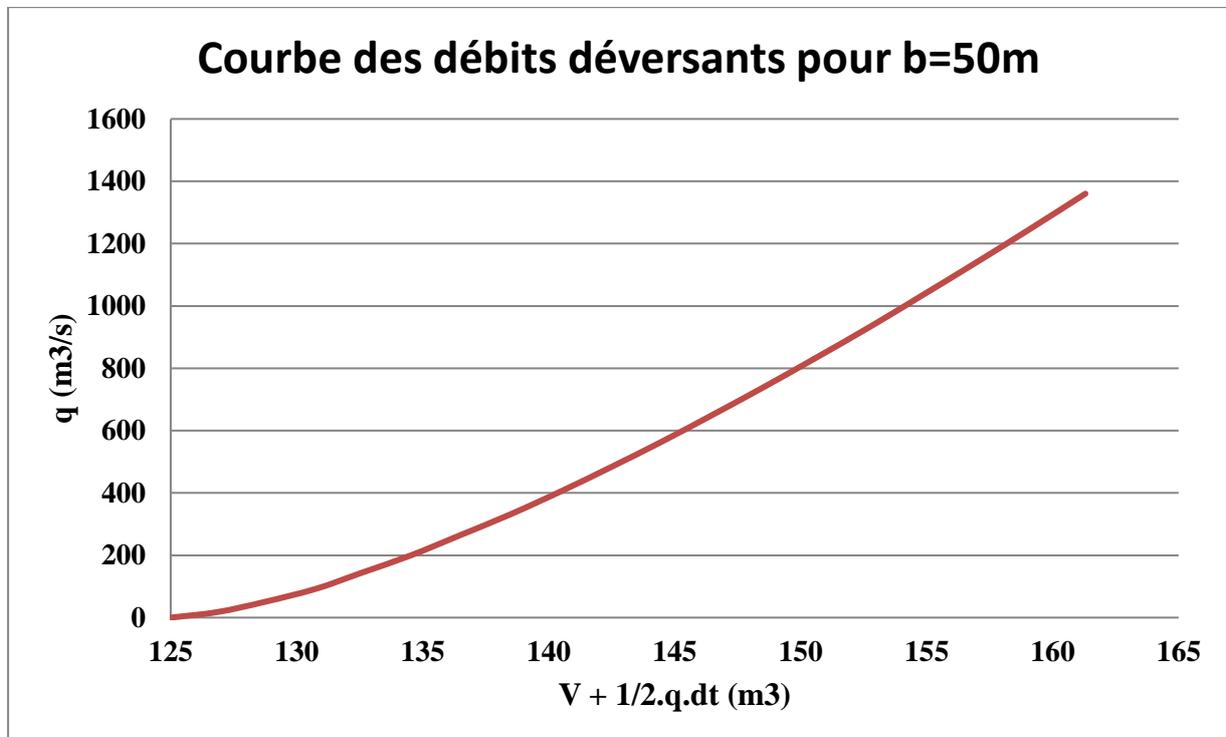


Figure II-24 : Courbe des débits déversants.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

II-10-6 Laminage par la méthode de Hildenblat

Pour une longueur déversante de 50 m, le temps nécessaire pour laminier notre crue est de 92h heures comme le montre le tableau II-33:

Tableau II-33 : Laminage par la méthode grapho-analytique de Hildenblat.

Méthode grapho-analytique de Hildenblat (b=50m)						
1	2	3	4	5	6	7
T	Q	Qmoy	Qmoy-q	(Qmoy-q)dt	V+1/2.q.dt	q
(h)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³)	(m ³ /s)
0	0	15,995	15,995	57582	125000000	0,000
1	31,99	79,975	79,867	287521,2	125057581	0,108
2	127,96	207,935	205,671	740415,6	125345098,7	2,264
3	287,91	399,87	390,354	1405274,4	126085503,4	9,516
4	511,83	655,785	626,435	2255166	127490772,1	29,350
5	799,74	975,68	900,727	3242617,2	129745934,3	74,953
6	1151,62	1359,55	1196,692	4308091,2	132988546,5	162,858
7	1567,48	1807,405	1499,597	5398549,2	137296648,1	307,808
8	2047,33	2327,89	1806,998	6505192,8	142695197,7	520,892
9,03	2608,45	2409,385	1595,473	5743702,8	149200384,9	813,912
10	2210,32	2027,45	927,188	3337876,8	154944092,1	1100,262
11	1844,58	1683,085	406,816	1464537,6	158281969,5	1276,269
12	1521,59	1380,14	24,777	89197,2	159746503,9	1355,363
13	1238,69	1115,96	-244,255	-879318	159835694,6	1360,215
14	993,23	887,885	-424,671	-1528815,6	158956368,6	1312,556
15	782,54	693,26	-537,373	-1934542,8	157417551,6	1230,633
16	603,98	529,435	-599,338	-2157616,8	155493018,5	1128,773
17	454,89	393,745	-624,035	-2246526	153335397,1	1017,780
18	332,60	283,53	-621,948	-2239012,8	151088862,7	905,478
19	234,46	196,14	-601,078	-2163880,8	148849855,1	797,218
20	157,82	128,92	-567,444	-2042798,4	146685984,7	696,364
21	100,02	79,21	-525,566	-1892037,6	144643188,9	604,776
22	58,40	44,35	-478,902	-1724047,2	142751142,3	523,252
23	30,30	21,68	-430,196	-1548705,6	141027082,3	451,876
24	13,06	8,55	-381,71	-1374156	139478380,7	390,260
25	4,04	2,145	-335,559	-1208012,4	138104237,3	337,704
26	0,25	0,125	-293,167	-1055401,2	136896810,3	293,292
27,09	0	0	-255,959	-921452,4	135841990,4	255,959

Chapitre II : Etude Hydrologique.

28	0	0	-224,559	-808412,4	134920539,2	224,559
29	0	0	-198,022	-712879,2	134112126,4	198,022
30	0	0	-175,467	-631681,2	133399248	175,467
31	0	0	-156,195	-562302	132767566,4	156,195
32	0	0	-139,643	-502714,8	132205265,2	139,643
33	0	0	-125,358	-451288,8	131702550,9	125,358
34	0	0	-112,971	-406695,6	131251263,3	112,971
35	0	0	-102,182	-367855,2	130844568,4	102,182
36	0	0	-92,743	-333874,8	130476714,7	92,743
37	0	0	-84,452	-304027,2	130142839,2	84,452
38	0	0	-77,14	-277704	128938811,1	77,140
39	0	0	-70,667	-254401,2	129561106,1	70,667
40	0	0	-64,916	-233697,6	129306704,4	64,916
41	0	0	-59,788	-215236,8	12903007,7	59,788
42	0	0	-55,201	-198723,6	128857771,6	55,201
43	0	0	-51,084	-183902,4	128659049,4	51,084
44	0	0	-47,379	-170564,4	128475147	47,379
45	0	0	-44,033	-158518,8	128304584,3	44,033
46	0	0	-41,005	-147618	128146063,8	41,005
47	0	0	-38,257	-137725,2	127998444,4	38,257
48	0	0	-35,756	-128721,6	127860719	35,756
49	0	0	-33,475	-120510	127731996,6	33,475
50	0	0	-31,39	-113004	126711486,9	31,390
51	0	0	-29,479	-106124,4	127498483,1	29,479
52	0	0	-27,724	-99806,4	127392358,9	27,724
53	0	0	-26,11	-93996	127292550,8	26,110
54	0	0	-24,622	-88639,2	127198553,8	24,622
55	0	0	-12,248	-44092,8	127109913,7	12,248
56	0	0	-21,976	-79113,6	127026221,1	21,976
57	0	0	-20,798	-74872,8	126947105,7	20,798
58	0	0	-19,704	-70934,4	126872232,4	19,704
59	0	0	-18,687	-67273,2	126801297,1	18,687
60	0	0	-17,74	-63864	126734023,2	17,740
61	0	0	-16,857	-60685,2	126670158,5	16,857
62	0	0	-16,032	-57715,2	126609473,1	16,032
63	0	0	-15,261	-54939,6	126551756,5	15,261
64	0	0	-14,539	-52340,4	126496815,9	14,539
65	0	0	-13,862	-49903,2	126444474,6	13,862
66	0	0	-12,63	-45468	126394569,8	12,630
67	0	0	-11,56	-41616	126349101,8	11,560
68	0	0	-10,982	-39535,2	126307485,8	10,982
69	0	0	-9,625	-34650	126267957,8	9,625
70	0	0	-9,025	-32490	126233307,8	9,025
71	0	0	-9,356	-33681,6	126200817,8	9,356
72	0	0	-7,423	-26722,8	126170736,2	7,423
73	0	0	-6,632	-23875,2	126144013,4	6,632
74	0	0	-6,152	-22147,2	126120138,2	6,152

Chapitre II : Etude Hydrologique.

75	0	0	-5,516	-19857,6	126097991	5,516
76	0	0	-5,084	-18302,4	126078133,4	5,084
77	0	0	-4,596	-16545,6	126059831	4,596
78	0	0	-4,088	-14716,8	126043285,4	4,088
79	0	0	-3,789	-13640,4	126028568,6	3,789
80	0	0	-3,261	-11739,6	126014928,2	3,261
81	0	0	-2,811	-10119,6	126003188,6	2,811
82	0	0	-2,452	-8827,2	125993069	2,452
83	0	0	-2,025	-7290	125984241,8	2,025
84	0	0	-1,785	-6426	125976951,8	1,785
85	0	0	-1,395	-5022	125970525,8	1,395
86	0	0	-1,154	-4154,4	125965503,8	1,154
87	0	0	-0,984	-3542,4	125961349,4	0,984
88	0	0	-0,723	-2602,8	125957807	0,723
89	0	0	-0,512	-1843,2	125955204,2	0,512
90	0	0	-0,32	-1152	125953361	0,320
91	0	0	-0,1	-360	125952209,1	0,100
92	0	0	0	0	125951849	0,000

D'après ses résultats on prend une largeur du déversoir de 50m correspondant à un débit laminaire de 1360,215 m³/s.

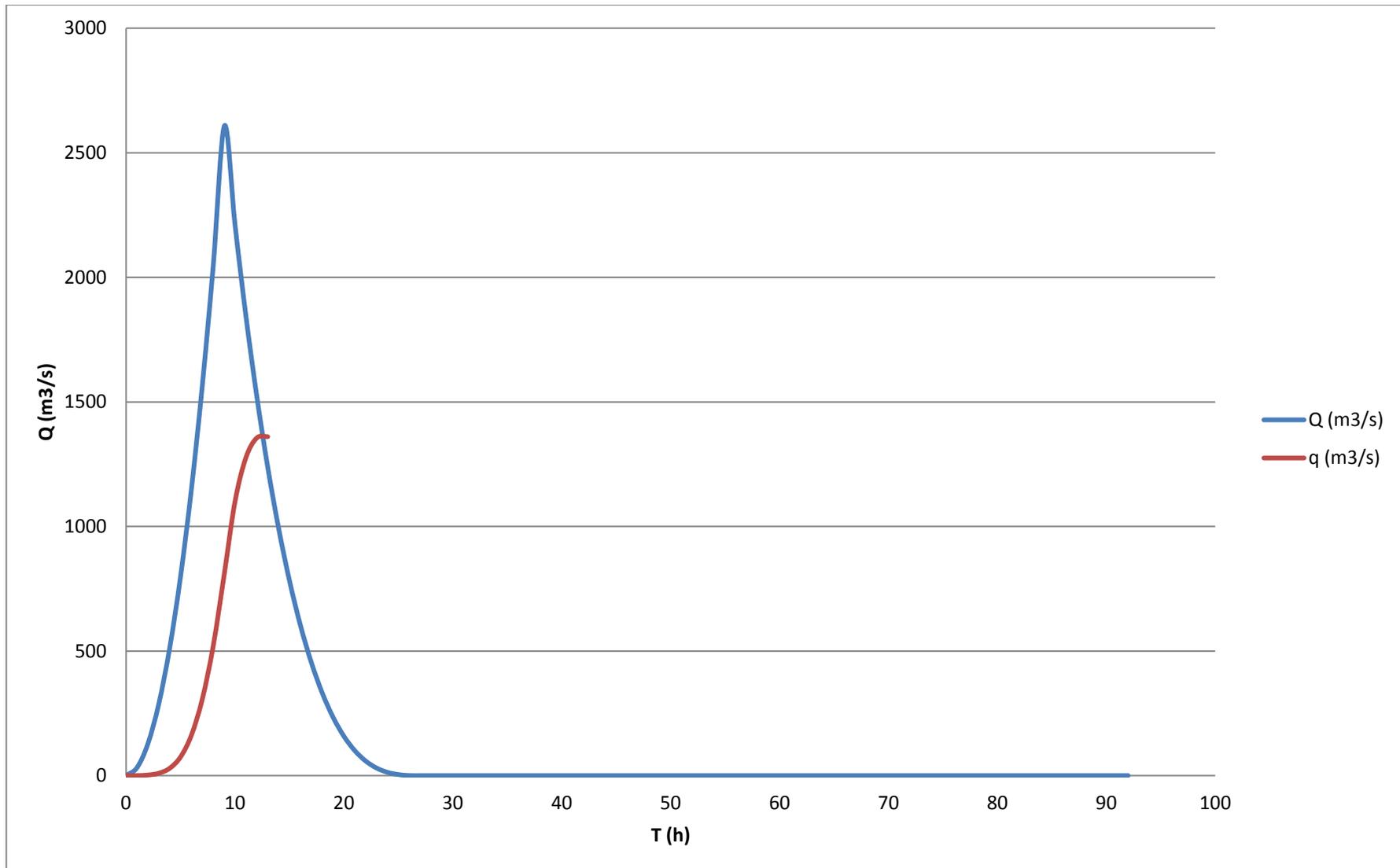


Figure II-25 : Hydrogramme de laminage des Crues.

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Conclusion :

A la finalité de ce chapitre, on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morphométriques du bassin versant, ainsi que les caractéristiques conceptuelles du futur barrage « Kef-Eddir ».

En effet nous avons déterminé les caractéristiques suivantes :

- Côte de la fondation : 49m.NGA ;
- Volume mort : 30Mm³ ;
- Volume utile 95Mm³ ;
- Volume au NNR : 125Mm³ ;
- Côte NNR : 111,3 m.NGA ;
- Côte NPHE : 117,3 m.NGA ;
- Hauteur du barrage : 71,4m ;
- Côte en crête : 120,4m.NGA ;
- Largeur du déversoir : 50m.

Chapitre III :
Etude des variantes de la
digue

Chapitre III : Etude des variantes de la digue.

III-1 Introduction

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de construction de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent 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, on utilise même 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 du sol de fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport d'approvisionnement, et 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 disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autre.

III-2 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 ;

III-3 Le choix du type de barrage

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

a) 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.

b) La morphologie de la vallée :

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de 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.

c) 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.

d) 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 et du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées ultérieurement, et doit être 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.

III-4 Les variantes à choisir

Pour le cas du barrage Kef Eddir, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix :

- **Variante 1 : Barrage en terre homogène.**

C'est le plus simple à réaliser, du faite que l'abondance des gisements d'argile latéritiques dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorable à la confection des remblais étanches et stables. Mais il faut prévoir un drainage très 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 ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

- **Variante 2 : Barrage en terre zoné.**

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 qui s'intercale entre deux recharges (amont-aval) d'un matériau plus perméable et mécaniquement performant.

Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

- **Variante 3 : Barrage en terre à masque.**

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés à cause du manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre,.....Dans ce cas la solution c'est le barrage à masque amont. La résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel que une gèomembrane ou un masque en béton armé ou bitumineux est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité.

On peut exécuter le masque après l'édification du remblai. Le masque est facilement réparé lorsqu'il y a des altérations extérieures mécaniques ou thermiques.....etc.

Chapitre III : Etude des variantes de la digue.

III-5 Fixation du choix définitif du type de barrage

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche. Dans ce cas une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif à 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 réalisé en matériau argileux (limon-argileux) qui pourra être placé au centre de la digue.

Pour le choix de la variante les critères suivants sont à prendre en compte :

- ✓ Facilité de réalisation ;
- ✓ Zones d'emprunts ;
- ✓ Existence de carrières de matériaux de construction ;
- ✓ Distance des zones d'emprunts ;
- ✓ Conditions climatiques (températures, précipitations,...) ;
- ✓ Sismologie ;
- ✓ Volume des matériaux de construction ;
- ✓ Technologie de réalisation, coûts,...

III-6 Conception de la digue

III-6-1 La crête

La crête du barrage en tant qu'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 gros graviers bitumineux.

Et afin d'éviter la stagnation des eaux de pluies, on prévoit une pente de 2% de part et d'autre à partir de l'axe de la crête.

H_b : Hauteur du barrage.

D'où :

$$H_b = NNR - C_r + H_{dév} + R + t = 111,3 - 49 + 6,12 + 2 + 1 = 71,4\text{m}$$

$$\mathbf{H_b = 71,4m}$$

III-6-2 Largeur en crête

La largeur en crête a été calculée dans l'étude d'optimisation, elle est de l'ordre de 10m.

Chapitre III : Etude des variantes de la digue.

III-6-3 Longueur en crête

La longueur en crête est déduite suite à la définition de l'axe de la digue, elle est de :

$$L = 465\text{m}$$

III-6-4 Pente des talus

Pour assurer la stabilité du barrage, les pentes des talus doivent être fixées selon la nature des matériaux qui constitue le barrage, qui par la suite seront vérifiées par calcul de stabilité.

Tableau III-1 : Valeurs indicatives des fruits de talus.

Hauteur du barrage	Type du barrage	Fruits des talus	
		Amont	Aval
H < 5	-Homogène	2.5	2.0
	-A zones	2.0	2.0
5 < H > 10	-Homogène à granulométrie étendue	2.0	2.0
	-Homogène à fort % d'argile	2.5	2.5
	-A zones	2.0	2.5
10 < H > 20	-Homogène à granulométrie étendue	2.5	2.5
	-Homogène à fort % d'argile	3.0	2.5
	-A zones	3.0	3.0
H < 20	-Homogène à granulométrie étendue	3.0	2.5
	-A zones	3.0	3.0

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

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

Ce qui va être vérifié après le calcul de stabilité des talus.

III-6-5 Le volume du corps du barrage

Le volume du corps du barrage est donné par la formule suivante:

$$V_b = \sum V_i \dots\dots\dots(\text{III-1})$$

Tel que :

Chapitre III : Etude des variantes de la digue.

$$V_i = \frac{[w_i - w_{i+1}]}{2} L_i \dots\dots\dots(III-2)$$

V_i : Volume du barrage dans la coupe i ;

W_i : Section transversale du barrage dans la coupe i ;

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

$$w_i = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi} \dots\dots\dots(III-3)$$

b : Largueur du couronnement;

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi} \dots\dots\dots(III-4)$$

m_1 : Pente du talus amont;

m_2 : Pente du talus aval;

$$V_b = 90000 \text{ m}^3$$

III-6-6 Evaluation du prix total des différents matériaux:

Pour un barrage d'une hauteur de 71,4 m avec des pentes de talus $m_1=3$ et $m_2=2.5$, on obtient les résultats des coûts de chaque variante comme suit :

- **Variante 1 : Barrage en terre homogène avec un drain vertical.**

Tableau III-2: coût de la digue (variante 1).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m^3	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m^3	3 757 584,234	350	1 315 154 482
Enrochement	m^3	92 156,0687	4000	368 624 274,8
Transition des drains et filtres	m^3	140 870,3151	800	112 696 252,1
Bitume-gravier	m^3	3 284,82	3000	9 854 460
Argile compacte	m^3	3 479 942,07	1000	3 479 942 070
Recharges T.V.O	m^3	-	1100	-
Montant total = 5 286 271 539 (DA)				

Chapitre III : Etude des variantes de la digue.

- **Variante 2 : Barrage en terre zoné.**

Tableau III-3: coût de la digue (variante 2).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	3 757 584,234	350	1 315 154 482
Enrochement	m ³	92 156,0687	4000	368 624 274,8
Transition des drains et filtres	m ³	98 889,412	800	79 111 529,6
Bitume-gravier	m ³	3 284,82	3000	9 854 460
Argile compacte	m ³	459 069,3796	1000	459 069 379,6
Recharges T.V.O	m ³	2 988 713,934	1100	3 287 585 327
Montant total = 5 519 399 453 (DA)				

- **Variante 3 : Barrage en enrochements avec un masque amont en géomembrane.**

Tableau III-4: coût de la digue (variante 3).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	3 757 584,234	350	1 315 154 482
Enrochement	m ³	3 589 009,661	4000	14 356 038 644
Transition des drains et filtres	m ³	46 702,898	800	37 362 318,4
Bitume-gravier	m ³	3 284,82	3000	9 854 460
Argile compacte	m ³	-	1000	-
Recharges T.V.O	m ³	-	1100	-
Montant total = 15 718 409 904 (DA)				

Chapitre III : Etude des variantes de la digue.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus, il apparait clairement que nous ne pouvons que nous orienter vers la Variante N°1 du barrage en terre homogène, car elle est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement, la digue sera donc constituée entièrement et uniquement d'argiles imperméables provenant de la zone d'emprunt. D'après les normes de construction, la zone d'emprunt doit fournir au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec les qualités requises pour leur utilisation.

Seulement suite aux résultats des puits de reconnaissance pour les matériaux de construction, il ressort que la quantité totale d'argile disponible est d'environ 800 000 m³, ce qui est loin du volume de remblai nécessaire qui est de l'ordre de 3 479 942 m³. C'est pourquoi, notre choix c'est orienté vers la Variante N°2 (i.e. barrage en terre zoné).

Chapitre IV :
Etude détaillée de la variante
choisie de la digue

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

IV-1 Conception de la digue

La digue du barrage KEF-EDDIR est en terres zonées, avec une hauteur totale de 71.4m.

La largeur en crête est de 10m, et les fruits des talus amont et aval sont données successivement de (3,2.5) , la digue dispose de quatres bermes aux côtes 60m.NGA ,75m.NGA, 90m.NGA ,105m,NGA.

VI-1-1 La revanche

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues, ces derniers qui dépendent essentiellement de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau. Ainsi que, de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont.

Dans notre cas, la hauteur de la revanche est obtenue dans le chapitre 2 (l'étude hydrologique), où nous avons opté pour une revanche **R = 2 m**.

IV-1-2 Hauteur du barrage

La hauteur du barrage est obtenue par la relation suivante:

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots (IV-1)$$

NNR : La côte au niveau normal de la retenue (m) ;

C_f : La côte du fond (m) ;

R : Revanche (m) ;

t : Le tassement (m).

$$H_b = 111,3 - 49 + 6,1 + 2 + 1 = 71,4m.$$

$$\mathbf{H_b = 71,4m}$$

IV-1-3 Largeur en crête

La largeur en crête a été fixée à : **lc= 10m**.

IV-1-4 Longueur en crête

La longueur en crête (L) est tirée à partir du plan de l'aménagement, elle est égale à:

$$\mathbf{L = 465 m}$$

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

IV-1-5 Pentes des talus

Les pentes de talus ont déjà été estimées dans le chapitre précédent en fonction de la hauteur du barrage, ils ont les valeurs suivantes :

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

IV-1-6 Les bermes

Pour les barrages de grande hauteur on prévoit des bermes, ces derniers servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction en donnant l'accès à tout endroit du bief.

Les bermes prévues pour le barrage de Kef-Eddir sont définies dans le tableau IV-1 :

Tableau IV-1 : Les bermes.

Bermes	Côtes	Amont	Aval	Largeur
1^{ère} berme		60 m NGA	60 m NGA	3 m
2^{ème} berme		75 m NGA	75 m NGA	3 m
3^{ème} berme		90 m NGA	90 m NGA	3 m
4^{ème} berme		105 m NGA	105 m NGA	3 m

IV-1-7 Classification de l'ouvrage

Cette classification est basée sur la hauteur du barrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture du barrage.

Dans notre cas, la classification de notre barrage a été réalisé ont se basant sur le tableau IV-2 suivant :

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

Tableau IV-2 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.

Type de sol de fondation	Classe des barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteur de barrage(m)			
Sol 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 IV-2, le barrage de Kef-Eddir est considéré de **classe II**.

IV-2 Protection des talus

Les talus doivent être protégés contre les dangers naturels: l'érosion provoquée par le batillage des vagues, le ruissellement des eaux de pluies et l'action des vents.

- **Talus aval:**

Le talus aval sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser, immédiatement, après l'achèvement des travaux de terrassement tout en ayant soins, de recouvrir le parement d'une couche **d'enrochement d'épaisseur de 30 cm** pour plus de sécurité.

- **Talus amont:**

L'enrochement en vrac est la solution la plus couramment utilisée pour la protection du talus amont exposé au batillage des vagues. C'est également la solution la plus économique pour n'importe quel type de barrage en terre.

Les dimensions de l'enrochement sont déterminées par les méthodes suivantes :

a) **1^{ère} méthode –TVA– (Méthode de Tennesse-Valley-Authority):**

$$e = cv^2 \dots\dots\dots(IV-2)$$

e: Epaisseur de l'enrochement (m).

v: Vitesse de propagation des vagues. $v = 3.16$ (m/s).

c: Coefficient dépendant de la pente des talus et du poids spécifique (ρ) de l'enrochement.

$$\rho = 2,5 \text{ g/cm}^3.$$

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

Tableau IV-3: Valeurs de c selon le poids spécifique et la pente du talus.

Pente du talus	Valeurs de c pour différents poids spécifiques		
	$\rho = 2.5 \text{ (g/cm}^3\text{)}$	$\rho = 2.65 \text{ (g/cm}^3\text{)}$	$\rho = 2.80 \text{ (g/cm}^3\text{)}$
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

On tire $c = 0.028$ et on déduit une épaisseur d'encrochement $e = 0.28\text{m}$.

b) 2^{ème} méthode:

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

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

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimal de la couche d'encrochement (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

La hauteur des vagues moyennes est de l'ordre de 1,36m.

D'où : $1,2 < H < 1,8 \text{ m}$

$$e = 0,55 \text{ m.}$$

$$D_{\min} = 0,4 \text{ m.}$$

Conclusion :

En analysant les résultats obtenus, on opte pour une épaisseur d'encrochement $e=50\text{cm}$, ayant un diamètre moyen de $D_{\text{moy}} = 40\text{cm}$.

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

IV-3 Dimensionnement du noyau pour un barrage zoné

L'étanchéité du barrage à zones est assurée par un noyau en argile imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

IV-3-1 Hauteur du noyau

La hauteur du noyau est donnée par la formule suivante:

$$H_n = H_b - 1 \dots \dots \dots (IV-3)$$

$$H_n = 70,4 \text{ m}$$

IV-3-2 Largeur en crête et en base du noyau

a) Largeur en crête du noyau (en tête):

La largeur en crête minimale du noyau est : $l_n = 8 \text{ m}$.

b) Largeur en base du noyau :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta m} \leq I_{adm} \dots \dots \dots (IV-4)$$

Avec : $\Delta H = H_n$ et $\Delta m = (L_n + l_n)/2$

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

L_n : Largeur à la base du noyau (m).

Le tableau IV-5 nous permet de choisir les valeurs de I_{adm} :

Tableau IV-5 : Valeur de I_{adm} en fonction du type de l'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,5	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Le barrage de Kef Eddir appartient à la II^{ème} classe, alors :

$$I_{adm} = 1,5$$

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

$$I = \frac{70,4}{2(8+m*70,4)} < 1,5$$

$m > 0,22$ on prend : $m=0,25$

$$L_n = l_n + 2m * H_n \dots\dots\dots(IV-5)$$

$$L_n = 43,2m$$

Le noyau est ancré dans la fondation à une profondeur égale à 5,5m.

IV- 4 Etanchéité de la fondation

La clé d'étanchéité du barrage Kef Eddir, est prévue dans la continuité du noyau en argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue. La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau imperméable. Elle a les dimensions suivantes :

La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 5,5m.

La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m= 1$.

IV- 5 Drainage du barrage

Le choix du type de drain s'est fait sur la base de deux critères :

- Un sol homogène imperméable marneux ou argileux pouvant renfermer des pressions interstitielles considérables.
- Le talus aval du barrage est toujours sous menace des déformations dues aux pressions (sous-pressions et pressions interstitielles), et aux infiltrations

Afin d'éviter le danger qui peut être causé par ces deux critères, on prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois :

- La dissipation des pressions interstitielles renfermées par la fondation ainsi que par la digue.
- L'interception du débit de fuite sans dégâts.

Les dispositifs drainant les plus appropriés pour remplir ces fonctions lors de la conception d'une digue zonée sont : **Un drain prisme et un drain tapis.**

a) Dimensionnement du Drain tapis:

$$L_d = 1/4.L_b \dots\dots\dots(IV-6)$$

L_d : Longueur du drain tapis (m).

L_b : Largeur transversale du barrage ($L_b= 442,7m$).

On trouve **$L_d = 110,7m$** .

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

b) Dimensionnement de prisme:

- Hauteur:

$$h_p = (0,15 \div 0,2) h_b \dots\dots\dots (IV-7)$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b=71,4m$)

On prend $h_p = 0,15 \cdot h_b$

Ce qui nous donne: $h_p=10,7m$

On prend : **$h_p= 11m$** .

- Fruits des talus :

$m_1 = (1 \div 1.75)$ on prend $m_1 = 1$.

$m_2 = (1.5 \div 2.5)$ on prend $m_2 = 2,5$.

- Largeur en crête:

$$b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr} \dots\dots\dots (IV-8)$$

On prend $b_p = 1/3 \cdot h_{dr}$

Ce qui donne: **$b_p = 2,75m$**

On optera pour une valeur de **$b_p = 3m$** .

- Largeur en base :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2) \cdot h_p \dots\dots\dots (IV-9)$$

$$\mathbf{B_p = 41,5 m}$$

IV-6 Calcul des filtres

La fonction du filtre est de retenir les particules du noyau et de la fondation qui pourraient être emportées par les forces de percolations. Le filtre permet donc d'empêcher :

- la suffusion par le transport de matériaux à l'intérieur du filtre,
- l'érosion par l'échange des matériaux à la frontière du filtre,
- le colmatage à la surface du filtre,

IV-6-1 Disponibilité des matériaux

Le tout-venant de l'oued (TVO) ne respecte pas les critères du filtre en termes de rétention des particules argileuses du noyau et ne peut donc pas être utilisé comme filtre sans traitement préalable.

Dans le but de déterminer des zones potentielles de production de sable fin utilisables pour les filtres, une campagne de reconnaissance complémentaire a été réalisée au mois de

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

février 2003. Cette campagne a permis de trouver quelques zones de faible potentiel à environs 1,5km en amont de l'axe du barrage. La zone d'emprunt la plus prometteuse se trouve à environs 1,5km de l'axe du barrage de Kef Eddir.

Le sable se présente en bancs de plus de 2,5m d'épaisseur. Le sable est propre et il peut être utilisé tel qu'il est trouvé dans la nature. Le volume estimé entre le site amont et le site aval est de l'ordre de 30 000m³. Ce volume n'est pas suffisant pour satisfaire tous les besoins de la réalisation. En aval de l'oued Damous, du TVO assez riche en sable a été identifié. Il serait possible de produire du filtre à partir du traitement de ce TVO.

IV-6-2 Critères du filtre

L'exigence primordiale des filtres aux sols est qu'ils doivent vérifier les conditions de l'absence du phénomène de Renard (Terzaghi ,1942).

- Condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{85}} > 5$ (IV-10)

- Condition de non entraînement des fines $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$ (IV-11)

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante : $4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15}$

- Condition de parallélisme des courbes granulométriques $\frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 25$(IV-12)

- Condition de coefficient d'uniformité du filtre $\frac{D_{60}}{d_{10}} \leq 20$(IV-13)

D₁₅ : diamètre du filtre.

d₁₅ : Diamètre du sol à protéger.

IV-6-3 Détermination de la courbe granulométrique des filtres

Selon les deux critères cités ci dessous :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \text{(IV-14)}$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \text{(IV-15)}$$

On trace les limites des couches de filtre avec :

- D₁₅, D₅₀ : diamètre de filtre.

-

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

- d_{15} , d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

La granulométrie du sol à protéger :

$$d_{15} = 0,0002 \text{ mm ;}$$

$$d_{50} = 0,002 \text{ mm;}$$

$$d_{85} = 0,04 \text{ mm.}$$

La première couche de filtre est entre les terres du corps du barrage et la première couche de drain avec les limites suivantes :

$$0,024 \text{ mm} < D_{15} < 0,08 \text{ mm;}$$

$$0,24 \text{ mm} < D_{50} < 3,8 \text{ mm;}$$

La courbe granulométrique moyenne de cette première couche est :

$$D_{15} = 0,052 \text{ mm.}$$

$$D_{50} = 2,02 \text{ mm.}$$

La deuxième couche des filtres est déterminée en fonction de la courbe granulométrique moyenne de la première couche:

$$0,011 \text{ mm} < D_{15} < 0,037 \text{ mm}$$

$$0,15 \text{ mm} < D_{50} < 2,5 \text{ mm}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche du filtre est :

$$D_{15} = 0,024 \text{ mm.}$$

$$D_{50} = 1,33 \text{ mm.}$$

IV-6-4 Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres

a) Filtre 1 :

- **Condition 1 : absence du phénomène de renard**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[3]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots(\text{IV-16})$$

Avec :

$$n = n_0 - (0,1 \text{Log } \eta);$$

D'après la courbe granulométrique du sable:

$$D_5 = 0,03 \text{ mm ; } D_{10} = 0,04 \text{ mm;}$$

$$D_{17} = 0,060 \text{ mm ; } D_{60} = 2,0 \text{ mm;}$$

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

$$\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 50 \text{ Coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n_0 = 0,45 \text{ d'où } n = 0,30 ;$$

$$D_5 / D_{17} = 0,5 > 0,38$$

La condition est vérifiée, donc pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2: Terzaghi 1942

Selon la condition suivante de Terzaghi :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,052}{0,04} = 1,3 < 4$$

D'après le résultat trouvé la condition de TERZAGUI est **vérifiée**.

b) Filtre 2 :

- **Condition 1 : Vérification de l'absence du phénomène de RENARD dans le sol des filtres:**

Pour qu'il n'y ait de phénomène du RENARD il faut que:

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

avec

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0,75 > 0,4 \text{ pour } n = 0,278; \quad \eta = 60,20$$

La condition 1 est **vérifiée**, donc il n'y a pas de phénomène de renard dans le sol.

- **Condition 2 : Terzaghi 1942 (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,024}{0,04} = 0,6 < 4$$

La condition est **vérifiée**, donc, pas de zone de transition.

Conclusion :

On prévoit :

- ✓ Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 20cm.
- ✓ Une deuxième couche de filtre en gravier d'épaisseur = 20cm.
- ✓ L'enrochement d'épaisseur = 50cm.

IV-7 Etude des infiltrations

IV-7-1 Tracé de la ligne de saturation

Dans ce type d'ouvrage, le noyau étanche a une perméabilité beaucoup plus faible que les recharges amont et aval, on montre que l'on peut également modéliser les lignes de courant dans le noyau par des paraboles en considérant comme parfaitement perméable la recharge amont.

Donc on utilise la méthode simplifiée de la parabole de KOZENY ; cas d'un barrage à zones sur fondation imperméable.

La parabole de la courbe de Kozeny s'écrit comme suit:

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots(IV-17)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(IV-18)$$

Avec :

d: Largeur en base du noyau.

b: Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

h: La hauteur d'eau en amont.

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point « C₀ » à une distance « a » du foyer « O » et une distance « a+Δa » du point d'intersection « C₀ » de la parabole de KOZENY avec le talus aval.

D'après CASAGRANDE, « a » ne dépend que de la distance focale de la parabole de base et de l'angle θ du talus aval, il a dressé la courbe de variation de C, telle que :

$$C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} \dots\dots\dots(IV-19)$$

en fonction de θ , d'où on peut déterminer « C₀ ».

Pour avoir la ligne de saturation, il suffit de relier la parabole de base au point « C₀ » et « b » par une courbe normale au parement amont en « b » et tangente à la parabole.

b : Le point d'intersection du talus amont avec le plan d'eau.

On a : $d = L_b - 0,7b = 36,85\text{m}$.

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d ; \text{ Donc : } y_0 = 35,53\text{m}.$$

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

L'équation de la parabole s'écrit :

$$Y^2 - (36,85)^2 - 73,7X = 0$$

D'où :
$$Y^2 = 73,7X + 1357,92$$

Les coordonnées de la parabole sont données dans le tableau IV-6:

Tableau IV-6 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.

X	Y	X	Y
-19,4	0,00	11	48,56
-19	5,54	14	50,90
-16	16,23	17	53,14
-13	22,28	20	55,29
-10	27,00	23	57,35
-7	31,01	26	59,35
-4	34,56	29	61,28
-1	37,78	32	62,15
2	40,74	35	64,96
5	43,51	38	66,73
8	46,10	41	68,45

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du noyau « C » est déterminé par l'équation :

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots (IV-20)$$

Δa : La distance « DC ».

α : L'angle de face aval du noyau avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de CASAGRANDE (Voir Annexe), on détermine $C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a}$.

On a : $\alpha = 73^\circ$ d'où : $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,28$ et : $a + \Delta a = 52,08m$.

D'après l'équation :

$$\alpha = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cotg^2 \alpha} \dots\dots\dots \alpha \leq 30^\circ$$

$$\alpha = y_0 \frac{1 - a_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots 30^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$$

On aura : $\alpha = 39,42m$

D'où : $\Delta a = 15,34m$

Connaissant α et Δa , on peut tracer le profil de la ligne de saturation.

IV-7-2 Calcul du débit d'infiltration

IV-7-2-1 Calcul du débit de fuite à travers le drain

Le débit de fuite à travers le noyau est déterminé par la formule suivante :

$$q_d = K_n \cdot Y_0 \dots\dots\dots (IV-21)$$

Avec :

$$Y_0 = \left(\sqrt{h^2 + d^2} - d \right) \dots\dots\dots (IV-22)$$

q_d : Débit de fuite (m³/s/ml).

K : Coefficient de perméabilité en (m/s).

$$Y_0 = 36,85 \text{ m.}$$

$$K = 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$q_d = 3,685 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

IV-7-2-2 Calcul du débit de fuite à travers la fondation

Dans ce cas, on considère le débit de fuite à travers la clé d'étanchéité donné par la formule :

$$q_p = K \cdot \frac{H(h-h')}{B+2h'} \dots\dots\dots (IV-23)$$

K : Coefficient de perméabilité horizontal a travers la fondation (K= 10⁻⁷m/s)

H : Charge d'eau à l'amont H = 62,3m.

h : Profondeur de la couche perméable de la fondation h = 5,5m.

h' : Profondeur d'une parafouille (P=5m).

B : épaisseur de base de la zone imperméable B = 426,7m.

Donc le débit de fuite à travers la fondation sera :

$$q_p = 7,123 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s/ml}.$$

IV-7-2-3 Débit total d'infiltration

Le débit partiel d'infiltration et le débit à travers le noyau et la recharge est donné par :

$$q_T = q_d + q_p \dots\dots\dots (IV-24)$$

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

On trouve: $q_T = 3,692 \cdot 10^{-6} \text{ m/s/ml}$.

Alors le débit total sera $Q = q_T \cdot L$

L : longueur en crête du barrage $L = 464,94 \text{ m}$.

Ce qui donne la valeur de: $Q = 1,717 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$.

Ces valeurs de débit de fuite sont sensiblement négligeables par rapport au volume d'eau stocké.

IV-7-3 Vérification de la résistance à l'infiltration

- **Corps du barrage :**

La vérification de la résistance d'infiltration dans le corps du barrage est effectuée d'après la condition :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} \leq I_{adm} \dots\dots\dots(\text{IV-52})$$

δn : Epaisseur moyenne de la digue = 56,95m.

ΔH : Perte de charge a travers le barrage $\Delta H = h = 220\text{m}$

$$I = 0,28$$

I : Gradient hydraulique admissible tiré du IV-7 :

Tableau IV-07 : Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,00
Limon sableux	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

$$I_{adm} = 1,6$$

Donc $I < I_{adm}$, la condition est vérifiée.

La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

- **Fondation du barrage :**

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (IV-26)$$

avec :

I_{cr} : Gradient d'infiltration critique donné par le **Tableau IV-8**.

K_s : Coefficient de sécurité déterminée d'après le **Tableau IV-9**.

Tableau IV-8: Le gradient d'infiltration critique.

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

Tableau IV-9 : Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage

La classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
K_s	1,25	1,20	1,15	1,10

On obtient :

$$K_s = 1,20.$$

$$I_{cr} = 1,2.$$

I_f : Gradient d'infiltration dans la fondation donné par :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots(IV-27)$$

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

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

H : charge d'eau (62,3 m).

L : longueur à la base du barrage.

$$\text{On a donc : } I_f = \frac{62,3}{426,7 + 0,88 * 5} = 0,14 \text{ et puisque : } \frac{I_{cr}}{K_s} = \frac{1,2}{1,2} = 1 \geq I_f$$

La résistance d'infiltration de la fondation est **assurée**.

IV-8 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 elle utilise le cas le plus défavorable.

Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

- Cas 1 : Retenue au niveau normal ;
- Cas 2 : Vidange rapide;
- Cas 3 : retenue en fin de construction.

IV-8-1 Conséquences de l'instabilité des talus

L'instabilité des talus peut causer plusieurs dégâts qui sont principalement :

- 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).

IV-8-2 Méthode grapho-analytique de FELLENIUS

Pour l'utilisation de cette méthode, on doit respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Déterminer le talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- Déterminer la zone du centre du cercle de glissement, pour cela FONDEEV a recommandé de disposer le centre du cercle de glissement dont les limites sont définies par deux cercles de rayons, Rmin et Rmax donnés par le tableau IV-10.

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

Avec : $R_1 = K_1 H_b$ (IV-28)

$R_2 = K_2 H_b$ (IV-29)

Tableau IV-10 : détermination des rayons max et min de la zone des cercles critiques.

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
K1=R1/Hb	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
K2=R2/Hb	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

Hb : Hauteur totale du barrage (Hb= 71,4 m).

Sachant que : m1= 3 et m2 = 2,5.

On obtient les résultats présentés dans le tableau IV-11 :

Tableau IV-11 : Résultats des paramètres des cercles critiques.

Talus	Pente du Talus	K ₁	K ₂	R ₁ (m)	R ₂ (m)
Amont	1 :3	1	2,3	71,4	164,22
Aval	1 :2,5	0,875	2,025	62,48	144,59

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en plusieurs tranches verticales de largeur égales.

Le coefficient de sécurité à la stabilité est égal :

$$KS = M_{resist} / M_{mot} \dots \dots \dots (IV-30)$$

M_{resist}: les moments résistants.

M_{mot}: les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération. Cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

Tableau IV-12 : les valeurs admissibles des coefficients de sécurité

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

Notre barrage fait partie de la IIème classe, le coefficient admissible sera donc :

Sans séisme : $K_{ss.adm} = 1,20$

Avec séisme : $K_{as.adm} = 1,10$

IV-8-3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

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 :

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i) \dots\dots\dots(IV-31)$$

Avec :

- **h1, h2, h3: 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.**

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression

suivante :
$$\gamma_s = (1-n)\gamma_{sp}(1+W) \dots\dots\dots(IV-32)$$

Avec :

- **γ_{sp} : poids volumique spécifique du sol.**
- **W : teneur en eau en fraction de l'unité.**
- **n : porosité du sol en fraction de l'unité.**

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$$\gamma_{s.s} = (1-n)(\gamma_{sp} - \gamma_w) \dots\dots\dots(IV-33)$$

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

Avec :

- γ_w : poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'une vidange rapide, nous utilisons le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé qui est donné par la formule ci-après:

$$\gamma' = (\gamma_{s.s} - 1) \dots\dots\dots(IV-34)$$

Le poids « G_i » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = G_i \cos \alpha = b\gamma_s \sum h_i \cos \alpha \dots\dots\dots(IV-35)$$

$$T_n = G_i \sin \alpha = b\gamma_s \sum h_i \sin \alpha \dots\dots\dots(IV-36)$$

Avec :

N_n : composante normale stabilisatrice.

T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \quad \text{et} \quad \cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

a) Force de pression interstitielle :

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

$$U_i = \gamma_w * h * dl \dots\dots\dots(IV-37)$$

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

b) Forces de cohésion :

$$F_c = C * dl \dots\dots\dots(IV-38)$$

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

Avec :

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

C : cohésion du sol considéré.

c) Forces de frottement :

$$F_f = (N_n - U_i dl) \text{tg} \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i dl) \text{tg} \varphi \dots\dots\dots(IV-39)$$

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

Avec :

φ : Angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

d) Force sismique :

$$T'_n = a * G_i \dots\dots\dots(IV-40)$$

Avec :

G_i : Poids de la tranche.

a : Coefficient de séisme. $a= 0.4g$

IV-8-3-1 Classement des forces

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

A. Les forces stabilisatrices

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M^t_{résistant} = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha) - U_i \cdot l_i) \operatorname{tg} \varphi_i] \dots\dots\dots(IV-41)$$

B. Les forces déstabilisatrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M^t_{moteur} = \sum_{i=1}^n R * W_i * \sin \alpha = R \sum_{i=1}^n W_i * \sin \alpha \dots\dots\dots(IV-42)$$

C. Coefficient de sécurité admissible

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s'agit de conclure si l'ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d'après l'expérience et, il varie selon le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle.

Tableau IV-13 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles

Coefficient	Valeur
Coefficient de stabilité admissible sans	1.20

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

séisme	
Coefficient de stabilité admissible avec séisme	1.10

IV-8-3-2 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient de sécurité «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

A. Retenue vide (fin de construction)

L'étape la plus critique se situe juste à la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

Le calcul se fait pour le talus amont et le talus aval.

Sans séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (IV-43)$$

Avec séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (IV-44)$$

B. Retenue pleine

Le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

Sans séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (IV-45)$$

Avec séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (IV-46)$$

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

Avec :

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

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

C. vidange rapide

La vidange rapide est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

Pour ce type de fonctionnement nous effectuerons les calculs seulement pour le talus amont.

Sans séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (\text{IV-47})$$

Avec séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * d_{ni})} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\operatorname{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * d_{ni})} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (\text{IV-48})$$

Tableau IV-14: Caractéristique géotechniques du sol.

Paramètres	γ_d (t/m ³)	γ' (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	φ°	C (t/m ²)
Valeurs	1,7	1	2,1	2,2	22°	2,0

Le tableau IV-15 montre les valeurs des coefficients de sécurité pour les trois (3) cas de fonctionnement:

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

Tableau IV-15 : Valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation			Coefficient de sécurité	
			Sans séisme	Avec séisme
Cas de fin de construction	Talus amont	R = 184.42 m	2.08	1.24
		R = 203.9 m	2.43	1.38
		R=155.35 m	2.44	1.43
	Talus Aval	R=162.16 m	1.85	1.16
		R=192.81 m	2.20	1.31
		R=147.32 m	1.88	1.18
Cas d'exploitation normal	Talus Aval	R=162.16 m	1.87	1.16
		R=192.81m	2.22	1.32
		R=147.32m	1.94	1.20
Cas de Vidange rapide	Talus amont	R = 184.42 m	2.10	1.25
		R = 203.9 m	2.42	1.38
		R=155.35 m	2.47	1.44+

On remarque que la stabilité est assurée dans tous les cas de sollicitation, puisque les valeurs des coefficients de sécurité sont toujours supérieures ou égale aux valeurs admissibles que ce soit dans le cas de calcul sans séisme ($K_{ss} = 1.20$) ou le cas avec séisme ($K_{as} = 1.1$).

Conclusion

Dans ce chapitre, on a commencé tout d'abord par le dimensionnement de la digue zonée et du noyau, ces dimensions se présentent comme suit :

- Hauteur du barrage : 71,4m.
- Largeur de la crête du barrage : 10m.
- Hauteur du noyau : 70,4m.
- Largeur en crête du noyau : 8m.
- Les pentes de talus amont et aval ont été déterminées $m_1=3$ et $m_2=2,5$ respectivement.

Chapitre IV : Etude détaillée de la variante choisie de la digue

- Quatre (4) bermes, en matériau synthétique de 3m de largeur chacune, ont été prévus pour chaque talus.

Ensuite, pour le drainage du barrage, on a opté pour un drain prisme de 11m de hauteur et de 41,5m de largeur en base, et un drain tapis de 110,7m de largeur, ainsi que deux couches de filtres en sable et en gravier.

Après ça, on a calculé le volume des infiltration totale qui est de $1,717 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ et qui a été jugé négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

Et pour finir nous avons vérifié la stabilité par la méthode de FELLINIUS.

Chapitre V :
Organisation des travaux de
chantier

Chapitre V : Organisation des travaux de chantier.

Introduction

L'organisation de chantier à pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

V-1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégageant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes :

V-1-1 Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

V-1-2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciment nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

V-1-3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font 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.

Chapitre V : Organisation des travaux de chantier.

V-1-4 Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

V-1-5 les moyens de chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci après :

- a) les compacteurs à pneus ;
- b) les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;
- c) les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- a) la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
- b) la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloigné du barrage ou a un relief très marqué.

V-2 Planification

V-2-1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, 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.

V-2-2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

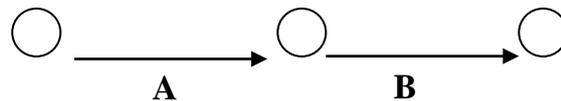
V-2-2-1 Méthodes basées sur le réseau

V-2-2-1-1 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 flèches

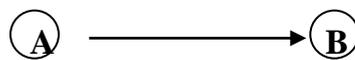
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- Réseau à nœuds

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.

V-2-2-1-2 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.

Chapitre V : Organisation des travaux de chantier.

- ◆ 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 ;

V-2-2-1-3 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

V-2-2-3 les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

V-2-2-3-1 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.

V-2-2-3-2 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.

V-2-2-3-3 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.

V-2-3 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Chapitre V : Organisation des travaux de chantier.

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 :

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

V-2-3-1 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 :

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

V-2-3-2 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:

$$\mathbf{T = \frac{Q \cdot N}{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

V-2-4 les plannings

Il existe trois types de plan de travail :

V-2-4-1 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.

V-2-4-2 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).

V-2-4-3 Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au 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).

V-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 à bonne économie la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action 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 asservi 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.

Chapitre V : Organisation des travaux de chantier.

V-4 Symboles des différentes opérations

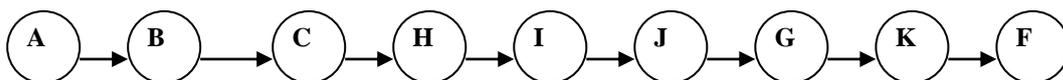
Ces symboles sont consignés dans le tableau V-1 :

Tableau V-1 : symboles des opérations

Travaux	Opérations	Duré (mois)
Installation de chantier	A	5
Réalisation de la galerie de dérivation	B	5
Réalisation du batardeau	C	5
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	3
Exécution du bassin d'amortissement	E	3
Excavation de l'évacuateur de crue	F	6
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	6
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	5
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	3
Remblais de la clé d'encrage	J	3
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	10
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	10
Équipements hydromécaniques	M	3
Travaux de finition	N	6

V-5 Détermination du chemin critique

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant une marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 5+5+5+3+3+3+3+10+3+6 = 46 \text{ mois.}$$

Soit l'équivalent de 3ans et 10mois.

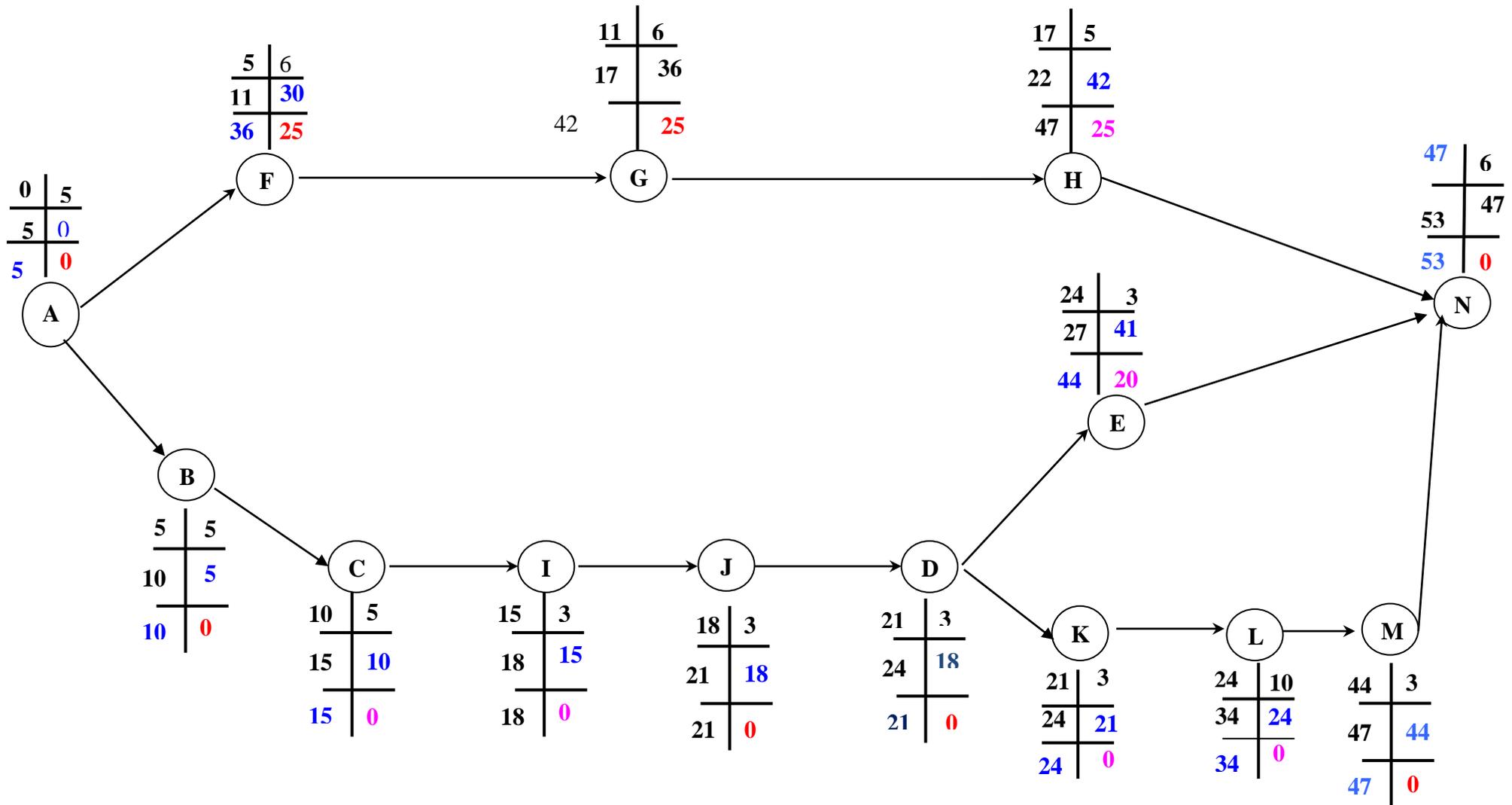


Figure V-1 : Réseau à nœud.

Conclusion

La durée des travaux du chantier du barrage Kef-Eddir à été calculé par le chemin critique de la méthode des nœuds, elle est d'environ 5ans

Chapitre VI :
Règles de recommandations
de sécurité aux travaux de
chantier

VI-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.

VI-2 Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de facilité.

Causes techniques :

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

VI-3 Conditions dangereuses dans le chantier

Installation non protégée ou mal protégée.

- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VI-4 Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VI-5 Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

VI-6 Comité 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.

VI-7 Instructions structurelles sur la sécurité

VI-7-1 Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier

Quoi qu'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.

VI-7-2 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 maitre 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.

VI-8 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 leurs résultat seront enregistrés 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 chaines, câbles ou 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.

Les installations, les dispositifs, le matériel ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporter les charges et les efforts auxquels ils sont soumis.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvre sur des chantiers doit être assurée d'une manière efficace.

VI-9 Conclusion

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de pallier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une telle construction.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons essayé de traiter l'étude des variantes de la digue du barrage de Kef-Eddir. Bien qu'elle soit menée à son terme, elle est loin d'avoir été sans difficultés car elle nous a montré que la réalisation d'un barrage est une tâche complexe, du fait qu'il se trouve dans un point de rencontre de plusieurs spécialités telles que la géologie, hydrologie, mécanique des sols ...etc.

Cette étude nous a permis de ressortir les conclusions suivantes :

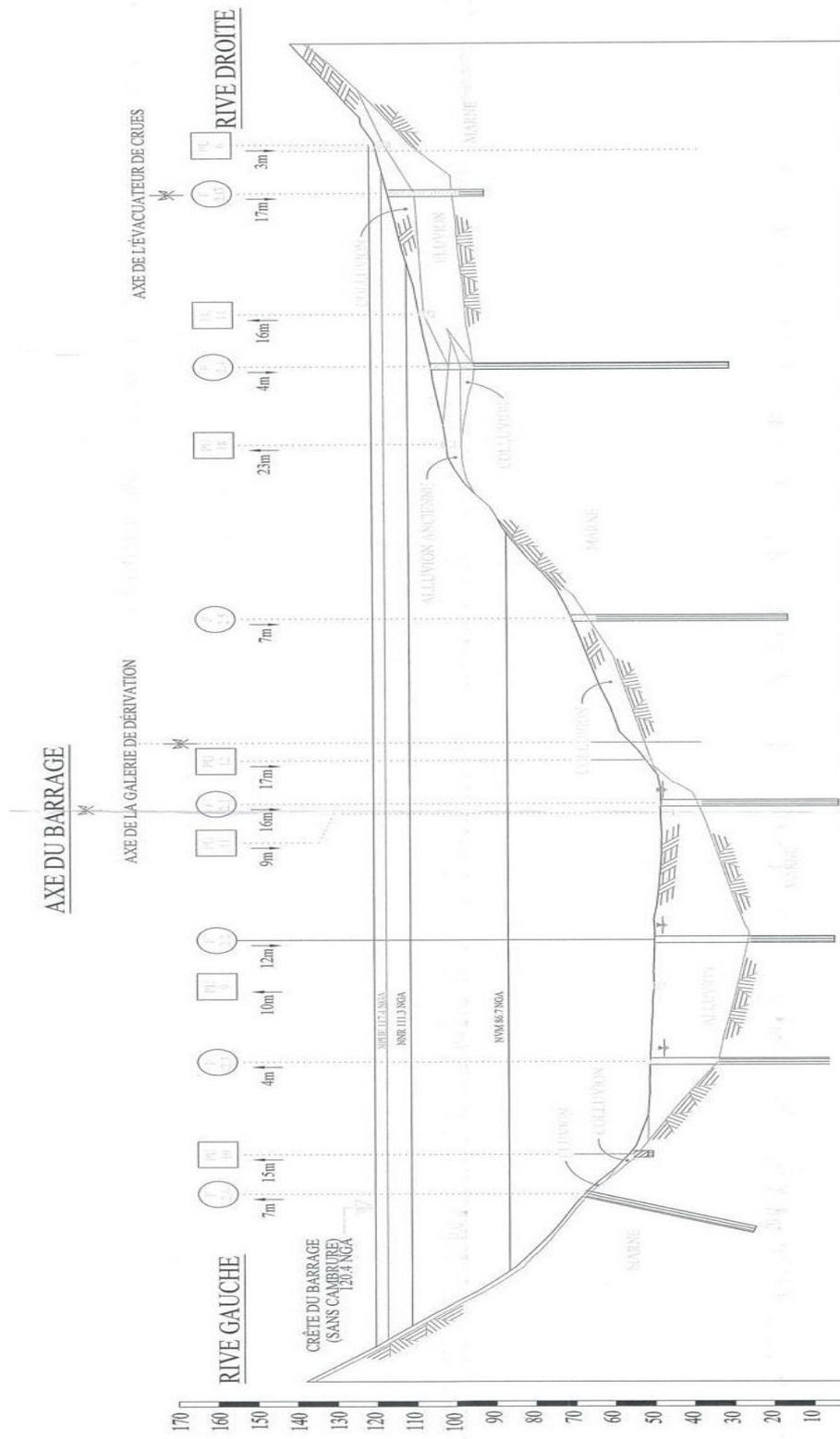
- ✓ Le modèle géologique fourni par le bureau d'étude TECSULT doit être vérifié et renforcé à l'aide d'une campagne de reconnaissance beaucoup plus approfondie.
- ✓ Le choix du type du barrage s'est porté sur un barrage en terre zoné, suite à une analyse comparative entre plusieurs types (barrage en terre homogène, barrage en terre zoné, barrage en terre à masque amont), le choix s'est porté sur la variante présentant le meilleur compromis technico-économique.
- ✓ La situation des zones d'emprunt à proximité du site justifie largement le choix de la variante adoptée.
- ✓ La hauteur du barrage est 71,4 m à partir de la fondation avec un fruit de talus amont 3 et aval 2,5.
- ✓ La côte de la retenue normale est fixée à 111,3 m NGA, pour une capacité totale de 125 Mm³ dont 30 Mm³ sont destinés pour le volume mort.
- ✓ La côte des plus hautes eaux correspond à la crue de projet 10 000ans ($Q_{crue}=2608,45\text{m}^3/\text{s}$) elle est au niveau 117,3 m NGA.
- ✓ La côte de crête est fixée à 120,4 m NGA, avec une largeur de 10 m.
- ✓ La côte de crête du noyau est fixée à 1m au-dessous de la crête du barrage, avec une largeur de 8m.

Références bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

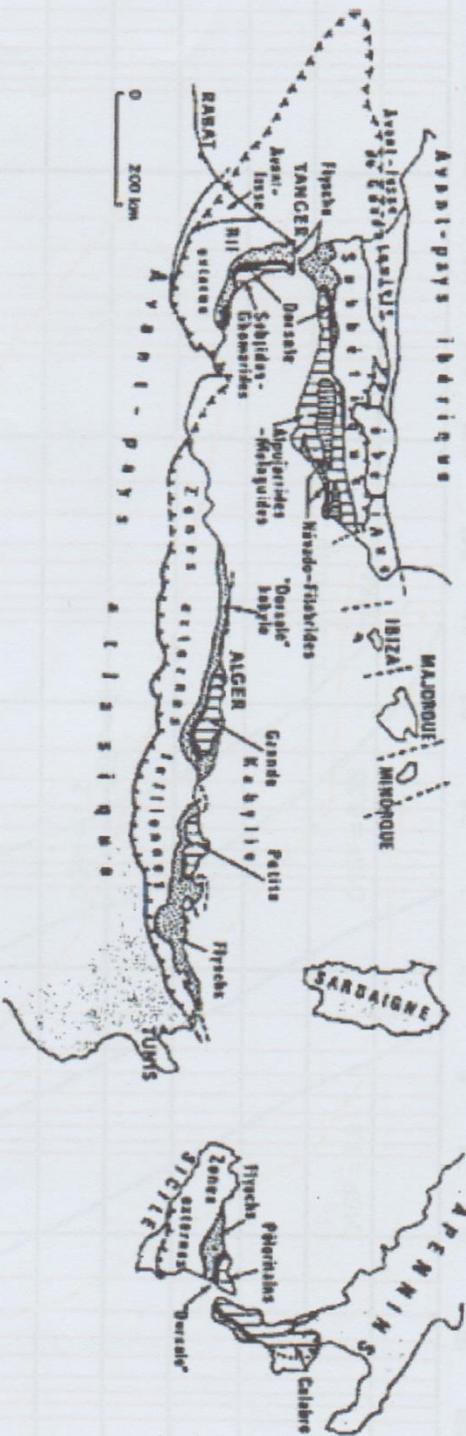
- [1] BELKONOV.J, 1981 Barrage en matériaux locaux. Tipaza. Algérie.
- [2] CARLIER.M, 1992 Hydraulique générale et appliquée. Edition Eyrolles. Paris. France.
- [3] DEBREUIL.P, 1974 Initiation à l'analyse hydrologique. Edition Masson et Cieorston. Paris. France.
- [4] DUNGLAS.M, 1982 Cours d'ouvrage d'art 1er 2eme et 3eme partie. Edition Cemagref. France.
- [5] DURANDY.Y, 1997 Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale. Edition Cemagref. France.
- [6] MEGUEDML.B, 2008 Etude de faisabilité d'un barrage sur Oued Damous Tipaza. ENSH. Blida. Algérie.
- [7] REMENIERAS.G , 1986 Hydrologie de l'ingénieur. Edition Eyrolles. Paris. France.
- [8] PADAUX.S, 1985 Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris. France.
- [9] POST.G, Londe.P, Barrage en terre compactée pratique américaines. Edition Gantier-Villars. Paris. France.
- [10] TOUAIBIA.B, BENLAOUKLI.B, 2004 Introduction au dimensionnement des retenus collinaires. ENSH. Blida. Algérie.
- [11] TOUAIBIA.B, 1995 Régularisation des débits. Polycopie de cours. ENSH. Blida. Algérie.
- [12] VOLKOV.G, 1986 Guide de la thèse de fin d'étude. ENSH. Blida. Algérie.

Annexes



PC : 00.00

C.T.N	137.96	67.84	50.91	50.99	49.86	49.05	70.37	101.58	105.32	409.92	167.98
Distances partielles T.N.	72.25	50.91	46.63	46.63	52.55	71.04	66.71	29.9	19.94	46.53	38.75
Distances cumulées T.N.	0.00	72.25	123.16	169.79	222.34	293.38	360.09	389.98	409.92	456.45	513.79

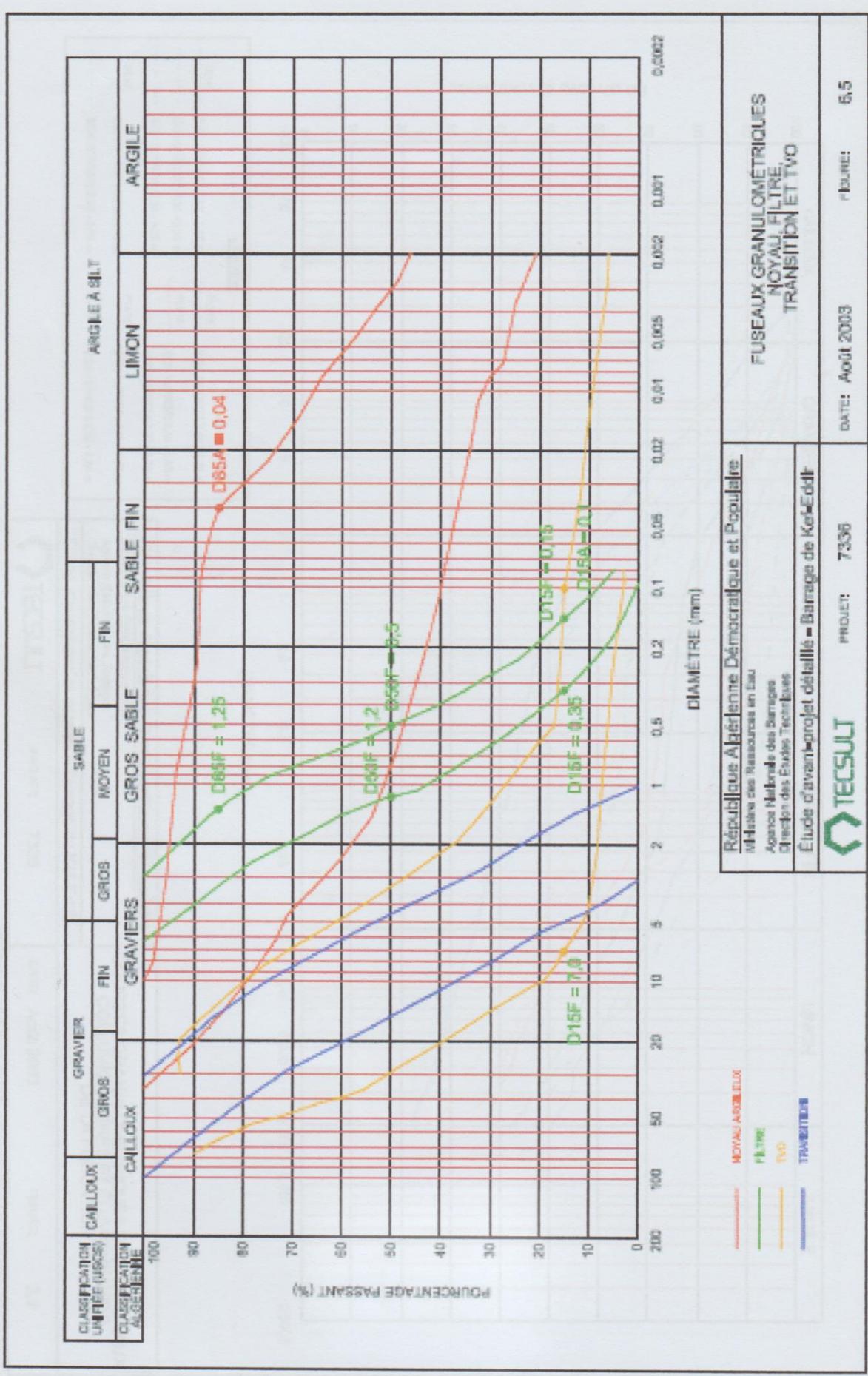


République Algérienne Démocratique et Populaire
 Ministère des Ressources en Eau
 Agence Nationale des Barrages
 Direction des Etudes Techniques
Etude d'avant-projet détaillé - Barrage de KeF-Edjir

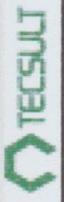
CARTE STRUCTURALE DE LA MÉDITERRANÉE OCCIDENTALE (D'APRÈS DELGA, 1989)


TECSULT
 PROJET: 7336

DATE: Août 2003
 FIGURE: 3.1



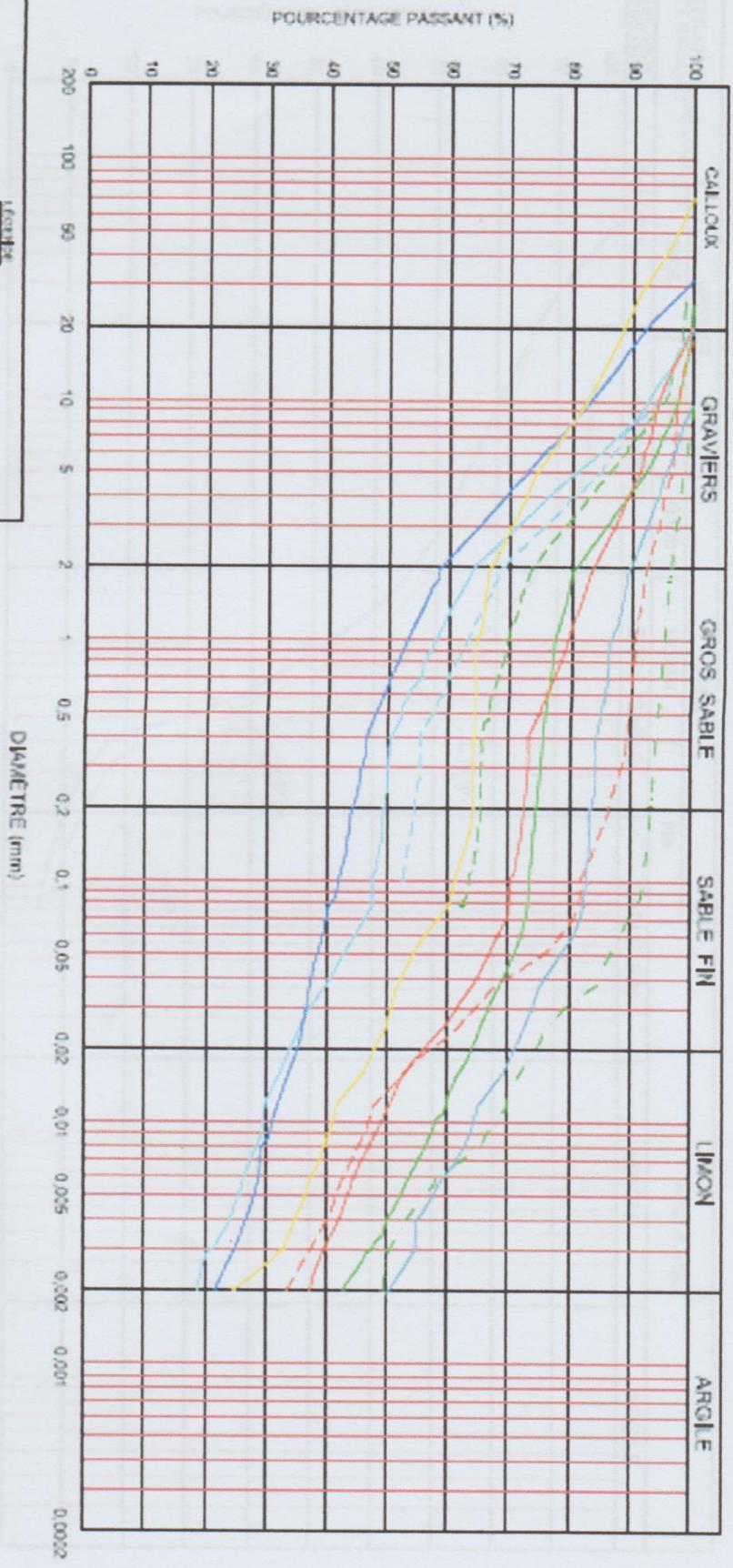
République Algérienne Démocratique et Populaire
 Ministère des Ressources en Eau
 Agence Nationale des Barrages
 Direction des Etudes Techniques
 Etude d'avant-projet détaillé - Barrage de Kebedd



PROJET: 7336

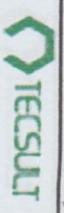
DATE: Août 2003

FEUILLE: 6.5



République Algérienne Démocratique et Populaire
 Ministère des Ressources en Eau
 Agence Nationale des Barrages
 Direction des Etudes Techniques
 Etude d'avant-projet détaillé - Barrage de Ker-Eddir

COURSES GRANULOMÉTRIQUES DES MATÉRIAUX
 COLLECTIFS ET ELUVIOMÉTRIQUES
 DE LA FONDATION



PROJET: 7336

DATE: Août 2003

FEUILLE: 5,9



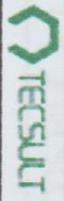
République Algérienne Démocratique et Populaire
 Ministère des Ressources en Eau
 Agence Nationale des Barrages
 Direction des Etudes Techniques
 Etude d'avant-projet détaillé - Barrage de Keddajf

ANALYSES GRANULOMETRIQUES
 ZONE DEAMRUNT DE SABLE
 SITUÉE EN AVAL

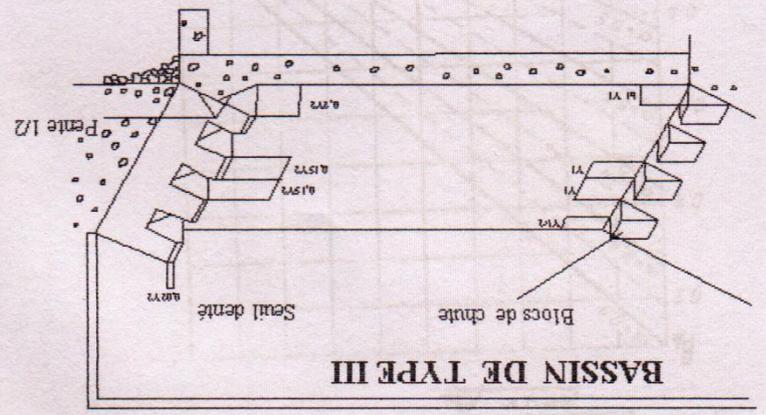
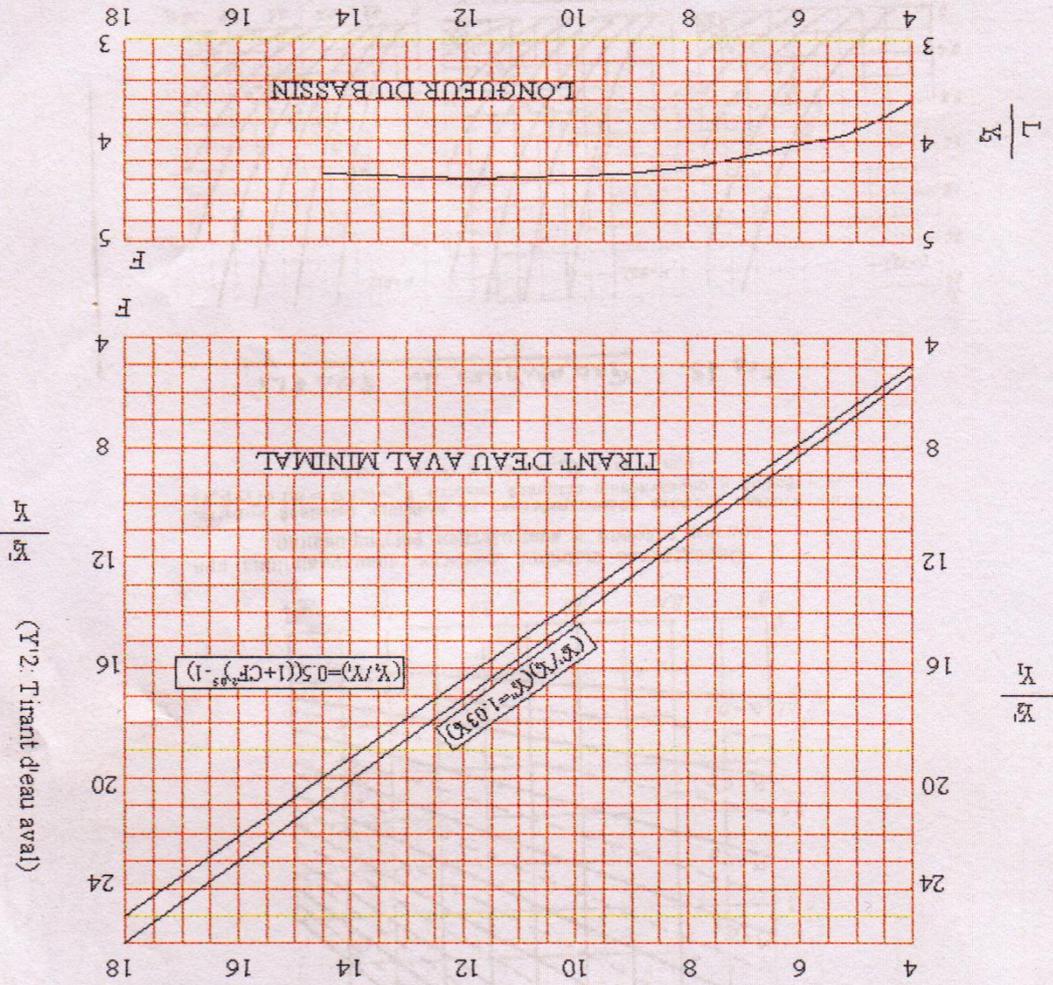
PROJET: 7336

DATE: Aout 2003

FILIERE: 6/A



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieure à 4,5 et un vitesse à l'entrée du bassin supérieure à 15 m/s (extrait de "design of small dams")



Pluviométrie :

Code de la station : 020203

Nom de la station : Damous

Coordonnées U.T.M de la station :

X= 411,2 m

Y= 361,35 m

Z= 40 m

1968													
PJ max (mm)	-999	0	38	74,7	13,6	21,4	20,6	46,4	26,3	6,6	0	0	
Totaux (mm)	-999	0	94,8	175,6	40,1	85,2	44,5	112	97,3	13,2	0	0	
1969													
PJ max (mm)	12,2	142,7	35	22,2	21,6	1,1	18,7	10,2	26,5	0	0	0	142,7
Totaux (mm)	35,6	418,2	126,7	146,2	74,3	1,1	67,2	26,5	40,6	0	0	0	936,4
1970													
PJ max (mm)	0	6,2	0	32	59,3	8,7	24,4	61,1	30	9,1	3,3	0	61,1
Totaux (mm)	0	25,6	0	168,9	168,2	16,5	42,8	84,8	50,4	9,1	3,3	0	569,6
1971													
PJ max (mm)	53	3	76,5	49,2	64	17	46,4	24,3	25	0,6	0	1,6	76,5
Totaux (mm)	58,6	8,7	204,2	108,2	202,3	75,6	150,4	78,9	70,6	1	0	2,2	960,7
1972													
PJ max (mm)	43,7	8	23,5	16,5	36,4	28,6	10	5	0,3	17,5	0	0	43,7
Totaux (mm)	54,5	67,8	40	110,2	143,4	134	34,2	9,3	0,3	34,8	0	0	628,5
1973													
PJ max (mm)	88	32	17,2	37,5	4,2	25,6	27,7	33,6	0	1,2	0,5	2,6	88
Totaux (mm)	164,6	45,9	35,1	146	12	126,8	129,7	121,5	0	1,2	1	2,6	786,4
1974													
PJ max (mm)	22,5	83,7	20	4,1	6,7	6,8	24,2	19,5	14	2,9	0	5,6	83,7
Totaux (mm)	22,5	203,9	48,7	4,1	14,7	24,2	116,7	80,2	41,8	6,2	0	18	581
1975													
PJ max (mm)	2	7,2	35,6	29,2	15,3	32,9	20,1	106,3	25	15,4	0,6	10,7	106,3
Totaux (mm)	5,4	13,5	202,3	63,9	63	126,5	55,9	154,2	90,7	16	0,8	18,2	810,4
1976													
PJ max (mm)	11	35,1	22,1	21,3	38,1	3,7	25	27,1	20	0	5,7	3,9	38,1
Totaux (mm)	20,2	127	62,5	62,8	87,1	15,7	42,9	29,9	74,7	0	7,2	6,7	536,7
1977													
PJ max (mm)	0	5	62,4	7,2	19,6	6,9	25	36	19,2	2,7	0	0	62,4
Totaux (mm)	0	11,5	167,8	18,9	101,6	9,6	68,7	107,5	31,2	3,6	0	0	520,4
1978													
PJ max (mm)	0,3	71	17	32	16,5	57,5	31,5	13,1	6,9	16	0	0	71
Totaux (mm)	0,3	208	37,3	62,8	41,5	185,8	77,1	40,6	9,1	16,9	0	0	679,4

1979													
PJ max (mm)	30,5	16,2	11	20	50,4	12,4	28,5	9,4	11,2	2,5	0	13	50,4
Totaux (mm)	77,5	86,3	48,5	65	155,9	30,6	45	29,2	16,9	2,5	0	13	570,4
1980													
PJ max (mm)	1,8	22,2	12,5	43,2	37,3	20,5	15,3	32	42,5	4	0	4,8	43,2
Totaux (mm)	2,9	35,8	32,2	220,3	48,8	72,3	33,6	142,7	47,5	5,6	0	4,8	646,5
1981													
PJ max (mm)	6,6	30	0	14	13	34	14,8	6,5	34	0	0,5	0,3	34
Totaux (mm)	10,6	55,7	0	47,2	56	115,8	32,3	19,5	82,4	0	0,5	0,4	420,4
1982													
PJ max (mm)	7	34	56	12,4	0,6	25	19,4	5,9	7,2	0	2,6	9,2	56
Totaux (mm)	22,7	85,7	204,8	61,5	0,6	89,6	46,7	7,2	12,4	0	6,2	10,3	547,7
1983													
PJ max (mm)	0	4,9	10,2	43,4	47,4	31,7	29,7	26,8	26,1	5,1	0	0,4	47,4
Totaux (mm)	0	8,4	28,3	76,2	85,6	81,9	67,4	37,4	86,1	5,1	0	0,4	476,8
1984													
PJ max (mm)	3,1	52,5	10	34,4	28,4	16,5	46,1	13	34,1	0	0	0	52,5
Totaux (mm)	6,5	117,9	27,4	88,4	87,7	34,6	150,2	26,1	114,3	0	0	0	653,1
1985													
PJ max (mm)	3,2	31,3	86,3	12,7	26,7	32	20,7	8,8	5	15,6	6,4	0	86,3
Totaux (mm)	4,1	66,3	132,6	51,8	85,9	99,2	90	20,3	6,7	17,2	7,3	0	581,4
1986													
PJ max (mm)	18,9	58,1	38,5	40	11,1	34,1	10,8	0	3	8,6	0,6	1,5	58,1
Totaux (mm)	40	121,6	63	184,6	56,5	161,6	26,2	0	5,2	11,4	0,6	2,7	673,4
1987													
PJ max (mm)	12,2	26,6	12,9	18,8	18,1	14,6	23,6	7,7	41,8	7,1	0	0,5	41,8
Totaux (mm)	12,4	49,6	78,6	36,4	48,8	23,5	44,1	21,2	65,4	7,6	0	0,8	388,4
1988													
PJ max (mm)	9,3	9,3	46,1	90,9	4,8	12,3	42,4	45,4	4,7	10,9	0,7	16,2	90,9
Totaux (mm)	14,4	18,9	67,6	150,9	13,4	35,1	103	60,3	8,2	11,2	1,3	18,9	503,2
1989													
PJ max (mm)	31	1,9	15,1	6,4	18,7	0	20,1	17,2	13,9	0,2	4,1	0	31
Totaux (mm)	59,3	3,5	36,2	18	77,4	0	44,7	77,7	48	0,2	4,7	0	369,7
1990													
PJ max (mm)	0,3	22,8	26,6	14	12,6	9,7	37,6	1,5	16,2	9,7	-999	0	
Totaux (mm)	0,3	56,1	94,7	86,5	77	47,3	106,9	1,8	41,1	13,2	-999	0	
1991													
PJ max (mm)	9,1	21,7	22,5	6,5	40,5	10	15,7	10,7	20,5	8,6	4,6	0	40,5

Totaux (mm)	14,1	49,8	48,4	14,6	116,3	12,9	89,9	46,7	40,9	20	4,6	0	458,2
1992													
PJ max (mm)	0	19,4	14,7	28,6	0	21,4	7,3	25	12,4	0	0	1	28,6
Totaux (mm)	0	35,9	60,8	63,5	0	53,7	15,2	45,9	12,4	0	0	1,8	289,2
1993													
PJ max (mm)	16,4	33,7	17,7	17,2	55,5	20,5	3,1	32,4	2,1	0	0	0	55,5
Totaux (mm)	18,4	87	47,2	17,2	87,4	45,4	3,3	57,3	2,7	0	0	0	365,9
1994													
PJ max (mm)	51,5	10	-999	36	16,3	46	36	10,6	0	5	-999	-999	
Totaux (mm)	85,4	26,9	-999	78,7	85,1	79,8	72,5	20,2	0	8	-999	-999	
1995													
PJ max (mm)	65,7	-999	42,6	21,5	22	30,5	34,3	42,7	0	0	-999	-999	
Totaux (mm)	81,9	-999	61	66,1	52	130,3	67,3	143,2	0	0	-999	-999	
1996													
PJ max (mm)	-999	-999	9,4	7,2	11,2	21,2	8,2	0	0	0	0	-999	
Totaux (mm)	-999	-999	30	42,9	59,9	21,2	19	0	0	0	0	-999	
1997													
PJ max (mm)	3,5	35,9	28,3	30,5	24	12,3	18,2	20,6	12,6	0	0	8,7	35,9
Totaux (mm)	5,5	54,4	113,2	53,7	67,5	47,9	42,4	29,8	45	0	0	8,7	468,1
1998													
PJ max (mm)	6,2	22,1	29,2	8,5	38,6	32	13,8	0	0	-999	0	-999	
Totaux (mm)	12,2	49,8	68,3	15,8	132,6	121,6	13,8	0	0	-999	0	-999	
1999													
PJ max (mm)	17,5	6,8	41	56,3	5,4	0,8	12,8	3,5	4,8	0	0	0	56,3
Totaux (mm)	31	15,1	88,6	130	6,8	0,8	13,8	10,2	12,4	0	0	0	308,7
2000													
PJ max (mm)	12	25,1	46,9	11,2	18,9	17,4	0	43,7	6,4	0,8	0	0	46,9
Totaux (mm)	20,5	91,7	82,6	24,3	79,5	68,1	0	62,8	10,9	0,8	0	0	441,2
2001													
PJ max (mm)	62,5	1,5	126,2	25,8	12,1	12,5	39,2	18,7	19,2	0	4,4	13,7	126,2
Totaux (mm)	63,1	1,5	288,2	62,4	23	23,4	77,2	51,8	30,9	0	7	13,9	642,4
2002													
PJ max (mm)	12,4	14,5	30,6	9,5	21	22,5	6,5	21,1	27,6	0	0,2	3,2	30,6
Totaux (mm)	14,7	24,7	62,8	30,9	116,8	77,5	8	38,3	40,3	0	0,2	3,2	417,4
2003													
PJ max (mm)	0	5,8	30	18,5	16	18,1	13,8	27,9	32	12,3	0	0	32
Totaux (mm)	0	21,1	89,3	73,8	43,8	60	28,9	69,6	99,1	12,3	0	0	497,9

2004													
PJ max (mm)	3,4	21	26,8	29,4	21,2	31,6	32	13,5	0	0	0	0	32
Totaux (mm)	7,7	39,3	77,6	119,9	63,1	120	75,5	27,6	0	0	0	0	530,7
2005													
PJ max (mm)	25	21,7	22,9	43,8	17,8	22,3	5	4,7	47	0	0	0	47
Totaux (mm)	45,6	51,4	89	148,9	100,3	89,8	6,7	8,5	97,1	0	0	0	637,3
2006													
PJ max (mm)	3,6	0,4	8,3	48	8,9	7,9	23	24,7	10,5	0	0	7	48
Totaux (mm)	10,5	0,4	10,3	274,2	19,8	24,8	67,7	90,6	11	0	0	13	522,3
2007													
PJ max (mm)	14	-999	-999	16,5	8	8,8	8	1,8	-999	18,7	7	0	
Totaux (mm)	37,3	-999	-999	55,5	10,5	21,1	32,5	2,5	-999	45,8	9,6	0	
2008													
PJ max (mm)	17,2	8,4	38	34,5	38	6,7	16,5	22,5	5,4		0	0,5	
Totaux (mm)	37,1	29,4	134	118,7	148	11	56,6	55,2	7,9		0	0,7	
2009													
PJ max (mm)	6,9	0	28,6	35,5	28,9	35,8	61	44	22,3				
Totaux (mm)	20,8	0	55	45,8	93,3	68,6	99,7	60,7	23,3				
2010													
PJ max (mm)		41		17,8	21,6		8,3						
Totaux (mm)		67,8		63,3	68,8		8,3						
2011													
PJ max (mm)		7	32,8	16,2	14,8	20,7		24,5	0	0	0	0	
Totaux (mm)		20,2	131,1	58,1	31,3	149		50,3	0	0	0	0	

SYMBOLES

A : Apport moyen annuel.

C.N.A.G.B : Comité National Australien des Grands Barrages.

C.T.G.R.E.F : Centre Technique du Génie Rural, des Eaux et des Forêts.

EM : Module pressiométrique.

Es : Apport solide moyen annuel.

I : Intensité.

Le : Lamme d'eau écoulée.

N : Indice de pénétration.

O.R.S.T.O.M : Office de la recherche scientifique et technique outre-mer.

Pi : Pression limite.

Q : Débit.

RQD : Indice de fissuration de la carotte.

USCS : Unified Soil Classification System.