

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'état en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UN PETIT BARRAGE PAR APPLICATION DES
TECHNIQUES INNOVANTES : CAS DU SITE OUED KTIBA
COMMUNE DE TAOUZIENT (W. KHENCHELA)**

PRESENTE PAR :
ZEROUALI LIES

Devant les membres du jury

B. BENLAOUKLI
M.D BENSALAH
N. SAIL
A. ZEROUAL
M.K.MIHOUBI

Maitre de conférences (A)
Maitre Assistant (A)
Maitre Assistant (A)
Maitre Assistant (A)
Professeur

Président
Membre
Membre
Membre
Promoteur

Septembre ; 2016

Remerciements

Je remercie toutes personnes ayant contribuer de près ou de loin en la réalisation de ce mémoire, particulièrement mon promoteur et encadreur Mr Prof Mustapha Kamel Mihoubi qui a été plus qu'un mentor ces derniers mois.

Dédicaces

C'est avec beaucoup d'émotions que je dédie ce mémoire à mon très cher père sans qui l'aboutissement de ce travail n'aurait pas été possible. Aucune dédicace ne saurait exprimer mon profond respect ainsi que mon éternelle gratitude.

Résumé :

Dans le cadre du développement du secteur agricole dans la région de Taouziant (Wilaya de Khenchla), l'implantation du barrage d'Oued ktiba était primordiale pour combler le manque d'eau.

Le but de notre étude est la réalisation et la conception d'une digue et d'ouvrages annexes d'une retenue collinaire en utilisant des techniques innovantes qui sont peu utilisées en Algérie.

ملخص :

في إطار تنميته القطاع الزراعي في منطقته تاويزيانت بولاية خنشلة ومعالجة نقص المياه قمنا بدراسة تقنية شاملة لبناء سد على مستوى واد كتيبة.

الهدف من هذه الدراسة هو إنجاز حاجز مائي وتصميم المنشآت الملحقة باستعمال تقنيات مبتكرة وقليلة الاستعمال في الجزائر.

Abstract :

For the development of the agricultural sector, we have conducted, in the present work, a complete technical study about Oued Ktiba (Wilaya of Khenchla) for the establishment of a small dam with innovative techniques that is few used in Algeria intended for the development of irrigation in the region.

Finally, we have designed our dam, explained and organized all the processes that enable its realization.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE.....	12
<i>I. Situation et description du site d'étude.....</i>	13
I.1 Situation géographique	14
I.2 Choix du site de la retenue collinaire	15
I.3 Situation topographique	16
I.4 Accès au barrage.....	16
I.5 Description du bassin versant.....	16
I.6 Climat.....	17
<i>II. Etude géologique</i>	18
II.1 Localisation du site	18
II.2 Conditions géologiques du site	18
II.2.1 Géologie régionale	18
II.2.2 Lithostratigraphie du site	18
II.3 Critères géotechniques du choix.....	19
II.3.1 Travaux Géotechniques.....	19
II.4 Travaux de Laboratoire	20
II.5 Type de Fondation	20
<i>III. Etude Hydrologique.....</i>	23
III.1 Le bassin versant.....	23
III.2 Description Du Bassin Versant de Oued ktiba.....	23
III.3 Caractéristiques physiques du bassin versant.....	24
III.3.1 Caractéristiques géométriques	24
III.3.1.1 Surface du bassin versant.....	24
III.4 Caractéristiques hydromorphologiques	24
III.4.1 Indice de compacité de Gravelius "Kc"	24
III.4.2 Coefficient d'allongement	25
III.4.3 Rectangle équivalent	25
III.5 Paramètres du relief.....	26
III.5.1 Courbe hypsométrique.....	26
III.6 Altitudes caractéristiques	27
III.6.1 Altitudes maximale et minimale.....	27
III.6.2 L'altitude moyenne.....	27
III.6.3 L'Altitude médiane	28
III.7 Pente moyenne du bassin versant	28
III.8 Indices de pente.....	29
III.8.1 Indice de pente globale Ig	29

III.8.2 Indice de pente moyenne I_{pm}	30
III.8.3 Indice de pente de ROCHE I_p	30
III.9 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	30
III.9.1 Chevelu hydrographique	30
III.10 Profil en long de l'oued	31
III.11 Pente moyenne de cours d'eau principal I_c.....	32
III.12 Densité de drainage	32
III.13 Coefficient de torrentialité	33
III.14 Temps de concertation du bassin versant.....	33
III.14.1 Formule de Ventura :	33
III.14.2 Formule de Turraza :	33
III.14.3 Formule de Giandotti :	34
III.15 Vitesse de ruissèlement.....	34
III.16 Caractéristiques climatiques du bassin versant	35
III.16.1 Température.....	36
III.16.2 Evaporation	36
III.16.3 Régime des vents.....	38
III.17 Sirocco.....	38
III.18 PLUVIOMETRIE.....	39
III.19 Test d'homogénéité de la série pluviométrique.....	40
III.20 Les précipitations maximales journalières.....	40
III.20.1 Caractéristiques de la série pluviométrique.....	41
III.21 Choix de la loi d'ajustement	41
III.21.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	41
III.21.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log-normal)	44
III.21.3 Interprétation des graphiques d'ajustement	45
III.22 Pluies de courte durées de différentes fréquences et leurs intensités	45
III.23 Apports liquides.....	47
III.23.1 Apport liquide moyen annuel.....	47
III.24 Caractéristiques de l'écoulement.....	49
III.24.1 Module d'écoulement	49
III.24.2 Module d'écoulement relatif	49
III.24.3 Lamme d'eau écoulée	49
III.24.4 Coefficient de l'écoulement :	49
III.24.5 Coefficient de variation :	50
III.25 Irrégularité des apports	51
III.25.1 Apports liquides fréquents	51
III.25.2 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	51
III.26 Etude du transport solide	52
III.26.1 Méthode de Tixeront (1960)	52

III.26.2 Méthode de Gravilovich	53
III.26.3 Formule de Fournier :	53
III.27 Calcul du volume mort de la retenue collinaire	54
III.28 Etude des crues	54
III.29 Méthode de Sokolovsky :	55
III.30 Méthode fréquentielle de l'ANRH	55
III.31 Méthode de Mallet Gauthier	56
III.32 Formule de Turraza :	57
III.33 Détermination des hydrogrammes de crues	58
III.34 Choix de la crue de projet	61
III.35 Etude de Régularisation	63
III.36 Répartition mensuel de l'apport fréquentiel 80%	63
III.37 Détermination des besoins en irrigation	63
III.38 Courbes caractéristiques (Hauteur-capacité-surface)	64
III.39 Calcul du volume utile	68
III.39.1 Procédé de calcul	68
III.40 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :	68
III.41 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	70
III.41.1 Pertes par évaporation	70
III.41.2 Pertes par infiltration	70
III.41.3 Estimation de l'erreur :	73
III.41.4 Estimation de l'erreur :	75
III.42 Laminage des crues	75
III.43 Méthode de Kotcherine	76
III.44 Estimation du débit de crue laminée :	77
III.45 Estimation de la charge au-dessus du déversoir :	77
III.46 Etude d'optimisation	81
III.47 Calcul du coût approximatif de la digue	81
III.48 Calcul de la revanche	82
III.49 Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :	83
III.50 Coût du déversoir	87
IV. Etudes de variantes	90
IV.1 Variantes portées à être projetées sur le site	90
IV.1.1 Variante 1 : Digue en enrochement avec un masque amont en béton	90
IV.1.2 Variante 2 : Digue en béton cyclopien avec rideau amont étanche en béton	94
IV.1.3 Variante 3 : Digue en BCR	98

V. Techniques innovantes.....	101
V.1 Historique	101
V.2 Condition d'implantation	101
V.3 Principales caractéristiques et procédé de construction	102
V.4 Conditions d'implantation.....	103
V.5 Intégration d'ouvrages annexes	104
V.6 Revêtement et étanchéité du parement amont	104
V.7 Finition et revêtement du parement aval	105
V.8 Joints.....	105
V.8.1 Joints de reprise horizontaux	105
V.8.2 Joints de retrait verticaux.....	105
VI. Etude de la variante choisie.....	107
VI.1 Traitement de la fondation et ancrage de la digue	107
VI.2 Conception de la digue.....	107
VI.3 Infiltration des eaux dans la fondation	108
VI.3.1 Dispositifs de lutte contre les sous-pressions	108
VI.3.2 Calcul des sous pressions	109
VI.4 Etude de stabilité.....	109
VI.4.1 Actions aux quelles soumis l'ouvrage	110
VI.4.2 Stabilité au renversement :	114
VI.4.3 Stabilité au glissement :	114
VI.4.4 Vérification de la stabilité	115
VI.5 Calcul des contraintes	115
VI.6 Impact.....	118
VII. -Ouvrages Annexes	119
VII.1 Evacuateur de crues	119
VII.1.1 Classification des évacuateurs de crues.....	119
VII.1.2 Critères de choix de l'évacuateur de crue	120
VII.1.3 Choix du type de l'évacuateur de crues	120
VII.1.4 Les barrages en béton compacté au rouleau (B.C.R.)	120
VII.1.5 Evacuateur de crue central en escalier	121
VII.1.6 Bassin d'amortissement	127
VII.1.7 Calcul de la Risberme :	129
VII.2 Dérivation provisoire, vidange de fond et prise d'eau	130
VII.2.1 Généralités	130
VII.2.2 Emplacement et composition de l'ouvrage	130
VII.2.3 Dimensionnement et description des ouvrages	130
VIII. Organisation de chantier.....	134

VIII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	134
VIII.2 Installations destinées au personnel :	134
VIII.3 Installations destinées au stockage des matériaux	134
VIII.4 Installations destinées à la réparation des engins	136
VIII.5 Installation destinées pour la préfabrication	136
VIII.6 Les moyens de chantier	136
VIII.7 La succession des travaux.....	137
VIII.8 Calcule du volume des travaux	138
VIII.8.1 Volume de Déblai	138
VIII.8.2 Volume du béton	138
VIII.9 Evaluation économique du projet.....	138
VIII.10 Planification.....	140
VIII.10.1 Définition.....	140
VIII.10.2 Techniques de la planification.....	141
VIII.10.3 Méthodes basées sur le réseau	141
VIII.10.4 Construction du réseau	141
VIII.10.5 Les étapes de la planification	142
VIII.10.6 Les paramètres de la méthode C.P.M	143
VIII.10.7 Chemin critique (C.C)	143
VIII.10.8 Attribution des durées de chaque Opération	143
VIII.10.9 Les plannings	144
VIII.10.10 Délai de construction et programme des travaux.....	144
VIII.10.11 Symboles des différentes opérations.....	145
VIII.10.12 Détermination des chemins critiques	145

Liste des Tableaux

TABLEAU II.1 RESULTATS DE L'ANALYSE CHIMIQUE.....	20
TABLEAU III.1 TABLEAU RECAPITULATIF DES ALTITUDES CARACTERISTIQUES.....	28
TABLEAU III.2 LONGUEURS PARTIELLES EN FONCTION DES ALTITUDES.....	29
TABLEAU III.3 CLASSIFICATION DE LA PENTE GLOBALE EN FONCTION DU TYPE DE RELIEF PAR LE CEMAGREF , ex O.R.S.T.O.M (IN (TOUABIA, 2004))	29
TABLEAU III.4 TEMPS DE CONCENTRATION	34
TABLEAU III.5 TABLEAU RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES HYDROMORPHOMETRIQUES DU BASSIN VERSANT	35
TABLEAU III.6 TEMPERATURES MENSUELLES MOYENNES DE LA REGION DE KHENCHELA	36
TABLEAU III.7 EVAPORATION DE LA RETENUE DU BARRAGE DE BABAR ET, EN MM.....	37
TABLEAU III.8 RELATION ENTRE L'EVAPOTRANSPIRATION POTENTIELLE ET L'EVAPORATION DE LA RETENUE DU BARRAGE DE BABAR	37
TABLEAU III.9 EVAPORATION ET ETP A LA STATION D'OBSERVATION DE BARRAGE DE BABAR	38
TABLEAU III.10 REPARTITION MENSUELLE DE L'EVAPOTRANSPIRATION.....	38
TABLEAU III.11 REPARTITION MENSUELLE DE L'EVAPORATION MOYENNE.....	38
TABLEAU III.12 VITESSE MOYENNE MENSUELLE DU VENT EN « M / s », (1990 – 2007)	38
TABLEAU III.13 NOMBRE DE JOURS DE SIROCCO PAR MOIS, (1990– 2007)	39
TABLEAU III.14 CARACTERISTIQUES DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE.....	41
TABLEAU III.15 RESULTAT DE L'AJUSTEMENT DE LA LOI DE GUMBEL	43
TABLEAU III.16 COMPARAISON DES CARACTERISTIQUES DE LA LOI DE GUMBEL ET DE L'ECHANTILLON.....	43
TABLEAU III.17 RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GALTON	44
TABLEAU III.18 COMPARAISON DES CARACTERISTIQUES DE LA LOI DE GALTON ET DE L'ECHANTILLON	45
TABLEAU III.19 DONNEES NECESSAIRES POUR LE CALCUL DE L'APPORT MOYEN ANNUEL.....	48
TABLEAU III.20 APPORT MOYEN INTERANNUEL	48
TABLEAU III.21 COEFFICIENT DE VARIATION	51
TABLEAU III.22 APPORTS LIQUIDES FREQUENTIELS	51
TABLEAU III.23 REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT DE FREQUENCE 80%	51
TABLEAU III.24 ESTIMATION DU VOLUME MORT	54
TABLEAU III.25 CALCUL DU DEBIT DE CRUE PAR LA FORMULE DE SOKOLOVSKY.....	55
TABLEAU III.26 CALCUL DU DEBIT DE CRUE PAR LA METHODE FREQUENTIELLE DE L'ANRH.....	56
TABLEAU III.27 CALCUL DU DEBIT DE CRUE PAR LA METHODE DE MALLET GAUTHIER	57
TABLEAU III.28 CALCUL DU DEBIT DE CRUE PAR LA METHODE DE TURRAZA	57
TABLEAU III.29 TABLEAU RECAPITULATIF DES DEBITS DE CRUES CALCULES PAR LES DIFFERENTES METHODES	58
TABLEAU III.30 COEFFICIENT DE FORME DE L'HYDROGRAMME DE CRUE (Δ)	59
TABLEAU III.31 TABLEAU DES PRINCIPAUX TEMPS	59
TABLEAU III.32 CHOIX DE LA CRUE DE PROJET (ANCLD, 1986)	61
TABLEAU III.33 REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT DE FREQUENCE 80%	63
TABLEAU III.34 REPARTITION MENSUELLE DES BESOINS	64
TABLEAU III.35 COORDONNEES DES COURBES CAPACITE HAUTEUR SURFACE	64
TABLEAU III.36 REGULARISATION SAISONNIERE SANS TENIR COMPTE DES PERTES	69
TABLEAU III.37 LES VOLUMES DES PERTES DANS LA RETENUE	71
TABLEAU III.38 REGULARISATION SAISONNIERE EN TENANT COMPTE DES PERTES	72
TABLEAU III.39 LES VOLUMES DES PERTES DANS LA RETENUE POUR LA 1ERE ITERATION.....	73
TABLEAU III.40 REGULARISATION SAISONNIERE ON TENANT COMPTE DES PERTES POUR LA 1ERE ITERATION	74
TABLEAU III.41 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE REGULARISATION.....	75
TABLEAU III.42 DONNEES INITIALES POUR LE CALCUL DU LAMINAGE	77
TABLEAU III.43 DONNEES DE DEPART POUR LA METHODE DE KOTCHERINE	78
TABLEAU III.44 VOLUME DE LA DIGUE POUR LES DIFFERENTES LARGEURS DEVERSANTES	83
TABLEAU III.45 COUT DE LA DIGUE POUR LES DIFFERENTES LARGEURS	87

TABLEAU III.46 COUT DU DEVERSOIR EN FONCTION DES LARGEURS DEVERSANTES	88
TABLEAU IV.1 CALCUL DE LA LARGUEUR EN CRETE	91
TABLEAU IV.2 VALEURS INDICATIVES DES PENTES DES TALUS (POUGATSCH, 2011)	91
TABLEAU IV.3 VOLUME ET COUT DE LA DIGUE DE LA 1 ^{ERE} VARIANTE	93
TABLEAU IV.4 VOLUME ET COUT DE LA DIGUE DE LA 2 ^{EME} VARIANTE	97
TABLEAU IV.5 VOLUME ET COUT DE LA DIGUE DE LA 3 ^{EME} VARIANTE	100
TABLEAU VI.1 RECAPITULATIF DES DIFFERENTES CHARGES ET LEURS POINTS D'APPLICATION	115
TABLEAU VI.2 : COEFFICIENT DE SECURITE POUR LES DIFFERENTES COMBINAISONS.....	115
TABLEAU VI.3 TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE CALCUL DES CONTRAINTES	117
TABLEAU VII.1 : LONGUEUR DU COURANT UNIFORME POUR DIFFERENTS DEBITS.....	126
TABLEAU VII.2 CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES A LA FIN DE COURSIER :	127
TABLEAU VII.3 HAUTEUR DES MURS BAOYERS	127
TABLEAU VII.4 PRINCIPAUX RESULTATS DE BASSIN DE DISSIPATION :.....	128
TABLEAU VIII.1 LE POURCENTAGE DES SUBSTANCES NUISIBLES DANS LES AGREGATS	135
TABLEAU VIII.2 NORME D'EAU DE GACHAGE	135
TABLEAU VIII.3 DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DE LA RETENUE COLLINAIRE D'OUED KTIBA.....	139
TABLEAU VIII.4 INDICE DE RENTABILITE	140
TABLEAU VIII.5 SYMBOLES DES OPERATIONS	145

Liste des Figures

FIGURE I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA WILAYA KHENCHELA ECHELLE 1/100000	15
FIGURE I.2 EXTRAIT DE LA CARTE DE SITUATION DU SITE (ECHELLE 1/25000).....	16
FIGURE II.1 COUPE GEOLOGIQUE DU SITE D'OUED KTIBA	19
FIGURE II.2 CONTINUITE NATURELLE VERS LA RIVE GAUCHE DE LA STRUCTURE GEOLOGIQUE	21
FIGURE II.3 RIVE DROITE DU SITE ET AFFLEUREMENTS PORTEURS D'APPUI DE LA DIGUE.....	21
FIGURE III.1 BASSIN VERSANT OUED KTIBA – TAOUZIANET	24
FIGURE III.2 RECTANGLE EQUIVALENT	26
FIGURE III.3 RESEAU HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN VERSANT, ECHELLE 1/50000.....	31
FIGURE III.4 DISTANCES CUMULEES DU COURS D'EAU PRINCIPAL EN FONCTION DES ALTITUDES	32
FIGURE III.5 VARIATION DE LA TEMPERATURE MOYENNE ANNUELLE.....	36
FIGURE III.6 EVAPORATION DE LA RETENUE DU BARRAGE DE BABAR ,EN MM.....	37
FIGURE III.7 PLUIE MOYENNE ANNUELLES A LA STATION (070604).....	39
FIGURE III.8 PLUIE MOYENNE INTER-MENSUELLE STATION (070604).....	40
FIGURE III.9 REPRESENTATION GRAPHIQUE DE LA LOI DE GUMBEL	43
FIGURE III.10 REPRESENTATION GRAPHIQUE DE LA LOI DE GALTON	45
FIGURE III.11 PLUIES DE COURTES DUREES.....	46
FIGURE III.12 COURBES INTENSITE-DUREE-FREQUENCE.....	47
FIGURE III.13 REPARTITION DE L'APPORT ANNUEL DE FREQUENCE 80%.....	52
FIGURE III.14 HYDROGRAMMES DES CRUES PROBABLES EN FONCTION DE LA PERIODE DE RETOUR SELON METHODE DE SKOLOVSKY	60
FIGURE III.15 COURBE CAPACITE-HAUTEUR.....	66
FIGURE III.16 COURBE CAPACITE-SURFACE.....	67
FIGURE III.17 LA VARIATION DE LA CHARGE DEVERSAIRE EN FONCTION DU DEBIT (Q, Q).....	80
FIGURE III.18 LA VARIATION DU VOLUME FORCE EN FONCTION DU DEBIT (Q, Q)	80
FIGURE III.19 COURBE D'OPTIMISATION EN FONCTION DE LA LARGEUR DEVERSAIRE	88
FIGURE III.20 HYDROGRAMMES DES DEBITS ENTRANTS ET SORTANTS	89
FIGURE IV.1 COUPE DE LA DIGUE EN ENROCHEMENT AVEC UN MASQUE AMONT EN BETON	92
FIGURE IV.2 COUPE DE LA DIGUE DE LA 2 ^{EME} VARIANTE.....	96
FIGURE IV.3 COUPE DE LA DIGUE EN VARIANTE BCR(BETON RUSTIQUE (MAIGRE) A DOSAGE EGAL A 150 KG/M3) 99	
FIGURE V.1 MASQUE AMONT REALISE AU MOYEN D'UN BETON CONVENTIONNEL MISE EN PLACE CONJOINTEMENT AVEC LE BCR (POUGATSCH, 2011)	104
FIGURE VI.1 COUPE SCHEMATIQUE DES EPURES DES FORCES AGISSANTES SUR LE BARRAGE	113
FIGURE VI.2 REPRESENTATION SCHEMATIQUE DE LA DISTRIBUTION DES CONTRAINTES SUIVANT LES PAREMENTS DU BARRAGE (TANCEV, 2014).....	118
FIGURE VII.1 DIMENSION DE LA PILE DE LA VARIANTE I (HASSAN ,2015).....	122
FIGURE VII.2 PROFIL DU DEVERSOIR WES-CREAGER DE LA VARIANTE I	124
FIGURE VII.3 PROFIL WES-CREAGER DU DEVERSOIR DE LA VARIANTE I	124
FIGURE VII.4 EVACUATEUR DE CRUE EN MARCHE D'ESCALIER (BUDO ZINDOVIC ET AL ,2014).....	125
FIGURE VIII.1 SCHEMA GENERAL DES INSTALLATIONS ET DES MOYENS DE MISE EN ŒUVRE	146
FIGURE VIII.2 DIAGRAMME DE GANTT (A L'AIDE DU LOGICIEL PRIMAVERA P6)	147

Liste des Planches

PLANCHE N°1 : PLAN D'AMENAGEMENT DE LA RETENUE COLLINAIRE D'OUED KTIBA.
PLANCHE N°2 : COUPE TRANSVERSALE SUIVANT L'AXE DU BARRAGE SUR OUED KTIBA
PLANCHE N°3 : COUPES TRANSVERSALES DES VARIANTES DE LA DIGUE.
PLANCHE N°4 : COUPE TRANSVERSALE DE LA DIGUE CHOISIE.
PLANCHE N°5 : COUPE TRANSVERSALE SUIVANT L'AXE DE L'EVACUATEUR ET PROFIL EN TRAVERS.
PLANCHE N°6 : COUPE TRANSVERSALE SUIVANT L'AXE DE LA PRISE D'EAU ET L'AXE DE LA VIDANGE DE FOND.

INTRODUCTION GENERALE :

Les retenues collinaires sont des retenues créées par une digue. Leurs capacités vont de quelques dizaines de milliers à un million de mètres cubes d'eau recueillis sur des bassins versants d'une superficie variant de quelques hectares à quelques dizaines de kilomètres carrés. Ils s'intègrent de façon naturelle dans le paysage sans créer de nuisance particulière. Ils sont aptes à réguler les flux hydriques susceptibles de maintenir les populations en place en leur assurant de réelles possibilités de développement. Leur construction vise les objectifs suivants :

- Protection des infrastructures en aval (ville, barrage, périmètre agricole) contre les crues et contre l'érosion.

- Mise à disposition d'une ressource en eau de manière disséminée dans le paysage pouvant servir à l'alimentation en eau potable, à l'abreuvement du bétail, à la micro irrigation, etc.

- Amélioration de l'environnement : création d'oasis, reboisement, captage du ruissellement et recharge des nappes phréatiques.

Le développement économique à savoir agricole ou industriel, se base sur une grande partie sur la disponibilité des eaux en quantité et en qualité, et la demande de l'eau est en relation avec la croissance humaine. Pour satisfaire cette demande en eau, on a recours à la construction des ouvrages hydrauliques à savoir les barrages.

Dans cette optique la commune de Taouzient dans la W. khenchela a bénéficié d'un aménagement hydraulique, dans le cadre du programme de la relance économique de notre pays, vu le manque remarquable des ouvrages de stockage des eaux superficielles. Cet aménagement vise la réalisation d'une retenue collinaire sur Oued Ktiba, qui est destinée à l'irrigation de la région.

L'objectif de notre étude est d'analyser la faisabilité de cette retenue par application d'une nouvelle technique qu'on va détailler par la suite. Sur la base des informations recueillies on élaborera :

- Une étude Topographique.
- Une étude Géologique et géotechnique.
- Une étude hydrologique.
- Une Synthèse des Variantes possible pour la retenue.
- Étude détaillée pour la variante retenue.
- Un dimensionnement des Ouvrages Annexes.
- Une organisation de chantier pour le bon déroulement des travaux.

I. Situation et description du site d'étude

Introduction

La reconnaissance du site d'étude est une étape indispensable à l'élaboration d'un avant-projet d'une retenue collinaire ; essentiellement basée sur le choix de l'axe et les conditions topographiques.

I.1 Situation géographique

La Wilaya de Khenchela est située au nord-est algérien dans la région des Aurès, elle occupe une position géographique entre la chaîne steppique et les hauts plateaux, ce qui lui donne un caractère forestier agro-pastoral et saharien, et s'étend sur une superficie de 971000 hectares.

Elle est limitée :

Au Nord par la wilaya d'Oum El Bouaghi ;

A l'Ouest les wilayas Batna et Biskra ;

Au sud par la wilaya El Oued ;

Au l'Est par la wilaya Tébessa.

La commune de Taouzianet est située à 30km à l'Est du Chef-lieu de la wilaya de Khenchela à partir de la RN88, et à 15km à l'Est commune Kais.

Les coordonnées du site choisi sont citées comme suite :

Nom de site : BV Oued Ktiba	
X=	299,473 km
Y=	3 925,695 km



Figure I.1 Situation Géographique De La Wilaya Khenchela Echelle 1/100000

I.2 Choix du site de la retenue collinaire

Le choix de site est basé essentiellement sur des connaissances et des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

Parmi les critères déterminants du choix d'un site de barrage, on distingue les éléments Suivants :

- _ Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue ;
- _ Un rétrécissement des courbes des niveaux ;
- _ Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;
- _ Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum ;
- _ Choisir l'emplacement des zones d'accès afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre ;
- _ Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologiques et des conditions topographiques, un site est proposé sur l'axe le plus économique et le plus stable, caractérisé par les coordonnées UTM suivantes :

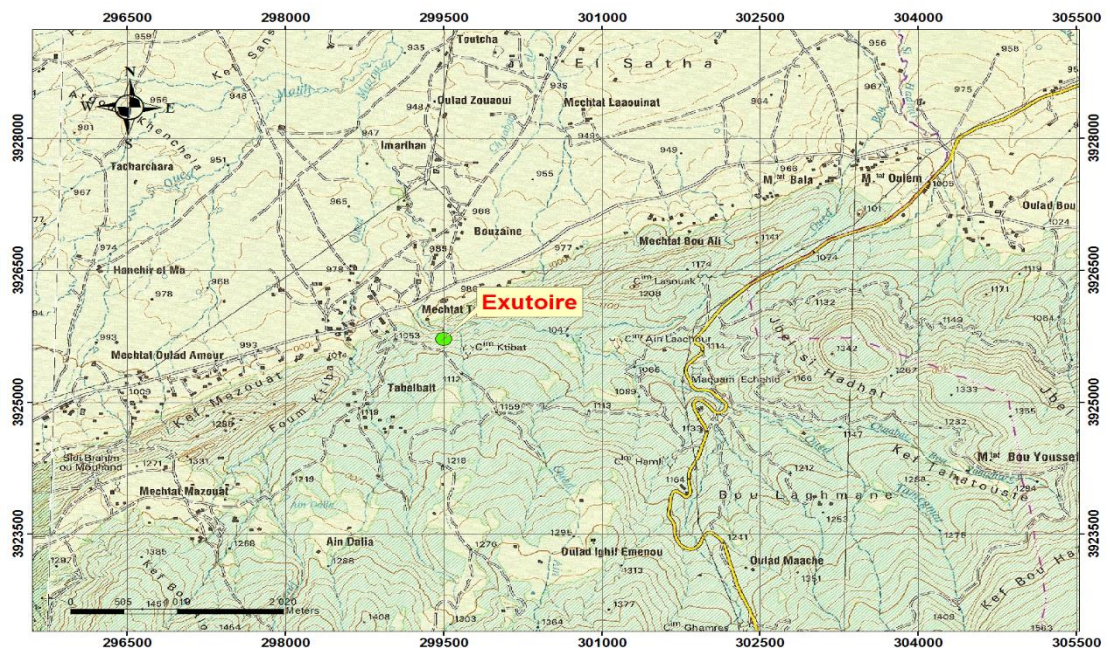


Figure I.2 Extrait de la Carte de situation du site (Echelle 1/25000)

I.3 Situation topographique

Les études topographiques réalisées par les différentes directions et bureaux d'études sont :

- Levé topographique de la cuvette échelle 1/1000.
- Carte de l'état-major intitulée Kais Est (NI-32-XIX Est) échelle 1/50000

I.4 Accès au barrage

Le site est situé à 10 kilomètres au sud-ouest de la commune de Taouzianet (Voir Figure I.1 et I.2).

L'accès au site se fait par route qui relie le chef-lieu de la commune de Taouzianet au centre de Bouziane.

I.5 Description du bassin versant

Le bassin versant est dans la limite Sud de la zone du semi-aride. Les cours d'eau du bassin versant prennent naissance au niveau de la partie orientale du versant Nord-Ouest du massif montagneux de Jbel-Taher ou Rbie et Jbel Si Hadhar (autre Kef Tahatouste, Bou Hazra, Gaham).

L'écoulement se fait suivant l'axe Sud-Nord. Le cours d'eau principal du bassin reçoit deux affluents Oueds Chaabat Bou Yamgharer et l'oued Ain Taferghousi d'autre.

Le bassin versant d'Oued Ktiba est situé au-dessus de la cote de 995 mètres d'altitude

Le couvert végétal du bassin versant est essentiellement formé d'une forêt dense.

La délimitation du bassin versant d'Oued Ktiba, ainsi que la détermination de quelques paramètres physiographique ont été réalisés à partir de la carte d'état-major et topographique de Kais Est 1/50000 (NI-32-XIX Est).

I.6 Climat

La région se caractérise par trois climats :

- ✓ Un climat très rude en hiver, modéré en été dans les régions montagneuses centrales.
- ✓ Un climat modéré en hiver, chaud et sec en été dans les steppes sahraouies du sud.
- ✓ Un climat très froid en hiver, sec en été dans les hautes steppes au nord.

Conclusion

La collecte des données topographiques, géographiques et climatiques est une étape très importante dire même primordiale pour la suite de notre étude.

II. Etude géologique

Introduction

Les principaux critères de base justificatifs du choix du site d'Oued Ktiba sont analysés suivant les conditions géomorphologiques et les travaux potentiels d'investigations pour valoriser la faisabilité du site.

II.1 Localisation du site

Le site se trouve au lieudit Tabelbelt – Foum Ktiba dans le Douar des Oulad Maache, aux piedmonts immédiats d'un imposant massif montagneux formé par une série de falaises et Kefs culminants.

Y prennent sources plusieurs Oueds dont Oued Mezouet, Faidh, Malih et quelques chaabat. Le Kef le plus proche est Kef Mezouet qui culmine à 1285 m à proximité Ouest de l'aire d'étude.

A l'amont du site, le relief, dans son versant septentrional est une corniche en muraille calcaire fortement redressée, Oued Ktiba, objet de notre étude, a érodé une entaille étroite avant de déboucher dans la plaine.

II.2 Conditions géologiques du site

II.2.1 Géologie régionale

Au plan régional, dans ce versant d'un grand anticlinal, les formations calcaréo-marneuses sont essentiellement d'âge Crétacé dans ses trois étages : inférieur, moyen et supérieur.

La corniche, très caractéristique, redressée en barrière calcaire est attribuée au Cénomanién supérieur.

Non loin du site, le Miocène est également représenté : il est relevé en rive gauche selon une lithologie gréseuse, d'aspect « tuffeux » et relativement épais.

Dans la plaine, notamment aux environs de Oued Tacherechra , le glacié de pente , et le Quaternaire plus ou moins déterminé forme le recouvrement épais des couches les plus récentes de l'anticlinal .(Voir La carte géologique en ANNEXE).

II.2.2 Lithostratigraphie du site

Le site examiné appartient à un environnement géologique constitué de roches cohérentes, compactes, structurées en alternances de bancs réguliers de calcaires épais, de marnes et marno-calcaires.

La structure stratigraphique est uniforme au droit du site. On y observe une continuité des bancs, nettement différenciés, entre la rive gauche et la rive droite.

De part et d'autre du lit majeur de l'Oued, ces formations sont recouvertes d'éluvions et colluvions assez épaisses. Dans le lit mineur et les berges, la direction générale des bancs et strates est transverse par rapport au sens d'écoulement des eaux.

Les pendages sont uniformes, avec un plongement vers l'aval et la rive gauche de l'Oued sous un angle voisin de 80 °.

Il est à relever que ce site a déjà fait l'objet d'un petit aménagement hydraulique en béton, et comportant un seuil déversant en béton peu affecté et une petite dérivation au bas talus de la rive droite.

Cette prise est actuellement envasée par une épaisseur de dépôts alluviaux d'environ 2 mètres.

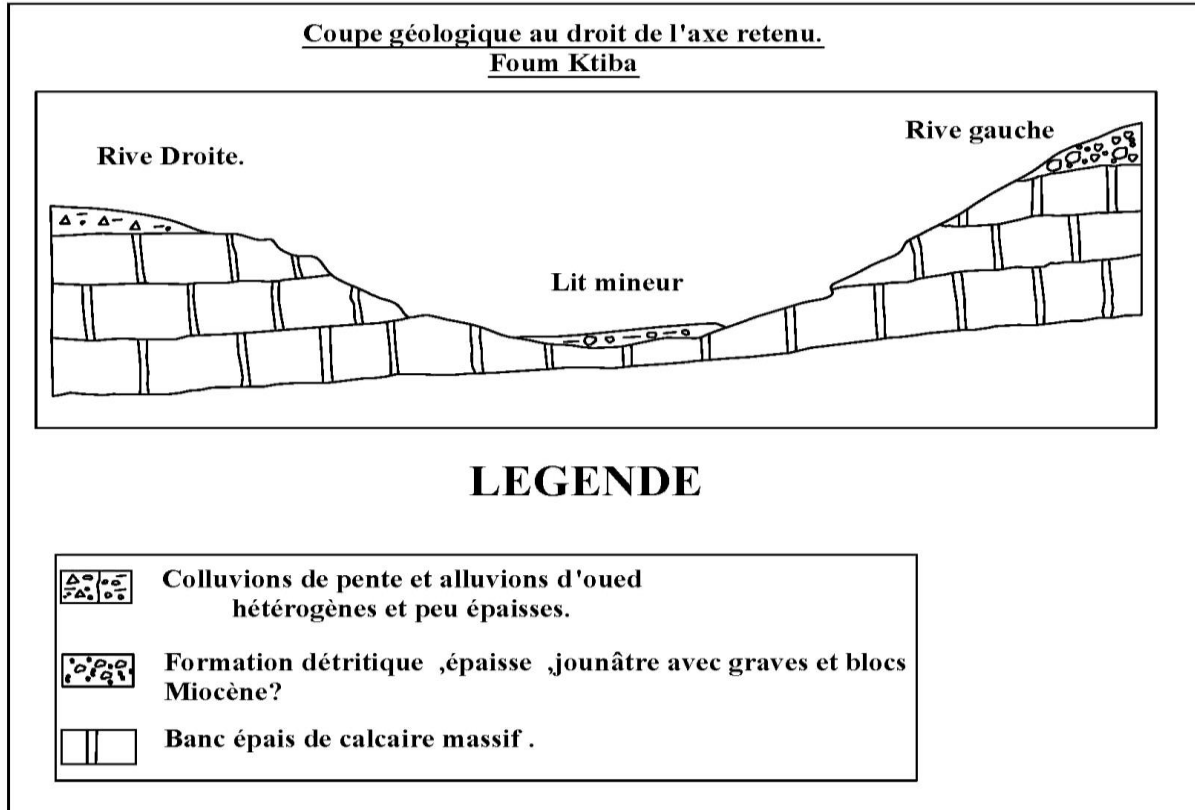


Figure II.1 Coupe géologique du site d'Oued Ktiba

II.3 Critères géotechniques du choix

Au plan constructif, le site présente l'avantage des conditions hydrogéologiques apparentes et cartographiables pour les besoins d'appui et de fondation de l'ouvrage.

En plus de la structure d'ensemble favorablement continue et rectiligne, on peut retenir que les facteurs lithologiques de portance et d'étanchéité sont réunis pour assurer la conservation des eaux : marnes étanches et calcaire épais et non fissuré.

Ainsi, avantageusement pour le projet, les reconnaissances géologiques et géotechniques ne s'avèrent pas indispensables pour identifier et caractériser les terrains récepteurs de l'ouvrage. Il n'existe aucun problème de portance, ni de glissement ou de tassement à craindre : la barre calcaire, en place et suffisamment épaisse (3,00 à 3,50 m) constituera une assise pour l'empattement de la digue.

II.3.1 Travaux Géotechniques

Pour les besoins de conception et de dimensionnement, les travaux d'investigations à réaliser comprendront uniquement l'ouverture de 03 fouilles, dans le but de dresser la continuité et la profondeur des calcaires et marnes sus-jacentes dans leur prolongement vers les rives.

Afin de reconnaître la nature et le comportement des sols sous-jacents, nous avons réalisé les travaux et essais in situ suivants

Un sondage en carottage continu avec une profondeur d'investigation de 6 m, a été réalisé dont la coupe lithologique du sol sous-jacent est représentée par une figure en annexe, les échantillons prélevés seront soumis aux différents essais de laboratoire.

En analysant les colonnes lithologiques dressées à partir de sondage réalisés, nous remarquons que la partie sommitale consiste en une couche de remblai avec une épaisseur de (0.60 m).

Au-dessous, nous avons relevé les formations suivantes :

- Terre végétale. (0,60m).
- Argile limoneuse graveleuse brun a verdâtre + galets (0,60-1,60m).
- Argile limoneuse chargé par des blocs et galets (1,60-4,20m).
- Blocs de Calcaire blanc intercalé par des argiles grisâtres limoneuses (4,20-6,00m).

II.4 Travaux de Laboratoire

Les échantillons de sol prélevés du sondage carotté ont été soumis aux essais classiques de laboratoire à savoir des essais mécaniques et des analyses chimiques.

Essais mécaniques.

Pour la détermination de la résistance de la roche, nous avons réalisé un essai de la résistance à la compression simple qui a montré que $RCS=50.10 \text{ KN}$.

Analyses chimiques.

Les résultats des analyses chimiques obtenues selon la norme NF P 18-011 DU06/92 montrent que les sols de fondations sont d'agressivité **nulle**.

Tableau II.1 Résultats de l'analyse chimique.

Sondage	Profond (m)	Sulphates % <i>So4''</i>	Carbonates % <i>CaCo3</i>	Chlorures % <i>Cl</i>
S1	1,60	Traces	2,00	0,18

II.5 Type de Fondation

L'analyse des différents résultats obtenus nous permet d'asseoir le projet en question sur des fondations rocheuses, ancrées à 2 m à partir du niveau actuel du terrain naturel. Nous pouvons faire les conclusions et les recommandations suivantes :

- La contrainte du sol est estimée de 1.60 bars
- Les sols sous fondations sont non gonflants.
- Les sols de fondations sont d'agressivité nulle vis à vis du béton des infrastructures.



Figure II.2 Continuité naturelle vers la rive gauche de la structure géologique



Figure II.3 Rive droite du site et affleurements porteurs d'appui de la digue

Conclusion.

Ce site est intéressant pour recevoir, sans inconvénient géologique, un aménagement de captage en retenue sur une hauteur suffisante pour éviter le contournement des eaux.

L'ouvrage sera conçu en béton sur les calcaires ou même en palplanches battues dans les niveaux tendres de marnes.

Pour ce site d'Oued Ktiba, nous retenons les avantages suivants :

- Absence de terrassement majeur sur l'assiette de la digue.
- Accès carrossable jusqu'au site et existence à proximité d'aires provisoires de dépôt de matériaux et matériels.
- Absence de contrainte géotechnique de stabilité.
- Le banc calcaire du site et les marnes constituent déjà un écran imperméable.
- Possibilité de construire un évacuateur latéral sans grands terrassements.
- Il n'y a pas d'impact négatif sur l'environnement.

III. Etude Hydrologique

Introduction

Deux approches différentes des événements futurs sont utilisées en hydrologie. D'une part les prévisions à relativement court terme et, d'autre part, les prédictions, généralement à plus long terme. Cette distinction correspond à des approches différentes, mais aussi à des problèmes différents.

Dans le premier cas il s'agit d'un problème de gestion d'ouvrage ou de système d'ouvrages, alors que dans le second il s'agit de problèmes de planification d'aménagements et de dimensionnement d'ouvrages.

Dans ce cadre, nous procédons dans notre travail par une étude hydrologique du bassin versant, pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation d'une retenue collinaire ; volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crue, le débit solide, le laminage des crues...etc.

III.1 Le bassin versant

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section.

Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passent par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par un exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire. Les travaux cités sont effectués sur des cartes d'état-major : Kais Est , Echelle 1/50000 (NI-32-XIX Est).

III.2 Description Du Bassin Versant de Oued ktiba

Le bassin versant est dans la limite Sud de la zone semi-aride. Les cours d'eau du bassin versant prennent naissance au niveau de la partie orientale du versant Nord-Ouest du massif montagneux De Jbel-Taher ou Rbie Et Jbel Si Hadhar (Autre Kef Tahatouste, Bou Hazra, Gaham).

L'écoulement se fait suivant l'axe Sud-Nord, le cours d'eau principal du bassin reçoit deux affluents d'Oueds Chaabat Bou Yamgharer et Oued Ain Taferghousi.

Le bassin versant d'Oued Ktiba Est situé au-dessus de la côte de 995 mètres d'altitude.

Le couvert végétal du bassin versant est essentiellement formé d'une forêt dense.

La délimitation du bassin versant d'Oued Ktiba, ainsi que la détermination de quelques paramètres physiographiques ont été réalisés à partir de la carte d'état-major et topographique de Kais Est 1/50000 (NI-32-XIX Est), à l'aide du logiciel Autocad 2014 (Autodesk, 2014).

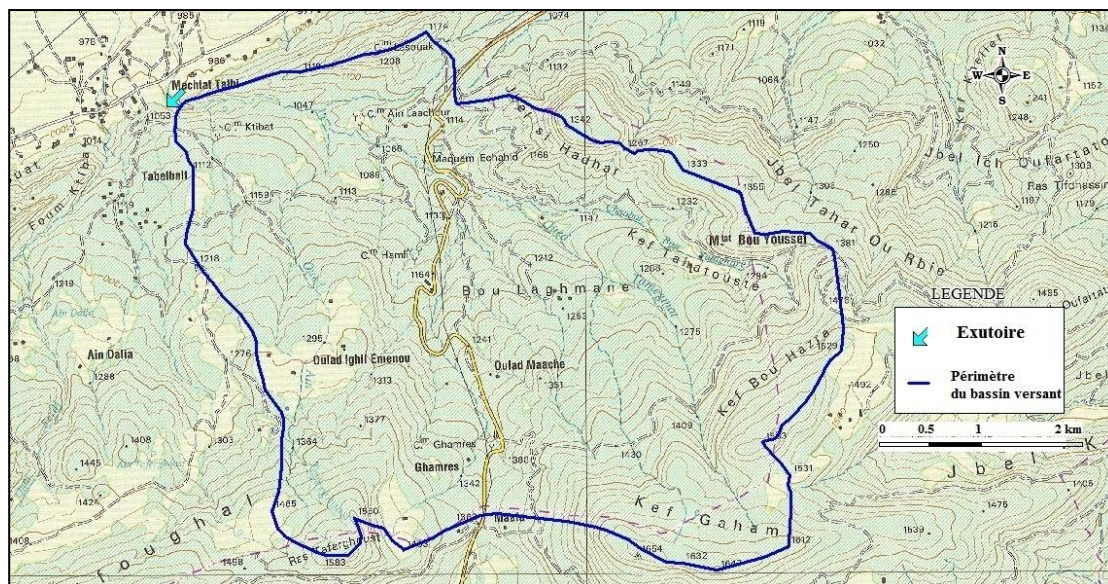


Figure III.1 Bassin versant Oued ktiba – Taouzianet

III.3 Caractéristiques physiques du bassin versant

III.3.1 Caractéristiques géométriques

Nous avons trouvé :

III.3.1.1 Surface du bassin versant :

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

$$S=24,12 \text{ Km}^2$$

III.3.1.2 Périmètre du bassin versant :

$$P=21,71 \text{ Km}$$

III.3.1.3 Longueur du talweg principal :

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que

$$L_{cp}= 8,662 \text{ Km}$$

III.4 Caractéristiques hydromorphologiques

III.4.1 Indice de compacité de Gravelius "Kc"

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

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

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

- si $K_c = 1,128 \Rightarrow$ bassin ramassé
- si $K_c > 1,128 \Rightarrow$ bassin allongé

$$K_c = \frac{\text{Périmètre } P \text{ du bassin versant.}}{\text{Périmètre } P \text{ du cercle de même superficie}} \quad (\text{III.1})$$

$$^2 \text{ On a: } A = \pi \cdot R^2 \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}; \quad S: \text{ superficie (Km}^2\text{)}$$

$$P' = 2\pi R \quad R: \text{ rayon (Km)}$$

$$\text{Donc : } P' = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} = 2\sqrt{S\pi}$$

$$K_c = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\sqrt{S\pi}} \Rightarrow K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

$$K_c = 1,24$$

$K_c > 1,128$ Notre bassin est alors « allongé »

III.4.2 Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \quad (\text{III.2})$$

L : Longueur du talweg principal

S : Superficie du bassin versant

$$C_a = 19,54$$

III.4.3 Rectangle équivalent

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins, elle permet de comparer les bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

Les dimensions sont tirées comme suit :

$$S = L \cdot l \quad \text{où } L : \text{longueur de rectangle équivalent.}$$

$$P/2 = L + l \quad l : \text{largeur de rectangle équivalent.}$$

$$K_c = 0,28 \sqrt{\frac{P}{S}} \Rightarrow P = K_c \frac{\sqrt{S}}{0,28}$$

La résolution du système d'équation à 2 inconnus montre que L et l sont solutions de l'équation :

$$X^2 - \frac{P}{2} \cdot X + A = 0$$

$$\Delta = \frac{P^2}{4} - 4S = K_c^2 \frac{S}{0,28^2 \cdot 4} - 4S$$

$$\text{Avec: } K_c \geq \Rightarrow \Delta \geq 0$$

$$\text{donc : } L, l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{1,128^2}{K_c}} \right) \quad (\text{III.3})$$

$$\text{AN : } L = 7,64 \text{ Km} \quad l = 3,16 \text{ Km}$$

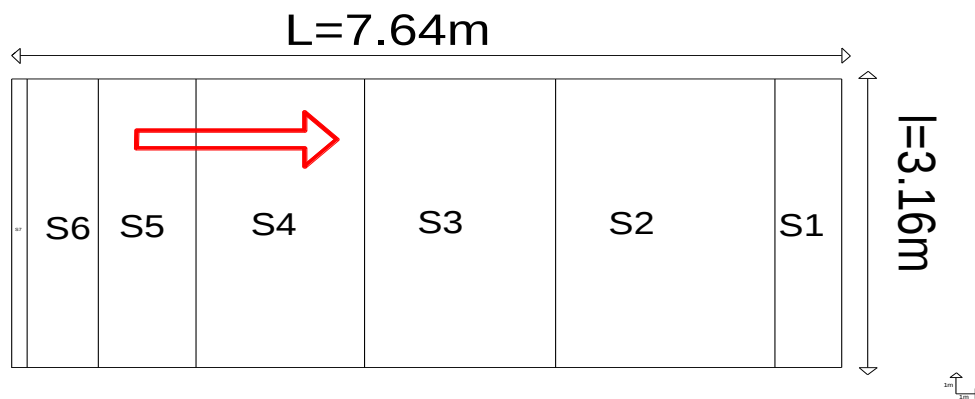


Figure III.2 Rectangle Equivalent

III.5 Paramètres du relief

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin.

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues. Notre but recherche est la détermination de la classe de relief.

III.5.1 Courbe hypsométrique

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau consécutives et les différentes cotes. (Cf. ANNEXE).

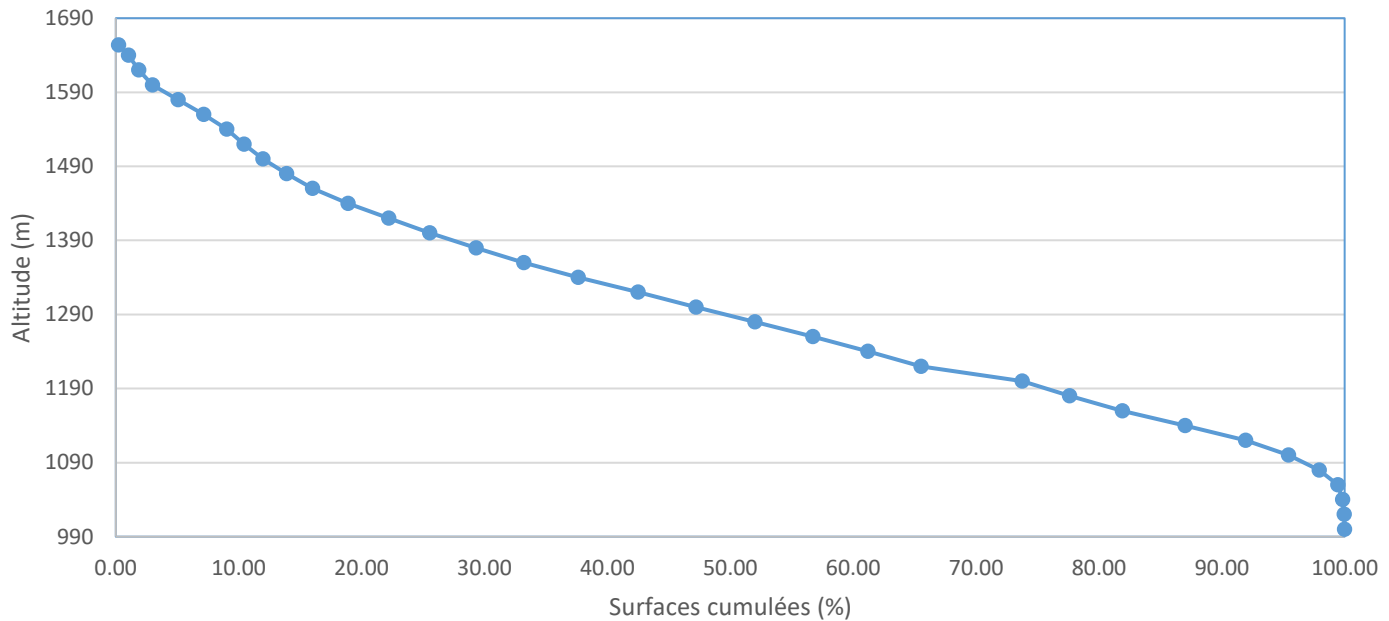


Figure III.3 Courbe hypsométrique du bassin versant

III.6 Altitudes caractéristiques

III.6.1 Altitudes maximale et minimale

Elles sont obtenues directement à partir de cartes d'Etat-major. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considérée comme le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations.

$$H_{\max} = 1654 \text{ m}$$

$$H_{\min} = 995 \text{ m}$$

III.6.2 L'altitude moyenne

L'altitude moyenne se déduit directement à partir de la relation définie comme suit :

$$H_{MOY} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i S_i}{S} \quad (\text{III.4})$$

avec : $H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$

avec :

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m).

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n en (m).

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n en (Km²).

S : Surface totale du bassin versant (Km²).

Donc :

$$H_{\text{moy}} = \frac{31009.94}{24,12} = 1285,65 \text{ m NGA}$$

III.6.3 L'Altitude médiane

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

$$H_{50\%} = 1288,37 \text{ m NGA}$$

Tableau III.1 Tableau récapitulatif des altitudes caractéristiques

Altitude	Valeur (m)
H_{moyenne}	1285,65
$H_{50\%}$	1288,37
$H_{95\%}$	1102,5
$H_{5\%}$	1580,66
H_{max}	1654
H_{min}	995

III.7 Pente moyenne du bassin versant

$$I_m = \frac{\Delta H \left(\frac{1}{2} L_1 + L_2 + L_3 + \dots + \frac{1}{2} L_n \right)}{S} \quad (\text{III.5})$$

I_m : pente moyenne [m/km].

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

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

S : superficie du bassin versant (Km²).

Tableau III.2 Longueurs partielles en fonction des altitudes

Cote de la courbe (m)	$\Delta H(m)$	Longueur (Km)
1000	100	0,3004
1100		8,7882
1200		10,0342
1300		10,779
1400		8,5915
1500		5,426
1600		2,0207

A.N : La pente moyenne de bassin est :

$$I_m = 18,57 \%$$

III.8 Indices de pente

III.8.1 Indice de pente globale I_g

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes correspondantes à 5% et 95% de la surface du bassin versant.

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (III.6)$$

avec :

L : longueur du rectangle équivalent ($L=7,76$ km).

$H_{5\%}=1580,66$ m

$H_{95\%}=1102,5$ m

AN : l'indice de pente globale est :

$$I_g=6,16\%$$

Tableau III.3 Classification de la pente globale en fonction du type de relief par le CEMAGREF , ex O.R.S.T.O.M (in (Touabia, 2004))

Relief		I_g
1	Très faible	$I_g < 0,002$
2	Faible	$0,002 < I_g < 0,005$

3	Assez faible	$0,005 < I_g < 0,01$
4	Modéré	$0,01 < I_g < 0,02$
5	Assez modéré	$0,02 < I_g < 0,05$
6	Fort	$0,05 < I_g < 0,1$
7	Très fort	$0,1 < I_g$

III.8.2 Indice de pente moyenne I_{pm}

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

Equivalent

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad (III.7)$$

avec :

L : longueur du talweg principal

$H_{max} = 1654m$

$H_{min} = 995m$

AN ; $I_{pm} = 8,63\%$

III.8.3 Indice de pente de ROCHE I_p

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=0}^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \quad (III.8)$$

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

S_i : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1}

AN :

$$I_p = \frac{242,56}{\sqrt{7760}} = 2,75\%$$

III.9 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

III.9.1 Chevelu hydrographique

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne, Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de Schum (1956),

Dans cette classification de Schum est considéré d'ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x),

Dans notre bassin versant, le cours d'eau principal est de l'ordre 4,

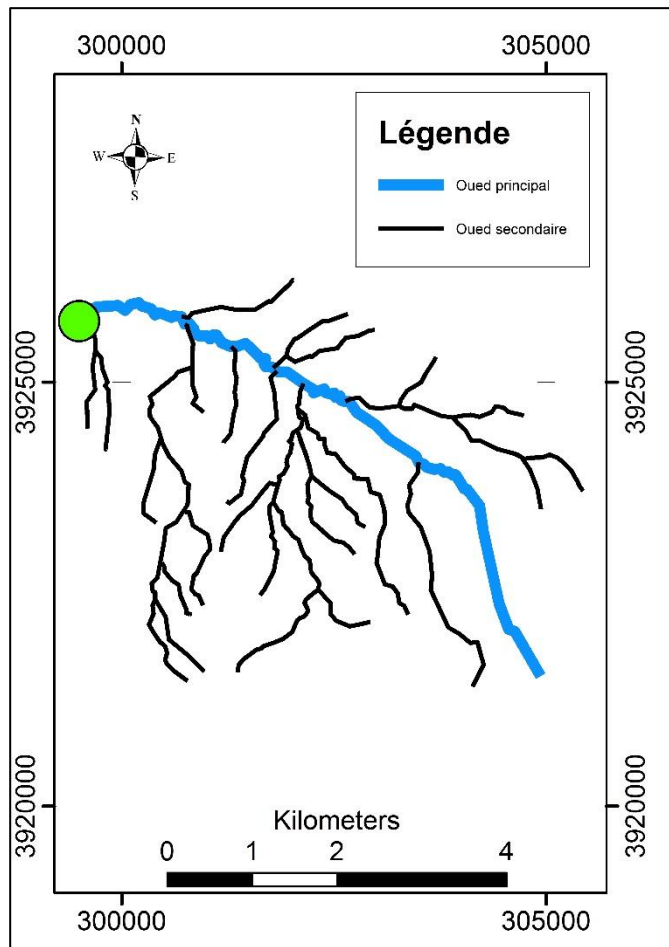


Figure III.3 Réseau hydrographique du bassin versant, Echelle 1/50000

III.10 Profil

en long de l'oued

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/50,000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire,

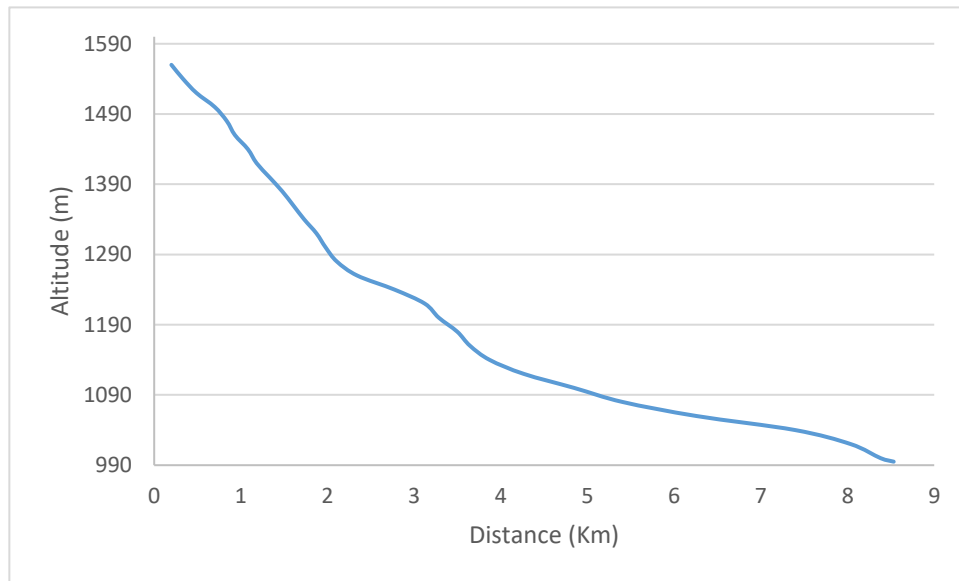


Figure III.4 Distances cumulées du cours d'eau principal en fonction des altitudes

III.11 Pente moyenne de cours d'eau principal I_c

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal, Elle est donnée par la formule suivante,

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{III.9})$$

avec :

ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

ΔL : distance entre ces deux points (km).

AN :

$$I_c = \frac{1580-995}{8,53} * 100 = 6,86\%$$

III.12 Densité de drainage

Elle est définie pour un bassin versant donnée de surface « S », comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, elle est exprimée en Km/Km²,

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{III.10})$$

avec :

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

S : Surface du bassin versant (Km²).

Li=42,41 Km,

AN:

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S} = \frac{42,41}{24,12} = 1,76 \text{ Km/Km}^2,$$

III.13 Coefficient de torrentialité

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

$$C_t = D_d * F \quad (\text{III.11})$$

D_d : Densité de drainage.

F : Densité hydrographique.

où : F_1 est le rapport entre le nombre des thalwegs d'ordre 1 et la surface globale

$$C_t = 1,76 * \frac{26}{24,12} = 1,9$$

III.14 Temps de concertation du bassin versant

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire, Il existe plusieurs formules,

De nombreuses formules permettent de calculer le temps de concentration sur un bassin versant, A chacune de ces formules sont applicables un domaine de validité, que ce soit pour la taille des bassins versants étudiés ou pour les résultats obtenus,

III.14.1 Formule de Ventura :

$$T_c = 0,13 \sqrt{\frac{S}{I}} \quad (\text{III.12})$$

T_c = temps de concentration en heures,

S = surface du bassin versant en km^2

I = Pente en m/m

Domaine de validité compris entre 1 et 20 km^2 ou supérieur à 10 km^2 selon les ouvrages,

III.14.2 Formule de Turraza :

$$T_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{S \cdot L}}{\sqrt{I}} \quad (\text{III.13})$$

T_c = temps de concentration en minutes,

S = surface du bassin versant en hectares,

L = cheminement hydraulique le plus long en mètres,

I = pente en m

III.14.3 Formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_{cp}}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{III.14})$$

T_c = temps de concentration en heures.

S = surface du bassin versant en km^2 .

L_{cp} = cheminement hydraulique le plus long (Km).

H_{moy} = altitude moyenne (m).

H_{min} = altitude minimale (m).

Tableau III.4 Temps de concentration

Formule	Temps de concentration	
	Minutes	Heures
GIANDOTTI	143,6	2,4
VENTURA	146,26	2,44
TURRAZA	113,57	1,9

$$T_c = 1,9 \text{ h}$$

III.15 Vitesse de ruissèlement

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \quad (\text{III.15})$$

avec :

L : longueur du cours d'eau en Km

T_c : temps de concentration en heure

AN :

$$V_r = \frac{L}{T_c} = \frac{8,66}{1,9} = 4,56 \text{ Km/h}$$

Tableau III.5 Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Coordonnées	Abscisse	X	Km	299,473
	Ordonnée	Y	Km	3925,695
Superficie		S	Km ²	24,12
Périmètre		P	Km	21,71
Longueur du thalweg principal		L _{cp}	Km	8,662
Pente du thalweg principal		I	%	6,86
Indice de compacité		K _C	-	1,24
Coefficient d'allongement		C _a	-	19,54
Rectangle équivalent	longueur	L	Km	7,64
	largeur	l	Km	3,16
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1654
	moyenne	H _{moy}	m	1285,65
	médiane	H _{50%}	m	1288,37
	minimale	H _{min}	m	995
Pente moyenne de B,V		Im	%	18,57
Indice de pente globale		I _g	%	6,16
Indice de pente moyenne		Im	%	8,63
Indice de pente de Roche		I _p	%	2,75
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	1,76
Coefficient de torrentialité		C _t	-	1,9
Temps de concentration		T _c	h	1,9
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	4,56

III.16 Caractéristiques climatiques du bassin versant

De ce point de vue ; l'hétérogénéité du relief de la wilaya ; implique une extrême diversité des aspects climatiques, En général ; le climat est de type continental au Nord et presque saharien au Sud, L'hiver est très rude et un été chaud et sec.

III.16.1 Température

Les températures mensuelles au voisinage du projet d'aménagement sont données dans le tableau III.7 ci-dessous, Ces valeurs ont été extraites de la Station météorologique de Khenchela (durant la période 1990–2007),

L'évolution des températures mensuelles au cours de l'année dans la région d'étude est présentée sur la Figure III.5. Les mois de mai à septembre sont les mois les plus chauds avec un pic de chaleur en Juillet/Aout (26,7°C). Les mois de décembre, janvier et février sont les plus froids de l'année avec une température moyenne inférieure à 6,7°C, la température moyenne annuelle est de 15,91°C.

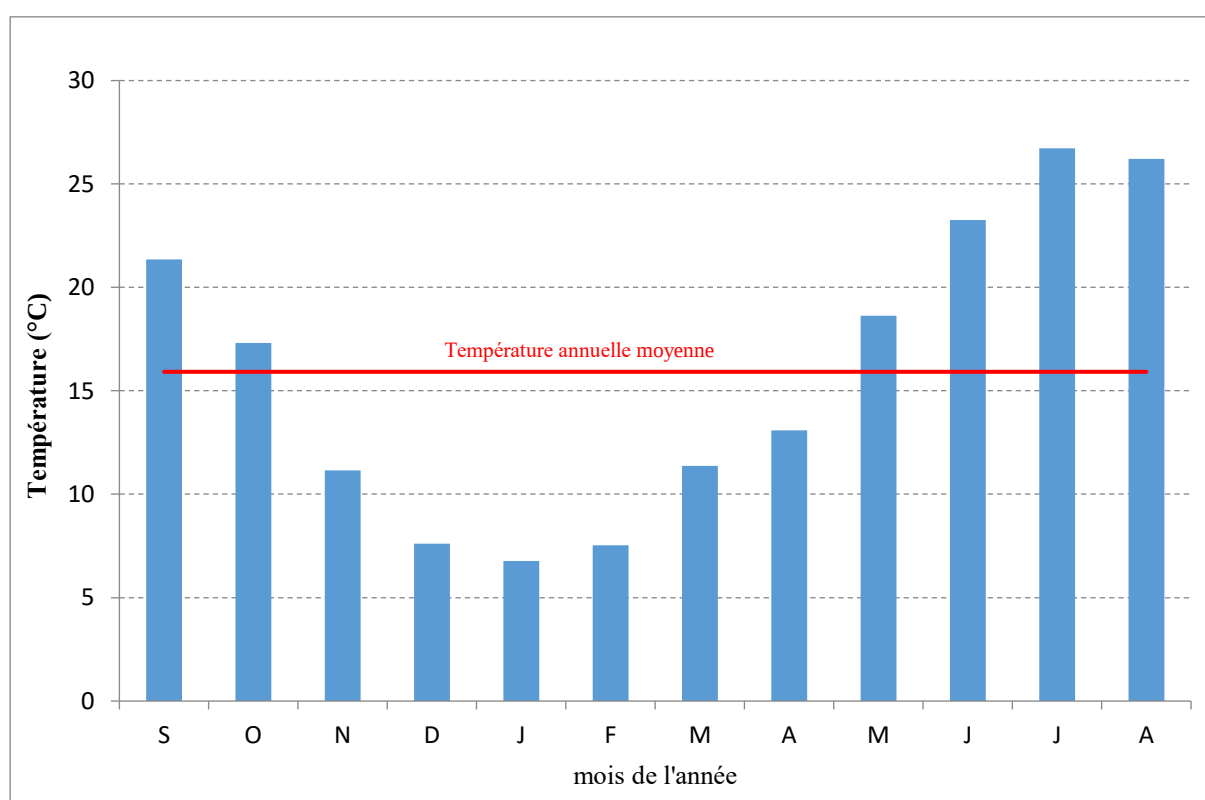


Figure III.5 Variation de la température moyenne annuelle

Tableau III.6 Températures mensuelles moyennes de la région de Khenchela

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne annuelle
T en °C	21,3	17,3	11,1	7,62	6,78	7,53	11,3	13,1	18,6	23,2	26,7	26,2	15,91

(Station météorologique de Khenchela)

III.16.2 Evaporation

Vu l'inexistence d'observation à proximité de la région de Chechar et Taouzianet, il est utilisé les observations de l'évaporation de barrage de Babar (Source de l'ANBT), pour la période 09/2001-01/2008. Cette série est montrée sur le tableau suivant

Tableau III.7 Evaporation de la retenue du barrage de Babar ET, en mm

ANNEE	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEB	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	TOTA
2001-2002	73,8	73,3	79,8	35,9	14,6	25,5	30,1	46,5	136,2	153,1	195,1	134,3	998,1
2002-2003	110,7	70,2	41,6	30,4	18,7	33,3	60,5	58,7	125,5	135,	242,	126,5	1053,9
2003-2004	83,4	30,1	36,4	32,5	33,0	51,7	65,0	82,4	92,8	133,8	153,1	165,5	959,6
2004-2005	100,3	125,2	65,0	26,2	33,8	39,1	63,9	93,8	145,8	131,2	134,9	154,6	1114,0
2005-2006	75,1	62,1	38,7	20,3	25,5	24,9	50,2	77,2	69,9	120,8	144,7	146,8	856,2
2006-2007	82,9	79,0	45,2	26,5	30,1	24,7	47,3	44,7	81,9	131,5	153,6	141,1	888,4
2007-2008	74,8	60,0	36,1	30,1	25,9	33,2	52,8	67,2	108,	134,	170,	144,8	938,7
Moyen	85,9	71,4	49,0	28,8	25,9	33,2	52,8	67,2	108,7	134,3	170,6	144,8	972,7

Source : ANBT

Tableau III.8 Relation entre l'évapotranspiration potentielle et l'évaporation de la retenue du barrage de Babar

	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEB	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOUT
ETP (mm)	148,1	90,9	46,7	29,3	31,1	51,7	92,2	133,2	173,1	205,3	228,3	200,4
ET (mm)	85,9	71,4	49	28,8	25,9	33,2	52,8	67,2	108,7	134,3	170,6	144,8
Ratio ET/ETP	0,58	0,79	1,05	0,99	0,83	0,64	0,57	0,5	0,63	0,65	0,75	0,72

Source : ANBT

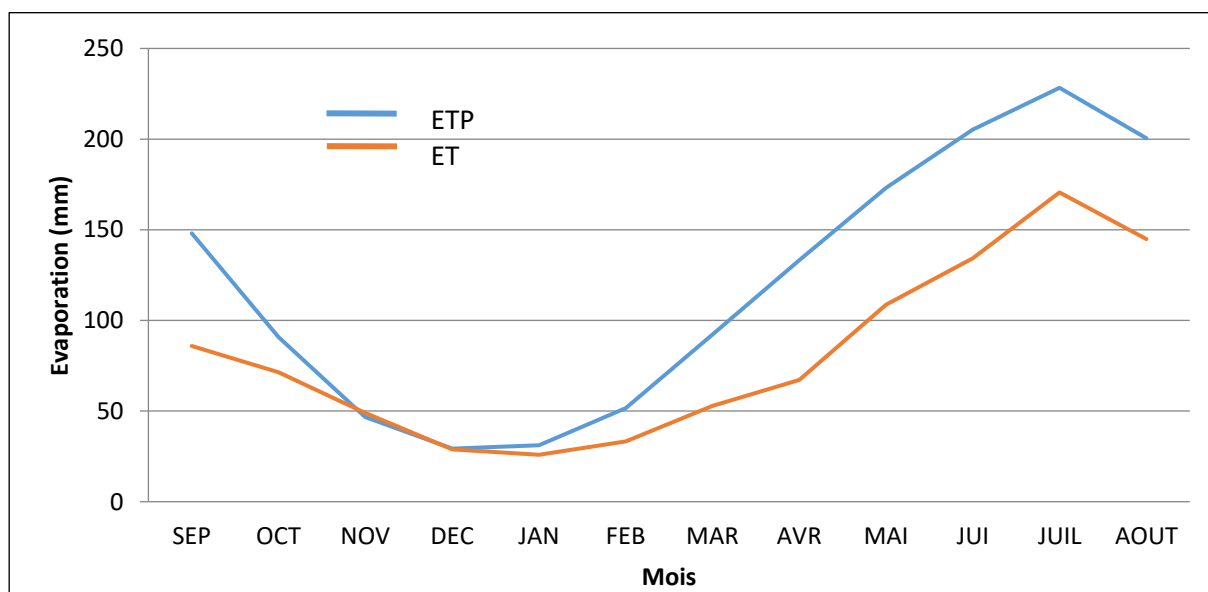


Figure III.6 Evaporation de la retenue du barrage de Babar ,en mm

On observe un écart important entre les valeurs d'évaporation de la retenue, en particulier pendant les mois d'été,

Dans les tableaux III.10 et III.11 , la répartition mensuelle de l'évapotranspiration et de l'évaporation mesuré au niveau du barrage de Babar,

Tableau III.9 Evaporation et ETP à la station d'observation de Barrage de Babar

Station	Altitude (m NGA)		Evaporation (mm/an)	ETP carte ANRH (mm/an)	Ration Evap./ETP
Barrage de Babar	1450		972,6	1430,4	0,68

Source : ANBT

Tableau III.10 Répartition mensuelle de l'évapotranspiration

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
ETP mm	148	91	47	29	31	52	92	133	173	205	228	200	1430
ETP%	10,4	6,4	3,3	2,1	2,2	3,6	6,5	9,31	12,1	14,4	16	14	100

Source : ANBT

Tableau III.11 Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
ET mm	86	71	49	29	26	33	53	67	109	134	171	145	973
ET%	8,8	7,3	5	3	2,7	3,4	5,4	6,9	11,2	13,8	17,5	14,9	100

Source : ANBT

III.16.3 Régime des vents

Le vent est un agent d'évaporation et de pollinisation en particulier, le vent se caractérise par sa vitesse et par sa direction,

Tableau III.12 Vitesse moyenne mensuelle du vent en « m / s », (1990 – 2007)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne
vitesse (m/s)	3,81	3,30	3,43	3,12	3,41	4,8	4,62	4,42	4,20	4,36	4,61	4,86	4,07

(Station météorologique de Khenchela)

La vitesse maximale est enregistrée de 4,86 m/s mois d'Août, la vitesse minimale est enregistrée de 3,12 m/s au mois de Décembre, La vitesse moyenne du vent durant l'année est de l'ordre de 4,07 m/s,

III.17 Sirocco

C'est un vent chaud et sec qui souffle soit directement du Sud, soit du Sud-Est, soit du Sud-Ouest,

Tableau III.13 Nombre de jours de sirocco par mois, (1990– 2007)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J t	A	Année
N,J,S	03	04	01	00	00	00	02	05	03	05	07	06	36

(Station météorologique de Khenchela)

N, J, S : nombre moyenne de jours de sirocco,

A partir de ce tableau, nous remarquons que la période de sirocco est de Mars jusqu'à le mois de Novembre, on ce qui concerne le sirocco, sa durée est de 36 jours,

III.18 PLUVIOMETRIE

III.18.1.1 Pluies annuelles et mensuelles

La figure III.8 représente l'évolution chronologique des pluies annuelles pour le poste pluviomètre de la station du Yabous (code ANRH :070604), Le spectre des valeurs des pluies annuelles est en dent de scie, ce qui confirme l'hypothèse d'hétérogénéité de la pluie dans la région de l'étude,

La figure III.9 met en évidence une périodicité des valeurs de la pluie moyenne annuelle avec une alternance d'années sèches et humides, Mise à part les années 1992/2001 au-dessous de la moyenne (les années sèches), les années humides présentent presque toutes la même quantité de pluie, Le même constant peut être fait pour les années sèches,

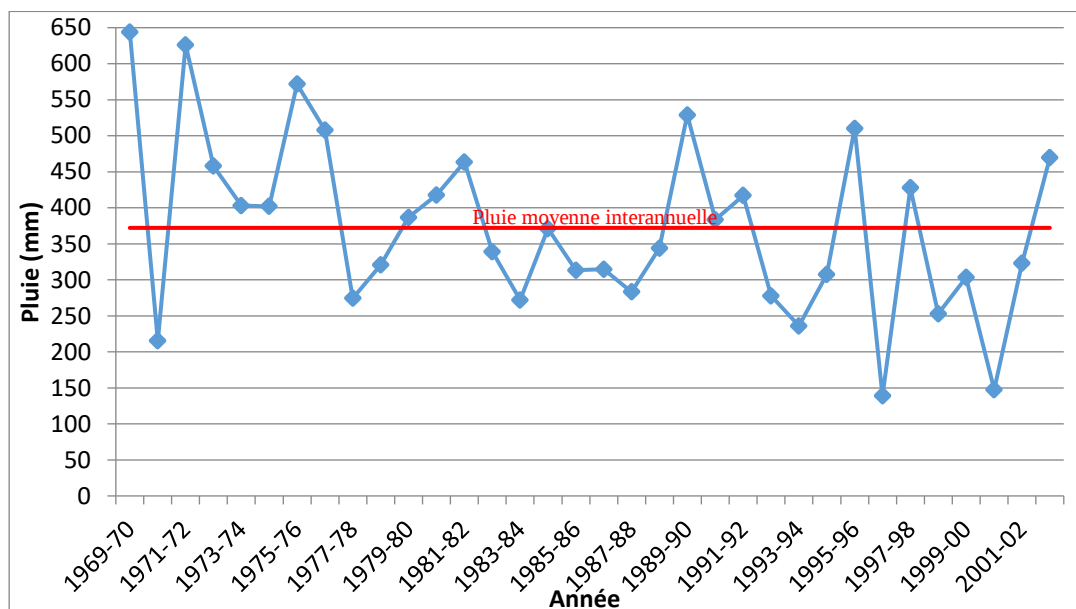


Figure III.7 Pluie moyenne annuelles à la station (070604)

Le tableau des pluies annuelles et mensuelles à la station (070604). Elles s'élèvent à 389,430 mm/an, avec une variation comprise entre 138,8 mm/ans (1996/97) et 644mm/an (1969/1997). Du point de vue de la distribution mensuelle (figure III.11) les mois de Septembre à Mai rassemblent presque 90% du cumul de la pluie annuelle. Aussi, il pleut d'une manière quasi uniforme de Septembre à

Février (presque la même quantité de pluie est reçue tout au long de ces mois) sauf les mois de Mars à Mai est supérieure à 39mm/moi. Les mois de Juin à Août sont les plus faibles,

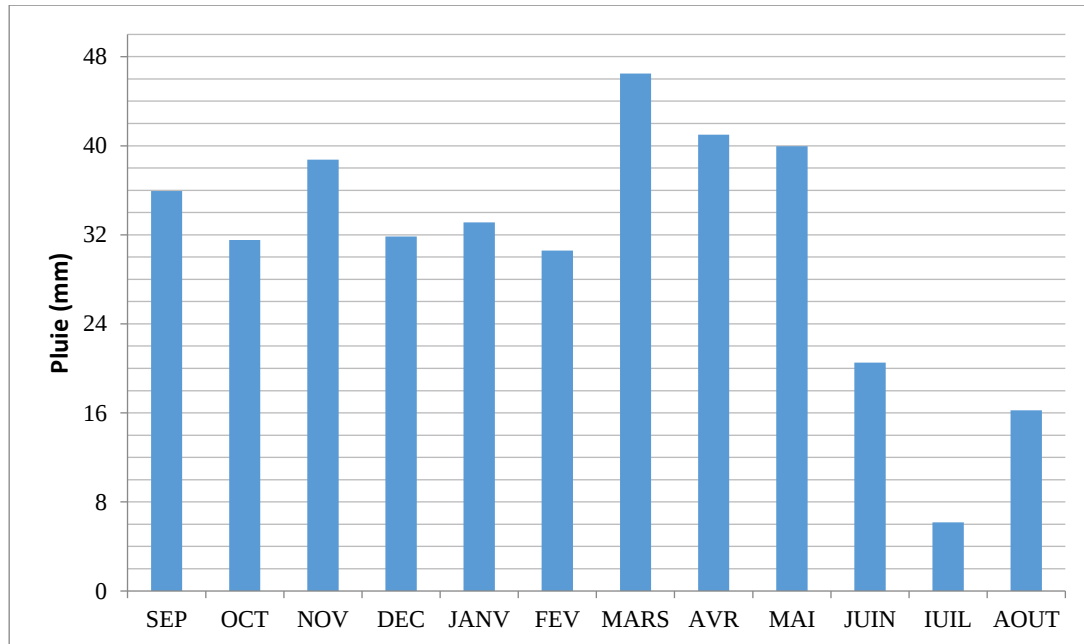


Figure III.8 Pluie moyenne inter-mensuelle station (070604)

III.19 Test d'homogénéité de la série pluviométrique

Afin de s'assurer de la fiabilité de la série pluviométrique de la station (070604), son homogénéité est analysée par le test de Wilcoxon, L'échantillon retenu pour l'analyse à une taille de 43ans, Ainsi, l'échantillon est trop court pour être subdivisé en deux et le contrôle de la fiabilité de l'échantillon doit être fait par comparaison, (Échantillon X=23, échantillon Y=20), Les échantillons X et Y ont respectivement une taille $N_1 = 23$ ans et $N_2 = 20$ ans, L'hypothèse nulle H_0 est vérifiée si :

$$W_{\min} < W_Y < W_{\max} \quad (III.16)$$

avec :

$$W_y = \sum_{i=1}^{N_1} \text{Rang} Y_i ; W_y = 439$$

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1) \cdot N_1 - 1}{2} - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{N_1 \cdot N_2 \cdot (N_1 + N_2 + 1)}{12}} ; W_{\min} = 359$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1) \cdot N_1 - W_{\min} ; W_{\max} = 521$$

L'hypothèse nulle (H_0) est vérifiée et la série pluviométrique de 070604 est homogène.

III.20 Les précipitations maximales journalières

Les pluies maximales journalières jouent un rôle prépondérant dans la genèse des crues et dans les processus d'érosion des sols, Afin de préciser la connaissance de ces pluies, une analyse fréquentielle est effectuée sur les pluies maximales journalières de la station yabous (070604),

III.20.1 Caractéristiques de la série pluviométrique

Tableau III.14 Caractéristiques de la série pluviométrique

Caractéristiques	Formules	Valeurs
Taille de l'échantillon	$\sum_{i=1}^n N$	43
Somme des P_{maxj} en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=43} X_i$	1949,7
Moyenne des P_{maxj} en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=43} X_i}{n}$	45,3
Ecart type σ_x pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=43} (X_i - \bar{X})^2}{N}}$	22,4
Coefficient de variation C_v	$C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{X}}$	0,49
L'exposant climatique	0,38	

III.21 Choix de la loi d'ajustement

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

La série des pluies maximales journalières à une longueur de 43 années, elle est ajustée à deux distributions (lois) statistiques (fonction de distribution de probabilité), les paramètres des lois ont été calculés par la méthode des L-moments,

Les lois d'ajustement choisies sont :

1. La loi de Gumbel,
2. La loi de Galton (log-normale),

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN »,

III.21.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

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

$$F(x) = e^{-e^{\frac{x-x_0}{\alpha}}} \quad (\text{III.17})$$

Tel que : $Y = \frac{x-x_0}{\alpha}$

avec :

$1/\alpha$: la pente de la droite de Gumbel

Y : variable réduite de Gumbel

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : paramètre de position (mode)

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

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

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

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

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (43)

- Calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante :

$$y = -\ln(-\ln(F(x))) \quad (\text{III.13})$$

- Calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »,
- Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier Gumbel.

Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha) y + x_0 \quad (\text{III.14})$$

avec :

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

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

Quantiles

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

$T = 1/(1-q)$.

Tableau III.15 Résultat de l'ajustement de la loi de Gumbel

Distribution statistique	Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
Gumbel Paramètre : Echelle, $\alpha = 17,49$ position, $\xi = 35,24$	10000,0	0,9999	196	26,2	145 - 248
	2000,0	0,9995	168	21,7	126-211
	1000,0	0,9990	156	19,8	117-195
	200,0	0,9950	128	153	97,8-158
	100,0	0,9900	116	134	89,4 -142
	50,0	0,9800	104	11,5	80,9 -126
	20,0	0,9500	87 2	9,02	69,5 -105
	10,0	0,9000	74,6	7,14	60,6 - 88,6
	5,0	0,8000	61,5	529	51,1-71,9

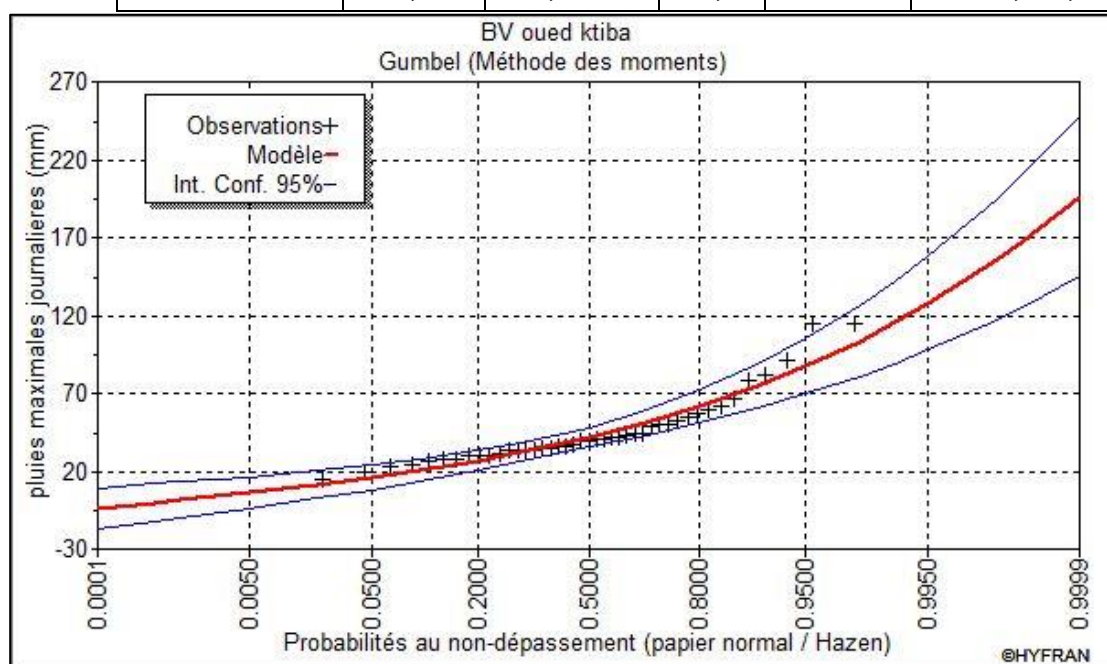


Figure III.9 Représentation graphique de la loi de Gumbel

Tableau III.16 Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	15,2
Maximum	Aucun	115
Moyenne	45,3	45,3
Ecart-type	22,4	22,4
Médiane	41,7	40
Coefficient de variation	0,495	0,495
Coefficient d'asymétrie	1,14	1,68
Coefficient d'aplatissement	2,4	5,20

III.21.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log-normal)

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

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (III.15)$$

D'où :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \text{ (Variable reduite de GAUSS)} \quad (III.16)$$

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

$$\text{Log } x(p\%) = \text{Log } \bar{x} + \sigma_x \text{Log } u(p\%) \quad (III.17)$$

$$\text{Log } \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{43} \text{Log } x_i}{N} \quad (III.18)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log-Normal « Galton » sont résumés dans le tableau suivant :

Quantiles

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

$T = 1/(1-q)$.

Log normale (Maximum de vraisemblance).

Tableau III.17 Résultat de l'ajustement à la loi de Galton

Distribution statistique	Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
Log-normale Paramètre : Position= 3,716 Forme= 0,435	10000,0	0,9999	207	39,1	131-284
	2000,0	0,9995	172	29,2	115-229
	1000,0	0,9990	158	25,4	108-208
	200,0	0,9950	126	17,6	91,7-161
	100,0	0,9900	113	14,6	84,6-142
	50,0	0,9800	100	11,9	77,3-124
	20,0	0,9500	84,1	8,62	67,2-101
	10,0	0,9000	71,8	6,47	59,1-84,5
	5,0	0,8000	59,3	4,59	50,3-68,3

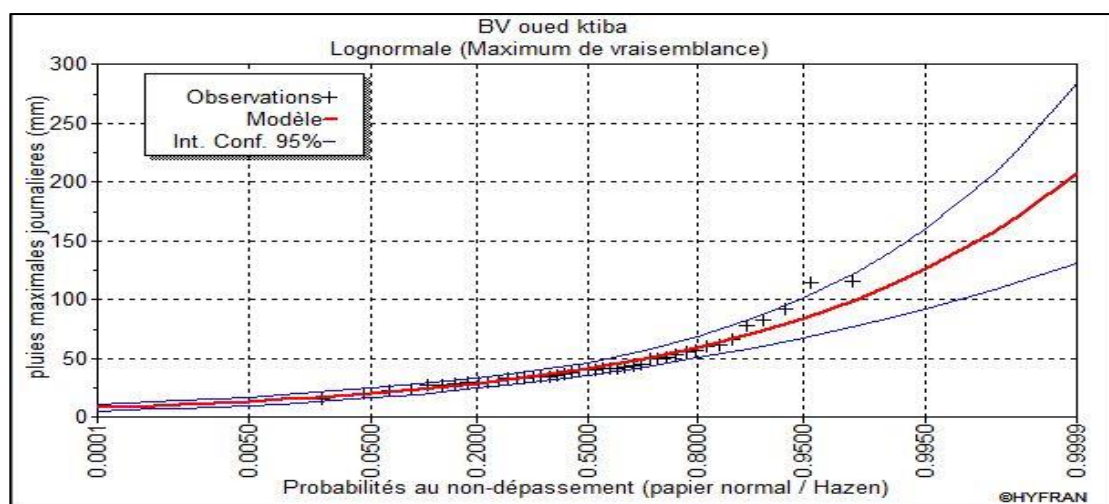


Figure III.10 Représentation graphique de la loi de Galton

Tableau III.18 Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	15,2
Maximum	Aucun	115
Moyenne	45,2	45,3
Ecart-type	20,6	22,4
Médiane	41,1	40
Coefficient de variation	0,457	0,495
Coefficient d'asymétrie	1,47	1,68
Coefficient d'aplatissement	7,04	5,20

III.21.3 Interprétation des graphiques d'ajustement

D'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi Log-Normale (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de Galton, ainsi que les pluies maximales journalières sont positives contrairement à celles de la loi de Gumbel.

➤ TEST DE χ^2 :

Afin de rejeter les distributions statistiques qui ne s'ajustent pas la distribution expérimentale, il est mis en œuvre des tests d'adéquations. Le test le plus couramment utilisé étant le test du χ^2 de Pearson.

L'hypothèse nulle H_0 du test de Pearson : $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$.

Distribution statistique	Nombre de classe	Degré de liberté	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}} (\alpha=5\%)$	H_0
Log-normale	9	6	5,35	12,6	Vérifiée

III.22 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

❖ Pluies de courtes durées :

$$P_{\max,t,p\%} = P_{\max,j,p\%} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (\text{III.19})$$

Avec :

$P_{\max,t,p\%}$: Pluie maximale de durée t et de période de retour T en (mm)

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

t : Durée de la pluie en (h)

b : Exposant climatique, pour la région d'étude il est de, $b=0,38$

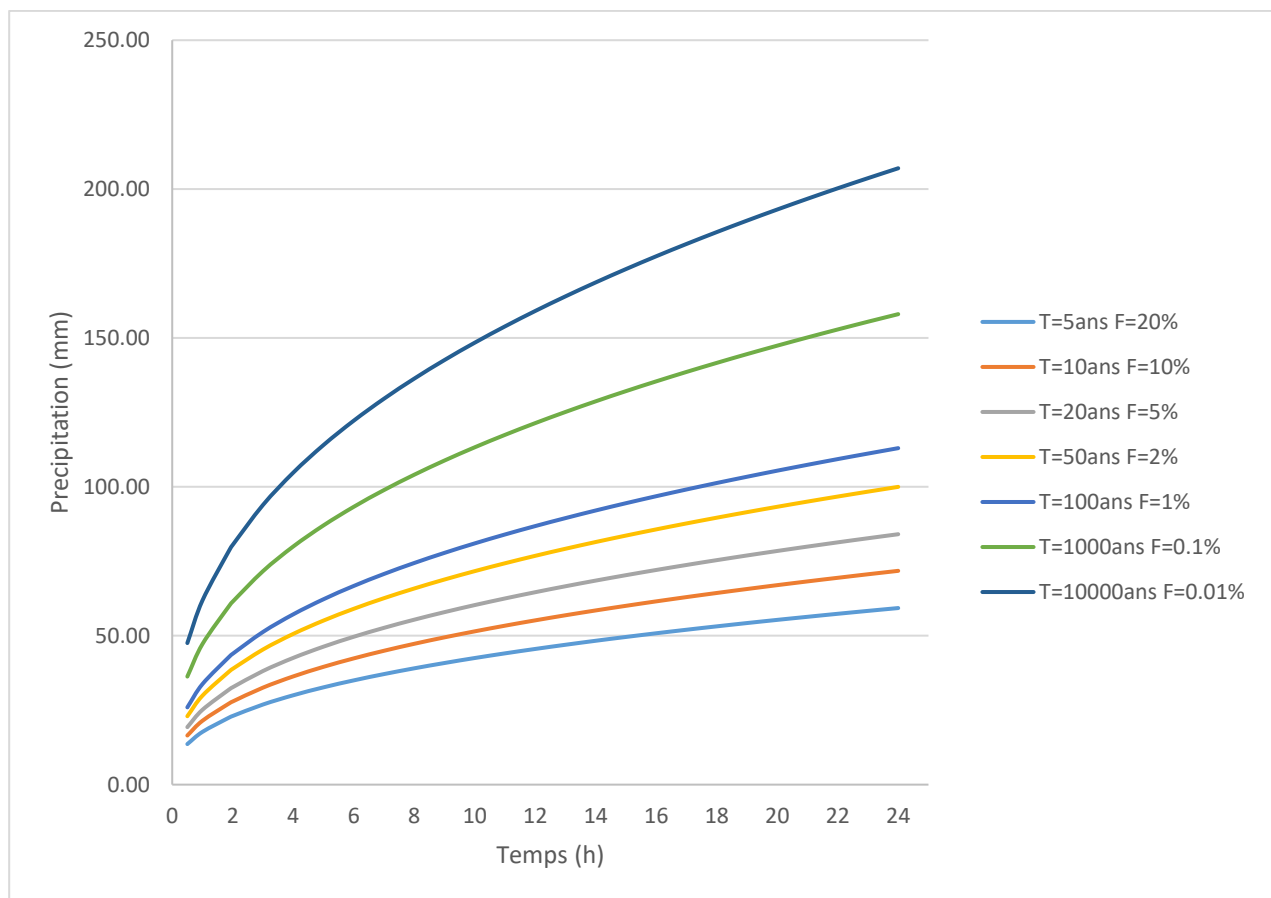


Figure III.11 Pluies de courtes durées

❖ Intensités :

$$I_{\max,t,p\%} = \frac{P_{\max,j,p\%}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{III.20})$$

$I_{\max,t,p\%}$: Intensité maximale pour une période de retour T en (mm/h)

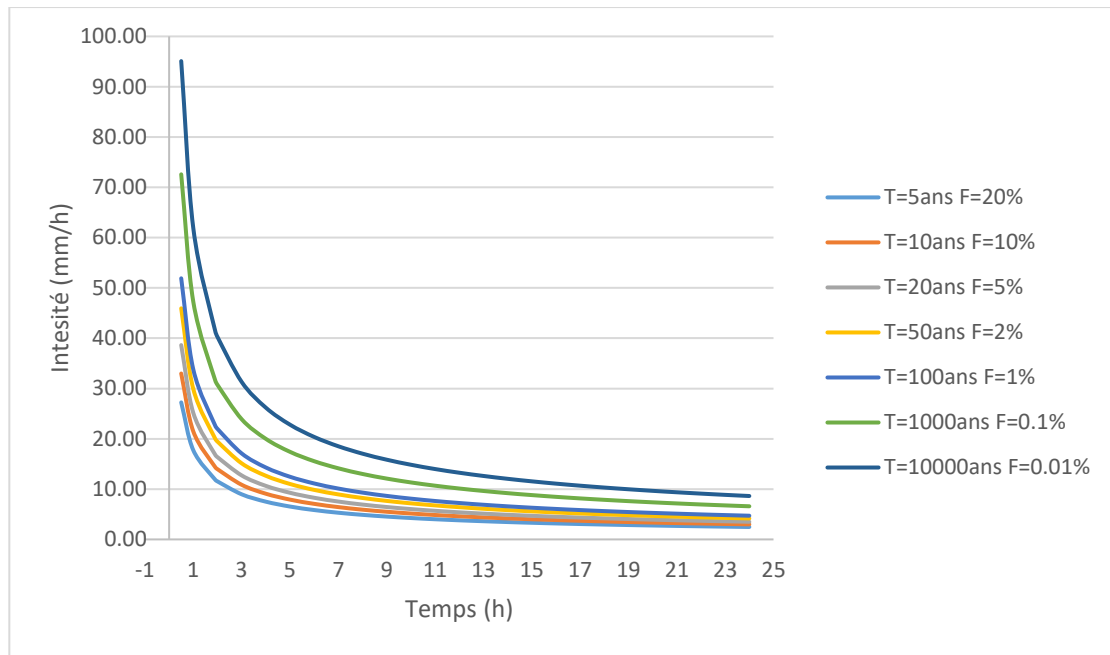


Figure III.12 Courbes Intensité-Durée-Fréquence

III.23 Apports liquides

En absence de mesures hydrométriques sur les cours d'eau où sera implantée la future retenue collinaire, les apports liquides (moyen annuel et fréquentsiels) seront estimés à l'aide de formules empiriques spécifique au contexte Algérien,

III.23.1 Apport liquide moyen annuel

❖ Formule de Samie :

$$Le = \bar{P}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \text{ ou } A_0 = Le \cdot S \quad (\text{III.21})$$

avec :

Le : lame d'eau écoulée (mm).

$\bar{P}$: Précipitation moyenne (m).

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

❖ Formule de Derie II :

$$A_0 = 0,513 \bar{P}^{2,683} \cdot Dd^{0,5} \cdot S^{0,842} \quad (\text{III.22})$$

avec :

$\bar{P}$: Précipitation moyenne (m)

Dd : densité de drainage (Km/Km^2)

S : Surface du bassin versant (Km^2)

❖ Formule de l'ANRH (ex INRH):

$$A_0 = 0,915 \cdot \bar{P}^{2,683} \cdot S^{0,842} \quad (\text{III.23})$$

avec :

$\bar{P}$: Précipitation moyenne (m)

S : Surface du bassin versant (Km²)

❖ Formule de Medinger :

$$Le = 1,024(\bar{P} - 0,26)^2 \text{ soit } A_0 = Le \cdot S \quad (\text{III.24})$$

avec :

Le : lame d'eau écoulée (m)

$\bar{P}$: Précipitation moyenne (m)

❖ Formule de Turc :

$$Le = \bar{P} - \frac{\bar{P}}{\sqrt{0,9 + \frac{\bar{P}^2}{L^2}}} \quad \text{ou} \quad L = 300 + 25T + 0,05T^3 \quad (\text{III.25})$$

avec :

$\bar{P}$: Précipitation moyenne (mm)

T : Température moyenne annuelle en c°

L : Coefficient qui dépend de la température

Tableau III.19 Données nécessaires pour le calcul de l'apport moyen annuel

Donnée	Valeur
Précipitation	389,43 mm
Surface	24,12 Km ²
densité de drainage	1,76 (Km/Km ²)
Température	15,91°

Les résultats sont récapitulés dans le tableau III.23

Tableau III.20 Apport moyen interannuel

Formule	A ₀ Mm ³
Samie	1,032
Derie II	0,8
ANRH	1,062
Medinger	0,41
Turc	0,386

Les formules de Samie, Derie II et celle de l'ANRH donnent des valeurs proches par contre celle de Medinger et Turc donnent des valeurs extrêmes,

Dans notre cas, nous adoptons pour la valeur trouvée par la formule de l'ANRH qui est estimée à 1,062 Mm³,

III.24 Caractéristiques de l'écoulement

III.24.1 Module d'écoulement

Il est donné par la formule suivante :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad (III.26)$$

A_0 : Apport moyen annuel (litres)

T : Temps d'une année en (secondes) " $T = 31,536.10^6$ secondes"

AN : $M_e = 33,68$ l/s

III.24.2 Module d'écoulement relatif

Il est donné par la formule suivante :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad (III.27)$$

M_0 : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²)

AN : $M_0 = 1,4$ l/s/Km²

III.24.3 Lame d'eau écoulée

La lame d'eau écoulée est calculée par la formule suivante

$$L_e = \frac{A_0}{S} * 1000 \quad (III.28)$$

L_e : Lame d'eau écoulée en (mm)

A_0 : L'apport moyen annuel (m³)

S : Surface du Bassi versant (Km²)

AN : $L_e = 44,03$ mm

III.24.4 Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \quad (III.29)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (mm)

L_e : Lamé d'eau écoulee en (mm)

AN : $C_e=0,11$

III.24.5 Coefficient de variation :

Pour le calcul du coefficient de variation C_v et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques,

❖ Formule de Sokolovsky:

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S+1) \text{ avec } a = 0,78 - 0,29 \log_{10} M_0 \quad (\text{III.30})$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²)

AN : $C_v=0,65$

❖ Formule d'Ourkguiprovdokhoz :

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}} \quad (\text{III.31})$$

M : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²)

AN: $C_v=0,73$

❖ Formule de L'antonov:

$$C_v = \frac{0,7}{(S+1000)^{0,097}} \quad (\text{III.32})$$

S : Superficie du bassin en (Km²)

AN: $C_v= 0,36$

❖ Formule de KRISTLY MENKEL:

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06}, M_0^{0,27})} \quad (\text{III.33})$$

M_0 : module de l'écoulement relatif (l/s/km²)

S : Superficie du bassin en (Km²)

AN : $C_v=0,75$

Tableau III.21 Coefficient de variation

Formule	C _v
Sokolovsky	0,65
Ourkguiprovdkhov	0,73
Antonov	0,36
Kristly Menkel	0,75

Le coefficient de variation retenu est celui de Sokolovsky et il est estimé à 0,65,

III.25 Irrégularité des apports

III.25.1 Apports liquides fréquents

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Normale qui est donnée comme suit :

Les apports annuels ajustés à une loi statistique log-normale de forme :

$$A_{p\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{u \sqrt{\log(C_v + 1)}} \quad (\text{III.34})$$

A_{p%} : Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel (Mm³).

C_v : Coefficient de variation.

AN : $A_{p\%} = 0,89 \cdot e^{u,0,391}$

Les résultats du calcul sont détaillés dans le tableau III.29.

Tableau III.22 Apports liquides fréquents

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Fréquence P(%)	80	90	95	98	99	99,99
La variable de Gauss (u)	-0,84	1,282	1,64	2,05	2,33	3,09
Apport (Hm ³)	0,641	1,470	1,691	1,986	2,216	2,983

III.25.2 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Tableau III.23 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
Répartition mensuelle (%)	10,29	8,32	9,45	8,63	8,35	7,74	11,68	10,72	11,61	5,49	2,74	4,95
Apport (Mm ³)	0,066	0,053	0,061	0,055	0,053	0,050	0,075	0,069	0,074	0,035	0,018	0,032

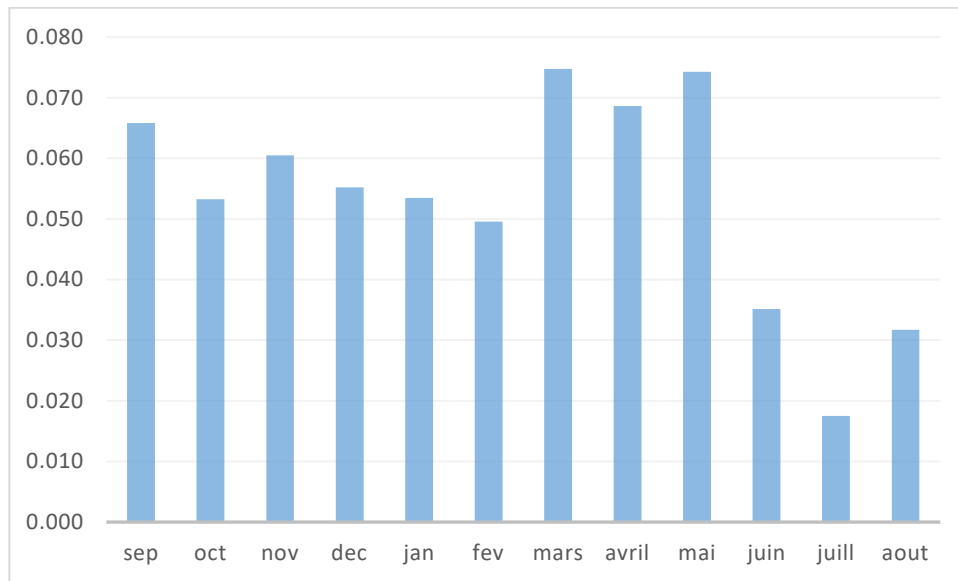


Figure III.13 Répartition de l'apport annuel de fréquence 80%

III.26 Etude du transport solide

Le transport solide est un phénomène complexe, Les quantités de matières transportées sont très importantes et sédimentent dans les retenues d'eau, L'ampleur du phénomène est sans commune mesure en zones semi-arides, L'Algérie est un des pays les plus touchés par ce phénomène,

Vu l'inexistence de mesure de débit solide au niveau du bassin versant étudié, il est mis en œuvre des méthodes empiriques,

III.26.1 Méthode de Tixeront (1960)

La formule de Tixeront se base sur des corrélations établies à partir de mesures faites sur 32 bassins versants Algérien et 9 bassins versant Tunisien, Elle se présente sous les trois formes suivantes et donne le taux d'abrasion (T_a) en T/km²/an :

(a) $T_a = 75 L_e^{0,15}$ (pour les bassins à perméabilité moyennement élevée)

(b) $T_a = 350 L_e^{0,15}$ (pour les bassins à perméabilité faible à moyenne)

(c) $T_a = 1400 L_e^{0,15}$ (pour les bassins à perméabilité faible)

Où L_e représente la lame d'eau écoulée moyenne annuelle (mm),

Ainsi, le taux d'abrasion selon la formulation de Tixeront est de :

	BV de Oued ktiba
$T_a = 75 L_e^{0,15}$	132
$T_a = 350 L_e^{0,15}$	616
$T_a = 1400 L_e^{0,15}$	2464

Il est retenu la valeur pour une perméabilité faible à moyenne, soit $T_a = 616 \text{ T/km}^2/\text{an}$ pour le première BV,

III.26.2 Méthode de Grailovich

Cette formule prend en considération les caractéristiques physico-géographiques et géomorphologiques les plus influents sur l'érosion des sols

$$T_a = T_{ap} \cdot C_{rm} \quad (\text{III.35})$$

T_{ap} : taux de production annuel de matériaux ($\text{m}^3/\text{km}^2/\text{an}$)

$$T_{ap} = T \cdot P_{\text{moy}} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \quad (\text{III.36})$$

avec :

$$T : \text{coefficient de température égal,} \quad T = \sqrt{t/10} + 0,1 \quad (\text{III.37})$$

t : température moyenne annuelle ($t = 15,91^\circ\text{C}$)

P_{moy} : pluie moyenne annuelle $P_{\text{moy}} = 389,43 \text{ mm}$

Z : coefficient lié à la nature de l'érosion, pour notre région d'étude $Z = 0,4$

C_{rm} : coefficient représenté par la relation suivante :

$$C_{rm} = \sqrt{p \cdot H_{\text{moy}} / 0,2(L+10)} \quad (\text{III.38})$$

p : périmètre du bassin versant ; $p = 21,71 \text{ Km}$

H_{moy} : altitude moyenne ; $H_{\text{moy}} = 1285,65 \text{ m}$

L : longueur du thalweg principal ; $L_{cp} = 8,662 \text{ Km}$

$$\text{AN : } T_{ap} = \left[\sqrt{15,91/10} + 0,1 \right] \cdot 389,43 \cdot \pi \cdot \sqrt{0,4^3} = 421,35 \text{ m}^3/\text{Km}^2/\text{an}$$

$$C_{rm} = \sqrt{21,71 \cdot 1,285 / 0,2(8,662+10)} = 1,4$$

$$T_a = 596,26 \text{ T/km}^2/\text{an}$$

III.26.3 Formule de Fournier :

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_{\text{moy}}} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,46} \quad (\text{III.39})$$

avec :

T_a : Taux d'abrasion en ($\text{t/Km}^2/\text{an}$)

P_m : Pluie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux (mm) ; $P_m = 45,5 \text{ mm}$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm)

h : Dénivelé moyen (m), $h = 45\%(H_{\text{max}} - H_{\text{min}})$ (m); $h = 290,25 \text{ m}$

S : Superficie du bassin (km²)

$$AN : T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{45,5^2}{389,43} \right)^{2,65} \left(\frac{290,25^2}{24,12} \right)^{0,46} = 99,17 \text{ t/Km}^2/\text{an},$$

Vu le nombre de facteurs utilisés dans l'élaboration de la formule de Gavrilovich et l'absence de données d'observations pour le bassin étudié, la valeur obtenue selon la méthode de Tixeront est retenue pour le reste de notre étude

$$T_a = 616 \text{ T/km}^2/\text{an},$$

III.27 Calcul du volume mort de la retenue collinaire

Taux d'abrasion : $T_a = 616 \text{ T/km}^2/\text{an}$,

L'apport solide : $A_s = T_a * S$

Le volume solide annuel $V_s = (T_a * S) / \delta$

Pour une densité de matériaux en $\delta = 1,6 \text{ t/m}^3$

Pour une durée de vie de l'envasement de 10 ans,

Tableau III.24 Estimation du volume mort

Méthode	Taux d'abrasion (t/Km ² /an)	Volume Annuel (m ³ /an)	Volume Mort (m ³)
Tixeront	616	9286	92860
Gravilovich	596,26	8992	89920
Fournier	99,17	1495,5	14955

Commentaire :

En amont du lac de la retenue d'oued ktiba, au niveau du talweg principal, on y trouve un étranglement naturel rocheux, ce dernier joue un rôle de bassin piège pour le transport solide qui peut le réduire de 75 %,

Donc le volume mort de notre retenue dans ce cas sera estimé à 23500 m³,

III.28 Etude des crues

L'objectif de cette étude est la caractérisation des crues, La connaissance de ces crues est nécessaire pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues en phases d'exploitation,

Le climat de la région se traduit par une grande irrégularité des crues en termes d'occurrence et d'intensité,

Etant donnée l'absence de mesures hydrométriques et dans les cours d'eau avoisinants, il est privilégié la mise en œuvre des méthodes d'estimation du débit de pointe basées sur l'analyse des pluies maximales journalières et sur l'application de méthode empiriques spécifiques,

III.29 Méthode de Sokolovsky :

Le débit maximum probable $Q_{\max,p\%}$ est donnée par relation suivante :

$$Q_{\max,p\%} = 0,28 \frac{(P_{p\%,tc} - H_0) \alpha_{p\%,S,f}}{T_m} \quad (\text{III.40})$$

avec :

H_0 : pertes initiale, pris égale à 12,9mm.

S : superficie du bassin versant en km^2 .

Coefficient de forme de la crue, $f = \frac{12}{4+3,\gamma}$.

$\gamma = 2$ à $2,5$, pour des petits bassins versant .

T_m : temps de montée de la crue, pris égale au temps de concentration, $T_m = T_c$.

$P_{p\%, tc}$, pluie de probabilité $P\%$ et correspondant aux temps de concentration.

α : Coefficient de la crue, $\alpha = \frac{\sqrt{P_{p\%,tc}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{p\%,tc}} + \sqrt{H_0}}$.

Les résultats de cette méthode sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.25 Calcul du débit de crue par la formule de Sokolovsky

période de retour (ans)	1000	100	50	10	5
Coéf, de crue $\alpha_{p\%}$	0,37	0,29	0,26	0,19	0,14
$P_{p\%,tc}(\text{mm})$	60,27	43,10	38,15	27,39	22,62
$Q_{\max p\%} (\text{m}^3/\text{s})$	74,23	37,71	28,49	11,50	5,78

III.30 Méthode fréquentielle de l'ANRH

Etabli pour les cours d'eau de l'Algérie du nord, le débit de pointe ($Q_{p\%}$) pour une période de retour T est donnée par :

$$Q_{p\%} = q_p(T), Q_{\text{moy}} \quad (\text{III.41})$$

avec :

$q_p(T)$: débit de pointe annuel adimensionnel relativement à la moyenne et à un temps de retour T , données par : $q_p(T) = \text{Exp}^{(0,8,u)}$;

u : variable réduite de Gauss pour une probabilité données ;

Q_{moy} : débit de crue moyen annuel calculé par la relation de Bennie/Athkins :

$$Q_{\text{moy}} = 0,00078, S^{0,688}, P^{1,275} \rightarrow Q_{\text{moy}} = 14,01 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{III.42})$$

S : superficie du bassin versant en km^2 .

P : Pluie moyenne annuelle en mm. P = 389,43mm,

Tableau III.26 Calcul du débit de crue par la méthode fréquentielle de l'ANRH

Période de retour (ans)	Variable réduite de Gauss U	$Q_{\text{max},p\%} \text{ m}^3/\text{s}$
5	0,84	27,47
10	1,28	39,07
20	1,65	52,26
50	2,05	72,48
100	2,33	90,14
200	2,58	110,05
1000	3,09	166,07

III.31 Méthode de Mallet Gauthier

Bien que son emploi est assez fréquent, cette formule n'est cependant valable que pour des fréquences supérieures ou égales à la centennale :

$$Q_{\text{max}} = 2, K, \log(1 + AP_0) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (\text{III.43})$$

avec :

Q_{max} : Débit max de la crue (m^3/s)

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

T : Période de retour.

P_0 : Pluie moyenne annuelle, $P_0 = 0,38943 \text{ m}$.

A et K : Coefficients fonctions des conditions topographiques et géologiques du bassin versant (pour de petits BV au relief assez régulier, assez imperméables il est recommandé d'utiliser les valeurs respectives de A et K = 20 et 1.

Tableau III.27 Calcul du débit de crue par la méthode de Mallet Gauthier

Période de retour (ans)	$Q_{max,p\%}$ m ³ /s
1000	58,67
200	52,66
100	49,85
50	46,87
20	42,61
10	39,09
5	35,21

III.32 Formule de Turraza :

On a :

$$Q_{max,p\%} = \frac{C, I_{tc}, S}{3,6} \quad (III.44)$$

S : Superficie du bassin versant (Km²),

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée,

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (mm/h),

Tableau III.28 Calcul du débit de crue par la méthode de Turraza

Période de retour (ans)	5	10	50	100	1000
C	0,5	0,55	0,65	0,7	0,8
I _{tc} (mm/h)	11,91	14,42	20,08	22,69	31,72
$Q_{max,p\%}$ m ³ /s	39,90	53,14	87,45	106,42	170,02

Tableau III.29 Tableau récapitulatif des débits de crues calculés par les différentes méthodes

Période de retour T (années)	$P_{jmax,T}$	Débit de pointe des crues (m ³ /s)				Moyenne
		Sokolovsky	fréquentielle de l'ANRH	Mallet- Gauthier	Turraza	
5	59,3	5,78	27,47	35,21	39,9	27,09
10	71,8	11,5	39,07	42,61	53,14	36,58
50	100	28,49	72,48	46,87	87,45	58,82
100	113	37,71	90,14	52,66	106,42	71,73
1000	158	74,23	166,07	58,67	170,02	117,24

Commentaire :

Nous adoptons les formules proches de la moyenne, pour le site on prend les valeurs calculées par la méthode fréquentielle de l'ANRH,

III.33 Détermination des hydrogrammes de crues

Les hydrogrammes de crues sont établis par la méthode de Sokolovsky, qui subdivise ce dernier en deux branches de courbe, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue, Ces deux courbes sont tracées depuis les équations suivantes :

Montée :

$$Q_m = Q_{\max, p\%} \left(\frac{t}{T_m} \right)^2 \quad (\text{III.45})$$

Décrue :

$$Q_d = Q_{\max, p\%} \left(\frac{T_d - t}{T_d} \right)^3 \quad (\text{III.46})$$

avec :

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

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

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

Tableau III.30 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (δ)

Condition	δ
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables,	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales,	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues,	4 à 7

Pour notre bassin $\delta=2$,

Tableau III.31 Tableau des principaux temps

T_B : temps de base, $T_B = T_m + T_d$	5,7 h
T_m : temps de montée, $T_m = T_c$	1,9 h
T_d : temps de décrue, $T_d = \delta * T_m$	3,8 h
T_r : durée de l'averse, pris égal au temps de concentration	1,9 h
T_c : temps de concentration	1,9 h

Le tableau des hydrogrammes des crues est donné en Annexe,

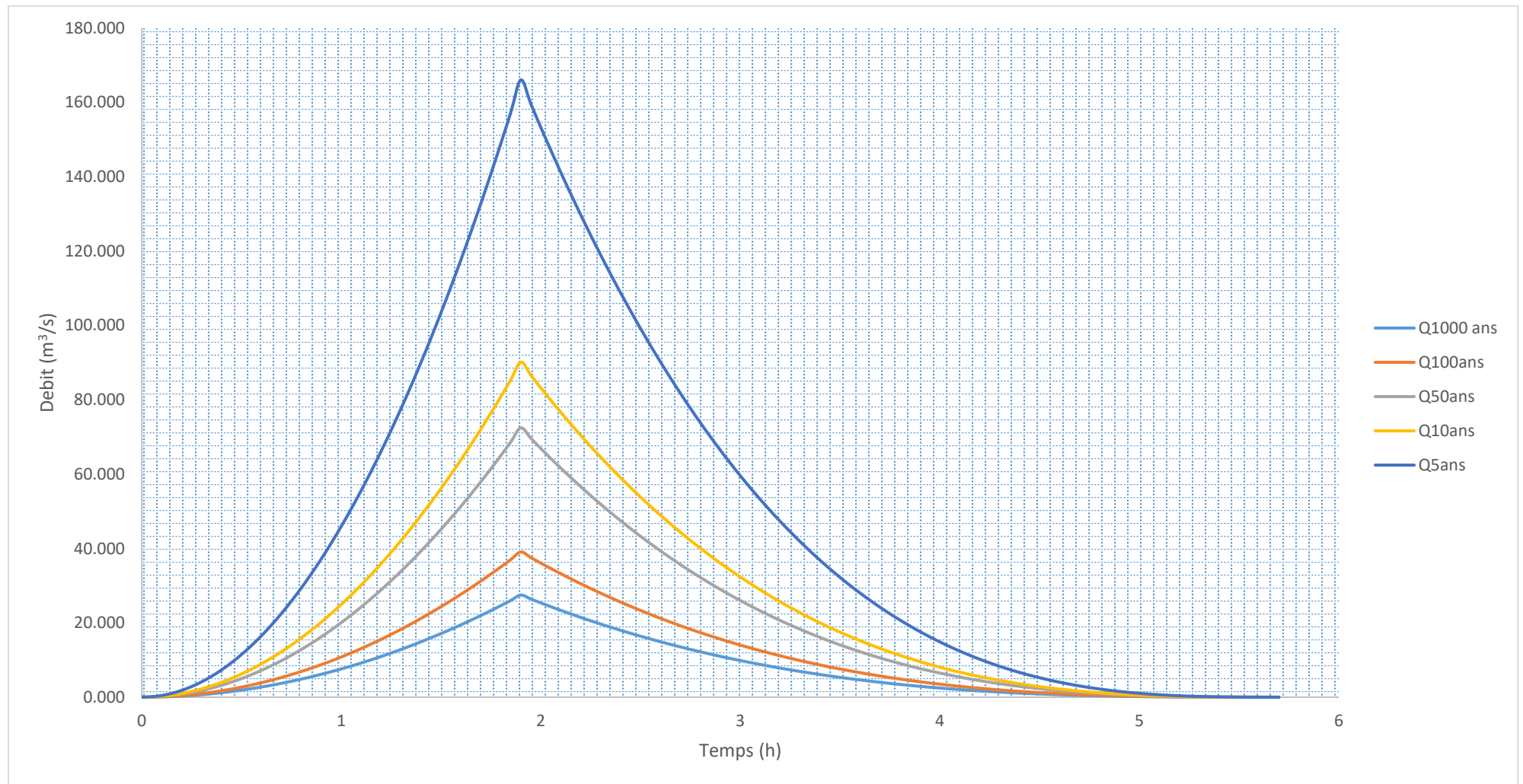


Figure III.14 Hydrogrammes des crues probables en fonction de la période de retour selon méthode de Skolovsky

III.34 Choix de la crue de projet

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

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

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre engendre la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton ou en peut faire des réparations lors d'un passage d'une crue exceptionnelle,

Rappelons aussi que pour la détermination de la crue de projet il existe deux approches :

L'approche déterministe qui est basé sur l'observation et l'historique,

L'approche probabiliste qui est basé sur la statique,

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

La qualité et la quantité des données,

La précision

La bonne estimation,

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval,

Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Commission internationale des Grands Barrages,

Tableau III.32 Choix de la crue de projet (ANCLOD, 1986)

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

L'emplacement isolé de notre future retenue, la bonne géologie de la zone, le risque en aval est moyen et un faible volume d'emmagasinement nous permet de choisir une crue

de projet centennal et un débit de crue d'une période de retour de 5ans pour la crue des travaux

$$Q_{\text{projet}} = 90,14 \text{ m}^3/\text{s},$$

$$Q_{\text{travaux}} = 27,47 \text{ m}^3/\text{s},$$

III.35 Etude de Régularisation

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

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ❖ La régularisation saisonnière.
- ❖ La régularisation interannuelle.

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

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

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en M m3),
- La consommation totale (M m3),
- Les infiltrations et l'évaporation
- Les courbes caractéristiques de la retenue

III.36 Répartition mensuel de l'apport fréquentiel 80%

Tableau III.33 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
Répartition mensuelle (%)	10,29	8,32	9,45	8,63	8,35	7,74	11,68	10,72	11,61	5,49	2,74	4,95
Apport (Mm ³)	0,066	0,053	0,061	0,055	0,053	0,050	0,075	0,069	0,074	0,035	0,018	0,032

III.37 Détermination des besoins en irrigation

Le calcul des besoins annuel destiné à l'irrigation se fait par la formule suivante :

$$B = S_{irr} * D * 10^{-6} \quad (III.47)$$

Avec :

B : Les besoins annuels en irrigation (Mm³/an)

S_{irr} : Surface irrigable (ha) S_{irr} = 50 ha

D : Dose d'irrigation D = 5000 m³/an/ha

AN : B = 0,25 Mm³/an

Tableau III.34 Répartition mensuelle des besoins

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
Répartition mensuelle (%)	10	5	0	0	0	0	5	10	15	20	20	15
Besoins (Mm ³)	0,025	0,0125	0	0	0	0	0,0125	0,025	0,0375	0,05	0,05	0,0375

III.38 Courbes caractéristiques (Hauteur-capacité-surface)

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H \quad (\text{III.48})$$

S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m²,

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

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

ΔV : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm³,

Tableau III.35 Coordonnées des courbes capacité hauteur surface

Cote (m)	ΔH (m)	S_i (Km ²)	S_{moy} (Km ²)	ΔH (m)	ΔV (Mm ³)	V_{cum} (Mm ³)
2	0	0	202,21	0,25	50,55	0
890,5	0,25	303,32				50,55
891	0,75	2154,56	1228,94	0,5	614,47	665,02
			3174,58	0,5	1587,29	2252,31
891,5	1,25	4194,6	4995,36	0,5	2497,67	4749,98
892	1,75	5796,07				8005,52
892,5	2,25	7226,1	6511,09	0,5	3255,54	11956,54
			7902,1	0,5	3951,03	
893	2,75	8578	9660,84	0,5	4830,42	16786,96
893,5	3,25	10743,67				
894	3,75	11433,73	11088,7	0,5	5544,35	22331,32

894,5	4,25	13041,7	12237,72	0,5	6118,86	28450,17
			13955,66	0,5	6977,83	
895	4,75	14869,62				35428
			15737,44	0,5	7868,72	
895,5	5,25	16605,25				43296,72
			17473,48	0,5	8736,74	
896	5,75	18341,71				52033,46
			19232,62	0,5	9616,312	
896,5	6,25	20123,54				61649,77
			21082,28	0,5	10541,14	
897	6,75	22041,02				72190,91
			23028,72	0,5	11514,86	
897,5	7,25	24018,42				83705,77
			24973,17	0,5	12486,59	
898	7,75	25927,92				96192,36
			27012,46	0,5	13506,23	
898,5	8,25	28097				109698,58
			29395,36	0,5	14697,68	
899	8,75	30693,72				124396,27
			32050,63	0,5	16025,32	
899,5	9,25	33407,54				140421,58
			34845,1	0,5	17422,55	
900	9,75	36282,66				157844,13

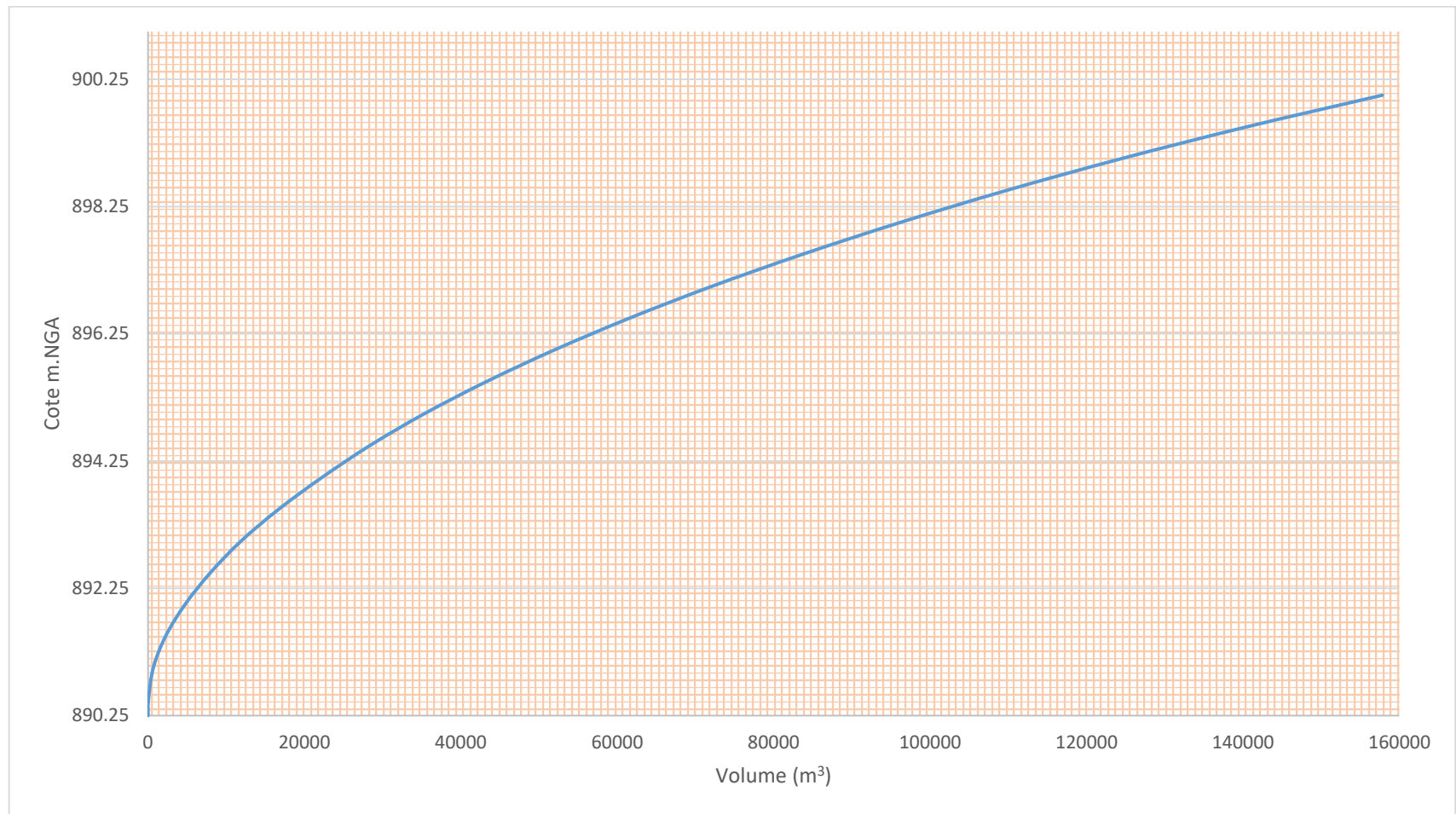


Figure III.15 Courbe Capacité-Hauteur

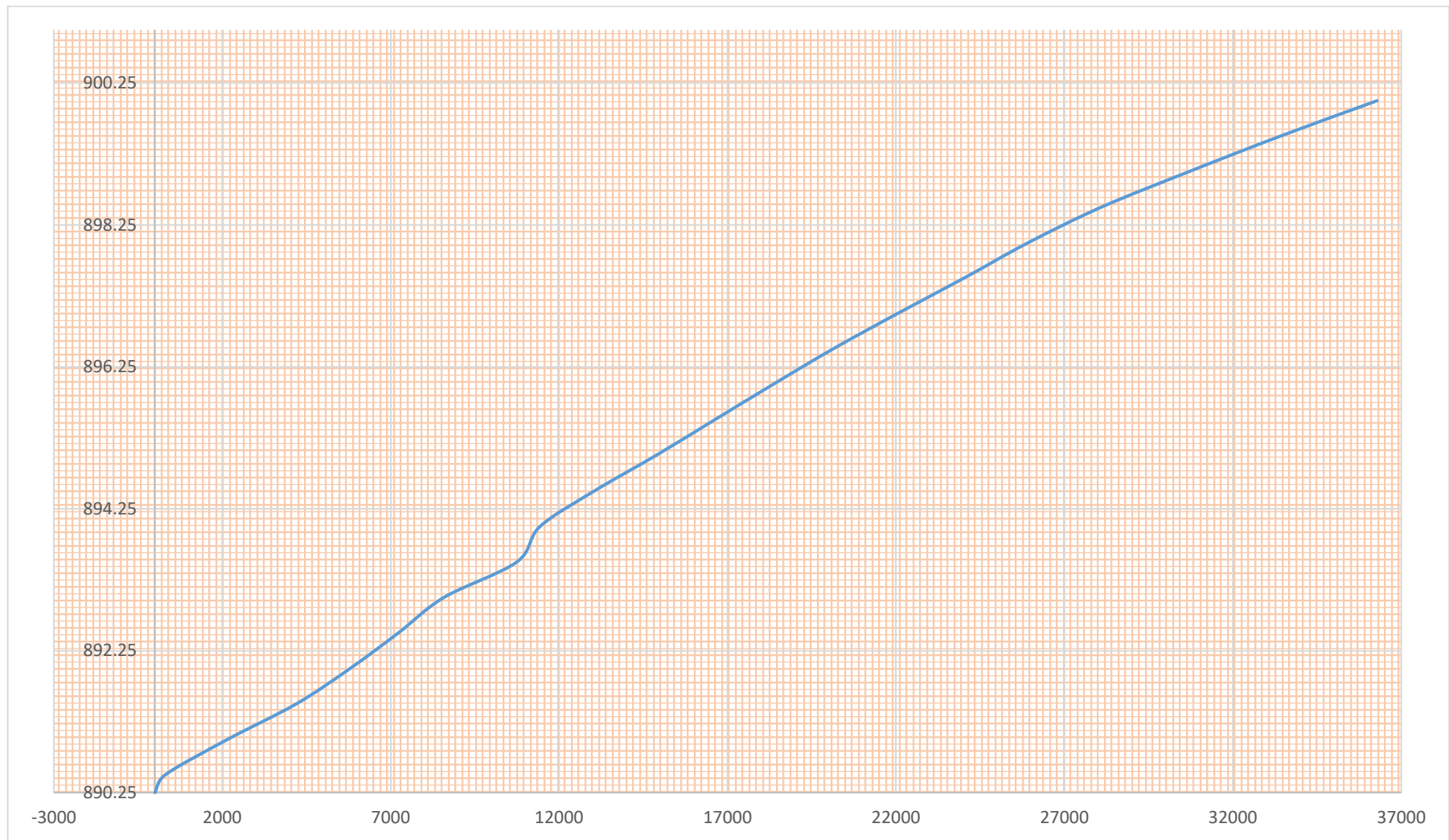


Figure III.16 Courbe Capacité-Surface

III.39 Calcul du volume utile

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

- L'apport annuel A80%,
- La consommation totale,
- Le volume mort de la retenue,
- Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau",

III.39.1 Procédé de calcul

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois de mai,

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

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final,

V_{ri} : Volume de remplissage initial,

S : Volume excédentaire à évacuer,

III.40 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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

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

❖ 1ère Consigne d'exploitation :

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

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

❖ 2ème Consigne d'exploitation :

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

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

Tableau III.36 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	W (Mm³)	U (Mm³)	W-U (Mm³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
				V _{rf} (Mm³)	V _{ri} (Mm³)	S (Mm³)	V _{rf} (Mm³)	V _{ri} (Mm³)	S (Mm³)
Sep	0,0330	0,025	0,008		0,02350		0,0155	0,0235	0,008
				0,03150	0,03150		0,0095	0,0235	0,014
Oct	0,0265	0,0125	0,014		0,04550		-0,007	0,0235	0,0305
				0,04550	0,04550				
Nov	0,0305	0	0,0305		0,07600		0,00553	0,0235	0,018
				0,07600	0,07600				
Dec	0,0275	0	0,0275		0,10350		0,03303	0,03303	
				0,10350	0,10350				
Jan	0,0265	0	0,0265		0,13000	0,011	0,05953	0,05953	
				0,13000	0,11900				
Fevr	0,0250	0	0,025		0,14400	0,025	0,08453	0,08453	
				0,14400	0,11900				
Mars	0,0375	0,01253	0,02497		0,14397	0,025	0,1095	0,1095	
				0,14397	0,11900				
Avril	0,0345	0,025	0,0095		0,12850	0,0095	0,119	0,119	
				0,12850	0,11900				
Mai	0,0370	0,0375	-0,0005		0,11850		0,1185	0,1185	
				0,11850	0,11850				
Juin	0,0175	0,05	-0,0325		0,08600		0,086	0,086	
				0,08600	0,08600				
Juil	0,0090	0,05	-0,041		0,04500		0,045	0,045	
				0,04500	0,04500				
Aout	0,0160	0,0375	-0,0215		0,02350			0,0235	
				0,02350	0,02350				
Total	0,321	0,25	0,070			0,070			0,070

Du Tableau III.36 On a:

$$V_s = 0,166 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 0,0955 \text{ Mm}^3$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps,

$$V_s > V_d \text{ d'ou : } V_u = V_d \text{ Alors : } V_u = 0,0955 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$V_{NNR} = 0,119 \text{ Mm}^3$$

III.41 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

On a deux types de perte :

- ❖ Pertes par évaporation,
- ❖ Pertes par infiltration

III.41.1 Pertes par évaporation

$$\text{On a: } V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \quad (III.49)$$

V_{ep} : volume perdu à cause de l'évaporation,

E_s : Evaporation mensuelle (m),

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

$$V_{moy} : \text{volume moyenne} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$$

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

III.41.2 Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \quad (III.50)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette égale à 1

$$V_{moy} : \text{volume moyenne} \left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right],$$

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

Les résultats sont démontrés dans le Tableau suivant :

Tableau III.37 Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	En début de mois		Evaporation			Infiltration	
	Capacité (m ³)	Surface plan d'eau m ²	%	Hauteur (m)	Volume 3*5 (m ³)	%	Volume (m ³) 2/100
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
SEPT	0,0275	12792	8,84	0,086	1100,11	1%	275
OCT	0,0385	15547,22	7,3	0,071	1103,85		385
NOV	0,06075	19956,82	5,04	0,049	977,88		607,5
DEC	0,08975	24942,73	2,98	0,029	723,34		897,5
JAN	0,1168	29351,65	2,67	0,026	763,14		1168
FEV	0,137	32828,11	3,39	0,033	1083,33		1370
MARS	0,14399	33996,41	5,45	0,053	1801,81		1439,9
AVR	0,136235	32699,41	6,89	0,067	2190,86		1362,35
MAI	0,1235	30535,37	11,2	0,109	3328,36		1235
JUIN	0,10225	26900,77	13,77	0,134	3604,70		1022,5
JUILLET	0,0655	20823,91	17,57	0,171	3560,89		655
AOUT	0,03425	14561,03	14,9	0,145	2111,35		342,5

Les résultats du calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau III.38 ci-dessous .

Tableau III.38 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	W (Mm³)	U (Mm³)	W-U (Mm³)	1ere consigne			2eme consigne		
				V _{rf} (Mm³)	V _{ri} (Mm³)	S (Mm³)	V _{rf} (Mm³)	V _{ri} (Mm³)	S (Mm³)
Septembre	0,0330	0,0264	0,0066		0,02350		0,0169	0,0235	0,0066
				0,0301	0,0301		0,0110	0,0235	0,0125
Octobre	0,0265	0,0140	0,0125		0,0426		0,0052	0,0235	0,0183
				0,0426	0,0426				
Novembre	0,0305	0,0016	0,0289		0,0716		0,0342	0,0342	
				0,0716	0,0716				
Décembre	0,0275	0,0016	0,0259		0,0974		0,0600	0,0600	
				0,0974	0,0974				
Janvier	0,0265	0,0019	0,0246		0,1220		0,0846	0,0846	
				0,1220	0,1220				
Février	0,0250	0,0025	0,0225		0,1445	0,0097	0,1072	0,1072	
				0,1445	0,1349	0,0097			
Mars	0,0375	0,0157	0,0218		0,1566	0,0218	0,1289	0,1289	
				0,1566	0,1349	0,0218			
Avril	0,0345	0,0286	0,0059		0,1408	0,0059	0,1349	0,1349	
				0,1408	0,1349	0,0059			
Mai	0,0370	0,0421	-0,0051		0,1298		0,1298	0,1298	
				0,1298	0,1298				
Juin	0,0175	0,0546	-0,0371		0,0927		0,0927	0,0927	
				0,0927	0,0927				
Juillet	0,0090	0,0542	-0,0452		0,0475		0,0475	0,0475	
				0,0475	0,0475				
Aout	0,0160	0,0400	-0,0240		0,0235			0,0235	
				0,0235	0,0235				
Total	0,321	0,28	0,037			0,0374			0,0374

Tableau III.38 On a:

$$V_s = 0,149 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 0,111 \text{ Mm}^3$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps,

$V_s > V_d$ d'où : $V_u = V_d$ Alors :

$$V_u = 0,111 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$V_{NNR} = 0,1345 \text{ Mm}^3$$

III.41.3 Estimation de l'erreur :

On doit vérifier la condition suivant :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\% \quad (\text{III.51})$$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes,

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

Si cette condition ($1\% < \varepsilon < 2\%$) n'est pas vérifiée on doit faire des itérations,

$$\varepsilon = \frac{0,111 - 0,0955}{0,0955} \cdot 100 = 16,23 \% > 2\%$$

On doit procéder à une itération

Tableau III.39 Les volumes des pertes dans la retenue pour la 1ère itération

Mois	En début de mois		Evaporation			Infiltration	
	Capacité (m³)	Surface plan d'eau m²	%	Hauteur (m)	Volume 3*5 (m³)	%	Volume (m³)
1	2	3	4	5	6	7	8
SEPT	0,0268	14608,05	8,84	0,086	1256,29	1%	268
OCT	0,03635	15073	7,3	0,071	1070,18		363,5
NOV	0,05695	19252,7	5,04	0,049	943,38		569,5
DEC	0,0845	24939	2,98	0,029	723,23		845
JAN	0,1097	28097	2,67	0,026	730,52		1097
FEV	0,13325	32193,06	3,39	0,033	1062,37		1332,5
MARS	0,15055	35078	5,45	0,053	1859,13		1505,5
AVR	0,1487	34773	6,89	0,067	2329,79		1487
MAI	0,1353	32540	11,2	0,109	3546,86		1353
JUIN	0,11125	28371	13,77	0,134	3801,71		1112,5
JUILLET	0,0701	24660	17,57	0,171	4216,86		701
AOUT	0,0355	14885	14,9	0,145	2158,33		355

Tableau III.40 Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes pour la 1ere itération

Régularisation saisonnière avec pertes									
Mois	W (hm3)	U (hm3)	W-U (hm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)	Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)
Septembre	0,0330	0,0265	0,0065		0,02350		0,0170	0,0235	0,0065
				0,0300	0,0300		0,0109	0,0235	0,0126
Octobre	0,0265	0,0139	0,0126						
				0,0425	0,0425		0,0067	0,0235	0,0168
Novembre	0,0305	0,0015	0,0290						
				0,0715	0,0715		0,0357	0,0357	
Décembre	0,0275	0,0016	0,0259						
				0,0975	0,0975		0,0616	0,0616	
Janvier	0,0265	0,0018	0,0247						
				0,1221	0,1221		0,0863	0,0863	
Février	0,0250	0,0024	0,0226						
				0,1447	0,1362	0,0085	0,1089	0,1089	
Mars	0,0375	0,0159	0,0216						
				0,1579	0,1362	0,0216	0,1306	0,1306	
Avril	0,0345	0,0288	0,0057						
				0,1419	0,1362	0,0057	0,1362	0,1362	
Mai	0,0370	0,0424	-0,0054						
				0,1308	0,1308		0,1308	0,1308	
Juin	0,0175	0,0549	-0,0374						
				0,0934	0,0934		0,0934	0,0934	
Juillet	0,0090	0,0549	-0,0459						
				0,0475	0,0475		0,0475	0,0475	
Aout	0,0160	0,0400	-0,0240						
				0,0235	0,0235			0,0235	
Total	0,321	0,28	0,036			0,0358			0,0358

du Tableau III.40 On a:

$$V_s = 0,149 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 0,113 \text{ Mm}^3$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps,

$V_s > V_d$ d'où : $V_u = V_d$ Alors :

$$V_u = 0,113 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$V_{NNR} = 0,1365 \text{ Mm}^3$$

III.41.4 Estimation de l'erreur :

On doit vérifier la condition suivant :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\% \quad (\text{III.52})$$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes,

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

Si cette condition ($1\% < \varepsilon < 2\%$) n'est pas vérifiée on doit faire des itérations,

$$\varepsilon = \frac{0,111 - 0,113}{0,113} \cdot 100 = 1,24\% < 2\%$$

Donc :

$$V_{NNR} = 0,1365 \text{ Mm}^3$$

Depuis la courbe capacité-Hauteur on tire la cote du niveau normal de la retenue égale à 889,05 m, NGA

Tableau III.41 Tableau récapitulatif des résultats de régularisation

Cote		Volume (Mm ³)	
Niveau mort	894,09 m, NGA	Volume mort	0,0235
Niveau normal de la retenue	899,05 m, NGA	Volume utile	0,113
		Volume normal de retenue	0,1365

III.42 Laminage des crues

Le calcul du laminage de 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 :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (\text{III.53})$$

où :

Q : le débit entrant de la crue,

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

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad (\text{III.54})$$

où :

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

❖ Procédés de calcul :

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hedeblat, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step et d'autre méthodes, nous retenons cinq méthodes celles de :

- Méthode de Kotcherine
- Méthode Step by step,
- Méthode graphique,
- Méthode de Eier-Cieh,
- Méthode de Hidenblat

Dans notre cas on utilise la méthode de Kotchirine ...,

III.43 Méthode de Kotcherine

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

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

- A l'aide de la formule

$$q_{\text{max}\%} = Q_{\text{max},p\%} (1 - V_f/V_{cr}) \quad (\text{III.55})$$

- 5) Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame hd,

Les résultats du calcul du laminage sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau III.42 Données initiales pour le calcul du laminage

$g \text{ (m}^2/\text{s)}$	9,81
$\sqrt{2 \cdot g}$	4,429
α	1
$Q_{1\%} \text{ (m}^3/\text{s)}$	90,14
$V_{\text{crue } 1\%} \text{ (m}^3)$	505202,2
m	0,49

III.44 Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{\text{lam}}}{Q_{\%}} \right) \quad (\text{III.56})$$

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{\text{lam}} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \quad (\text{III.57})$$

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

III.45 Estimation de la charge au-dessus du déversoir :

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

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \quad (\text{III.58})$$

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

$$q = S \cdot V_{\text{moy}}$$

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

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

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et L ,

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad (\text{III.59})$$

$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \quad (\text{III.60})$$

H_0 : est la charge globale ;

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

P : la hauteur de pelle,

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

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

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

Tableau III.43 Données de départ pour la méthode de Kotcherine

Largeur b	Hauteur	Débit	Surface	Vitesse	V _{Force}	hauteur totale
[m]	[m]	[m ³ /s]	[m ²]	[m/s]	[m ³]	[m]
5	0,1	0,34	0,5	0,69	3203	0,12
8	0,2	1,55	1,6	0,97	6409	0,25
9	0,4	4,94	3,6	1,37	12819	0,50
10	0,6	10,09	6	1,68	19648	0,74
11	0,7	13,98	7,7	1,82	23133	0,87
13	0,9	24,09	11,7	2,06	30102	1,12
15	1	32,56	15	2,17	33743	1,24
16	1,1	40,06	17,6	2,28	37541	1,36
17	1,2	48,50	20,4	2,38	41339	1,49
18	1,3	57,91	23,4	2,47	45136	1,61
20	1,4	71,91	28	2,57	48934	1,74
25	1,6	109,82	40	2,75	57061	1,98
30	1,7	144,32	51	2,83	61213	2,11

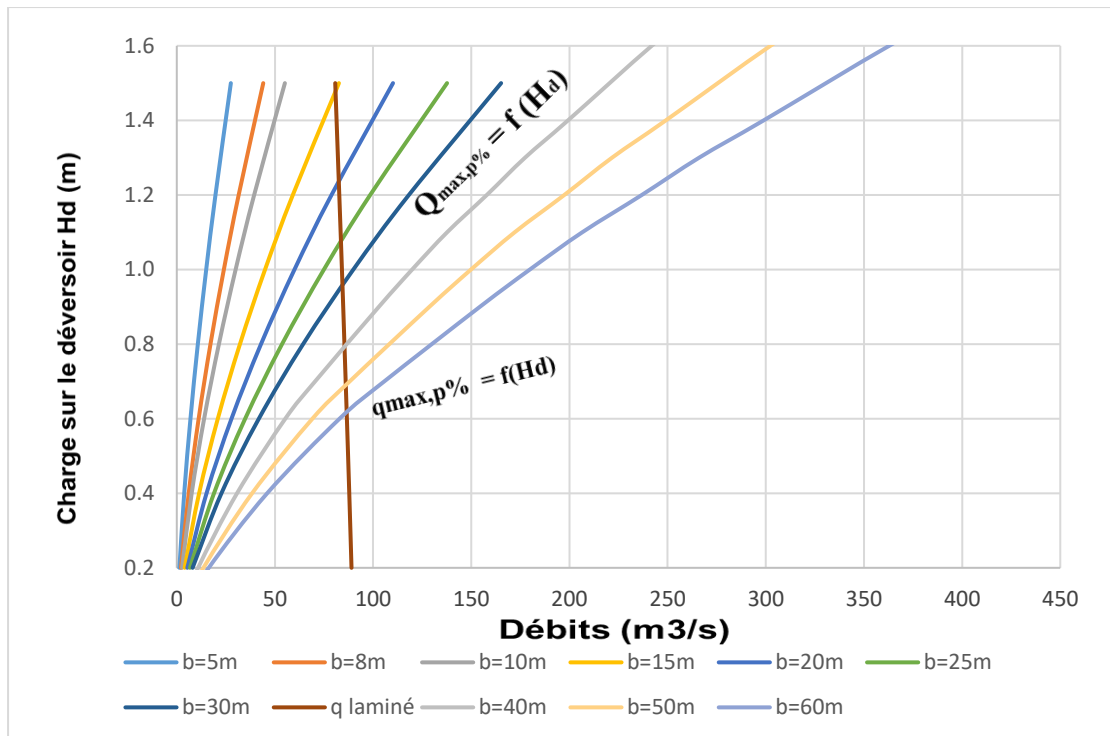


Figure III.17 La variation de la charge déversant en fonction du débit (Q , q)

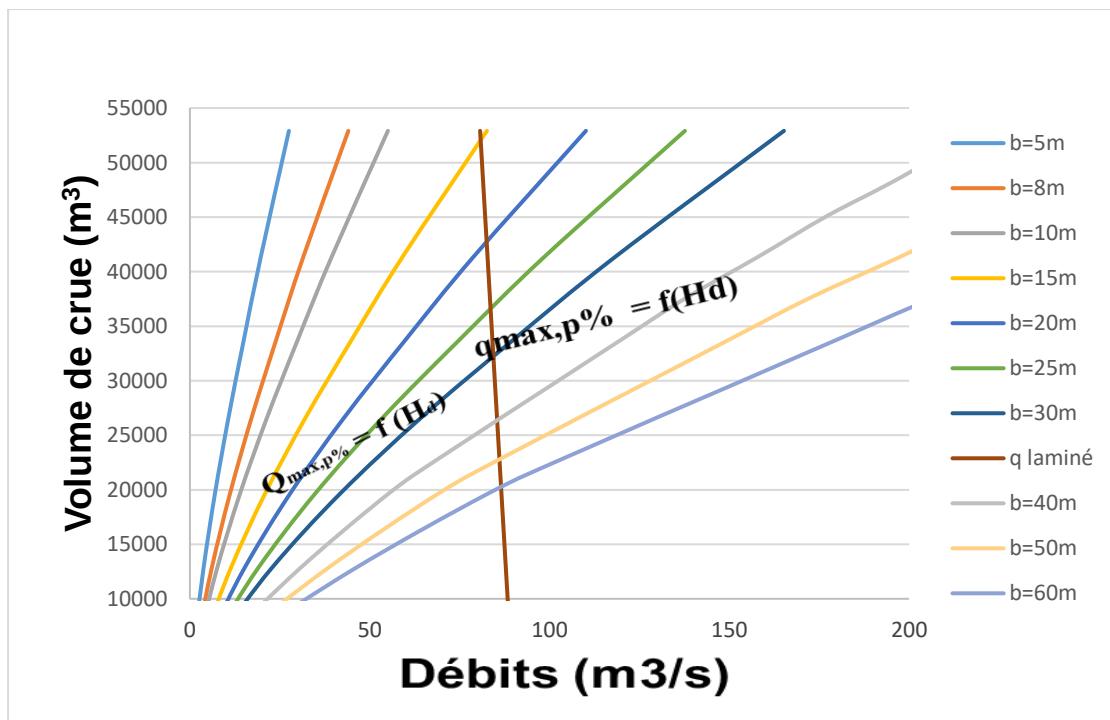


Figure III.18 La variation du volume force en fonction du débit (Q , q)

III.46 Etude d'optimisation

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

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

Dans notre cas on a choisi un profil symétrique d'une largeur en crête de 3m, parement amont incliné avec un fruit de talus de 1 et le parement aval avec un fruit de talus de 1.

La longueur du barrage est tirée depuis le plan d'aménagement.

III.47 Calcul du coût approximatif de la digue

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût,

Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \text{ avec : } V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

W_i : Section transversale correspondante à la coupe i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

$$\text{On a : } W_i = \frac{b + B_i}{2} H_i$$

B_i : Largeur de base donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b$, tiré aussi du plans d'aménagement.

m_1, m_2 : Les fruits des talus, ($m_1 = 1, m_2 = 1$).

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i .

H_b : Hauteur de barrage avec : $H = NNR + R + h \text{ dév.}$

R : Revanches en (m).

III.48 Calcul de la revanche

La revanche ou réserve de sécurité est la hauteur comprise entre la crête du barrage et niveau des plus hautes eaux, destinée à prémunir l'ouvrage contre les effets de submersions, Elle est déterminée par la relation suivante :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III.61})$$

ou ;

H : hauteur du vagues (m)

v : vitesse des vagues (m/s)

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

❖ Formules de Stevenson & Gaillard

la hauteur des vagues est estimée à l'aide de la formule de Stevenson

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad (\text{Formule de Stevenson})$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction est pris égale a 0,295 Km.

A,N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,295} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,295} = 0,74 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,74 = 2,98 \text{ m/s} \quad (\text{Formule de Gaillard})$$

$$\text{Donc : } R = 0,75 \cdot 0,74 + \frac{2,98^2}{2 \cdot 9,81} = 1,0 \text{ m}$$

❖ Formule de Mallet & Paquant

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec :} \quad H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F},$$

A,N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,295} = 0,679 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,679 = 2,858 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,679 + \frac{2,858^2}{2 \cdot 9,81} = 0,926 \text{ m}$$

❖ Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,295} = 1,0 \text{ m}$$

l'U.S.B.R (United States Bureau of Réclamation) recommande pour un fetch < 1,6 km de prendre une revanche comprise entre 0,9 m et 1,25.

Dans notre cas on prend la revanche égale à 0,9 m.

III.49 Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

Tableau III.44 Volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

b=13m ,h _d =1,59 ,H _b =11,29m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	W _i (m ²)	W _{i+1} (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	3,00	0,00	11,66	24	139,95
2	2,23	7,46	11,66	37,44	25	613,79
3	4,8	12,60	37,44	91,45	15	966,69
4	8,18	19,36	91,45	157,27	15	1865,39
5	11,13	25,26	157,27	127,25	15	2133,91
6	9,88	22,76	127,25	54,00	10	906,27
7	6	15,00	54,00	45,77	20	997,75
8	5,43	13,86	45,77	13,51	20	592,86
9	2,47	7,94	13,51	0,00	40,5	273,60
10	0	3,00	0,00	0,00		0,00
					184,5	8490,21
b=15m ,h _d =1,48m ,H _b =11,18m						
coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	W _i (m ²)	W _{i+1} (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	3,00	0,00	9,79	23,4	114,59
2	2,12	7,24	9,79	33,72	25	543,94

3	4,69	12,38	33,72	85,30	15	892,66
4	8,07	19,14	85,30	148,99	15	1757,18
5	11,02	25,04	148,99	119,88	15	2016,51
6	9,77	22,54	119,88	49,42	10	846,48
7	5,89	14,78	49,42	41,60	20	910,20
8	5,32	13,64	41,60	11,47	20	530,72
9	2,36	7,72	11,47	0,00	39,35	225,66
10	0,00	3,00	0,00	0,00		0,00
					182,75	7837,94

b=20m ,h _d =1,23 ,H _b =10,93m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	W _i (m ²)	W _{i+1} (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	3,00	0,00	8,17	20,8	84,99
2	1,87	6,74	8,17	30,81	25	487,32
3	4,44	11,88	30,81	80,70	15	836,37
4	7,82	18,64	80,70	142,92	15	1677,15
5	10,77	24,54	142,92	114,43	15	1930,11
6	9,52	22,04	114,43	45,91	10	801,70
7	5,64	14,28	45,91	38,38	20	842,90
8	5,07	13,14	38,38	9,73	20	481,07
9	2,11	7,22	9,73	0,00	34,5	167,79
10	0,00	3,00	0,00	0,00		0,00
					175,3	7309,40

b=25m h _d =1,06 ,H _b =10,76m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	W _i (m ²)	W _{i+1} (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	3,00	0,00	7,14	19,2	68,54
2	1,70	6,40	7,14	28,91	25	450,60
3	4,27	11,54	28,91	77,65	15	799,17
4	7,65	18,30	77,65	138,86	15	1623,81
5	10,60	24,20	138,86	110,80	15	1872,43

6	9,35	21,70	110,80	43,60	10	771,97
7	5,47	13,94	43,60	36,26	20	798,56
8	4,90	12,80	36,26	8,61	20	448,74
9	1,94	6,88	8,61	0,00	31,4	135,23
10	0,00	3,00	0,00	0,00		0,00

170,6 6969,04

b=30m $h_d=0,94$, $H_b=11,33m$

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	W _i (m ²)	W _{i+1} (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	3,00	0,00	6,45	17,8	57,37
2	1,58	6,16	6,45	27,60	25	425,55
3	4,15	11,30	27,60	75,53	15	773,43
4	7,53	18,06	75,53	136,03	15	1586,67
5	10,48	23,96	136,03	108,27	15	1832,24
6	9,23	21,46	108,27	42,00	10	751,33
7	5,35	13,70	42,00	34,80	20	767,96
8	4,78	12,56	34,80	7,86	20	426,61
9	1,82	6,64	7,86	0,00	29,7	116,76
10	0,00	3,00	0,00	0,00		0,00

167,5 6737,91

b=40m $h_d=0,78$, $H_b=10,48m$

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	W _i (m ²)	W _{i+1} (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	3,00	0,00	5,57	16	44,53
2	1,42	5,84	5,57	25,90	25	393,27
3	3,99	10,98	25,90	72,74	15	739,78
4	7,37	17,74	72,74	132,30	15	1537,83
5	10,32	23,64	132,30	104,94	15	1779,32
6	9,07	21,14	104,94	39,91	10	724,26
7	5,19	13,38	39,91	32,89	20	728,06
8	4,62	12,24	32,89	6,91	20	398,00

9	1,66	6,32	6,91	0,00	27,55	95,12
10	0,00	3,00	0,00	0,00		0,00
					163,55	6440,16
b=50m hd=0,69 ,H _b =10,39m						
coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	W _i (m ²)	W _{i+1} (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	3,00	0,00	5,09	14,95	38,08
2	1,33	5,66	5,09	24,96	25	375,67
3	3,90	10,80	24,96	71,20	15	721,19
4	7,28	17,56	71,20	130,23	15	1510,70
5	10,23	23,46	130,23	103,09	15	1749,89
6	8,98	20,96	103,09	38,76	10	709,25
7	5,10	13,20	38,76	31,85	20	706,06
8	4,53	12,06	31,85	6,39	20	382,36
9	1,57	6,14	6,39	0,00	26,5	84,67
10	0,00	3,00	0,00	0,00		0,00
					161,45	6277,86
b=60m hd=0,61 ,H _b =10,31m						
coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	W _i (m ²)	W _{i+1} (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	3,00	0,00	4,69	14	32,81
2	1,25	5,50	4,69	24,14	25	360,37
3	3,82	10,64	24,14	69,84	15	704,87
4	7,20	17,40	69,84	128,40	15	1486,78
5	10,15	23,30	128,40	101,46	15	1723,93
6	8,90	20,80	101,46	37,75	10	696,05
7	5,02	13,04	37,75	30,93	20	686,78
8	4,45	11,90	30,93	5,95	20	368,73
9	1,49	5,98	5,95	0,00	25,55	75,95
10	0,00	3,00	0,00	0,00		0,00
					159,55	6136,27

Le volume et le coût de chaque digue qui correspond aux différentes largeurs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.45 Cout de la digue pour les différentes largeurs

B (m)	H _d (m)	Volume (m ³)	Prix unitaire (DA)	Cout (millions DA)
60	0,61	6136,27	10000	61,4
50	0,69	6277,86		62,8
40	0,78	6440,16		64,4
30	0,94	3242,02		84,3
25	1,06	3349,41		87,1
20	1,23	3738,75		97,2
15	1,48	3933,77		102,3
13	1,59	4055,48		105,4

III.50 Coût du déversoir

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

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

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

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H} \right)^n \quad \text{Avec } K=2,127 \quad \text{et } n=1,85$$

$$Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}} \quad (\text{III.62})$$

avec :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

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

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

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

Avec : S : section transversale du profil . b : largeur déversante.

Tableau III.46 Cout du déversoir en fonction des largeurs déversantes

B (m)	H _d (m)	S (m ²)	Volume (m ³)	Prix unitaire (DA)	coût(millions DA)
60	0,61	22,51	1350,6	30000	40,5
50	0,69	23,81	1190,5		35,7
40	0,78	25,2	1008		30,2
30	0,94	27,56	826,8		20,7
25	1,06	29	725		18,1
20	1,23	31,04	620,8		15,5
15	1,48	33,78	506,7		12,7
13	1,59	34,94	454,22		11,4

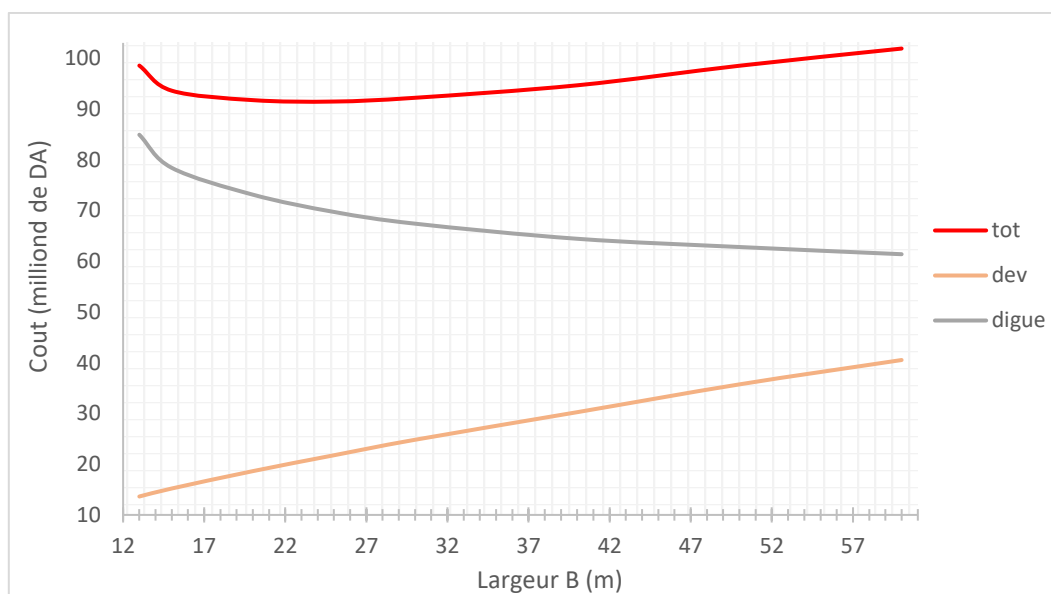


Figure III.19 Courbe d'optimisation en fonction de la largeur déversante

Pour des raisons technico-économiques, de relief topographique, et de sécurité, nous optons pour :

- Une largeur de déversoir égale à 25m
- Une charge déversante de 1,06 m.
- Un débit déversant de 59,22 m³/s.
- Un volume forcé estimé à 36021 m³.

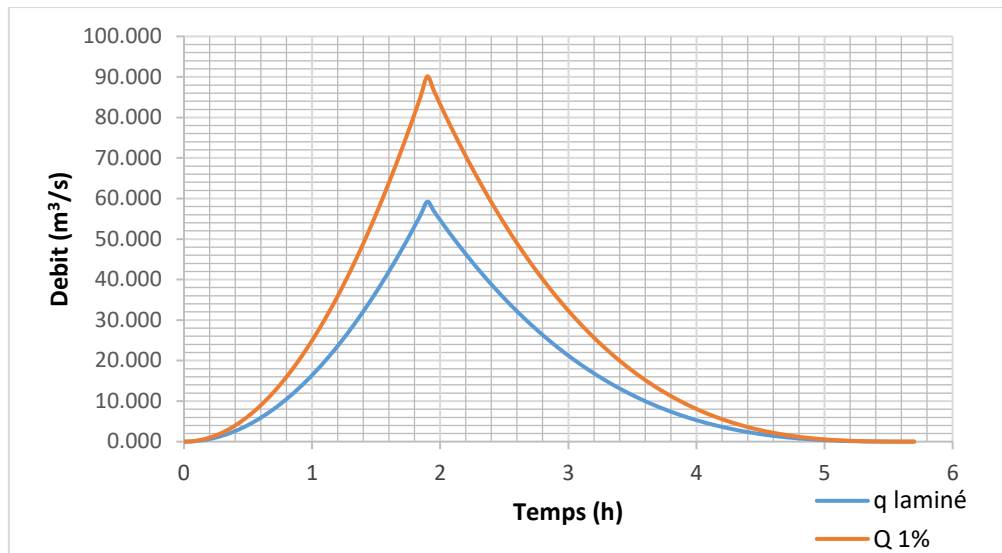


Figure III.20 Hydrogrammes des débits entrants et sortants

Conclusion

Au bout de cette étude hydrologique, on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro morphologiques et hydro-morpho métriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques de notre futur barrage,

Dénomination	Unité	Quantité
Volume mort	M,m ³	0,0235
Volume utile	M,m ³	0,113
Volume au niveau normal de la retenue	M,m ³	0,1365
Cote de fond (▼ fond)	m,NGA	890,25
Cote au niveau mort (▼NVM)	m,NGA	894,09
Cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	m,NGA	899,05
Cote de plus hautes eaux (▼NPHE)	m,NGA	900,11
Cote de la crête (▼crête)	m,NGA	901,01
Largeur de déversoir	m	25
La hauteur de la charge déversante	m	1,06
Le débit évacué	m ³ /s	55,22
La hauteur du la digue	m	10,76
Largeur en crête	m	2
Longueur de la digue	m	170.6

IV. Etudes de variantes

Introduction :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristique très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement, dont les matériaux constitutifs restent contenus des fourchettes beaucoup plus étroites. 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 vallée, des problèmes de transport et d'approvisionnement, matériels et en main-d'œuvre, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

IV.1 Variantes portées à être projetées sur le site

Les variantes de digue se sont proposées sur la base des résultats de l'étude géologique et géotechnique. L'absence des matériaux fins en qualité dans la cuvette et la zone d'emprunt de la retenue collinaire d'Oued Ktiba et la disponibilité des matériaux grossiers (enrochement, sable et graviers), nous a contraints à rejeter la variante de digue en matériaux fin (digue homogène et zonée) et à adapter les variantes suivantes :

- ❖ Variante 1 : Digue en enrochement avec un masque amont étanche en béton.
- ❖ Variante 2 : Digue en béton cyclopien avec rideau amont étanche en béton (barrage poids).
- ❖ Variante 3 : Digue en béton Compacté au Rouleau (BCR).

IV.1.1 Variante 1 : Digue en enrochement avec un masque amont en béton

C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées ; cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai

IV.1.1.1 Caractéristiques de la variante

a. Hauteur du barrage

$$H_b = t + R + H_d + C_{NNR} - C_f \quad (IV.1)$$

On admet une valeur de $t = 0,5$ m pour le tassement du barrage, cas des barrages en enrochement.

$$H_b = 0,5 + 0,9 + 1,06 + 899,05 - 890,25 = 11,26 \text{ m}$$

b. Largeur en crête

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable.

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête dans les barrages en remblai et enrochement et qui doit dépasser 3m pour le passage des engins pendant la réalisation :

Tableau IV.1 Calcul de la largeur en crête

Auteur	Formules	b_{cr}
Knappen	$b_{cr}=1,65\sqrt{H_b}$	5,53
Preece	$b_{cr}=(1,1\sqrt{H_b}) + 1$	4,69
Pratique	$b_{cr}=\frac{5}{3}\sqrt{H_b}$	5,59
Moyenne		5,27

On opte pour un largeur en crête : $b_{cr} = 5m$.

c. Longueur en crête du barrage

$$L=170 \text{ m}$$

d. Pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales, comme le montre le tableau ci-après :

Tableau IV.2 Valeurs indicatives des pentes des talus (Pougatsch, 2011)

Masque	Bitume	Béton
Pente des talus	1,7 à 1,75	1,35 a 1,4

Parement amont : $m_1 = 1,4$

Parement aval : $m_2 = 1,4$

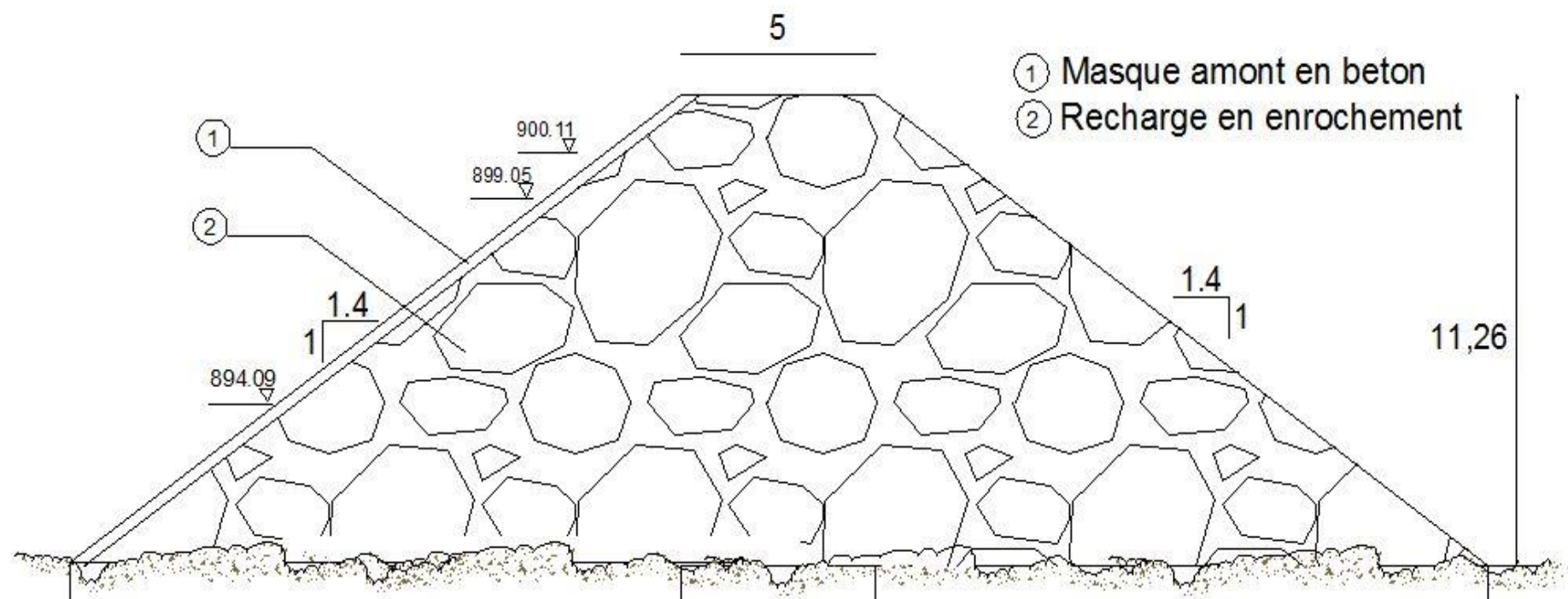


Figure IV.1 Coupe de la digue en enrochement avec un masque amont en béton

IV.1.1.1 Evaluation du coût total de la variante

a. Le volume de la Recharge (enrochement) :

Le volume de la digue est donné par :

$$V_b = \sum V_i \quad (\text{IV.2})$$

avec : $V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

W_i : Section transversale correspondante à la coupe i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

On a :

$$W_i = \frac{b + B_i}{2} H_i \quad (\text{IV.3})$$

B_i : Largeur de base donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b$.

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b_{cr} : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i :

Tableau IV.3 Volume et cout de la digue de la 1^{ère} variante

Coupe N°	H_i (m)	B_i (m)	W_i (m ²)	W_{i+1} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	5,00	0,00	12,55	19,2	120,44
2	1,70	9,76	12,55	46,88	25	742,78
3	4,27	16,96	46,88	120,18	15	1252,93
4	7,65	26,42	120,18	210,30	15	2478,64
5	10,60	34,68	210,30	169,14	15	2845,84
6	9,35	31,18	169,14	69,24	10	1191,90
7	5,47	20,32	69,24	58,11	20	1273,53
8	4,90	18,72	58,11	14,97	20	730,83
9	1,94	10,43	14,97	0,00	31,4	235,01
10	0,00	5,00	0,00	0,00		0,00
Volume total						10871,91
Prix unitaire (pose +transport) DA/m ³						3000,00
Coût (Millions de DA)						32,62

b. Le masque en béton

L'imperméabilité définitive du barrage est assurée par un masque d'étanchéité réalisé sur la face amont de la digue et composé en béton classique vibré.

$$e=0.3+0.003H_b[m] \quad (.1)$$

La surface du talus amont de la digue égale à :

$$V=S_{\text{amont}} \times e \quad (\text{IV.5})$$

ou :

$$S_{\text{amont}}=H_b \cdot \sqrt{1+m_1^2} \cdot L \quad (\text{IV.6})$$

avec ; S_{amont} : La surface du talus amont de la digue

m_1 : Le fruit du talus amont.

L : Longueur en crête de la digue.

e : épaisseur du masque ($e= 0.4$).

$$S_{\text{amont}}=3293,3 \text{ m}^2$$

$$V= 1317,3 \text{ m}^3$$

Le cout du masque amont en béton s'élève à 15.8 millions de DA étant donné que le mètre cube et la mise en place du béton est estimé à 12000 DA.

c. Le coût total de la variante :

Le coût de la recharge de la digue en enrochement + masque en béton égale à : $32,62+15,8= 48,42$ millions DA la projection d'un évacuateur de crue de type tulipe atteint 30% du coût de l'ouvrage qui signifie que le coût total de l'ouvrage soit environ 62,95 millions DA.

IV.1.2 Variante 2 : Digue en béton cyclopien avec rideau amont étanche en béton

IV.1.2.1 Caractéristique de la variante

a. Hauteur du barrage

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

$$H_b=0,9+1,06+899,05-890,25=10,76\text{m}$$

b. Largeur en crête

Pour ce genre de variante on choisit généralement une longueur en crête de 3m, pour laisser passer au moins un engin lors de la construction.

c. Pente des talus

On suppose un parement amont droit par contre le parement aval on le prend légèrement incliné avec un fruit de talus égale à 0.8.

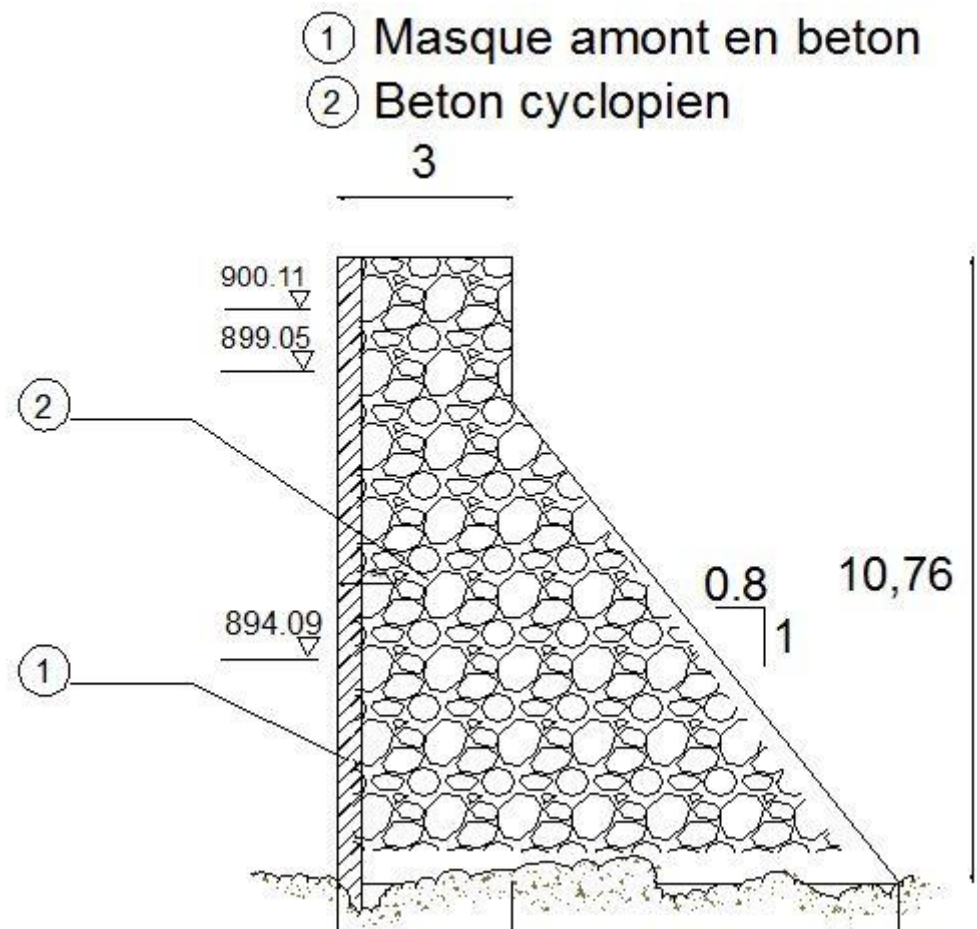


Figure IV.2 Coupe de la digue de la 2^{ème} variante

IV.1.2.1 Evaluation du coût total de la variante

a. Le volume de la digue

Tableau IV.4 Volume et cout de la digue de la 2^{eme} variante

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	3,00	0	6,26	19,2	60,06
2	1,7	4,36	6,26	20,10	25	329,49
3	4,27	6,42	20,10	46,36	15	498,47
4	7,65	9,12	46,36	76,74	15	923,27
5	10,6	11,48	76,74	63,02	15	1048,22
6	9,35	10,48	63,02	28,38	10	456,99
7	5,47	7,38	28,38	24,30	20	526,82
8	4,9	6,92	24,30	7,33	20	316,29
9	1,94	4,55	7,33	0	31,4	115,01
10	0	3,00	0	0	0	0,00
Volume total						4274,62
Prix unitaire DA/m ³						10000 (Source Cosider TP)
Cout (millions de DA)						42,75

b. Rideau amont en béton

L'étanchéité du corps du barrage sera assurée par un masque en béton conventionnel vibré, placé en amont avec un dosage en ciment de 350 Kg/m³, et une épaisseur de e = 40 cm.

$$S_{\text{rideau}} = h_b \cdot L = 10,76 \times 170 = 1829 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{rideau}} = S_{\text{rideau}} \times e = 1829 \times 0,4 = 731,6 \text{ m}^3$$

Coût du Rideau sera : $\text{cout} = V_{\text{rideau}} \times 12000 = 236,16 \times 15000 = 8,78$ (millions de DA)

c. Le coût total de la variante :

Le coût de la digue en béton cyclopien avec un rideau amont en béton égale à : $42,75 + 8,78 = 51,53$ millions DA la projection d'un évacuateur de crue de type Creager atteint 30% du coût de l'ouvrage qui signifie que le coût total de l'ouvrage soit environ 70 millions DA.

IV.1.3 Variante 3 : Digue en BCR

Contrairement aux digues en remblai, le barrage BCR est plus imperméable et possède une meilleure résistance à l'érosion, un volume inférieur et une durée de construction réduite.

IV.1.3.1 Caractéristiques de la variante :

a. Hauteur du barrage

$$H_b = R + H_d + C_{NNR} - C_f$$

$$H_b = 0,9 + 1,06 + 899,05 - 890,25 = 10,76\text{m}$$

b. Largueur en crête

Pour ce genre de variante on choisit généralement une largeur en crête de 3m, pour laisser passer au moins un engin lors de la construction.

c. Pente des talus

On suppose un profil de forme symétrique, parement amont et aval légèrement incliné avec un fruit de talus égale à 0,6.

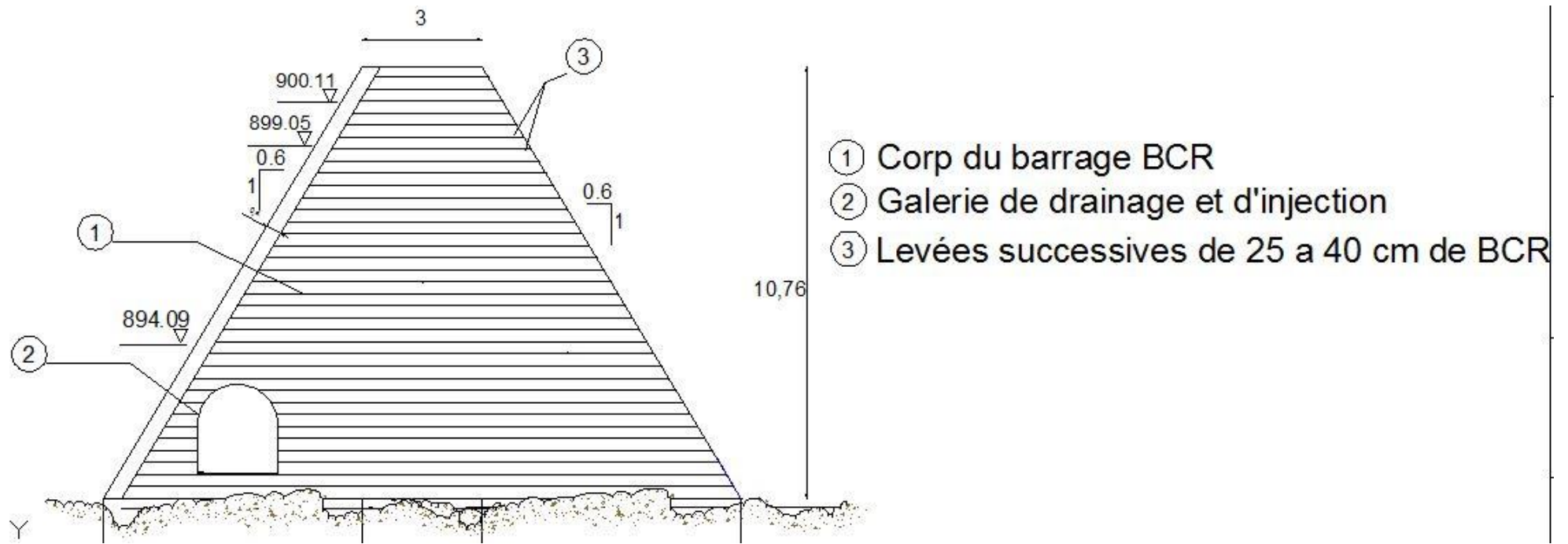


Figure IV.3 Coupe de la digue en variante BCR(béton rustique (maigre) à dosage égal à 150 kg/m³)

IV.1.3.1 Evaluation du coût total de la variante

a. Le volume de la digue

Tableau IV.5 Volume et cout de la digue de la 3^{eme} variante

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m ²)	Wi+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	3,00	0,00	6,83	19,2	65,61
2	1,70	5,04	6,83	23,75	25	382,30
3	4,27	8,12	23,75	58,06	15	613,60
4	7,65	12,18	58,06	99,22	15	1179,60
5	10,60	15,72	99,22	80,50	15	1347,90
6	9,35	14,22	80,50	34,36	10	574,33
7	5,47	9,56	34,36	29,11	20	634,69
8	4,90	8,88	29,11	8,08	20	371,84
9	1,94	5,33	8,08	0,00	31,4	126,83
10	0,00	3,00	0,00	0,00		0,00
Volume total						5296,68
Prix unitaire(pose +transport)DA/m ³						8000 (Source Cosider TP)
Cout (millions de DA)						42,37

b. Le coût total de la variante

Le coût de la digue de cette variante s'élève à 42,37 millions de dinars, en plus de la projection d'un évacuateur de crue en marches d'escaliers, intégré au centre de la digue avec un seuil arasé à la côte 899,05 m.NGA. Engendrant ainsi un surcoût à l'aménagement de l'ordre de 15% par rapport au coût de la digue.

Le cout total de cette variante est de 49 millions de dinars.

Conclusion

A la lumière des résultats de cette étude de variantes de digue, notre choix s'est porté sur la variante 3, en l'occurrence un barrage en BCR, non seulement par le critère économique, mais le coût concurrentiel de cette variante associé aux avantages par rapport aux deux autres variantes proposées.

La troisième variante offre l'avantage du délai de réalisation du projet, notamment par la cadence des travaux on peut fixer pour la réalisation projet qui peut atteindre une cadence de 1000 m³/jour, tout en respectant les exigences de confection de transport et de mise place du béton in situ.

V. Techniques innovantes

Introduction

Depuis vingt à vingt-cinq ans, une technique nouvelle est apparue dans le domaine des barrages : le béton compacté au rouleau (B.C.R). Elle est innovante tant pour le matériau que pour sa mise en œuvre. Le matériau est composé de granulats, d'eau et de liants hydrauliques mis en place comme un remblai, essentiellement à l'aide des matériels classiques de terrassement, que ce soit pour son transport (camions), sa mise en place en couches minces (buteur) ou son compactage (rouleau vibrant lourd). Cette technique s'inspire donc à la fois des procédés de construction des ouvrages poids en béton pour le dimensionnement de l'ouvrage et le matériau et des ouvrages en terre ou enrochements pour l'exécution du chantier. Ses gros intérêts sont sa rapidité d'exécution et le faible coût de mise en œuvre (Mihoubi, 2014)

Cette technique s'est développée dans les pays du nord, le continent africain n'est pas en reste puisque des réalisations notables ont été menées en Afrique du Sud et au Maroc en particulier. D'autres applications peuvent être envisagées pour construire des barrages, même modestes (Durand, 1998).

V.1 Historique

Après des premiers projets réalisés dans les années 1960, notamment en Italie (barrage Alpe Gera d'une hauteur de 172 m) et au Canada, la technique BCR s'est fortement développée depuis le début des années 1980. Ce fut le cas tout d'abord au Japon (un barrage de 89 m de haut dont les parements amont et aval sont en béton conventionnel), puis aux Etats-Unis (barrage de Willow Creek dans l'Oregon, 331000 m³ mis en place en moins de 5 mois) et en Grande-Bretagne. Entre 1974 et 1982, d'importants travaux de réhabilitation du canal de l'évacuateur de crue ont été effectués du barrage de Tarbela au Pakistan ; un volume de 350000 m³ de BCR a été mis en œuvre en 42 jours.

Depuis, de nombreux projets ont été réalisés sous toutes les latitudes. Au fil des années et en regard de l'expérience acquise, on constate une progression des dimensions des barrages BCR : la hauteur maximale des barrages construits passait de 100 m au cours des années 1980 à 160 m durant la décade 1990, pour avoisiner les 200 m dès l'an 2000 (Mason and Dunlop, 2003). A fin 2002, on recensait environ 250 ouvrages, les plus hauts se trouvant en Colombie (Miel I, H= 188 m) et en Chine (Longtan, H = 192 m, actuellement en construction). Les statistiques indiquent que les ouvrages, dont la hauteur se situe entre 30 et 50 m, constituent la majorité des barrages BCR (Pougatsch, 2011)

V.2 Condition d'implantation

Du point de vue topographique, à l'instar des barrages-poids, les vallées en forme de U et les vallées larges sont bien adaptées pour la construction de barrages BCR. Pour retenir un site, il faut pouvoir implanter le barrage BCR sur des fondations rocheuses de qualité, offrant une capacité portante suffisante et si possible peu sensibles au tassement. Comme pour les autres types de barrages, la surface de fondation doit être

régulière et en cas de besoin, les irrégularités sont éliminées afin d'éviter des points durs pouvant être à l'origine de fissures et siège de concentrations de contraintes. Selon sa nature géologique, (présence de failles, diaclases, fissures), les fondations sont traitées de manière analogue à celles d'un barrage-poids.

Il est en outre primordial d'être en mesure de trouver à proximité des zones d'emprunts capables de fournir la totalité des quantités requises en granulats. (Pougatsch, 2011)

V.3 Principales caractéristiques et procédé de construction

L'idée à la base de la réalisation de barrages BCR est d'utiliser la méthode de construction des barrages en remblai pour celle des barrages en béton. Ce procédé innovateur a largement contribué à donner une nouvelle impulsion à la construction de principalement en raison de sa rapidité d'exécution (progression de 2,5 à 3 m de hauteur par semaine pour des grands ouvrages), d'une réduction du dosage en ciment et par conséquent de son coût au m³ nettement plus bas que celui du béton classique.

Le barrage BCR présente aussi l'avantage de pouvoir incorporer des ouvrages annexes. Par ailleurs, son emprise moins grande entraîne une réduction de longueur des dérivations, ainsi que des conduites plus courtes si elles doivent le traverser. (Pougatsch, 2011)

La technique du BCR est réalisée suivant deux concepts différents :

Concept Japonais : Rolling Compacted in Dam ou Roller Compacted Dam concrete (RCD), c'est une approche de réalisation qui ressemble plus au principe de réalisation d'un barrage poids en béton classique avec une introduction des joints de contraction tous les 15 m afin de d'éviter de fissurations dues aux effets thermiques. Le taux des liants employés est de l'ordre de 120 kg/m³, l'eau est 80 à 100 kg/m³

Le ratio sable agrégats est de 34 %. Le premier barrage réalisé par cette technique est le Shimajigawa dam (H=89,0 m en 1980) et le plus haut au Japon est Tamagawa Dam (H=100,0 m, Volume de béton est de 1,15 Million de m³ mise en 1987).

Concept Américain : Roller Compacted Concrete (RCC), c'est une approche qui retient les points positifs de la technique de terrassement pour la réalisation des barrages en terres en minimisant l'emploi de joints, uniquement l'emploi de joints d'étanchéité avec une mécanisation maximum des travaux de réalisation. La cadence des travaux pour atteindre entre 7600 à 16300 m³/J.

Le barrage de Béni Haroun parmi le plus haut barrage au monde de hauteur H>100 m, avec un volume de béton 1,8 Million de m³.

L'innovation consiste à mettre en place le béton et à le compacter, non plus par les moyens traditionnels (grue ou blondin pour le transport et compactage par pervibration dans la masse), mais en utilisant les techniques de terrassement, transport par camion, réglage au boueur, compactage au rouleau vibrant lourd. Ce mode de réalisation exige

toutefois une surface de plate-forme de travail supérieure à 500 m² (environ) pour que les engins puissent évoluer efficacement.

La possibilité de réduire au strict nécessaire la quantité d'eau et le serrage efficace obtenu par le compactage en couches de 30 cm ont permis de limiter les quantités de ciment à des valeurs de 100 à 150 kg/m³ de façon à diminuer l'exothermie.

En effet, cette nouvelle méthode de mise en œuvre s'accommode mal des nombreux joints destinés à contrôler la fissuration thermique du BCR. Dans la conception actuelle des barrages en BCR, seuls les joints transversaux sont conservés, mais généralement à des espacements bien supérieurs aux 15 mètres traditionnels des barrages en BCV,

L'un des avantages importants du BCR, en particulier dans les pays développés, est la rapidité d'exécution : le massif d'un petit barrage peut être construit en quelques semaines, permettant de réduire les coûts d'immobilisation, de maîtrise d'œuvre et souvent de dérivation des eaux, le barrage étant construit en étiage avec des ouvrages de dérivation réduits au minimum.

Il a de nombreux avantages, il faut opposer quelques points négatifs tels la qualité des parements, le coût de transport des ciments.

Par exemple en France, la technologie du BCR s'est orientée dans une direction originale. Le BCR a été souvent utilisé pour construire le massif poids à moindre coût, mais n'assure pas la fonction d'étanchéité qui repose sur un organe spécialisé : membrane en PVC au barrage du Riou. Un mur en béton armé construit à l'avance et servant de coffrage pour le parement amont pour les barrages de Petit Saut et du Sep et un masque amont en béton armé est prévu au barrage d'Aoulouz au Maroc

Dans cet esprit, les matériaux BCR utilisés pour le corps du barrage sont avant tout des matériaux rustiques, dont la composition variable est guidée par la disponibilité sur le site des composants dans une formulation au moindre coût. Les teneurs en liant sont faibles, de l'ordre de 100 kg/m³, et la teneur totale en fines est d'au moins de l'ordre de 12 %. (Mihoubi, 2014)

V.4 Conditions d'implantation

Du point de vue topographique, à l'instar des barrage-poids, les vallées en forme de U et les vallées larges sont bien adaptées pour la construction de barrages BCR. Pour retenir un site, il faut pouvoir implanter le barrage BCR sur des fondations rocheuses de qualité, offrant une capacité portante suffisante et si possible peu sensibles au tassement. Comme pour les autres types de barrages, la surface de fondation doit être régulière et en cas de besoin, les irrégularités sont éliminées afin d'éviter des points durs pouvant être à l'origine de fissures et siège de concentrations de contraintes. Selon sa nature géologique présence de failles, diaclases, fissures), les fondations sont traitées de manière analogue à celles d'un barrage-poids.

Il est en outre primordial d'être en mesure de trouver à proximité des zones d'emprunts capables de fournir la totalité des quantités requises en granulats. (Pougatsch, 2011)

V.5 Intégration d'ouvrages annexes

Le barrage BCR a permis de faciliter l'utilisation de coursiers en escaliers le long du parement aval, ce qui facilite l'intégration d'un évacuateur de crue avec déversoir libre en. Des conduites peuvent également traverser le barrage de part en part. Il est recommandé d'éviter des éléments présentant des angles rentrant qui peuvent engendrer des fissures. De façon générale, il faut prendre garde à disposer ces ouvrages annexes de façon à ne pas entraver une mise en place continue du BCR. Des ouvrages annexes munis de vannes seront implantés de préférence en dehors du corps du barrage BCR ; ils peuvent être incorporés dans une structure en béton conventionnel en contact avec le BCR. (Pougatsch, 2011)

V.6 Revêtement et étanchéité du parement amont

En raison du mode de construction, l'eau peut s'infiltrer dans le corps du barrage BCR. Afin de limiter les percolations, le parement amont peut être doté d'un revêtement adapté.

Bien entendu, il existe plusieurs solutions pour réaliser un masque amont, dont certaines sont décrites -dessous.

- ❖ Parement en BCR coffré.
- ❖ Mise en place conjointe d'un béton conventionnel coffré avec le BCR.
- ❖ Exécution d'une paroi verticale en béton vibré conventionnel.
- ❖ Utilisation d'éléments en béton coulé sur place ou de blocs en béton préfabriqués.

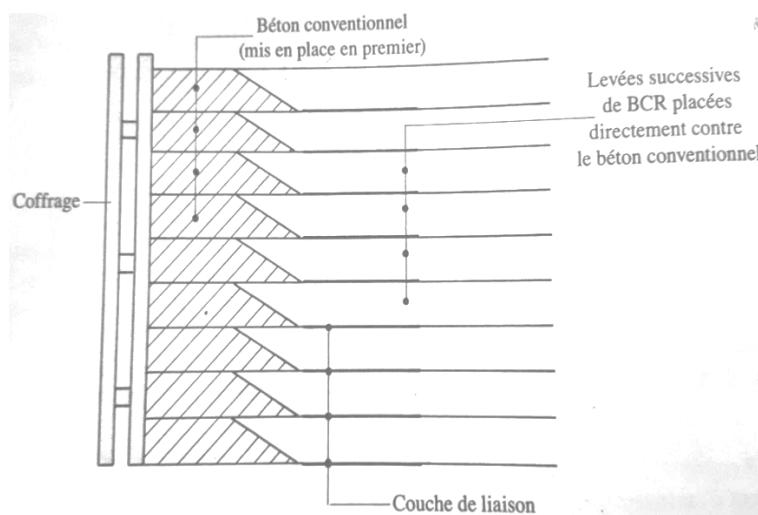


Figure V.1 Masque amont réalisé au moyen d'un béton conventionnel mise en place conjointement avec le BCR (Pougatsch, 2011)

V.7 Finition et revêtement du parement aval

Il peut être en B.C.R. ou en béton classique avec plusieurs variantes dans chaque cas. Si le B.C.R. n'est pas coffré, le fruit aval et un peu supérieure à ce qu'exige la stabilité du barrage ; le B.C.R. brut présente une apparence inesthétique qui peut être aisément corrigée en tassant légèrement le matériau en surface ; mais, même dans ce cas, les qualités mécaniques en surface laissent à désirer et il faut craindre l'effet du gel et la disparition à terme d'une certaine épaisseur de béton.

Généralement le barrage comporte un parement aval de béton ordinaire, épais et mise en place de façon classique, ou constituer par des éléments préfabriqués ou par des profils extrudés d'une rive à l'autre. (Pougatsch, 2011)

V.8 Joints

V.8.1 Joints de reprise horizontaux

La surface de chaque levée doit être maintenue propre et humide durant son exposition à l'air. La surface de béton durci subira un traitement avant d'être recouverte par la levée suivante, afin d'enlever la laitance et tout mauvais béton sur sa surface. Ce travail est simplifié par la nature même du béton maigre. Il est très important d'assurer une liaison étanche entre chaque levée, sur le joint de reprise horizontal. Afin que l'ouvrage se comporte comme un monolithe.

Du fait qu'un béton maigre est utilisé et que la teneur en ciment est trop faible pour assurer une liaison suffisante entre les levées, un moyen efficace est d'épandre du mortier ou du béton riche immédiatement avant la mise en place de la levée suivante, mais il en résulte une augmentation du prix et de la durée des travaux. (CIGB, 1988)

V.8.2 Joints de retrait verticaux

« Des joints de retrait verticaux sont normalement prévus dans le corps du barrage afin d'éviter que les contraintes thermiques ne produisent des fissures n'importe où. Certains Bureaux de projet estiment que les joints de retrait verticaux ne sont pas nécessaires dans les barrages en BCR en raison de la faible augmentation de température. Du fait que le béton compacté au rouleau a une faible teneur en ciment comparativement au béton classique, la variation de température due à la chaleur d'hydratation est également faible ; aussi, un intervalle entre joints de retrait, plus large que dans le cas du béton classique, serait-il possible. Mais le projet visant à augmenter la distance entre joints de retrait, sans causer des contraintes thermiques excessives, devra faire l'objet d'une étude approfondie. Les joints de retrait seront exécutés au moyen d'une machine vibrante à découper, après l'épandage ou le finissage du béton. En général, une plaque est introduite dans le joint, après son exécution, afin de maintenir son ouverture.

Les joints de retrait verticaux sont absents de certains barrages (Willow Creek,...), l'augmentation de la température étant limitée par la réduction du dosage en ciment,

par l'adoption d'une forte teneur de cendres volantes dans le liant, et par la réduction de la température de mise en place. » (CIGB, 1988).

Conclusion

Ne pourrait-on envisager des barrages en BCR à parement amont incliné et revêtus d'une étanchéité analogue à celle du masque des barrages en enrochement : L'imperméabilité du corps de l'ouvrage en dépit du béton maigre reste atout pour assurer une meilleure fiabilité et pérennité de l'ouvrage, comparativement à autres variantes de digue à matériaux en enrochement ou en terre.

Les experts en construction de barrages, n'hésitent pas à prévoir que 60 % des futurs barrages seront réalisés par la technique du BCR. Partant des 1 ou 2 % actuels, la route est longue et l'objectif peut paraître irréaliste si l'on songe que l'ouvrage en B.C.R. ne peut s'envisager que sur une fondation « rigide ». « Mais il me paraît évident qu'un développement aussi spectaculaire ne sera atteint qu'en ajoutant quelques grammes de matière grise à chaque mètre cube de béton. Comme le disait un ingénieur du US Army Bureau of Reclamation « tout ouvrage en B.C.R. réalisé dans les dix prochaines années apportera vraisemblablement une innovation et constituera une approche nouvelle » (Goubet , 2012).

VI. Etude de la variante choisie

Introduction

Dans ce chapitre, nous entamerons notre étude détaillée de la variante choisie ; soit une digue en B.C.R. avec un béton maigre dosé à 150 Kg/m^3 avec un profil symétrique

VI.1 Traitement de la fondation et ancrage de la digue

Les résultats des essais géotechniques et l'étude géologique ont montré que la fondation au niveau de l'axe du barrage est une fondation rocheuse qui peut supporter l'ouvrage sans inconvénients.

L'ancrage de la digue se fera à au moins 2 m de profondeur par rapport au lit actuel de l'oued.

Un premier travail consiste à décaper la zone du barrage en éliminant le sol organique, ainsi que tous les détritiques et débris.

Avant bétonnage, la surface du rocher est consciencieusement nettoyée à l'eau et à l'air comprimé.

On peut améliorer les propriétés de notre fondation en procédant à la réalisation de voiles d'injections et des dispositifs de drainage.

VI.2 Conception de la digue

La digue du barrage d'Oued Ktiba sera réalisée selon le concept Américain Roller Compacted Concrete (RCC) avec succession de levées de 30 cm, compactées au rouleau vibrant lourd, de béton maigre dosé à 150 Kg/m^3 .

La digue est de 10,8 m de hauteur, la longueur de la base du barrage est égale à 16m, la longueur en crête est de 170 m et une largeur en crête de 3m. Un profil symétrique avec un fruit de talus de 0,6 en amont et en aval.

Une galerie est implantée dans le corps du barrage BCR à proximité du parement amont à une distance suffisante pour permettre au matériel de construction d'opérer dans la zone ou au pied amont pour assurer la liaison entre le masque amont et la fondation, pour procéder à des travaux d'injection, de forer des drains et de récolter les eaux d'infiltration, enfin d'inspecter les surfaces du béton.

Le revêtement du parement amont se fera en utilisant des blocs en béton préfabriqués superposés et coulés sur place au moyen d'un coffrage glissant d'une épaisseur de 0,4 m (cf. planche n° 4). Un béton conventionnel avec entraîneur d'air est utilisé. Il présente des avantages en ce qui concerne l'étanchéité, la résistance à l'érosion et au cycle sel/dégel.

La hauteur de levée des couches de béton BCR est limitée à 30 cm, vient se placer directement contre les éléments préfabriqués. Il est clair qu'un contact correct avec le

masque amont requiert de déterminer une composition adéquate du BCR et un compactage efficace afin d'éviter des vides à l'interface.

Par contre le revêtement du parement aval sera recouvert avec du béton projeté légèrement armé (cf. Planche n° 4).

VI.3 Infiltration des eaux dans la fondation

La sous pression exerce une force hydrostatique importante, en raison de la différence de pression entre le parement amont et aval l'eau pénètre dans tout milieu poreux ou fissuré.

Quelle que soit la qualité du rocher de fondation, l'eau s'infiltrer et occupe des interstices tout en exerçant une pression sur les parois. Cette pression joue un rôle important pour la stabilité de l'ouvrage.

Pour remédier à ce problème, il faut réaliser un voile d'étanchéité dans la fondation, c'est un travail long et délicat, suivi d'un forage drainant.

VI.3.1 Dispositifs de lutte contre les sous-pressions

VI.3.1.1 Voile d'injection

Pour lutter contre les infiltrations dans la fondation d'un barrage, on réalise des rideaux (ou voile) d'injection. On effectue alors des points de forage dans lesquels on injecte du ciment de faibles perméabilités.

La profondeur du voile est de 5m

Pour déterminer l'épaisseur du voile d'injection il faut vérifier la condition suivante

$$I_{\max} < I_{\text{adm}} \quad (\text{VI.1})$$

$I_{\max}$: gradient maximal dans le corps du voile d'injection qui est approximative égale à la différence de pression d'infiltration (avant et après le voile) « H » divisée par son épaisseur « t ».

$$I_{\max} = \frac{H \cdot \Delta}{t} \quad (\text{VI.2})$$

Δ : Coefficient dépendant de la largeur B et de la profondeur du voile d'injection S.

$$\Delta = 0,65$$

Le gradient hydraulique admissible pour les voiles d'injection dans notre cas et égale à 15 préconisé par la norme ex république soviétique SNIP .

Cela nous indique que l'épaisseur soit supérieur à 45 cm, nous optons pour une épaisseur d'un demi mètre, la distance entre deux puits est de 2m et un diamètre de 50mm. La pression de refoulement est de l'ordre de 2 MPa.

VI.3.1.2 Dispositif de drainage

Le but d'un système de drainage, comme pour tous les ouvrages d'accumulation en béton, est d'intercepter les percolations en direction de l'aval, de restreindre les sous-pressions pour améliorer les conditions de stabilité et de se prémunir des pressions excessives. La collecte des eaux peut se faire par des drains verticaux forés dans la masse à partir de la galerie d'injection et de drainage espacés de 3 m. Enfin, des drains horizontaux forés débouchant au pied aval permettent l'évacuation des eaux d'infiltration.

VI.3.2 Calcul des sous pressions

Les sous pressions totales appliquées à la surface de contact sol-radier du barrage (contour d'écoulement sous terrain) sont donnés par la relation suivante :

$$U_{\text{tot}} = U_{\text{dyn}} + U_{\text{stat}} \quad (\text{VI.3})$$

avec :

U_{sta} : sous pression de soulèvement (statique).

$$U_{\text{stat}} = \alpha_2 \gamma_w \cdot H_2 \cdot B \quad (\text{VI.4})$$

U_{dyn} : sous pression d'infiltration (dynamique).

$$U_{\text{dyn}} = \frac{1}{2} \alpha_2 \cdot \gamma_w \cdot H \cdot d \cdot (1 - \alpha_0) \quad (\text{VI.5})$$

α_2 : coefficient de surface effective de sous pression ($\alpha_2 = 0,9 \div 1$) ; $\alpha_2 = 1$

H : charge d'eau entre bief amont et aval ; $H = 8,86$ m.

B : longueur du profil du barrage dans la fondation.

H_2 : charge d'eau aval.

α_0 : coefficient de perte de charge de l'infiltration dans le milieu rocheux ($\alpha_0 = 0 \div 0,1$) dans notre cas $\alpha_0 = 0,05$

$$U_{\text{stat}} = 159 \text{ KN/m}$$

$$U_{\text{dyn}} = 172,5 \text{ KN/m}$$

La construction du diagramme des sous pressions dynamique dépend essentiellement du système de drainage.

VI.4 Etude de stabilité

L'étude de stabilité des barrages en béton concerne l'équilibre de l'ensemble de l'ouvrage, qui doit résister au glissement sur la fondation et au renversement ainsi que la stabilité interne de l'ouvrage doit résister aux contraintes qui se développent dans sa masse.

VI.4.1 Actions aux quelles soumis l'ouvrage

VI.4.1.1 Poids propre du barrage

Le poids propre du barrage est donné par la relation suivante :

$$P_m = \gamma_b \cdot A_b \quad (\text{VI.6})$$

avec :

γ_b : poids volumique du matériaux du barrage ($\gamma_b = 24,5 \text{ KN/m}^2$)

A_b : aire du profil du barrage.

$$P_m = 24,5 \cdot 101,74 = 2492,63 \text{ KN}$$

VI.4.1.2 Pression hydrostatique amont

- Correspondante au niveau normal de retenue NNR

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w H_1^2 \quad (\text{VI.7})$$

avec

H_1 : charge en amont égale a 8,8 m

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 8,8^2 = 387,2 \text{ KN}$$

- Correspondante au niveau des plus hautes eaux NPHE

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w (H_1 + h) \cdot H_1 \quad (\text{VI.8})$$

avec

h : charge déversante égale a 1,06m

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot (8,8 + 1,06) \cdot 8,8 = 433,8 \text{ KN}$$

VI.4.1.3 Poussée due au poids de l'eau en amont

- Correspondante au niveau normal de retenue NNR

$$P_{wh} = \gamma_w \cdot A_{I_{NNR}} \quad (\text{VI.9})$$

$$A_{I_{NNR}} = 23,23 \text{ m}^2$$

$$P_{wh} = 10 \cdot 23,23 = 233,3 \text{ KN}$$

- Correspondante au niveau des plus hautes eaux NPHE

$$P_{wh} = \gamma_w \cdot A_{I_{NPHE}} \quad (\text{VI.10})$$

$$A_{I_{NPHE}} = 29,16 \text{ m}^2$$

$$P_{wh} = 10 \cdot 29,16 = 291,6 \text{ KN}$$

VI.4.1.4 Pression hydrostatique a l'aval

$$P_{w_{aval}} = \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \quad (VI.11)$$
$$P_{w_{aval}} = \frac{1}{2} * 10 * 1 = 5 \text{ KN}$$

VI.4.1.5 Poussée due au poids de l'eau en aval

- Correspondante au niveau des plus hautes eaux NPHE

$$P_{wh} = \gamma_w * A_{2NPHE} \quad (VI.12)$$
$$A_{2NPHE} = 0,3 \text{ m}^2$$

$$P_{wh} = 10 * 0,3 = 3 \text{ KN}$$

VI.4.1.6 Sous pressions totales

$$U_{tot} = U_{dyn} + U_{stat}$$

Voir VI.3.2

$$U_{tot} = 292,75 + 159 = 451,2 \text{ KN}$$

VI.4.1.7 Poussée des sédiments

Correspondante au niveau du volume mort NVM

$$P_s = \frac{1}{2} K_s \gamma_s h_s^2 \quad (VI.13)$$
$$P_s = 44,23 \text{ KN}$$

où :

γ_s : poids volumique déjugé des sédiments.

K_s : Coefficient de poussée des sédiments en fonction de frottement interne des matériaux saturée.

$$K_s = \frac{1 - \sin \phi_s}{1 + \cos \phi_s} \text{ (dans notre cas } \phi_s = 30^\circ \text{)}$$

VI.4.1.8 Poussée sismique

C'est la force d'inertie développée par le corps (masse) du barrage

$$P_{sm} = \pm \alpha P_m \quad (VI.14)$$

α : Coefficient sismique de la région d'étude Est égale à 0,15 (selon le RPA 99 / version 2003)

$$P_{sm} = \pm 373,89 \text{ KN}$$

VI.4.1.9 Force d'inertie hydrodynamique :(hydro sismiques)

C'est la force statique équivalente aux efforts dynamiques maximaux supporté par l'ouvrage.

Selon Westergaard (1933) la distribution de la force d'inertie hydrodynamique qui s'exerce sur un mur en mouvement périodique.

$$P_h = K_0 \cdot C_e \cdot \alpha_h \cdot \gamma_w \sqrt{Z_{max} \cdot Y} \quad (VI.15)$$

Z_{max} : Hauteur maximale d'eau considérée du barrage.

Y: Hauteur du barrage.

K_0 : Coefficient dépendant de l'inclinaison du parement amont. ($K_0 = 0.5$, si le parement est incliné).

α_h : Coefficient d'accélération sismique.

C_e : Coefficient adimensionnel de pression donnée par la relation suivant :

$$C_e = \frac{0,817}{\sqrt{1 - 7,75 \left(\frac{H}{1000T^2} \right)}} \quad (VI.16)$$

T : période de vibration propre du barrage ($T=1/f_m$) ; T = 1 seconde.

$$P_h = 5 \text{ KN}$$

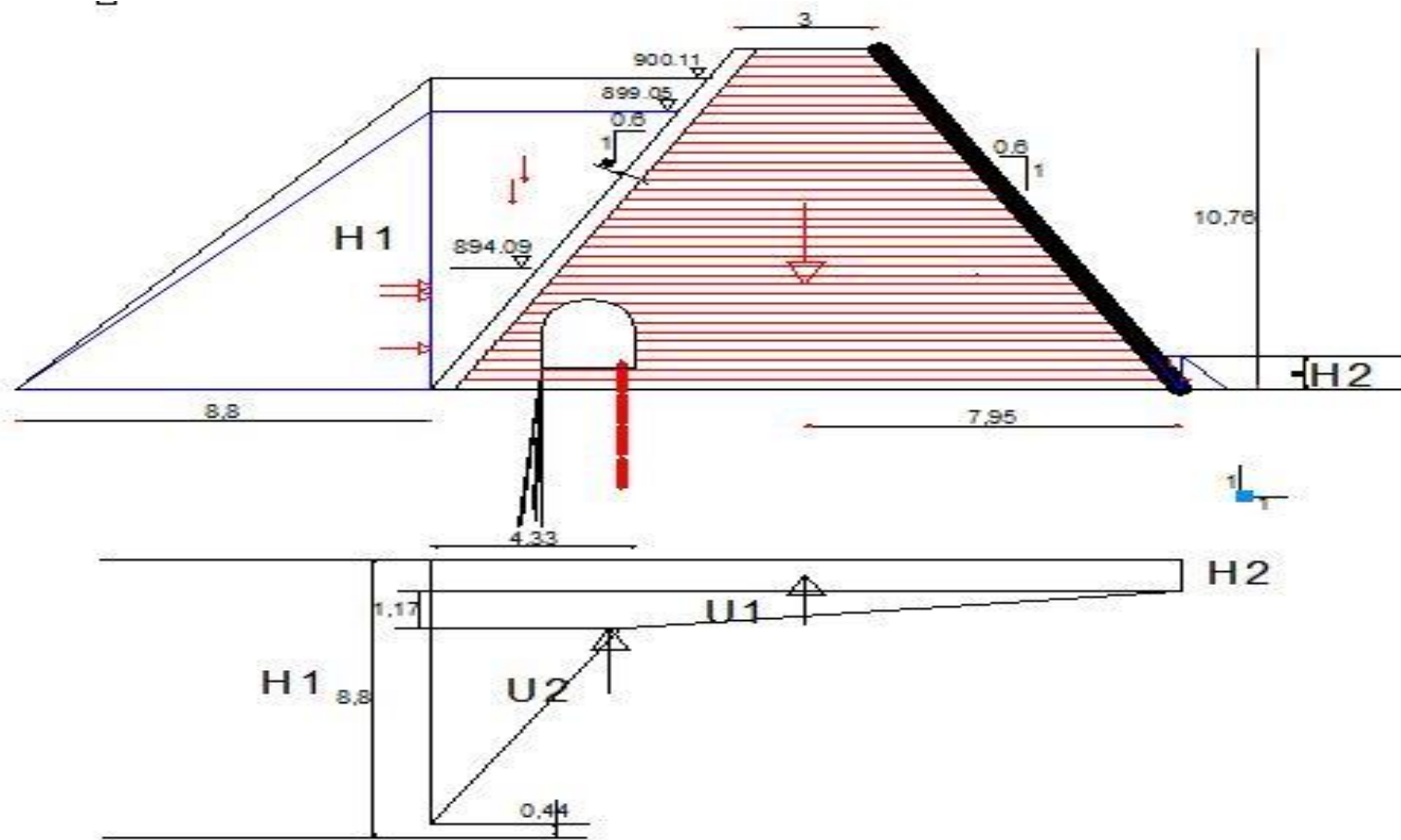


Figure VI.1 Coupe schématique des épures des forces agissantes sur le barrage

VI.4.2 Stabilité au renversement :

La stabilité au renversement est garantie si la résultante des forces appliquées se trouve dans le tiers central, autrement dit si le rapport au point de rotation le plus défavorable. La stabilité au renversement est vérifiée entre le moment stabilisant (résistant) et le moment reversant (moteur) ; définie par :

$$\frac{\sum M_{+/o}}{\sum M_{-/o}} \geq F_0 \quad (\text{VI.17})$$

F_0 : Coefficient de sécurité en fonction de la combinaison de charge :

Combinaison de charges normales (Cote NNR) $F_0=1.5$

Combinaison de charges exceptionnelles (niveau des plus hautes eaux NPHE) $F_0=1.25$

Combinaison de charges extrême (séisme maximal + NNR) $F_0=1.1$

VI.4.3 Stabilité au glissement :

La stabilité au glissement par rapport à une section critique se définit d'une façon générale comme étant le rapport entre la somme des forces verticales et la somme des forces horizontales :

$$\frac{\sum F_v}{\sum F_h} \geq F_g \quad (\text{VI.18})$$

F_g : Coefficient de sécurité au renversement :

- charges normales (Usuelles) $F_g=1,33$

- charges exceptionnelles (niveau des plus hautes eaux NPHE) $F_g=1,1$

- charges extrême (séisme maximal) $F_g=1,05$

Tableau VI.1 Récapitulatif des différentes charges et leurs points d'application

Charges [kN]	Normales	Exceptionnelles	Extrêmes	Point d'application [m]	
				NNR	NPHE
Poids propre du barrage	2492,63	2543,5	2543,5	7,95	
Pression hydrostatique en amont	387,2	433,8	387,2	2,93	3,29
Poussée due au poids de l'eau en amont	233,3	291,6	233,3	14,14	13,93
Pression hydrostatique à l'aval	-	5	-	0,3	
Poussée due au poids de l'eau en aval	-	3	-	0,2	
Sous pressions	292,75	451,2	292,75	12,1	10,64
Poussée des sédiments	44,23	44,23	44,23	1,28	
Poussée sismique	-	-	373,89	7,95	
Force hydro sismiques	-	-	5	3,52	

VI.4.4 Vérification de la stabilité

Il faut que $F_0 > F_{adm}$ pour que la stabilité soit vérifiée.

Tableau VI.2 : Coefficient de sécurité pour les différentes combinaisons.

Combinaison de charges	Coefficient de sécurité calculé			
	Renversement		Glissement	
	F_0	F_{adm}	F_g	F_{adm}
Normales	17,37	1,5	5,89	1,42
Exceptionnelles	13,84	1,25	5,1	1,12
Extrêmes	3,8	1,1	2,83	1,15

VI.5 Calcul des contraintes

Il est judicieux de vérifier le dimensionnement du barrage poids en béton par un calcul de résistance interne de l'ouvrage. Pour cela, il est nécessaire de calculer les contraintes dans le corps du barrage, où il sera question de déterminer :

- Contrainte normale verticale σ_y sur section horizontal plane.
- Contrainte verticale de cisaillement τ_{xy} et τ_{yx} .
- Contrainte normale horizontale σ_x sur une section verticale plane.
- Contraintes principales σ_1 et σ_2 direction et amplitude.

$$\sigma_y = \frac{\sqrt{P}}{A} \pm \frac{\sqrt{M}}{I} x \quad (\text{VI.19})$$

M : Somme des moments par rapport au centre de gravité de la section plane = 253 KN.m

I : Moment d'inertie de la section plane.

x : Distance entre l'axe neutre de la section plane jusqu'au point d'application de contrainte σ_y .

P : Effort vertical en excluant les sous pressions = 2777 KN.

A : Section normal à l'axe pour un réservoir plein = 15,9 m².

Pour $X = \frac{L}{2}$:

$$\sigma_y = \frac{\sqrt{P}}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{A} \right) \quad (\text{VI.20})$$

Avec :

$$e = \frac{\sqrt{M}}{\sqrt{P}} \quad (\text{VI.21})$$

e=0,09

Pour un réservoir plein :

➤ Contraintes amont :

$$\sigma'_y = \frac{\sqrt{P}}{A} \left(1 - \frac{6e}{A} \right) \quad (\text{VI.22})$$

➤ Contraintes aval :

$$\sigma''_y = \frac{\sqrt{P}}{A} \left(1 + \frac{6e}{A} \right) \quad (\text{VI.23})$$

La contrainte de cisaillement égale à :

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \gamma_w \cdot y \quad (\text{VI.24})$$

La contrainte normale horizontale est exprimée par :

$$\sigma_x = \gamma_w \cdot y - (\gamma_w \cdot y - \sigma'_y) \tan^2 \alpha_1 \quad (\text{VI.25})$$

Par un même raisonnement, on déduit les contraintes sur les facettes du parement aval :

$$\tau' = \sigma'_y \cdot \tan \alpha_2 \quad (\text{VI.26})$$

$$\sigma''_x = \sigma''_y \cdot \tan \alpha_2 \quad (\text{VI.27})$$

Les axes principaux x, y sont en rotation suivant un angle β qui peut être déterminé par la relation suivante :

$$\beta = \frac{\tau}{\sigma_x - \sigma_y} = 1^\circ \quad (\text{VI.28})$$

Les contraintes principales sont déterminées par les formulations connues à partir du tenseur de contraintes déviatoriques :

$$\sigma_{1,3} = \frac{1}{2} \left[(\sigma_x + \sigma_y) \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau} \right] \quad (\text{VI.29})$$

La contrainte maximale de cisaillement suivant un angle de 45° qui est déterminée à partir du critère de la limite élastique de Tresca :

$$\tau_{\max} = \pm \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{VI.30})$$

Sachant que la contrainte admissible du béton compacté au rouleau est équivalente à 25 MPa. ($\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{tj}$).

Pour que notre barrage résiste à une probable rupture interne, il faut que $\sigma_1, \sigma_3 \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Tableau VI.3 Tableau récapitulatif des résultats de calcul des contraintes

Contraintes	Valeurs (bars)
σ'_y	1,68
σ''_y	1,8
$\tau_{xy} = \tau_{yx}$	1,08
σ_x	2,74
τ'	2,8
σ''_x	2,99
σ_1	3,4
σ_3	1,05
$\tau_{\max}$	$\pm 1,2$

La condition est vérifiée.

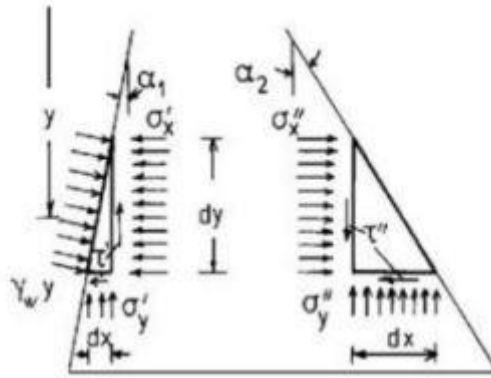


Figure VI.2 Représentation schématique de la distribution des contraintes suivant les parements du barrage (Tancev, 2014)

VI.6 Impact

La création d'une retenue collinaire au site d'Oued Ktiba aura un impact positif pour l'irrigation des terres agricoles en aval et au bord des deux rives du lac de la retenue.

La cuvette du site de Ktiba présente des conditions idéales pour la création d'un lac, celle-ci est profonde sur les deux rives tout au long du futur lac de la retenue, et il n'existe aucun risque d'inondation des terres agricoles, ni d'habitations ou d'infrastructures

Dans les conditions d'une rupture de l'ouvrage, les risques sont minimales compte tenu qu'il n'y a pas en aval d'habitations qui risquent d'être inondées par les eaux de la retenue, de même qu'il n'existe pas de route qui risque d'être endommagée. Le seul risque dans les conditions d'une rupture de l'ouvrage sera l'inondation d'une partie des terres agricoles en aval de l'ouvrage.

Le site présente toutes les conditions hydrologique, géologique et topographique pour la réalisation d'une retenue collinaire et il n'y a d'impact négatif sur l'environnement

Conclusion

Le barrage projeté sur Oued Ktiba est stable et résiste aux différentes combinaisons de charges.

VII. -Ouvrages Annexes

Introduction

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres. Les ouvrages annexes prévus pour le retenu sont :

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentants des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VII.1 Evacuateur de crues

L'évacuateur des crues est un ouvrage à seuil libre avec un déversoir en crête rectiligne. Il est dimensionné afin d'éviter toute submersion de la digue engendrant une perte de l'ouvrage vu le risque important de rupture.

Ainsi, l'ouvrage doit permettre le déversement du débit maximum haut delà de la côte maximale des eaux au niveau de la retenue normale. Leur classification se base sur différents critères cités ci-dessous.

VII.1.1 Classification des évacuateurs de crues

VII.1.1.1 Selon le type de fonctionnement hydraulique

- Evacuateur de surface.
- Evacuateur en charge.

Forme puits.

Forme siphon sommaire pour petit barrage.

Forme siphon à faible charge et fort débit.

VII.1.1.2 Selon l'emplacement par rapport à la digue

- Evacuateur central.

Posé sur la digue

- Evacuateur latéral.

A entonnement frontal.

A entonnement latéral.

VII.1.2 Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- Les difficultés de réalisation.
- Les exigences topographiques du site.
- Les exigences géologiques du site.
- La facilité d'entretien.
- Le coût de l'ouvrage.

VII.1.3 Choix du type de l'évacuateur de crues

Le choix du type d'évacuateur, son emplacement et son dimensionnement sont des questions essentielles dans la conception d'un barrage.

Dans la plupart des régions d'Afrique, les débits de crue peuvent atteindre des valeurs considérables. La prise en compte de l'effet de laminage permet souvent de dimensionner les déversoirs au plus juste. Il n'en reste pas moins que la plupart du temps le choix s'orientera vers des évacuateurs de surface. Les tulipes ou les siphons, que l'on citera pour mémoire, sont en outre très vulnérables face aux risques élevés de transports de corps flottants.

Quel que soit le dispositif adopté, il résultera de toute façon de compromis : entre la sécurité vis à vis des risques hydrologiques et l'enveloppe financière allouée au projet, entre les activités à l'aval et son implantation au sein du barrage.

VII.1.4 Les barrages en béton compacté au rouleau (B.C.R.)

La solution la plus répandue pour les barrages poids en B.C.R. consiste à réaliser un évacuateur de surface (vanné ou non), implanté en partie centrale du barrage. Afin de dissiper une part importante de l'énergie, on construit sur le parement aval un coursier lisse ou en marches d'escalier équipé d'un déversoir standard (profil Creager) en béton conventionnel.

Les marches d'escalier démarrent le plus haut possible sur le coursier et sont de hauteur croissante jusqu'à une hauteur de 0,60 à 1.20 mètre en partie courante du coursier. En cas de forts débits sur le coursier, il est nécessaire d'ancrer les marches dans le corps du barrage.

On distingue deux variantes posé sur la digue ;

- Evacuateur de crue à surface libre en escalier on pied aval, équipé d'un déversoir standard (profil Creager) et d'un bassin dissipation type USBR.
- Evacuateur de crue à surface libre à déversoir standard (profil Creager) et un coursier lisse équipé d'un bassin dissipation type USBR.

Les avantages :

- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement, ($q_{\max 1\%} = 59,22 \text{ m}^3/\text{s}$)
- Un dispositif sûr et stable.
- Supporte la charge de l'eau sur l'évacuateur de crue

Les inconvénients :

Cette solution est coûteuse et de point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage et le déversoir en béton.

Pour des raisons d'entretien, ce qui implique des coûts non négligeables, il est décidé de ne pas équiper l'évacuateur de crue avec des organes mobiles. Cela veut dire que l'évacuateur est un simple déversoir à surface libre.

En conséquence, l'ouvrage est d'une taille importante vu les crues et donc les débits importants à évacuer.

Selon la topographie et la géologie de notre site, le choix est arrêté pour un évacuateur de crue en escalier, posé sur la digue, équipé d'un déversoir standard (profil Creager) et d'un bassin dissipation.

VII.1.5 Evacuateur de crue central en escalier

Données utilisées :

Longueur déversant : $L = 25 \text{ m}$.

Débit évacué : $Q_{\max} = 59,22 \text{ m}^3/\text{s}$.

Charge hydraulique : $H = 1,06 \text{ m}$.

Côte de la retenue normale : $NNR = 890,05 \text{ m}$.

Pente du coursier = pente du parement aval du barrage : $1V / 0,6H$ ($\varphi = 59^\circ$).

VII.1.5.1 Le déversoir

Une pile profilée de trois mètres de large sépare les deux passes.

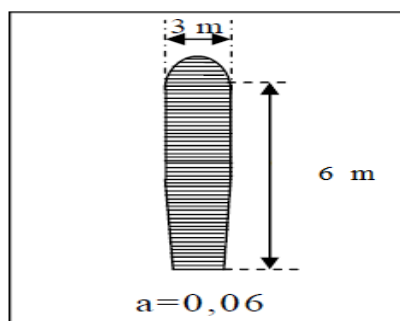


Figure VII.1 Dimension de la pile de la variante I (Hassan ,2015)

VII.1.5.2 Détermination de la charge déversant

La valeur du coefficient du débit sera fixée au début, en prévoyant un seuil à paroi mince et profil de type Creager.

Pour un écoulement a surface par- dessus un déversoir le débit est :

$$Q_{\max} = \epsilon \cdot m \cdot B \cdot H_0^{3/2} \sqrt{2 \cdot g} \quad (\text{VII.1})$$

B : Largeur du déversoir $B = n \cdot b_p$ $b_p = (50-3)/2 = 11\text{m}$

m: coefficient du débit $m = 0,49$

ϵ : Coefficient de contraction latérale

Le coefficient ϵ peut être déterminé par cette formule :

$$\epsilon = 1 - a \cdot \frac{H_0}{b_p + H_0} \quad (\text{VII.2})$$

a:coefficient qui tient compte de la forme de la partie d'entrée de la pile $a = 0.06$

donc : $\epsilon = 0,99$

VII.1.5.3 Calcul la charge H_0

$$H_0 = \left(\frac{Q_{\max}}{\epsilon \cdot m \cdot n \cdot b_p \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} \quad (\text{VII.3})$$

$H_0 = 1,06 \text{ m}$

D'où la charge " H " d'après la formule suivante

$$H = H_0 - \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (\text{VII.4})$$

V : vitesse d'approche en m/s ; qu'on détermine selon l'expression suivante :

$$V = \frac{Q_{\max}}{(n \cdot b_p + \sqrt{t_p}) H_0} \quad (\text{VII.5})$$

avec :

$\sum t_p$: somme des épaisseurs des piles.

$$t_p = 2 \cdot \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10} \right) \cdot b_p + (0,5 \div 1,5) \quad (\text{VII.6})$$

$$t_p = 3,25 \text{ m}$$

Ou:

$$V = 2,21 \text{ m/s.}$$

Alors

$$H = 0,8 \text{ m}$$

VII.1.5.4 Définition de la forme de la crête du déversoir

Le déversoir est du type sans-vide et revêt le contour prédéfini par la formule de WES
—

CREAGER :

$$y = \frac{x^{1,85}}{2H^{0,85}} \quad (\text{VII.7})$$

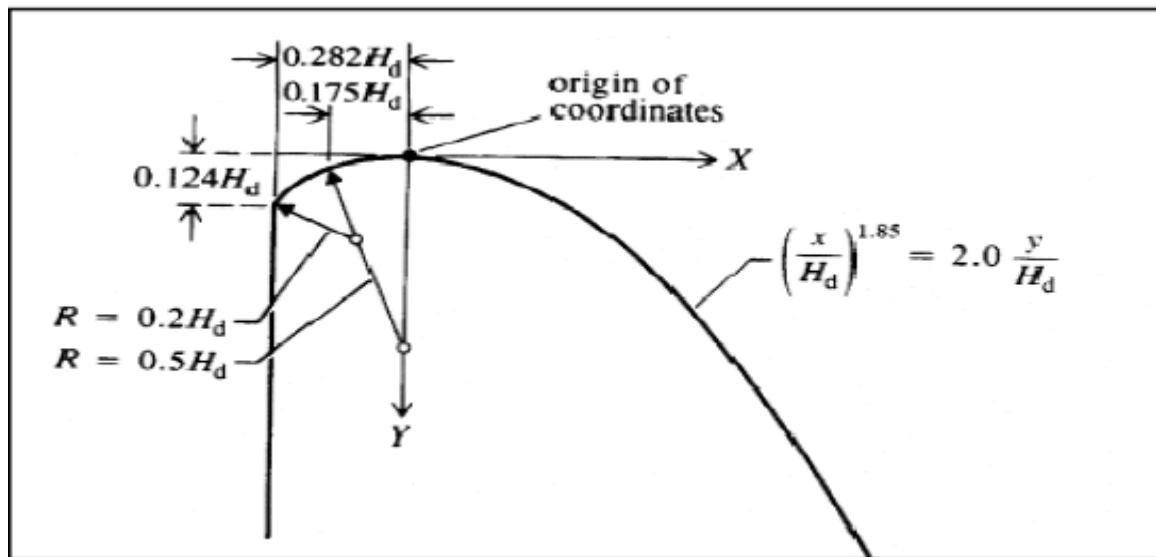


Figure VII.2 Profil du déversoir WES-Creager de la variante I

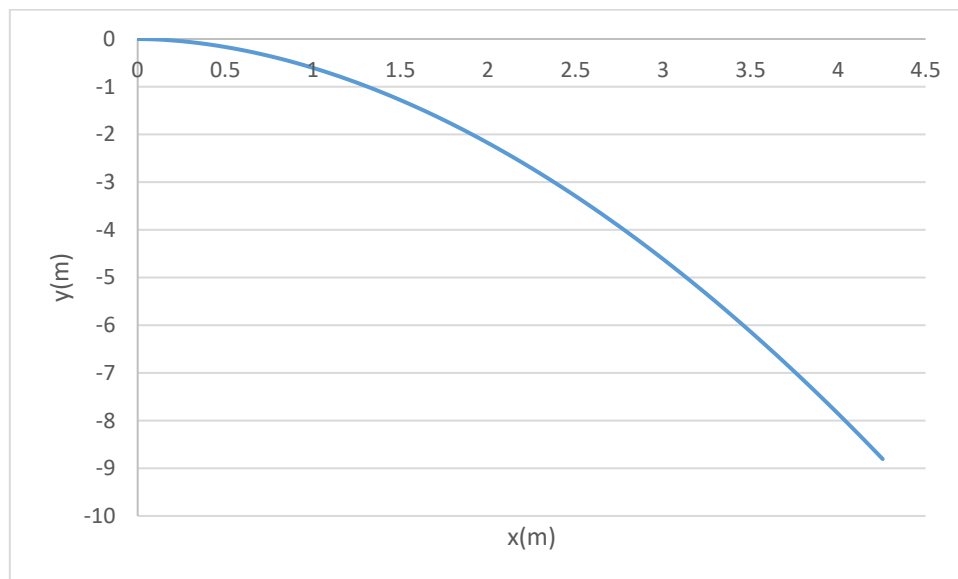


Figure VII.3 Profil WES-Creager du déversoir de la variante I

VII.1.5.5 Choix de la hauteur des marches

$$S_{opt} = 0,3 \cdot h_c \quad (VII.8)$$

S_{opt} est la hauteur optimum des marches (des hauteurs supérieures donneraient une amélioration de moins en moins sensible)

h_c = la hauteur critique

En considérant un q spécifique moyen (référé à la largeur du coursier $b = 25$ m)

Pour $Q_{max} = 59,22 \text{ m}^3/\text{s}$

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{VII.9})$$

q :débit spécifique

$$q = \frac{Q_{max}}{b} \quad (\text{VII.10})$$

q=2,37 m²/s

h_c=0,83m

Donc :

S_{opt}=0,25m

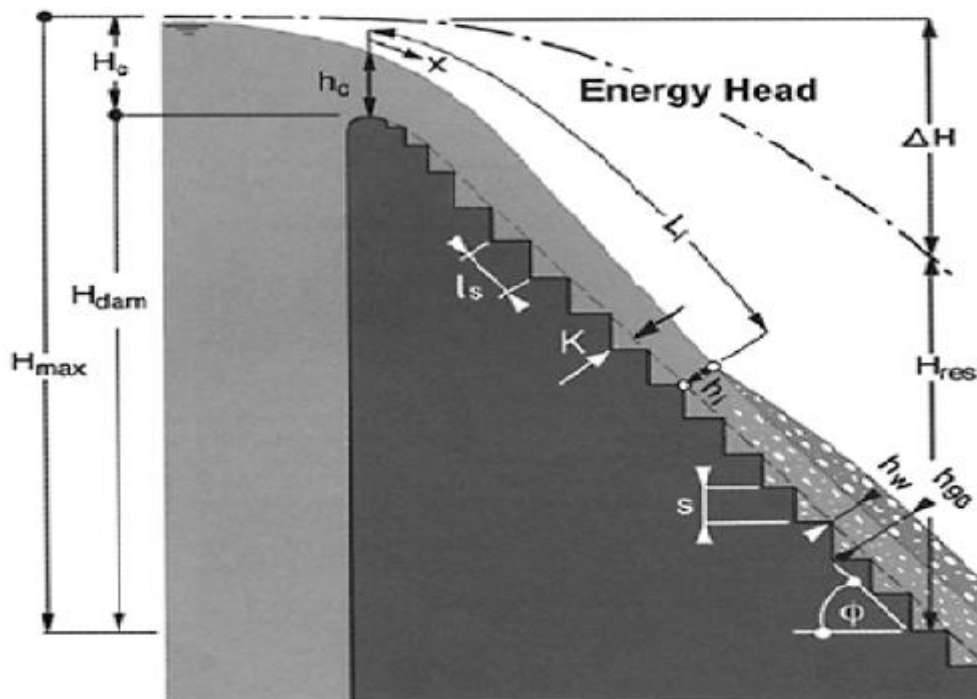


Figure VII.4 Evacuateur de crue en marche d'escalier (Budo Zindovic et al ,2014).

VII.1.5.6 Les caractéristiques hydrauliques du courant sur le coursier

L'écoulement est généralement extrêmement turbulent dans les coursiers en marches d'escaliers.

VII.1.5.7 Calcul de la longueur L_i de la zone de courant non-aéré

$$L = K \cdot 9,72 \cdot F_r^{0,8} \quad (\text{VII.11})$$

L : longueur de la zone de courant non-aéré.

avec :

$$K = S_{\text{opt}} \cos \varphi \quad (\text{VII.12})$$

$$F_r = \frac{q}{\sqrt{g \cdot \sin \varphi \cdot S_{\text{opt}}^3}} \quad (\text{VII.13})$$

Fr: nombre de Froude.

Donc :

$$k = 0,13 \text{ m}$$

$$F_r = 6,54.$$

$$L = 5,68 \text{ m}$$

Pour le débit de projet le courant commence à être aéré après environ 5,68 m de la crête du

Déversoir (la longueur totale du coursier est de 6,5m).

VII.1.5.8 Distance de début du courant uniforme

La distance L_u de début du courant uniforme est calculée avec la formule suivante:

$$L_u = \frac{8,6 \cdot q^{0,71}}{S_{\text{opt}}^{0,07} \cos \varphi^{0,07} \sin \varphi^{0,28}} \quad (\text{VII.14})$$

Donc, pour valeurs différentes de débit on obtient :

Tableau VII.1 : Longueur du courant uniforme pour différents débits

Q (m ³ /s)	10	11	20	30	40	59,22
q (m ² /s)	0,40	0,44	0,80	1,20	1,60	2,37
L_u (m)	5,42	5,79	8,86	11,81	14,49	19,15

Pour les débits plus grands que 11 m³/s le courant uniforme n'est pas obtenu le long du coursier.

VII.1.5.9 Caractéristiques hydrauliques à la fin du coursier

Pour le calcul de l'énergie résiduaire à la fin du coursier on a utilisé la formule suivante :

$$H_{\text{res}} = \frac{(h_w \cdot \cos \varphi) + \alpha \cdot q^2}{2 \cdot g \cdot h_w^2} \quad (\text{VII.15})$$

où :

$\alpha = 1.21$ est le coefficient d'énergie cinétique (valeur moyenne)

$$h_w = \frac{h_{w,u}}{1 - \left(1 - \frac{h_{w,u}}{h_c}\right) \cdot e^{\left(-\frac{10}{3} \cdot \frac{h_{w,u}^2 \cdot \sin \varphi}{h_c^3}\right) x}} \quad (\text{VII.16})$$

h_w : hauteur d'eau claire équivalente.

$h_{w,u}$: hauteur uniforme d'eau claire équivalente

$$h_{w,u} = 0,23 \cdot \sin \varphi^{\frac{1}{3}} \cdot h_c \quad (\text{VII.17})$$

Tableau VII.2 Caractéristiques hydrauliques à la fin de coursier :

Débit Q (m ³ /s)	59,22
x (m)	6,5
$h_{w,u}$ (m)	0,2
h_w (m)	0,26
$H_{rés}$	5,22

VII.1.5.10 Détermination de la hauteur des bajoyers du coursier

Pour le calcul de la hauteur des bajoyers du coursier on fait référence à un paramètre

Caractéristique des courants aérés, c'est à dire la hauteur d'eau équivalente à une concentration d'air de 90%.

La hauteur des bajoyers du coursier conseillé par la littérature technique est par conséquent

$$h_{baj} = \mu \cdot h_{90} \quad (\text{VII.18})$$

avec

$$h_{90} = \frac{1}{2} \cdot s \cdot F_r^{(0,1 \cdot \tan \varphi + 0,5)} \quad (\text{VII.19})$$

$\mu = 1.5$ facteur de sécurité

Tableau VII.3 Hauteur des murs bajoyers

débit Q (m ³ /s)	59,22
x (m)	6,5
h_{90} (m)	0,44
h_{baj} (m)	0,66

On adopte une hauteur des murs bajoyers de 1 m.

VII.1.6 Bassin d'amortissement

Conception

A la sortie du coursier, il faut prévoir un dispositif pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau. Il s'agit d'un, ouvrage qui, par création d'un ressaut hydraulique, transforme l'écoulement torrentiel au niveau du coursier à un écoulement lent pouvant être restitué dans le lit de l'oued sans risque d'érosion.

VII.1.6.1 Dimensionnement

Le débit (Q) qui passe dans le bassin de dissipation est :

$$Q = V_1 \cdot h_1 \cdot B \quad (\text{VII.20})$$

Avec $h_1 = h_w = 0,26\text{m}$ donc $V_1 = 9,11\text{ m/s}$

La hauteur (h_2).est déterminée par la relation :

$$h_2 = \left(\frac{h_1}{2} \right) \left(\sqrt{1 + 8F_R^2} - 1 \right) \quad (\text{VII.21})$$

La longueur de ressaut hydraulique $L_{\text{ressaut}} = 6 (h_2 - h_1)$.

La longueur de bassin de dissipation $L_{\text{bassin}} = (0.8-1.25) L_{\text{ressaut}}$.

Le nombre de Froude est donne par la relation ; $F_R = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$.

Le nombre de Froude $Fr = 5,7\text{m}$.

La hauteur (h_2).est déterminée par la relation : $h_2 = 2\text{ m}$.

La longueur de ressaut hydraulique $L_{\text{ressaut}} = 10,44\text{ m}$.

La longueur de bassin de dissipation $L_{\text{bassin}} = 11\text{ m}$.

Tableau VII.4 Principaux résultats de bassin de dissipation :

Largeur du bassin (m)	25
Longueur du bassin (m)	11
Hauteur d'eau claire équivalente h_w (m)	0,26
Vitesse équivalente à la base du coursier V_1 (m/s)	9,11
Nombre de Froude a la base du coursier Fr .	5,7

VII.1.6.2 La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation

$$H_m = h_e + r \quad (\text{VII.22})$$

H_m : hauteur du mur bajoyer

h_e : hauteur d'eau = 2 m

r : revanche de sécurité donnée : $r=0,2$

$$H_m = 2,2\text{ m}$$

VII.1.7 Calcul de la Risberme :

La risberme est un dispositif destiné à la tranquillisation de l'écoulement à l'aval du barrage

$$B_{ris} = B + 2 L_{ris} \operatorname{tg} \alpha \quad (\text{VII.23})$$

Avec :

B_{ris} : largeur de la risberme,

B : largeur du bassin de dissipation,

α : Angle d'inclinaison [$\alpha = 8^\circ \div 10^\circ$], on prend $\alpha = 10^\circ$.

VII.1.7.1 La longueur de la risberme

Elle est déterminée en fonction du tirant d'eau critique d'où .

$$L_{ris} = 8 \cdot h_c \quad (\text{VII.24})$$

tel que pour un régime critique

$$\frac{V^2}{g \cdot h_{cr}} = 1 = \frac{q^2}{g \cdot h_{cr}^3} = 1 \Rightarrow h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q_{cr}^2}{g}}$$

$$\Rightarrow L_{ris} = 8 \cdot \sqrt[3]{\frac{q_{ris}^2}{g}} \rightarrow \text{telque} \rightarrow q_{ris} = \frac{Q_{ris}}{B_{ris}}$$

$$B_{ris} = B + 2 \cdot 8 \cdot \sqrt[3]{\frac{Q_{ris}^2}{B_{ris}^2 \cdot g}} \cdot \tan 10^\circ$$

Après itérations on trouve que $B_{ris} = 27,25\text{m}$

$$q_{ris} = \frac{59,22}{27,25} = 2,17 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$h_c = \left(\frac{2,17^2}{9,81} \right)^{1/3} = 0,78\text{m}$$

donc : $h_c = 0,78\text{m}$

Donc la longueur est égale : $L_{ris} = 8 \cdot h_c = 8 \cdot 0,78 = 6,24 \text{ m}$

On opte pour $L_{ris} = 6,5\text{m}$

VII.1.7.2 Longueur des dalles de béton

La risberme se compose en dalles monolithes de longueur :

$$b = \frac{L_{ris}}{3} \quad (\text{VII.25})$$

donc : $b=6,5/3=2,2$ m

L'épaisseur

$$T_{\text{ris}} = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{7} \right) . b \quad (\text{VII.26})$$

pour des dalles en béton ; $T_{\text{ris}} = \left(\frac{1}{7} \right) * 2,2 = 0,33$ m

On opte pour une épaisseur de 0,5 m.

VII.2 Dérivation provisoire, vidange de fond et prise d'eau

VII.2.1 Généralités

C'est un ouvrage unique qui assurera les trois fonctions à savoir :

- La dérivation du cours d'eau de l'oued et des crues éventuelles durant la réalisation de l'ouvrage.
- La vidange de la retenue en cas de nécessité exceptionnelle ou d'opération d'entretien.
- La prise d'eau de la retenue pour répondre aux besoins d'irrigation à l'aval.

VII.2.2 Emplacement et composition de l'ouvrage

L'ouvrage sera composé des organes suivants :

- Une conduite de vidange incorporée dans le corps du barrage
- Une chambre de manœuvre munie de vannes
- Une conduite de prise.

VII.2.3 Dimensionnement et description des ouvrages

VII.2.3.1 Conduite de vidange

C'est une conduite en acier enrobée de béton du barrage pour éviter les infiltrations à travers, calée à la cote 891,62 m, elle est composée de deux parties ; verticale et inclinée avec une pente de 0,01 à l'horizontal, raccordées avec un coude de 90° (DN400).

Calcul du diamètre utile de la conduite de vidange

L'équation générale de l'écoulement en charge s'écrit :

$$Q_v = m s \sqrt{2gH} \quad (\text{VII.27})$$

Avec ;

m : coefficient de débit.

s : section de la conduite (m^2)

g : accélération de la pesanteur (m/s^2)

H : charge hydraulique (m)

Le coefficient de débit est donné par la relation :

$$m = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_{loc} + \xi_l}} \quad (\text{VII.28})$$

Où

$\sum \xi_{loc}$: Somme des coefficients de résistances locales singulières

ξ_l : coefficients de résistance linéaire

$$\sum \xi_{loc} = \xi_{entrée} + \xi_{sortie} + \xi_{vanne} + \xi_{coude} \quad (\text{VII.29})$$

$\xi_{entrée}$: coefficient de résistance à l'entrée, $\xi_{entrée} = 0,15$

ξ_{sortie} : coefficient de résistance à la sortie, $\xi_{sortie} = 1,5$

ξ_{vanne} : coefficient de résistance d'une vanne, $\xi_{vanne} = 0,1$

ξ_{coude} : coefficient de résistance de coude, $\xi_{coude} = 0,1$

$$\sum \xi_{loc} = 1.85$$

$$\xi_l = \frac{8gl}{C^2 D} \quad \text{et} \quad C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (\text{VII.30})$$

Avec ;

l : longueur de la conduite de vidange (m)

g : accélération de la pesanteur (m/s^2)

C : coefficient de CHEZY

n : coefficient de rugosité ou $1/n = 90 \text{m}^{1/3}/\text{s}$

D : diamètre de la conduite ($D = 400 \text{ mm} = 0,4 \text{ m}$ (préalablement fixé))

R : rayon hydraulique ou $R = D/4 = 0.4/4 = 0.1 \text{ m}$.

D'où $\xi_l = 1$ finalement le coefficient de débit est égale à $m = 0,51$

Calcul du débit moyen évacué

$$Q_{év} = \frac{V_u}{T} = \frac{113000}{518400} = 0,218 \text{ m}^3/\text{s} = 218 \text{ l/s}$$

Avec ; V_u : volume utile, $V_u = 113000 \text{ m}^3$.

T : durée de la vidange $T = 6 \text{ jours} = 518\,400 \text{ s}$. (c'est une valeur estimative en cas d'urgence)

Calcul de la section de la conduite :

$$S = \frac{Q_{ev}}{m\sqrt{2gH}} \quad (VII.31)$$

$$Q_{ev} = 0,218 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$m=0,51$$

$$g=9,81\text{m/s}^2$$

$$H=8,8 \text{ m}$$

$$S = \frac{0,218}{0,51\sqrt{2*9,81*8,8}} = 0,0325 \text{ m}^2 \text{ ou } D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4*0,0325}{3,14}} = 0,204 \text{ m}$$

Pour des raisons pratiques et pour éviter le colmatage rapide de la conduite de vidange de fond nous adopterons un tuyau en acier DN 400.

Correction du temps de vidange :

$$Q_v = m\sqrt{2gH} \text{ et } s = \frac{\pi D^2}{4} = 0,126 \text{ m}^2$$

$$Q_v = 0,285\sqrt{H} ; \text{ debit de vidange}$$

$$Q_v = \frac{V_u}{T} \rightarrow T = \frac{V_u}{Q_v} ; \text{ durée de vidange}$$

La vidange de la retenue collinaire d'Oued Ktiba du niveau normal (NNR=899,05 m) jusqu'au niveau mort (NM = 894,09 m) se fera en 2 jours, 1 heure, 27mn et 10 s.

VII.2.3.2 Chambre de manœuvre

C'est un ouvrage en béton muni d'une trappe d'accès (0,85 x 0,85 m²) et dans lequel sont disposées les vannes de manœuvre, (3 vannes de sectionnement et 2 vannes de régulation). La conduite de prise de diamètre DN 150 sera disposée sur la conduite de vidange entre les deux vannes DN 400. (Vanne de sectionnement et vanne de régulation de la vidange de fond).

VII.2.3.3 Conduite de prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est calculé pour le besoin mensuel maximal correspondant au mois de juillet, avec un volume des besoins de 50 000 m³ /mois. Pour une durée journalière d'irrigation de 12 h/jours, on obtient un débit de 0,038 m³/s soit 38 l/s.

Avec une vitesse d'écoulement dans la conduite de 2 m/s on obtient un diamètre de la conduite égal à 0,019 m. On opte pour une conduite de diamètre 150 mm Pour la réduction du débit de sortie on utilise une vanne de sectionnement d'un diamètre de 150 mm.

La conduite de prise d'eau de 150 mm de diamètre commencera au niveau de la chambre des vannes, elle sera raccordée à la conduite de vidange de diamètre 400 mm. Le raccordement se fera entre les deux vannes diamètre 400 mm à l'aide d'un Té 400/150. La conduite de prise sera munie d'une vanne de régulation de débit de diamètre 150 mm.

VII.2.3.4 Dérivation provisoire :

C'est une conduite en acier enrobé du béton placé en parallèle de la conduite de vidange, elle servira à dévier les eaux de crues de chantier durant la période de réalisation des travaux. A l'entrée de la conduite, un canal d'approche d'une pente de 0,001 est projeté afin d'acheminer les eaux de la crue de chantier vers la conduite de vidange. Ce dernier est protégé par une couche d'enrochement à sa partie finale.

Conclusion

Les ouvrages annexes sont d'une importance capitale dans la sécurité, l'entretien et le bon fonctionnement de l'ouvrage lors de l'exploitation de ce dernier.

VIII. Organisation de chantier

Introduction :

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions un projet ou un travail de construction quelconque.

L'organisation de chantier 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 ;

VIII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail, donc on peut distinguer les installations suivantes :

VIII.2 Installations destinées au personnel :

En générale, ce sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VIII.3 Installations destinées au stockage des matériaux

Agrégats :

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons. Pour le sable il est important de vérifier la teneur en éléments fins par un essai d'équivalent de sable.

Si les agrégats sont sales ou enrobés d'une couche d'argile ou autres, il serait préférable de les laver avec une eau douce avant leur utilisation. Le pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats est donné par le tableau suivant :

Tableau VIII.1 Le pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats

Matière indésirable	% maximum du poids des plus gros granulats
Argile, limon , vases	1%
Charbon, bois	1%
Matériaux tendres	8%
Autres substances -nuisibles	1%

Les différents sables et les graviers seront stockés en tas mélange. Vue que leurs densités sont différentes un mélange risque de fausser la pesée. La méthode de stockage sera en étoile, la teneur en eau des agrégats doit être contrôlée avant utilisation vue que le degré hydrométrique de l'air est variable ainsi que les éventuelles précipitations ; il faudrait prévoir de légères pentes afin de drainer les eaux de la zone de stockage et cela afin de drainer les eaux de la zone de stockage et cela afin de doser convenablement la quantité d'eau nécessaire au gâchage.

Le Ciment et les aciers :

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos, A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire telle que la résistance, le temps de prise, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars ...).

L'eau de gâchage :

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire aux normes suivant les concentrations il faut chercher une source qui à les normes du tableau :

Tableau VIII.2 Norme d'eau de gâchage

Métiers	Normes en (g/l)
Matières organiques	0,1
Matières en suspension	0,2
Sels dissout	1,5
Sulfates	1,0
Acide humique	0,05
Acide sulfhydrique	0,05
Chlorures	0,1

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le ciment ou attaquer les aciers.

Le Béton :

Pour notre chantier Le béton compacté au rouleau est le matériau utilisé en grande quantité qui implique la nécessité de prêter un soin particulier à ce matériau.

Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars , il se compose de sable , graviers de différentes granulométrie, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau , la précision est de plus en plus grande et exigée des travaux de génie civil, particulièrement en ce qui concerne les ouvrages d'arts qui exigent que le béton utilisé soit de caractéristique parfaitement définies telles que la résistance à la compression fixée à l'avance, c'est-à-dire que sa fabrication ne peut être fait d'une manière empirique, on doit d'une part être sur des dosages exacte des différents constituants d'autre part, assurer une fabrication rationnelle et contrôlée.

Fabrication des granulats :

Les granulats sont fabriqués dans les stations de concassage situées à la commune de KAIS dont les ballastières d'exploitation sont connues ; ils seront acheminés jusqu'à l'aire de stockage par des moyens de transports telle que des camions a benne.

L'énergie électrique :

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un groupe électrogène, ne justifier pas l'alimentation a partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ), il y' a lieu de signaler également que le délai important demandé pour ces branchements. Suite au plan de charge de cet organisme, ne peut être qu'une source de retard pour l'avancement des travaux.

L'alimentation en carburant :

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage. C'est à dire une mini station de carburant.

VIII.4 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.

VIII.5 Installation destinées 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.

VIII.6 Les moyens de chantier

Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise de la retenue, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions.

- Le bulldozer.
- Brise roche
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.
- Décapeuse.
- Les niveleuses et les camions.
- Rouleau compacteur vibrant.
- Camions citernes.

Le matériel de bétonnage :

Le béton compacté au rouleau est fabriqué dans une central à béton installée près du chantier, le transport de ce dernier se fera grâce à des chargeurs à pneu jusqu'au corps de la digue.

VIII.7 La succession des travaux

Travaux préparatoires :

Ils consistent essentiellement en :

- La préparation des accès et de la circulation pour la préparation de chantier.
- Le piquetage d'implantation des ouvrages.
- Déboisement de la cuvette et décapage des fondations.
- Le déboisement et le défrichage de la cuvette.
- La réalisation de l'ouvrage de dérivation qui va servir par la suite à une vidange de fond.

VIII.8 Calcule du volume des travaux

VIII.8.1 Volume de Déblai

D'après la coupe transversale suivant l'axe de la digue on peut calculer les volume d'excavation des fouilles d'encrage.

Le volume total des déblais est estimé à 2200 m³.

VIII.8.2 Volume du béton

le volume de la digue est de 5300 m³.

Le volume du radier est de 600 m³.

Le volume du revêtement amont du barrage est calculé par la formule suivante

$$e=0.3+0.003H_b[m]$$

La surface du talus amont de la digue égale à :

$$V=S_{\text{amont}} \times e \quad (\text{VIII.1})$$

ou :

avec ; S_{amont} : La surface du talus amont de la digue égale a 910 m².

m_1 : Le fruit du talus amont égale à 0.6

L : Longueur en crête de la digue égale a 180m

e : épaisseur du masque ($e= 0.4\text{m}$).

$V=364 \text{ m}^3$.

Le volume du bassin de dissipation est de 283 m³.

Le volume du déversoir est de 1380 m³.

VIII.9 Evaluation économique du projet

L'estimation du volume des travaux a été effectuée pour chaque ouvrage sur la base des plans (planche N 3, 4, 5 et 6)

Les prix unitaires sont le résultat d'un recoupement entre différentes offres de service pour la réalisation des barrages disponibles auprès de l'Agence Nationale des barrages et adaptés aux conditions du site

Certaines rubriques propres au chantier, et dépendant des moyens et de l'organisation de

L'entrepreneur, n'ont pas été prises en compte telles que :

- L'installation de chantier (y compris les locaux nécessaires)
- L'alimentation du chantier en eau et en énergie

- L'aménagement des voies d'accès
- La remise en état des lieux

Les coûts totaux de construction sont résumés dans le tableau VIII.3

Contrairement aux grands barrages pour lesquels d'énormes investissements sont mobilisés et où le degré de rentabilité doit être supérieur à 20 (c'est à dire que chaque m³ de remblai doit correspondre plus de 20 m d'eau stockée dans la retenue), le coût du mètre cube d'eau pour le cas des retenues collinaires et les petits barrages ne représente pas le paramètre prépondérant de la faisabilité du site du fait que :

La réalisation de retenues collinaires et petits barrages représente souvent une mesure d'urgence pour pallier à l'insuffisance des ressources en eau nécessaires à une région donnée.

Très souvent, on se contente d'un degré de rentabilité faible $R < 5$ (cas des petits barrages en terrain accidenté), qui se traduit par un coût du mètre cube d'eau assez élevé.

-L'investissement nécessaire à la réalisation d'un petit barrage est très modeste (facilement mobilisable) par comparaison à celui que requiert la réalisation d'un barrage plus important.

Le délai de réalisation d'un petit barrage est très court (un étiage) et permet de disposer rapidement d'une source d'eau supplémentaire, réduisant ainsi la tension exercée par les différents utilisateurs sur les services concernés, tout en créant des emplois.

Tableau VIII.3 Devis estimatif et quantitatif de la retenue collinaire d'Oued Ktiba.

N °	Désignation des travaux	U	Quantité	P.U (DA)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	2200	350.00	770000.00
2	Béton B.C.R. dosé à 150 Kg/m ³	m ³	5550	8000.00	44400000.00
3	béton armé dosé 300 Kg/m ³	m ³	2345	25000.00	58625000.00
4	Joint bitumineux	ml	151	1000.00	151000.00
5	Enrochement (canal de fuite)	m ³	83.5	500.00	150000.00
6	Béton vidange	m ³	20	25000.00	500000.00
7	Conduite en acier DN-400	ml	13,37	10000.00	133700.00
8	Conduite en acier DN150	ml	3	6000.00	18000.00
9	Robinet vanne DN-400	U	2	180000.00	360000.00
10	Robinet vanne DN-150	U	1	85000.00	85000.00
11	Grille métallique galvanisé	U	1	18000.00	18000.00
12	Echelons métallique galvanisé prise d'eau	U	11	400.00	4400.00
13	Echelons métallique galvanisé pour chambre des vannes (extérieur)	U	5	400.00	2000.00

14	Echelons métallique galvanisé pour chambre des vannes (intérieur)	U	5	400.00	2000.00
15	Dalle en béton (chambre des vannes)	U	1	5000.00	5000.00
				Total	105224100,00
				TVA _(17 %)	17888097,00
				TTC	123112197,00

Afin de pouvoir évaluer les conditions topographiques et économiques du site, nous avons élaboré les indices suivants :

- I1= Volume utile (m³)/Volume de la digue (m³).
- I2= Capacité total (m³) /Volume de la digue (m³).
- I3= Coût estimé du projet (D.A)/(Volume utile (m³)x10.
- I4= Coût estimé du projet (D.A)/(Volume régularisé (m³)x10.
- I5= Coût estimé du projet (D.A)/(Volume totale (m³)x10.

Tableau VIII.4 Indice de rentabilité

Indice	Valeur
I1	21.32
I2	25.75
I3 (D.A/m ³) en H.T	109
I4 (D.A/m ³) en H.T	49.24
I5 (D.A/m ³) en H.T	90.2

Au vu des résultats obtenus pour les différents indices, on peut dire que

Le prix du m³ d'eau est de 109 DA.

VIII.10 Planification

VIII.10.1 Définition

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VIII.10.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

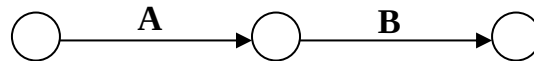
VIII.10.3 Méthodes basées sur le réseau

VIII.10.3.1 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 :

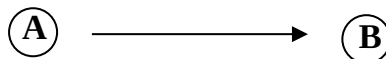
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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.

VIII.10.4 Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

Construction des graphes partiels

Regroupement des graphes partiels

Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage

Construction du réseau.

VIII.10.4.1 Différentes méthodes basées sur le réseau

Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

.

VIII.10.5 Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VIII.10.5.1 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.

VIII.10.5.2 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.

VIII.10.5.3 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.

VIII.10.5.4 Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à Construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode du chemin critique C.P.M (Critical Path Method). Dans un tracé de sous réseau les tâches composées qui ont une marge nulle sont généralement situées sur une branche qui s'appelle chemin critique.

VIII.10.6 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

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 :

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

VIII.10.7 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 :

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

VIII.10.8 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,(Centre National d'Etudes et d'Animation de l'Entreprise du Bâtiment, des Travaux Publics et de l'Hydraulique) on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VIII.10.9 Les plannings

Il existe trois types de plan de travail :

VIII.10.9.1 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.

VIII.10.9.2 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).

VIII.10.9.3 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).

VIII.10.10 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.

VIII.10.11 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.5 Symboles des opérations

l'activité	la durée (jr)	la durée (jr)
Installation de chantier ; ouverture des accès et implantation des ouvrages	A	14
Excavation des parafeuilles et ancrages (rive gauche)	B	21
Préparation des matériaux de construction.	C	15
Excavation des parafeuilles et ancrages (rive droite).	D	21
Génie civil du radier de la digue (rive droite).	E	21
Génie civil du radier de la digue (rive gauche).	F	21
Bétonnage du rideau amont étanche des plots de la rive gauche et revêtement de la crête de la digue.	G	15
Bétonnage du rideau amont étanche des plots de la rive droite.	H	15
Mise en place de la conduite de dérivation provisoire, vidange de fond, et les batardeaux amont et aval.	I	15
Génie civil de la tour de prise et la chambre des vannes	J	21
Génie civil de déversoir de crues et le bassin de dissipation.	K	45
Mise en place des équipements hydrauliques	L	15
Finition, lavage de la conduite de vidange, nettoyage du chantier et remise en état du site	M	15

VIII.10.12 Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à 7 mois. (À l'aide de PRIMAVERA P6).

Conclusion :

Le petit barrage d'Oued Ktiba est destiné à l'irrigation et doit être réalisé par une entreprise qualifiée. Le chantier débutera en période sèche, le scénario de réalisation se déroulera suivant les phases suivantes :

- 1) Ouverture d'accès.
- 2) Installation de chantier.
- 3) Ouverture des fouilles, (éloignement de la couche végétale, excavation de l'ancrage).
- 4) Génie civil du radier et des murs d'étanchéité.
- 5) Pose des conduites de vidange de fond et dérivation provisoire, et réalisation du bassin de réception des eaux de crues de chantier.
- 6) Mise en place du prisme de drainage et le drain pied.
- 7) Réalisation de béton B.C.R jusqu'à la côte en crête.
- 8) Réalisation de déversoir de crues et du bassin de dissipation. Durant la réalisation de l'aménagement hydraulique il faudra veiller à une très bonne exécution des travaux.

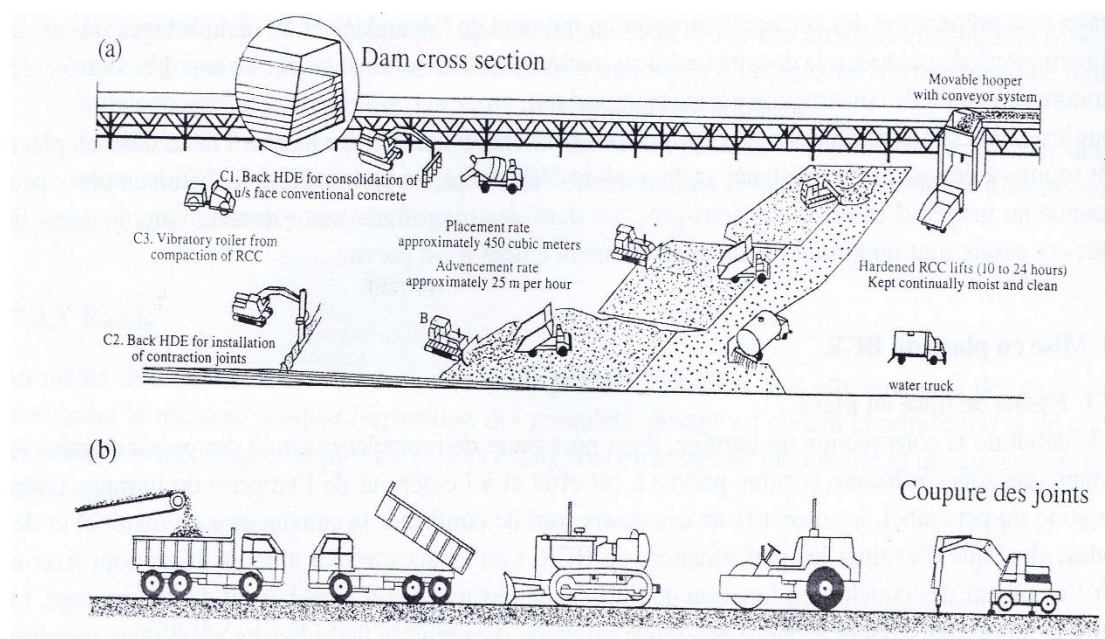


Figure VIII.1 Schéma général des installations et des moyens de mise en œuvre

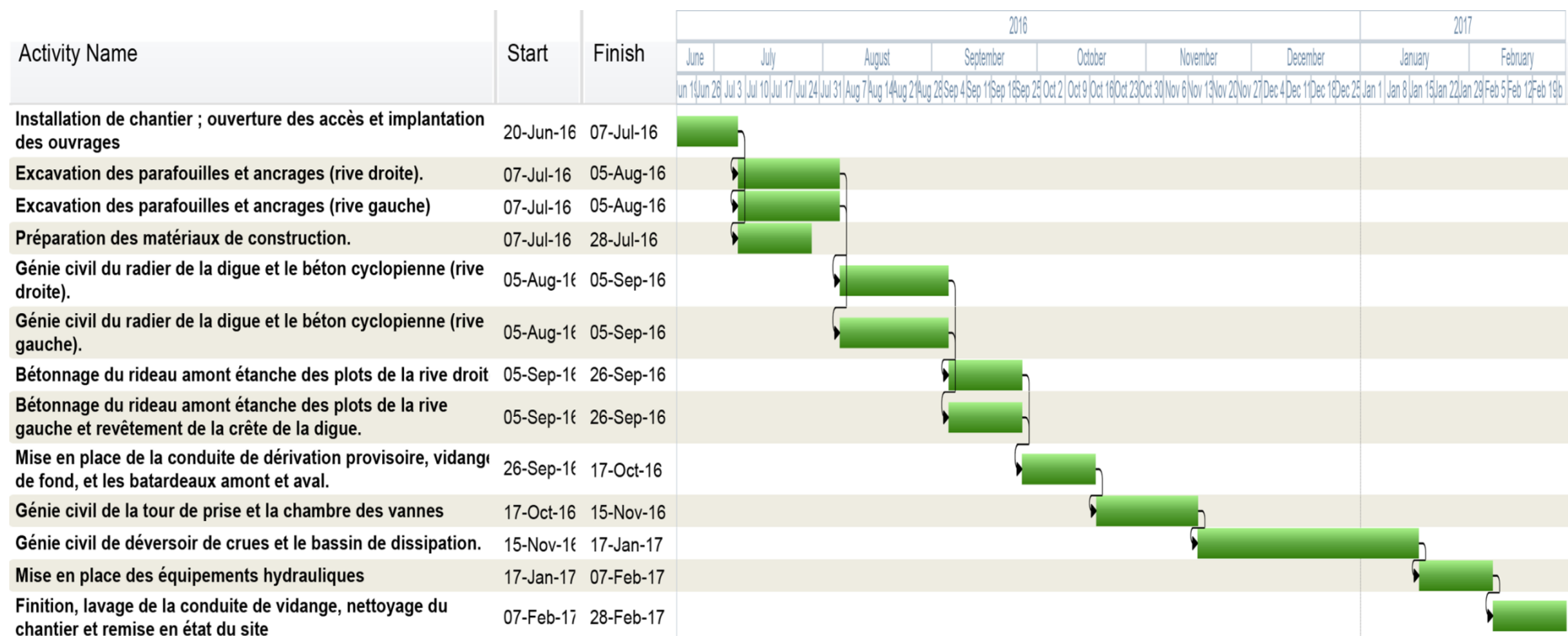


Figure VIII.2 diagramme de Gantt (à l'aide du logiciel PRIMAVERA P6)

CONCLUSION GENERALE

A la lumière des études topographique et géologique et géotechnique et hydrologique

Nous avons réalisé l'étude hydrotechnique qui constitue l'étude des variantes retenues et l'étude de la variante choisie et l'étude des ouvrages annexes

L'absence des matériaux fins sur site et aux alentours de ce dernier matériaux grossiers (enrochement, graviers et sable) en quantité et en qualité on adopte la variante barrage poids en béton compacté au rouleau pour le site d'Oued Ktiba. C'est la seule alternative.

L'aménagement retenu pour le site d'Oued Ktiba est de 10,76 m de haut à partir du thalweg. Le volume moyen des matériaux de construction disponible sur le site d'Oued Ktiba sont :

Enrochement est de 50.000,00m³

Matériaux grossiers (sableux et graveleux) est de 300.000m³

La conduite de prise d'eau et de vidange de fond sera une conduite en acier de 400 mm de diamètre et de 16 m de long. Elle servira de dérivation provisoire lors de la réalisation de l'ouvrage.

L'ouvrage d'évacuation est un seuil Creager en marche d'escalier central, ce choix a été dicté par la topographie du site et le type de barrage. La longueur du seuil Creager est de 8 m.

La capacité totale de la cuvette de l'ouvrage projeté est de 136500,00 m³ dont 113000 m³ de volume utile et 23500,00 m³ de volume mort. Le volume régularisé est de 250000,00 m³.

Le coefficient de rentabilité du projet est de 21 ce paramètre est bon, pour les retenues collinaires ce coefficient est compris entre 3 et 10, mais généralement il est inférieur à 5.

Le prix du mètre cube d'eau est de 109 D.A. HT, ce prix est considéré assez élevé pour une durée de vie de dix (10) ans de l'ouvrage.

Si on se réfère à la valeur du coefficient de rentabilité, au prix du m³ d'eau et à la durée de vie de l'ouvrage, on peut dire que le site d'Oued Ktiba a une rentabilité moyenne et un impact positif pour la région et sa population du fait de la disponibilité de l'eau que va engendrer cet ouvrage pour l'agriculture et le cheptel et pour pallier l'insuffisance des ressources en eau pour la zone d'Oued Ktiba. Le site est techniquement faisable et moyennement rentable économiquement.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ANCOLD 1986, Guidelines on Design Floods for Dams, Australian National Committee on Large Dams.
- BUREAU D'ETUDE ATEHYD YASSIA (2014) : Rapport de l'étude géologique, géotechnique et hydrologique de la retenue collinaire d'oued Ktiba (W.khenchela).
- CIGB (1988), Commission Internationale des Grands Barrages (ICOLD), Nouvelles méthodes de construction, bulletin 63
- CIGB (1986) Commission Internationale des Grands Barrages (ICOLD), Matériaux pour joints, bulletin 57
- CIGB (1988) Commission Internationale des Grands Barrages (ICOLD) Le béton armé de fibre, BULLETIN 40a
- DURAND J-M (1998) La technique du béton compacte au rouleau (B.C.R.)
- GHERNAOUT (2012) : Mécanique des fluides et hydraulique (cours et exercices)
- HASSANE M. (2015) : Guide méthodologique de conception de l'évacuateur des crues latéral découvert.
- MEYLAN PAUL (1999) : Hydrologie fréquentielle, édition EPFL Lausanne.
- MIHOUBI M (2014) : Manuel de dimensionnement d'un barrage réservoir en béton.
- MIHOUBI M (1999) : Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir, polycopie ENSH Blida.
- MINOR H.E, HAGER W (2000): Hydraulics of Stepped Spillway, Zurich.
- MUSY ANDRE (1998) : Hydrologie appliquée. , édition EPFL Lausanne.
- POUGATSCH HENRI (2011) : Traité de génie civil de l'école polytechnique Les barrages du projet a la mise en service, fédérale de Lausanne, Edition presses polytechniques et universitaire romandes.
- TOUAIBIA B. (2004) : Manuel pratique d'hydrologie, édition Madani Blida.
- TOUAIBIA B. et BENLAOUKLI B. (2004) : Introduction au dimensionnement des retenues collinaires, ENSH Blida.
- TANCEV L.(2014) : Dams and Appurtenant Hydraulic Structures.

ANNEXES



مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

LHC.EST EPE/SPA

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : S 1

Projet : RETENUE COLLINAIRE SUR OUED KTIBA

Dossier N° : 28-2015

Endroit : TAOUZIENT

Client :

Date début :

Date fin :

Profondeur forée (m) : 6

Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:

X :

Y :

Z :

Boue de forage : EAU CLAIRE

Type forage : CAROTTE

Foreuse : T 400

Etat des échantillons :

Intact

Remanié

Paraffiné

Roche



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
0,5	-0,60	0,60									Terre végétale
1,0											Argile limoneuse graveleuse brune a verdâtre + galet
1,5	-1,60	1,60									Argile limoneuse charge par des blocs et galets
2,0											
2,5											
3,0											
3,5											
4,0	-4,20	4,20									Blocs de calcaire blanc intercalé par des argiles grisâtre limoneuse
4,5											
5,0											
5,5											
6,0	-6,00	6,00									Fin du forage à une profondeur de 6 m.
6,5											
7,0											
7,5											
8,0											
8,5											

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg (WL, IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique (Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

4/16/2015

Page : 1 de 1

Tableau A.1 Surface partielle en fonction des altitudes

Altitude (m)	D=Hi-Hi-1	Si (Km2)	Surface partielle (%)	(Hi*Si) ^{0,5}
1654-1640	14	0,0515	0,21	1,73
1640-1620	20	0,1989	0,82	4,06
1620-1600	20	0,1985	0,82	4,06
1600-1580	20	0,271	1,12	4,74
1580-1560	20	0,5031	2,09	6,46
1560-1540	20	0,5	2,07	6,44
1540-1520	20	0,4553	1,89	6,14
1520-1500	20	0,34	1,41	5,31
1500-1480	20	0,3725	1,54	5,56
1480-1460	20	0,4602	1,91	6,18
1460-1440	20	0,5096	2,11	6,50
1440-1420	20	0,6984	2,90	7,61
1420-1400	20	0,8	3,32	8,14
1400-1380	20	0,8046	3,34	8,17
1380-1360	20	0,9106	3,78	8,69
1360-1340	20	0,9338	3,87	8,80
1340-1320	20	1,0713	4,44	9,43
1320-1300	20	1,1747	4,87	9,87
1300-1280	20	1,1397	4,73	9,72
1280-1260	20	1,152	4,78	9,77
1260-1240	20	1,1397	4,73	9,72
1240-1220	20	1,0825	4,49	9,47
1220-1200	20	1,0407	4,31	9,29
1200-1180	20	1,987	8,24	12,84
1180-1160	20	0,9304	3,86	8,78
1160-1140	20	1,0372	4,30	9,27
1140-1120	20	1,2287	5,09	10,09
1120-1100	20	1,1932	4,95	9,95
1100-1080	20	0,8403	3,48	8,35
1080-1060	20	0,6026	2,50	7,07
1060-1040	20	0,3629	1,50	5,49
1040-1020	20	0,0953	0,40	2,81
1020-1000	20	0,0328	0,14	1,65
1000-995	5	0,0078	0,03	0,40
Surface total		24,12	100	242,56

Tableau A.2 Distances cumulées du cours d'eau principal en fonction des altitudes

Altitude (m)	Distance(Km)	Distance cum (Km)
1560	0,1988	0,1988
1540	0,1341	0,3329
1520	0,1548	0,4877
1500	0,211	0,6987
1480	0,1389	0,8376
1460	0,0941	0,9317
1440	0,1487	1,0804
1420	0,1014	1,1818
1400	0,1479	1,3297
1380	0,1473	1,477
1360	0,1275	1,6045
1340	0,1258	1,7303
1320	0,1422	1,8725
1300	0,106	1,9785
1280	0,1287	2,1072
1260	0,235	2,3422
1240	0,4304	2,7726
1220	0,3496	3,1222
1200	0,1613	3,2835
1180	0,2138	3,4973
1160	0,1466	3,6439
1140	0,2255	3,8694
1120	0,3949	4,2643
1100	0,5818	4,8461
1080	0,5573	5,4034
1060	0,8541	6,2575
1040	1,1375	7,395
1020	0,6421	8,0371
1000	0,3442	8,3813
995	0,1512	8,5325

Tableau A.3 Pluies de courtes durées et différentes intensités

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10000
Fréquence %	20	10	5	2	1	0,1	0,01
P _{jmax} % (mm)	59,3	71,8	84,1	100	113	158	207
Temps(h)	P _{maxt,p} %	P _{maxt,p} %	P _{maxt,p} %	P _{maxt,p} %	P _{maxt,p} %	P _{maxt,p} %	P _{maxt,p} %
0,5	13,62	16,49	19,32	22,97	25,95	36,29	47,54
1	17,72	21,46	25,14	29,89	33,78	47,23	61,87
1,9	22,62	27,39	32,08	38,15	43,10	60,27	78,96
2	23,07	27,93	32,71	38,90	43,95	61,46	80,52
3	26,91	32,58	38,16	45,38	51,27	71,69	93,93
4	30,02	36,34	42,57	50,62	57,20	79,98	104,78
5	32,67	39,56	46,34	55,10	62,26	87,05	114,05
6	35,02	42,40	49,66	59,05	66,73	93,30	122,23
7	37,13	44,96	52,66	62,61	70,75	98,93	129,61
8	39,06	47,30	55,40	65,87	74,43	104,08	136,35
9	40,85	49,46	57,93	68,89	77,84	108,84	142,59
10	42,52	51,48	60,30	71,70	81,02	113,29	148,42
11	44,09	53,38	62,52	74,34	84,01	117,46	153,89
12	45,57	55,17	64,63	76,84	86,83	121,41	159,07
13	46,98	56,88	66,62	79,22	89,52	125,16	163,98
14	48,32	58,50	68,52	81,48	92,07	128,74	168,66
15	49,60	60,06	70,34	83,64	94,52	132,16	173,14
16	50,83	61,55	72,09	85,72	96,86	135,44	177,44
17	52,02	62,98	73,77	87,72	99,12	138,59	181,58
18	53,16	64,36	75,39	89,64	101,30	141,64	185,56
19	54,26	65,70	76,96	91,51	103,40	144,58	189,42
20	55,33	66,99	78,47	93,31	105,44	147,42	193,14
21	56,37	68,25	79,94	95,05	107,41	150,18	196,76
22	57,37	69,46	81,36	96,75	109,32	152,86	200,27
23	58,35	70,65	82,75	98,40	111,19	155,47	203,68
24	59,30	71,80	84,10	100,00	113,00	158,00	207,00

Tableau A.4 Intensités de la pluie de courte durée

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10000
Fréquence %	20	10	5	2	1	0,1	0,01
P _{jmax} (mm)	59,3	71,8	84,1	100	113	158	207
Temps(h)	I _{maxt,p} (mm/h)	I _{maxt,p} (mm/h)	I _{maxt,p} (mm/h)	I _{maxt,p} (mm/h)	I _{maxt,p} (mm/h)	I _{maxt,p} (mm/h)	I _{maxt,p} (mm/h)
0,5	27,24	32,98	38,63	45,94	51,91	72,58	95,09
1	17,72	21,46	25,14	29,89	33,78	47,23	61,87
1,9	11,91	14,42	16,88	20,08	22,69	31,72	41,56
2	11,53	13,96	16,36	19,45	21,98	30,73	40,26
3	8,97	10,86	12,72	15,13	17,09	23,90	31,31
4	7,50	9,09	10,64	12,65	14,30	19,99	26,19
5	6,53	7,91	9,27	11,02	12,45	17,41	22,81
6	5,84	7,07	8,28	9,84	11,12	15,55	20,37
7	5,30	6,42	7,52	8,94	10,11	14,13	18,52
8	4,88	5,91	6,92	8,23	9,30	13,01	17,04
9	4,54	5,50	6,44	7,65	8,65	12,09	15,84
10	4,25	5,15	6,03	7,17	8,10	11,33	14,84
11	4,01	4,85	5,68	6,76	7,64	10,68	13,99
12	3,80	4,60	5,39	6,40	7,24	10,12	13,26
13	3,61	4,38	5,12	6,09	6,89	9,63	12,61
14	3,45	4,18	4,89	5,82	6,58	9,20	12,05
15	3,31	4,00	4,69	5,58	6,30	8,81	11,54
16	3,18	3,85	4,51	5,36	6,05	8,46	11,09
17	3,06	3,70	4,34	5,16	5,83	8,15	10,68
18	2,95	3,58	4,19	4,98	5,63	7,87	10,31
19	2,86	3,46	4,05	4,82	5,44	7,61	9,97
20	2,77	3,35	3,92	4,67	5,27	7,37	9,66
21	2,68	3,25	3,81	4,53	5,11	7,15	9,37
22	2,61	3,16	3,70	4,40	4,97	6,95	9,10
23	2,54	3,07	3,60	4,28	4,83	6,76	8,86
24	2,47	2,99	3,50	4,17	4,71	6,58	8,63

Tableau A.5 Données de départ pour le Calcul du Laminage des crues par la méthode de sokolovsky

				largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	$V_{\text{forcé}} \text{ (m}^3\text{/s)}$
Donnees initiale				(m)	(m)	(m ³ /s)	(m ²)	(m/s)	(m ³)
$g =$	9.81			5	0.2	0.971	1.000	0.971	6408.920
$\sqrt{2 \cdot g} =$	4.429			8	0.4	4.393	3.200	1.373	12819.05
$\alpha =$	1			10	0.6	10.087	6.000	1.681	19648.35
$Q_{1\%}$	90.14			15	0.8	23.295	12.000	1.941	26617.37
$V_{\text{crue } 1\%}$	505202.2			20	1	43.409	20.000	2.170	33743.03
$m =$	0.49			25	1.2	71.328	30.000	2.378	41338.61
$P =$	1			30	1.5	119.620	45.000	2.658	52909.21
			Debit m3/s						
hauteur	vitesse	hauteur totale	b=5m	b=8m	b=10m	b=15m	b=20m	b=25m	b=30m
(m)	(m/s)	(m)							
0.200	0.971	0.248	1.340	2.145	2.681	4.021	5.362	6.702	8.043
0.400	1.373	0.496	3.791	6.066	7.583	11.374	15.165	18.957	22.748
0.600	1.681	0.744	6.965	11.144	13.930	20.895	27.860	34.826	41.791
0.800	1.941	0.992	10.723	17.158	21.447	32.170	42.894	53.617	64.341
1.000	2.170	1.240	14.987	23.978	29.973	44.960	59.946	74.933	89.919
1.200	2.378	1.488	19.700	31.520	39.401	59.101	78.801	98.501	118.202
1.500	2.658	1.860	27.532	44.051	55.064	82.596	110.128	137.660	165.192
			Debit m3/s						
h	$V_{\text{forcé}}$	$q_{\text{laminé}}$	b=5m	b=8m	b=10m	b=15m	b=20m	b=25m	b=30m
(m)	(m ³)	(m ³ /s)							
0.200	6409	88.996	1.340	2.145	2.681	4.021	5.362	6.702	8.043
0.400	12819	87.853	3.791	6.066	7.583	11.374	15.165	18.957	22.748
0.600	19648	86.634	6.965	11.144	13.930	20.895	27.860	34.826	41.791
0.800	26617	85.391	10.723	17.158	21.447	32.170	42.894	53.617	64.341
1.000	33743	84.119	14.987	23.978	29.973	44.960	59.946	74.933	89.919
1.200	41339	82.764	19.700	31.520	39.401	59.101	78.801	98.501	118.202
1.500	52909	80.700	27.532	44.051	55.064	82.596	110.128	137.660	165.192

Tableau A.6 Pluies Annuelles Et Mensuelles A La Station Pluviométrique YABOUS (070604)

ANNEE	SEP	OCT	NOV	DEC	JANV	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	IUIL	AOUT	TOTAL
1969-70	86,40	213,10	0,00	40,40	22,20	2,00	23,80	166,10	70,00	12,00	0,00	8,00	644,00
1970-71	8,00	5,70	0,00	12,00	24,00	43,00	30,30	0,80	63,00	16,40	0,00	12,00	215,20
1971-72	84,70	9,00	54,00	26,90	53,90	46,90	94,90	147,60	56,90	23,50	5,40	22,50	626,20
1972-73	113,00	61,70	13,00	22,90	22,80	25,50	110,20	16,30	0,00	31,00	0,00	41,60	458,00
1973-74	19,70	13,30	3,80	178,50	8,30	17,50	47,30	52,20	12,80	28,80	19,30	1,50	403,00
1974-75	20,90	47,10	25,30	5,60	35,60	65,20	46,10	67,10	76,20	2,50	0,10	10,20	401,90
1975-76	60,90	8,90	80,00	11,30	45,60	47,80	84,00	52,30	68,00	65,60	30,80	16,50	571,70
1976-77	81,70	27,50	111,00	26,10	15,20	4,60	47,50	67,10	75,70	22,20	0,00	29,30	507,90
1977-78	0,00	1,90	142,40	1,70	6,50	22,30	17,60	7,50	20,20	11,70	0,00	42,50	274,30
1978-79	2,60	55,70	2,80	1,80	15,90	61,40	17,70	99,10	21,80	38,80	3,00	0,00	320,60
1979-80	73,50	16,50	12,70	14,00	14,10	47,40	84,20	48,70	70,40	5,20	0,00	0,00	386,70
1980-81	49,80	0,80	43,80	105,00	5,10	57,10	46,10	19,80	20,40	53,80	0,00	16,03	417,73
1981-82	83,90	15,30	5,70	18,30	49,60	40,30	24,50	103,20	88,20	26,30	0,70	7,50	463,50
1982-83	21,20	65,30	153,40	14,60	1,40	17,70	24,40	4,30	11,50	9,30	0,00	16,03	339,13
1983-84	0,60	66,80	3,20	22,90	38,50	75,30	46,80	16,20	1,10	0,50	0,00	0,00	271,90
1984-85	0,80	83,60	27,20	53,10	42,00	10,20	35,00	15,50	97,60	4,40	1,70	0,00	371,10
1985-86	35,20	27,90	2,60	12,20	10,40	13,70	132,90	49,10	26,20	3,00	0,00	0,00	313,20
1986-87	35,50	24,20	66,50	28,40	14,10	37,50	22,10	2,00	46,40	8,40	10,20	19,40	314,70
1987-88	18,70	15,80	27,00	25,40	16,00	18,50	16,10	18,20	46,30	81,30	0,00	0,00	283,30
1988-89	4,00	10,20	42,80	16,90	6,70	18,40	24,50	27,90	31,70	43,90	12,80	104,10	343,90
1989-90	35,00	7,00	12,20	23,90	167,60	0,00	70,20	69,40	106,90	11,00	2,60	23,00	528,80
1990-91	9,90	11,40	66,80	40,00	5,80	19,30	91,80	55,10	29,90	5,80	33,30	14,30	383,40
1991-92	16,20	45,50	32,00	17,20	64,90	23,10	56,70	33,00	84,70	5,90	23,30	14,60	417,10
1992-93	45,20	11,90	49,30	52,50	10,50	22,60	48,00	7,20	20,80	4,40	0,00	5,40	277,80
1993-94	15,20	1,80	10,10	31,40	45,90	8,80	48,10	24,60	1,80	1,50	8,60	38,10	235,90
1994-95	42,40	38,70	5,70	15,80	62,50	1,50	69,90	15,00	2,80	18,70	23,60	10,80	307,40
1995-96	42,60	38,30	9,80	19,40	71,00	154,10	75,00	48,70	5,50	24,00	16,70	5,00	510,10
1996-97	23,70	0,00	2,50	13,70	18,20	3,90	8,60	25,50	11,40	2,40	0,00	28,90	138,80
1997-98	47,40	56,30	77,70	61,60	6,80	36,80	48,50	17,50	47,70	24,40	0,50	2,60	427,80
1998-99	15,50	26,60	40,10	25,60	78,50	24,60	11,30	2,80	18,30	9,40	0,00	0,20	252,90
1999-00	16,40	6,50	80,30	95,90	12,20	4,40	10,00	2,50	46,60	23,50	0,00	5,00	303,30
2000-01	31,50	11,30	6,40	5,20	36,70	0,00	3,20	5,80	29,40	0,00	2,60	15,50	147,60
2001-02	69,60	30,80	18,70	13,40	14,10	22,70	34,10	14,00	31,60	21,00	12,00	41,10	323,10
2002-03	10,40	15,30	88,30	29,61	83,30	45,90	29,10	91,30	16,70	56,70	2,80	0,00	469,41
2003-04	86,00	47,10	22,40	29,70	16,20	8,50	42,80	42,00	138,30	51,00	13,10	37,40	534,50
2004-05	30,40	5,10	87,70	103,30	15,70	26,00	15,60	39,60	7,60	55,20	25,90	1,60	413,70
2005-06	35,30	12,70	36,90	48,10	67,90	40,30	4,60	45,00	117,90	47,60	37,40	16,10	509,80
2006-07	41,50	21,60	22,30	65,00	6,20	26,30	72,20	63,60	27,60	3,30	0,60	43,70	393,90
2007-08	96,60	27,20	8,60	46,30	2,80	3,90	12,40	10,00	89,80	5,60	77,80	62,50	443,50
2008-09	66,40	41,30	9,10	29,00	85,90	12,90	55,80	78,50	27,20	1,80	10,00	21,90	439,80
2009-10	65,30	9,90	3,60	12,00	42,90	24,70	19,90	23,80	32,30	30,50	34,00	9,10	308,00
2011-11	42,50	26,60	55,90	9,10	18,30	71,30	111,60	52,10	127,20	22,50	24,70	48,20	610,00
2010-12	36,90	130,70	19,70	19,50	17,10	43,10	41,20	47,50	17,70	5,10	25,10	37,40	441,00
moyenne	40,07	32,42	36,82	33,61	32,53	30,16	45,50	41,76	45,21	21,39	10,67	19,29	389,43
NB	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43	43
Ecart type	29,71	38,49	38,47	33,66	32,05	27,97	31,71	37,61	36,98	20,30	15,63	20,93	120,11
min	0,00	0,00	0,00	1,70	1,40	0,00	3,20	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	138,80
max	113,00	213,10	153,40	178,50	167,60	154,10	132,90	166,10	138,30	81,30	77,80	104,10	644,00
médiane	35,30	21,60	22,40	23,90	18,20	23,10	42,80	33,00	31,60	16,40	2,60	14,60	393,90
CV	0,74	1,19	1,04	1,00	0,99	0,93	0,70	0,90	0,82	0,95	1,47	1,08	0,31

Tableau A.7 Pluie maximales journalières de la station yabous (070604).

N	P _{max,j} (mm)	N	P _{max,j} (mm)
1	115	23	40,4
2	40	24	34,2
3	34,2	25	36
4	42,5	26	29,6
5	60	27	52,8
6	44,6	28	27,8
7	48,9	29	44
8	66,3	30	22,4
9	114,5	31	27,6
10	33	32	15,2
11	41,4	33	19,6
12	33	34	30,6
13	35,7	35	39,5
14	78	36	29,5
15	41,3	37	61,3
16	56,8	38	29,6
17	50,4	39	40,7
18	23,6	40	33,6
19	33,5	41	26,9
20	54,8	42	50,0
21	82,1	43	91,4
22	37,4		
N			
Moyenne			
ECARTYPE			
Cv			
min			
max			

Tableau A.8 Calcul du Laminage des crues par la méthode de sokolovsky

$Q_{\max,p\%} = m \cdot b \cdot H_d^{3/2} (2 \cdot g)^{0.5} \quad (\text{m}^3/\text{s})$																				
B (m)																				
H _d (m)	Cote(m.NGA)	H ₀ (m)	Vf (m ³)	q _{max,p} (m ³ /s)	5	8	9	10	11	13	15	16	17	18	20	25	30	40	50	60
0.0	899.1	0.0	0	90.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0
0.1	899.2	0.1	3203	89.6	0.5	0.8	0.9	1.0	1.0	1.2	1.4	1.5	1.6	1.7	1.9	2.4	2.8	3.61	4.5	5.4
0.2	899.3	0.3	6409	89.0	1.3	2.1	2.4	2.7	3.0	3.5	4.0	4.3	4.6	4.8	5.4	6.7	8.0	10.85	13.6	16.3
0.4	899.5	0.5	12819	87.9	3.8	6.1	6.8	7.6	8.3	9.9	11.4	12.1	12.9	13.7	15.2	19.0	22.8	30.69	38.4	46.0
0.6	899.7	0.7	19648	86.6	7.0	11.1	12.5	13.9	15.3	18.1	20.9	22.3	23.7	25.1	27.9	34.8	41.8	55.27	69.1	82.9
0.7	899.8	0.9	23133	86.0	8.8	14.0	15.8	17.6	19.3	22.8	26.3	28.1	29.8	31.6	35.1	43.9	52.7	70.45	88.1	105.7
0.9	900.0	1.1	30102	84.8	12.8	20.5	23.0	25.6	28.2	33.3	38.4	41.0	43.5	46.1	51.2	64.0	76.8	102.90	128.6	154.4
1.0	900.1	1.2	33743	84.1	15.0	24.0	27.0	30.0	33.0	39.0	45.0	48.0	51.0	54.0	60.0	74.9	89.9	119.88	149.8	179.8
1.1	900.2	1.4	37541	83.4	17.3	27.7	31.1	34.6	38.0	45.0	51.9	55.3	58.8	62.2	69.2	86.5	103.7	137.69	172.1	206.5
1.2	900.3	1.5	41339	82.8	19.7	31.5	35.5	39.4	43.3	51.2	59.1	63.0	67.0	70.9	78.8	98.5	118.2	157.90	197.4	236.9
1.3	900.4	1.6	45136	82.1	22.2	35.5	40.0	44.4	48.9	57.8	66.6	71.1	75.5	80.0	88.9	111.1	133.3	177.36	221.7	266.0
1.4	900.5	1.7	48934	81.4	24.8	39.7	44.7	49.7	54.6	64.6	74.5	79.4	84.4	89.4	99.3	124.1	149.0	199.26	249.1	298.9
1.6	900.7	2.0	57061	80.0	30.3	48.5	54.6	60.7	66.7	78.9	91.0	97.1	103.1	109.2	121.3	151.7	182.0	241.88	302.4	362.8
1.7	900.8	2.1	61213	79.2	33.2	53.2	59.8	66.4	73.1	86.4	99.7	106.3	112.9	119.6	132.9	166.1	199.3	266.09	332.6	399.1

