

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE LA DIGUE DU
BARRAGE DE KEF EDDIR (W.TIPAZA)**

Présenté par :
M^r BELLAH Oussama

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r B.BENLAOUKLI	M.C.B	Président
M^r A.ZEROUAL	M.A.A	Examinateur
M^{me} N.SAIL	M.A.A	Examinatrice
M^{me} S.BERBACHE	M.A.A	Examinatrice
M^{me} S.BENSAAD	M.A.B	Examinatrice
M^r M.K.MIHOUBI	M.C.A	Promoteur

Septembre-2013

Dédicace

A ma très chère mère Safia

A mon très chère père Said .

A mes très chers frères :

Samir, Abd el halim, Nadjib

A mes très chères sœurs :

Salima, Liela, Sameh, Amel, Afaf, Aida, Zahra

A Mon chère oncle Ahcen que je le considère comme un deuxième père et sa femme Houda et a toute sa famille (Yahia, Yara, bibich, mimi)

A mes belles sœurs :

Rokia, Amandine

A mes nièces et mes neveux :

Nedjma, Rim, Sarah, Nassim,

A mes copains : Abd Enacer, Abd arazak Beskri, Abd arazak Bourahla, Sadam Hussein, Hicham, Yacine, Yahia, Amine, Abd Errahman, Salah

Je ne serai terminer sans citer mes ami(e)s :

Khoubaid, Aboubakr, hicham, khaled, youssef, Rida, kiki, hassen, Amir, Nabile, Mouhamed, Djamel, Walid, Marouane, Mustapha, Farouk,

Meriem BKK, Selma MAZOUZI (étudiante a l'ENSH), Khadidja MESTOUR (étudiante a l'ENSH)

Enfin je le dédie à tous mes amis que je n'ai pas cités et à tous ceux qui me connaissent.

OUSSAMA BELLAH

Remerciement

*Avant tout, je remercie le bon **Dieu** qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage et de bonne volonté pendant tout mon cursus universitaire.*

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à **Mr MUSTAPHA KAMEL MIHOUBI** (mon promoteur) pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant les années de spécialité.*

*Je remercie infiniment tous ceux qui m'ont aidé à réaliser ce travail, particulièrement : **Mr BENLAOUKLI, Mr HASSEN, Mr ZEROUAL, Mr MAZIGHI FOUJIL**, mes frères **SAMIR** et **ABD EL HALIM**, mon très chère oncle **BELLAH AHCEN***

*Je remercie mes très chers **parents***

*Je remercie aussi mes très chers amis : **OMRANI ABD ENACER, ABD ARAZAK BESKRI, ABD ARAZAK BOURAHLA, MAZIGHI HICHAM, HANLAOUI MEROINE, ZAHOUANI SADEK, SADAM HUSSEIN MOKHTARI, MEZRAG YACINE***

*Mes remerciements vont également à Mes enseignants et tout le personnel de **l'E.N.S.H** pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.*

Enfin, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail.

BELLAH OUSSAMA

ملخص

تسعى الدولة جاهدة للمحافظة و تخزين كميات هامة من المياه الضائعة في البحار و الحدود و هذا بإقامة مشاريع ضخمة بهدف الإستفادة من هذه الكميات، لذا ترى الوكالة الوطنية للسدود و التحويلات ضرورة إنشاء السدود. في هذا الإطار تأتي مذكرتنا هذه لتناول دراسة مفصلة لسد كاف دير في بلدية الداموس ولاية تيبازة. وعلى ذلك، قمنا بإجراء دراسة معمقة و شاملة من كل الجوانب (الطبوغرافية، الجيولوجية، الهيدرولوجية) حيث تم اقتراح أربع أنواع من السدود. وفي الأخير وقع الاختيار على نوع توفرت فيه كل الشروط الاقتصادية و التقنية. وقد انهي المشروع بتصميم الحاجز المائي و التحقق من ثباته. أما في ما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح دقيق و عميق يمثل مختلف أطوار الإنجاز.

Résumé :

L'état Algérien travaille énormément pour la protection et le stockage de grande quantité d'eau qui se déverse dans la mer ainsi que dans les frontières, par la construction des grands ouvrages le but étant d'en bénéficier,

L'Agence national des barrages et de transferts, voit l'obligation de construire des barrages.

Dans le cadre de mon mémoire nous avons étudié en détail le barrage de Kef Eddir situé dans la commune DAMOUS dans la wilaya de Tipaza.

L'étude menée est complète et approfondie sur les plans (topographique, géologique, hydrologique).

Nous avons proposé quatre types de barrages, ou notre choix s'est porté sur le type qui remplis les conditions techniques et économiques.

Notre étude nous a permis de vérifier la forme et la stabilité de notre ouvrage.

Concernant les travaux de sa réalisation, toutes les explications et les démonstrations approfondies sont données avec précision.

Abstract:

Algeria strives to maintain and store significant amounts of water lost in the sea and the border with the establishment of large-scale projects in order to take advantage of these quantities. For that, the National Agency for Dams and Transfers sees that it is needed to construct dams and water barriers. Under that context, comes our note to undertake a detailed study of Keff Eddir dam in the municipality of Damous W. Tipaza. Therefore, we have conducted a comprehensive in-depth study from all sides (topographical, geological, and hydrological) where it was proposed four types of dams for choice. Finally, we selected a type that fulfils all the technical and economic conditions. The project was ended by designing the water barrier and checks its stability. As for the realization, we have explained deeply and in details various stages of completion.

SOMMAIRE

PRESENTATION GENERALE DU SITE

I.1. INTRODUCTION :.....	2
I.2. GENERALITES SUR LES BARRAGES :	2
I.2.1. DEFINITION :	2
I.2.2. BUT DES BARRAGES :	2
I.3. SITUATION GEOGRAPHIQUE DU SITE :.....	3
I.4. INTRODUCTION :.....	4
I.5. CHOIX DU SITE DU BARRAGE :	4
I.6. LA GEOMORPHOLOGIE :.....	5
I.7. CLIMAT :	5
I.8. CONCLUSION :	6

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II.1. INTRODUCTION :.....	8
II.2. ETUDE GEOLOGIQUE :.....	8
II.2.1. GEOLOGIE REGIONALE :	8
II.2.2. LITHOLOGIE DANS LE RESERVOIR ET L'ENDROIT DES OUVRAGES :.....	9
II.2.3. STRATIGRAPHIE AU SITE DU BARRAGE :.....	11
II.2.4. CARACTERISTIQUES HYDROGEOLOGIQUES :.....	12
II.2.4.1. NIVEAUX DE L'EAU SOUTERRAINE.....	12
II.2.4.2. ESSAIS DE PERMEABILITE	12
II.2.4.3. SISMICITE :	13
II.2.4.4. MATERIAUX DE CONSTRUCTION:	13
II.2.4.5. RECONNAISSANCE IN SITU :	15
II.3. CONCLUSION:.....	19

ETUDE HYDROLOGIQUE

III.1. INTRODUCTION :.....	21
----------------------------	----

III.2. LE BASSIN VERSANT :	21
III.2.1. CARACTERISTIQUES GENERALES DU BASSIN VERSANT :	21
III.2.2. LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :	21
III.2.3. PARAMETRES DE FORME :	21
III.2.3.1. INDICE DE FORME :	21
III.2.3.2. RECTANGLE EQUIVALENT OU RECTANGLE DE GRAVELEUSE :	22
III.2.4. PARAMETRES DE RELIEF :	22
III.2.4.1. LA COURBE HYSOMETRIQUE :	23
III.2.4.2. INDICE DE PENTE GLOBALE:	24
III.2.4.3. INDICE DE PENTE MOYENNE IPM :	24
III.2.4.4. INDICE DE PENTE ROCHE IP :	24
III.2.4.5. DENIVELEE SPECIFIQUE :	25
III.2.4.6. PENTE MOYENNE DU BASSIN VERSANT :	25
III.2.5. CARACTERISTIQUES HYDROGRAPHIQUES DU BASSIN VERSANT :	26
III.2.5.1. LE RESEAU HYDROGRAPHIQUE :	26
III.2.5.2. PENTE MOYENNE DU COURS D'EAU PRINCIPAL IC:	26
III.2.5.3. DENSITE DE DRAINAGE :	26
III.2.5.4.. LE COEFFICIENT DE TORRENTIALITE CT :	27
III.2.5.4. DETERMINATION DES ALTITUDES :	27
III.2.5.5. TEMPS DE CONCENTRATION :	27
III.2.5.6. VITESSE DE RUISSELLEMENT :	28
III.2.5.7. COEFFICIENT DE SINUOSITE :	28
III.2.6. CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES DU BASSIN VERSANT :	29
III.2.6.1. LA TEMPERATURE :	29
III.2.6.2. ÉVAPORATION	29
III.2.6.3. VITESSE DU VENT :	30
III.2.6.4. LA PLUVIOMETRIE :	30
III.2. LES PRECIPITATIONS MAXIMALES JOURNALIERES :	31
III.2.1. CHOIX DE LA LOI D'AJUSTEMENT.....	32
III.2.2. AJUSTEMENT DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE A LA LOI DE GAUSS (LOI NORMAL) :	32
III.2.3. AJUSTEMENT DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE A LA LOI DE GUMBEL :	33
III.2.4. AJUSTEMENT DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE A LA LOI DE GALTON (LOG- NORMALE) :	36

III.2.5. LA PLUIE DE COURTES DUREES DE DIFFERENTES FREQUENCES ET LEURS INTENSITES :	37
III.3. ETUDES DES APPORTS :	39
III.3.1. ESTIMATION DE L'APPORT MOYEN ANNUEL (A0) :	39
III.3.2. CARACTERISTIQUES DE L'ECOULEMENT :	39
III.4. IRREGULARITE DES APPORTS :	40
III.4.1. ESTIMATION FREQUENTIELLE DES APPORTS :	40
III.4.2. REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT MOYEN ANNUEL:	41
III.5. ETUDE DES CRUES:	41
III.5.1. FORMULES EMPIRIQUES POUR LA DETERMINATION DE LA CRUE:	41
III.5.2. HYDROGRAMME DE CRUE :	43
III.5.3. ESTIMATION DE LA CRUE DE PROJET:	44
III.5.4. APPORT SOLIDE ET ESTIMATION DE VOLUME MORT:	45
III.5.5. FORMULES EMPIRIQUES :	46
III.5.6. CALCUL DU VOLUME MORT :	46
III.6. REGULARISATION :	46
III.6.1. REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT A80% (HM ³) :	46
III.6.2. COURBES « HAUTEURS -CAPACITES -SURFACE » :	47
III.6.2. REPARTITION MENSUELLE DES BESOINS EN EAU :	48
III.6.3. LE VOLUME UTILE :	48
III.6.3.1. REGULARISATION SAISONNIERE SANS TENIR COMPTE DES PERTES:	48
III.6.3.2. REGULARISATION SAISONNIERE EN TENANT COMPTE DES PERTES:	48
III.6.4. LA REGULARISATION INTERANNUELLE :	50
III.7. LAMINAGE DES CRUES :	52
III.8. ETUDE D'OPTIMISATION :	55
III.8.1. CALCUL DU COUT APPROXIMATIF DE LA DIGUE :	55
III.8.1.1. CALCUL DE LA REVANCHE :	56
III.8.1.2. LARGEUR EN CRETE	56
III.8.1.3. CALCUL DU VOLUME DE LA DIGUE POUR LES DIFFERENTES LARGEURS DEVERSANTES :	57
REMARQUE :	59
III.8.2. CALCUL DU COUT APPROXIMATIF DE L'EVACUATEUR DE CRUES :	60
III.8.3. LAMINAGE POUR UN DEVERSOIR E LARGEUR B=110M:	62

ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

IV.1. INTRODUCTION :	65
IV.2. CHOIX DU SITE DU BARRAGE :	65
IV.3. CHOIX DU TYPE DE BARRAGE :	65
IV.4. VARIANTES A CHOISIR :	66
IV.5. DEFINITION DE PROFIL GENERAL DU BARRAGE :	67
IV.5.1. HAUTEUR DE BARRAGE :	67
IV.5.1.1. CALCUL DE LA REVANCHE :	67
IV.5.2. LARGEUR EN CRETE :	67
IV.5.3. LA LONGUEUR EN CRETE :	68
IV.5.4. PENTES DES TALUS :	68
IV.5.5. LES BERMES :	69
IV.6. DISPOSITIF DE PROTECTION CONTRE LES EFFETS DE L'EAU ET DESCRIPTION GENERALE DES VARIANTES DE PROTECTION DES TALUS :	69
IV.6.1. ETANCHEITE DU BARRAGE :	70
IV.7. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE :	72
IV.7.1. BARRAGE EN TERRE HOMOGENE:	72
IV.7.2. BARRAGE ZONE A NOYAU D'ARGILE :	73
IV.7.3. BARRAGE EN ENROCHEMENT AVEC MASQUE EN BETON :	74
IV.7.3. BARRAGE EN ENROCHEMENT AVEC NOYAU D'ARGILE :	74
IV.8. ESTIMATION DU COUT DES VARIANTES :	74
IV.9. COMPARAISON FINANCIERE DES QUATRE VARIANTES :	75
IV.10. CONCLUSION :	75

ETUDE DE LA CONCEPTION DETAILLEE DE LA DIGUE

V.1. DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE :	77
V.1.1. LA REVANCHE DU BARRAGE :	77
V.1.2. LA HAUTEUR DU BARRAGE :	77
V.1.3. LARGEUR EN CRETE :	77
V.1.4. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :	77
V.1.5. PROTECTION DES TALUS :	78
V.1.5.1. DETERMINATION DE L'EPAISSEUR MINIMALE DE LA COUCHE D'ENROCHEMENT :	78

V.1.5.2. DIAMETRE MOYEN DE L'ENROCHEMENT	79
V.1.6. LES BERMES.....	80
V.1.7. DRAINAGES.....	80
V.1.8. CALCUL DES FILTRES :	81
V.1.9. LA CLE D'ETANCHEITE	83
V.2. ETUDE DES INFILTRATIONS :	83
V.2.1. LIGNE DE SATURATION :	84
V.2.2. CALCUL DU DEBIT DE FUITE PAR INFILTRATION :	85
V.2.3. VERIFICATION DE LA RESISTANCE D'INFILTRATION DU SOL DU BARRAGE :	86
V.3. CALCUL DE STABILITE :	87
V.3.1. GENERALITE SUR LA STABILITE DES BARRAGES (TALUS) :	87
V.3.2. STABILITE DES TALUS :	87
V.3.3. ORDRE DE CALCUL (METHODE DE FONDEEV) :	89
V.3.4. CALCUL DES FORCES APPLIQUEES A CHAQUE TRANCHE :	90
V.3.5. CLASSEMENT DES FORCES :	91
V.3.6. METHODE DE BISHOP :	92

ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

VI.1. INTRODUCTION :	96
VI.2. COMPOSANTES PRINCIPALE DE L'ENVIRONNEMENT :	96
VI.3. SOURCE D'IMPACT :	97
VI.4. ELEMENTS SENSIBLE DU MILIEU:.....	97
VI.5.IMPACTS POTENTIELS ET MESURES D'ATTÉNUATION PROPOSE:	98
VI.6. CONCLUSION :	107

ORGANISATION DE CHANTIER

VII.1. INTRODUCTION :	109
VII.2. TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE :	109
VII.2.1. INSTALLATIONS DESTINEES AU PERSONNEL :	109
VII.2.2. INSTALLATIONS DESTINEES AU STOCKAGE DES MATERIAUX :	109
VII.2.3. INSTALLATIONS DESTINEES A LA REPARATION DES ENGIN :	109
VII.2.4. INSTALLATION DESTINEES POUR LA PREFABRICATION :	110
VII.2.5. LES MOYENS DE CHANTIER :	110
VII.3. PLANIFICATION :	110

VII.3. 1. DEFINITION :	110
VII.3. 2. TECHNIQUES DE LA PLANIFICATION :	110
VII.3. 2. 1. METHODES BASEES SUR LE RESEAU :	111
VII.3. 2. 1. 1. DEFINITION DU RESEAU :	111
VII.3. 2. 1. 2. CONSTRUCTION DU RESEAU :	111
VII.3. 2. 1. 3. DIFFERENTES METHODES BASEES SUR LE RESEAU :	111
VII.3.2.2. LES ETAPES DE LA PLANIFICATION :	112
VII.3. 3. LES PARAMETRES DE LA METHODE C.P.M :	112
VII.3. 3. 1. CHEMIN CRITIQUE (C.C) :	113
VII.3. 3.2. ATTRIBUTION DES DUREES DE CHAQUE OPERATION :	113
VII.3. 3.3. PLAN DE TRAVAIL INTERMEDIAIRE :	113
VII.4. DELAI DE CONSTRUCTION ET PROGRAMME DES TRAVAUX :	113
VII.5. SYMBOLES DES DIFFERENTES OPERATIONS :	114
VIII.6. DETERMINATION DES CHEMINS CRITIQUES :	115

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

VIII.1. INTRODUCTION :	117
VIII.2. CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL :	117
VIII.2.1. CAUSES HUMAINES :	117
VIII.2.2. CAUSES TECHNIQUES :	117
VIII.3. CONDITIONS DANGEREUSES DANS LE CHANTIER :	117
VIII.4. ACTIONS DANGEREUSES :	118
VIII.5. MESURES PREVENTIVES :	118
VIII.6. CALCUL DU DEBIT D'AIR NECESSAIRE A LA VENTILATION DU TUNNEL :	118
VIII.6.1. CALCUL DU DIAMETRE DE LA CANALISATION D'AIR NECESSAIRE A LA VENTILATION :	119
VIII.6.2. CALCUL DU DIAMETRE DES CANALISATIONS :	120

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU N°II.01 : REPRESENTATION DES VOLUMES MINIMUME DES MATERIAUX DISPONIBLES.....	15
TABLEAU N° II.02 :LOCLISAION DES SONDAGE IN SITU	15
TABLEAU N°II.03 : PROPRIETES PHYSIQUES DES MATERIAUX DE LA FONDATION ALLUVIONNAIRE.....	15
TABLEAU N° II.04 : RESULTATS DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES REALISES DANS LE SONDAGE FP2.2.....	15
TABLEAU N°II.05: RESULTATS DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES REALISES DANS LE SONDAGE FP2.3.....	17
TABLEAU N° II.06 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS DE PENETRATION STANDARD REALISES DANS LE DEPOT ALLUVIONNAIRE.....	18
TABLEAU N°II.07 : PROPRIETES PHYSIQUES DES SOLS DE FONDATION COLLUVIONNAIRE ET ELUVIONNAIRE DU BARRAGE	18
TABLEAU N°II.08 : LES RESULTATS DES ESSAIS DE PENETRATION STANDARD REALISES DANS LE DEPOT COLLUVIONNAIRE ET ELUVIONNAIRE.....	19
TABLEAU N°III.03 : CLASSIFICATION O.R.S.T.O.M (TYPE DE RELIEF).....	25
TABLEAU N° III.04 : EVALUATION DE LA PENTE MOYENNE.....	25
TABLEAU N°III.05: TABLEAU RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES HYDRO-MORPHOMETRIQUES DU BASSIN VERSANT	28
TABLEAU N°III.06 : REPARTITION MENSUELLE DE LA TEMPERATURE.....	29
TABLEAU N°III.07 : REPARTITION MENSUELLE DE L'EVAPORATION.....	30
TABLEAU N° III.08 : DONNEES DISPONIBLES DES STATIONS SITUEES A PROXIMITE DE LA ZONE D'ETUDE.....	30
TABLEAU N°III. 09 : REPARTITION MENSUELLE MOYENNE INTERANNUELLE DES PRECIPITATIONS.....	31
TABLEAU N°III.10 : CARACTERISTIQUES PLUVIOGRAPHIQUES DE LA REGION. (ANRH, 41 ANNEES).....	31
TABLEAU N°III.11 : CARACTERISTIQUES DE LA SERIE AVEC N=41ANS.....	31
TABLEAU N° III.12 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GAUSS	32
TABLEAU N°III.13 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI NORMALE.....	33

TABLEAU N°III.14 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL	35
TABLEAU N° III.15 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL	35
TABLEAU N°III.16 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI LOG-NORMALE	37
TABLEAU N°III.17 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI LOG-NORMALE	37
TABLEAU N°III. 19: RECAPITULATIF DES RESULTATS	39
TABLEAU III.20: RECAPITULATIF DES CV	40
TABLEAU N°III.21: LES APPORTS FREQUENTIELS.....	41
TABLEAU N° III.22: REPARTITION MENSUELLE DES APPORTS	41
TABLEAU N°III.23: DEBIT MAXIMUM DE CRUE POUR DIFFERENTS PERIODES DE RETOUR (FORMULE DE MALLET-GAUTHIER).....	41
TABLEAU N°III.24 : DEBIT MAXIMUM DE CRUE POUR DIFFERENTS PERIODES DE RETOUR (FORMULE DE SOKOLOVSKY).....	42
TABLEAU N° III.25: DEBIT MAXIMUM DE CRUE (FORMULE DE POSSENT).....	42
TABLEAU N° III.26: DEBIT MAXIMUM DE CRUE (FORMULE DE TURRAZA)	43
TABLEAU N°III.27 : LES RESULTATS DE CALCUL DU DEBIT MAXIMUM DE LA CRUE.....	43
TABLEAU N° III.29 : CATEGORIES DES DOMMAGES RESULTANT DES CRUES.....	45
TABLEAU N°III.30: CRUES DE PROJET RECOMMANDE	45
TABLEAU N°III.31: RECAPITULATIF DES RESULTATS DE CALCULE DE L'APPORT SOLIDE.....	46
TABLEAU N°III. 32: RECAPITULATIF DES RESULTATS DE CALCULE DE VOLUME MORT	46
TABLEAU N°III.33 : LA REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT $A_{80\%}$	46
TABLEAU N°III.34 : COURBES TOPOGRAPHIQUES ET VOLUMETRIQUES	47
TABLEAU N°III.35: REPARTITION MENSUELLE DES BESOINS EN EAU D'IRRIGATION.....	48
TABLEAU N° III.37 : LES VOLUMES DES PERTES DANS LA RETENUE.....	49
TABLEAU N°III.39 : LES VOLUMES DES PERTES DANS LA RETENUE.....	50
TABLEAU N° III.41 : TABLEAU DE RADKOVITCH $R = F$ (MODULE SPECIFIQUE)	51
TABLEAU N°III.42 : DONNEES INITIALES	53
TABLEAU N° III.43: DONNEES DE DEPART POUR LA METHODE DE KOTCHERINE.....	54
TABLEAU N°III.46: RESULTAT DE LA METHODE DE KOTCHERINE.....	55
TABLEAU N°III.47: RECAPITULATIF DES RESULTATS DE CALCULE DE LA REVANCHE	56

TABLEAU N°III.48 : RESULTATS DE CALCULE DE LA HAUTEUR DU BARRAGE	56
TABLEAU N°III.49: RECAPITULATIF DES RESULTATS DE CALCUL DE LA LARGEUR EN CRETE	57
TABLEAU N°III.50: VOLUME DE LA DIGUE POUR B=70 M.....	57
TABLEAU N°III.51: VOLUME DE LA DIGUE POUR B=80 M.....	58
TABLEAU N°III.52: VOLUME DE LA DIGUE POUR B=90 M.....	58
TABLEAU N°III.53: VOLUME DE LA DIGUE POUR B=100 M	59
TABLEAU N°III.54: VOLUME DE LA DIGUE POUR B=110 M	59
TABLEAU N°III.55: RESULTATS DE CALCULS DU COUT DE LA DIGUE POUR LES DIFFERENTES LARGEURS DEVERSANTES	60
TABLEAU N°III.56 : RESULTATS DE CALCULS DU COUT DE DEVERSOIR POUR LES DIFFERENTES LARGEURS DEVERSANTES.....	60
TABLEAU N°III.57 : RESULTATS DE CALCULS DU COUT DU COURSIER POUR LES DIFFERENTES LARGEURS DEVERSANTES	61
TABLEAU N°III.58 : TABLEAU RECAPITULATIF DES PRIX TOTAUX	61
TABLEAU N°III.59 : TABLEAU RECAPITULATIF.....	62
TABLEAU N° III.60 : VOLUMES ET DEBIT DEVERSANT	62
TABLEAU N°IV.01: RECAPITULATIF DES RESULTATS DU CALCULE DE LA REVANCHE.....	67
TABLEAU N°IV.02 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DE CALCUL DE LA LARGEUR EN CRETE	68
TABLEAU N°IV. 03 : VALEURS INDICATIVES DES PENTES DES TALUS.....	68
TABLEAU N°IV.04 : LES VALEURS DE C EN FONCTION DE LA PENTE DU TALUS ET DU POIDS.	70
TABLEAU N°IV.09: RECAPITULATIF DES COUTS DES VARIANTES ETUDIEES.....	74
TABLEAU N°V.01 : CLASSE DE BARRAGE EN TERRE EN FONCTION DU TYPE DE LA FONDATION	77
TABLEAU N°V.02: GRADIENT ADMISSIBLE EN FONCTION DE LA CLASSE DE L'OUVRAGE.....	78
TABLEAU N°V.03 : LES VALEURS DE C EN FONCTION DE LA PENTE DU TALUS ET DU POIDS ..	79
TABLEAU N°V.04: COORDONNES DE LA PARABOLE DE KOZENY	84
TABLEAU N°V.05: CLASSIFICATION DES BARRAGES.....	86
TABLEAU N°V.06 : GRADIENT HYDRAULIQUE ADMISSIBLE	86
TABLEAU N°V.07 : DETERMINATION DU GRADIENT D'INFILTRATION ADMISSIBLE	86
TABLEAU N°V.08 : DETERMINATION DU COEFFICIENT DE SECURITE	87

TABLEAU N°V.09 : COEFFICIENT DE STABILITE ADMISSIBLE DES TALUS	89
TABLEAU N°V.10 : DETERMINATION DES RAYONS DES CERCLES DE GLISSEMENT	89
TABLEAU N°V.11 : RESULTAT DE CAS ETUDIE	89
TABLEAU N°V.12: CARACTERISTIQUE GEOTECHNIQUE	90
TABLEAU N°V.13 : COEFFICIENT DE SECURITE POUR DIFFERENTS CAS DE FONCTIONNEMENT	92
TABLEAU N°V.14 : LES CAS DE STABILITE ETUDIE	93
TABLEAU N°VII.01: SYMBOLES DES OPERATIONS.....	114
TABLEAU N°VII.02 : DETERMINATION DES CHEMINS CRITIQUES	115
TABLEAU N°VII.03: DIAGRAMME DE GANTE.....	115

LISTE DES FIGURES

FIGURE N°I.1. LOCALISATION DU BARRAGE DE KEF EDDIR (ECH 1/10000.....	3
FIGURE N°I.2. VUE AERIENNE DE LA REGION DU BARRAGE AVEC LES ACCES POSSIBLES (ECH : 1/50000).....	4
FIGURE N° II.01.EXTRAIT DE LA CARTE DE LA GEOLOGIE REGIONALE	8
FIGURE N°III.01: LE BASSIN VERSANT D'OUED DAMOUS EN COURBE DE NIVEAU.....	23
FIGURE N°III.02: REPARTITION ET COURBES HYSOMETRIQUE	23
FIGURE N°III.03: RECTANGLE EQUIVALENT	24
FIGURE N°III.04: RESEAU HYDROGRAPHIQUE	26
FIGURE N°III.05: REPARTITION MENSUELLE DE LA TEMPERATURE	29
FIGURE N°III.06 : REPARTITION MENSUELLE DE L'EVAPORATION	30
FIGURE N°III.07 : REPARTITION MENSUELLE DE LA PRECIPITATION	31
FIGURE N° III.09 : AJUSTEMENT A LA LOI NORMALE.....	33
FIGURE N° III.09 : AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL	35
FIGURE N° III.10 : AJUSTEMENT A LA LOI LOG-NORMALE.....	36
FIGURE N°III.11 : PLUIE DE COURTE DUREE.....	38
FIGURE N°III.12 : INTENSITE	38
FIGURE N°III.13 : HYDROGRAMME DE CRUES.....	44
FIGURE N°III.15 : COURBES $H=F(Q,Q)$	54
FIGURE N°III.16 : COURBES $V=F(Q,Q)$	55
FIGURE N°III.17 : COURBE D'OPTIMISATION	61
FIGURE N°III.18 : COURBE DE DEBIT DEVERSANT POUR $B=110M$	62
FIGURE N°III.19 : COURBE DE DEBIT DEVERSANT	63
FIGURE N°V.01 : FORCES EXERCEES PAR UNE TRANCHE DE SOL INSTABLE SUR LE CERCLE DE GLISSEMENT	87
FIGURE N°V.02 : CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AMONT	93
FIGURE N°V.03 : CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AVAL.....	93
FIGURE N°V.04 : CAS DE VIDANGE RAPIDE.....	94

FIGURE N°V.05 : CAS DE FONCTIONNEMENT NORMAL	94
FIGURE N°VII.01 : RESEAU A NŒUDS.....	114

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A

TABLEAU N°III.01:SERIE PLUVIALE A PARTIR DE LA STATION 020203

TABLEAU N°III.02: DETERMINATION DE LA PENTE ROCHE IP

TABLEAU N°III.18: INTENSITE POUR LES DIFFERENTES FREQUENCES

FIGURE N°III.14 : COURBES CAPACITE - SURFACE -HAUTEUR

TABLEAU N°III.28 : HYDROGRAMME DE CRUES POUR DIFFERENTES PERIODES DE RETOUR.

TABLEAU N°III.36:REGULARISATION SAISONNIERE SANS TENIR COMPTE DES PERTES

TABLEAU N° III.38:REGULARISATION SAISONNIERE EN TENANT COMPTE DES PERTES

TABLEAU N°III.40:REGULARISATION SAISONNIERE EN TENANT COMPTE DES PERTES

TABLEAU N°III.44 : DETERMINATION DE H0 ET Q EN FONCTION DE B

TABLEAU N°III.45 : DEBITS DEVERSANT EN FONCTION DE H ET B ET LE VOLUME DE CRUE

TABLEAU N°III.61 : LAMINAGE DE CRUES

ANNEXE C

TABLEAU N°IV.05: VOLUME DES GRAVIERS DU DRAIN VERTICAL

TABLEAU N°IV.06 : VOLUME DES GRAVIERS DU DRAIN PRISME

TABLEAU N°IV.07 : VOLUME DU NOYAU

TABLEAU N°IV.08 : VOLUME DES MATERIAUX DE PROTECTION

ANNEXE C

COURBE GRANULOMETRIQUE

ABAQUE $\alpha, B = F(H/\Lambda_0)$

ANNEXE D

STABILITE POUR LE CAS DE FONCTIONNEMENT NORMALE R=123.80 M

STABILITE LE CAS DE FONCTIONNEMENT NORMALE R= 126.7 M

STABILITE POUR LE CAS DE FONCTIONNEMENT NORMALE R= 132.8 M

STABILITE POUR LE CAS DE FONCTIONNEMENT NORMALE R= 134.75 M

STABILITE POUR LE CAS DE FONCTIONNEMENT NORMALE R= 139.27 M

STABILITE POUR LE CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AMONT R= 130.59 M

STABILITE POUR LE CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AMONT R= 169.30 M

STABILITE POUR LE CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AMONT R= 135.04 M

STABILITE POUR LE CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AMONT R= 155.38 M

STABILITE POUR LE CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AMONT R= 145.28 M

STABILITE POUR LE CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AVAL R= 123.80 M

STABILITE POUR LE CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AVAL R= 139.27 M

STABILITE POUR LE CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AVAL R= 134.75 M

STABILITE POUR LE CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AVAL R=126.7 M

STABILITE POUR LE CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AVAL R= 132.8 M

STABILITE POUR LE CAS DU VIDANGE RAPIDE R= 130.59 M

STABILITE POUR LE CAS DU VIDANGE RAPIDE R= 145.28 M

STABILITE POUR LE CAS DU VIDANGE RAPIDE R= 169.30 M

STABILITE POUR LE CAS DU VIDANGE RAPIDE R=135.04 M

STABILITE POUR LE CAS DU VIDANGE RAPIDE R= 155.38 M

Liste des planches

Planche N°01 : PLAN D'AMENAGEMENT DU BARRAGE DE KEF EDDIR (W.TIPAZA)

PLANCHE N°02 : COUPES TYPES DE LA DIGUE DU BARRAGE DE KEF EDDIR

(W.TIPAZA)

PLANCHE N°03 : PROFILES EN TRAVERS DE LA DIGUE DU BARRAGE DE KEF EDDIR

(W.TIPAZA)

PLANCHE N°04 : SCHEMA DE CALCULE DE STABILITE DU BARRAGE DE KEF EDDIR

(W.TIPAZA)

PLANCHE N°05 : COUPE SUIVANT L'AXE DE LA DIGUE DU BARRAGE DE KEF EDDIR

(W.TIPAZA)

INTRODUCTION GENERALE :

L'eau est un élément indispensable pour la vie. Aussi nécessaire pour tout développement que se soit agricole ou industriel.

Le développement de notre pays suppose la maîtrise des ressources en eau, un facteur primordial dans la planification des budgets de l'état. Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau. Intervient aussi la mise en œuvre progressive de l'interconnexion entre les Barrages, permettant de ce fait une gestion dynamique et évolutive des disponibilités en eau sur toute le territoire national c'est-à-dire la ou se concentrent les populations et l'activité économique agricole ou industriel.

Dans cette optique la wilaya de TIPAZA a bénéficié d'un important projet de réalisation d'un aménagement hydraulique, c'est celui du barrage de « Kef Eddir ». Qui est destiné a et l'irrigation de cette région.

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

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, et enfin le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

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

Un chapitre qui traitera les impacts environnementaux qui peuvent être produire lors de la réalisation et l'exploitation de l'ouvrage et quelques mesures d'atténuations pour ces impacts.

Un autre chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes taches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

En terminant par un chapitre qui traitera la protection et la sécurité de travail.

Présentation générale du site

I.1. INTRODUCTION :

Le but principale des études topographiques est d'établir les documents nécessaires aux avant-projets : plan, cartes et profils, documents qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes. Elles peuvent être menées au stade des études préliminaires si l'on ne dispose pas de cartes suffisamment précises, sinon elles seront exécutées le plus souvent au niveau de l'A.P.S. Des plans topographiques on tirera par ailleurs deux sortes de graphes, les courbes hauteur-surface et hauteur-volume, dont on se servira notamment pour positionner le barrage et caler sa hauteur et celle du déversoir, ainsi que la cote des ouvrages de prise et de vidange.

I.2. GENERALITES SUR LES BARRAGES :

I.2.1. Définition :

Les barrages sont, par définition, des ouvrages hydrauliques qui barrent sur toute la largeur une section d'une vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche. De manière générale et dans la plupart des cas, la hauteur du barrage dépasse le niveau d'eau atteint par les cours d'eau en période de forte crue.

Fondamentalement, les barrages sont deux effets caractéristiques :

- La retenue d'eau créée par la présence du barrage peut le plus souvent contenir une part importante des apports d'eau directs ou dérivés, de même que des matériaux charriés, de glace ou de la neige.
- Le barrage surélève le niveau du plan d'eau à l'amont.

I.2.2. but des barrages :

Le but principal du barrage d'après sa définition, est l'accumulation. Cette accumulation sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adopter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins.

Un but secondaire (parfois primordial dans notre pays) est la protection contre les crues.

Enumérons les divers buts d'utilisation d'un barrage que l'on peut associer dans le même ouvrage :

- protection contre les crues
- alimentation en eau potable
- amélioration de la navigation
- irrigation
- production de l'énergie électrique
- besoins industriels
- autres buts (dilution des eaux usées, amélioration de la nappe phréatique, protection contre le charriage et l'envasement).

I.3. SITUATION GEOGRAPHIQUE DU SITE :

Le site du barrage de Kef-Eddir est situé sur l'Oued Damous dans la wilaya de Tipaza. La ville la plus proche est Damous, située à environ 8,3 km au nord du site du barrage. La localisation géographique du site du barrage est montrée à la figure 1.1.

Les coordonnées du site du barrage sont :

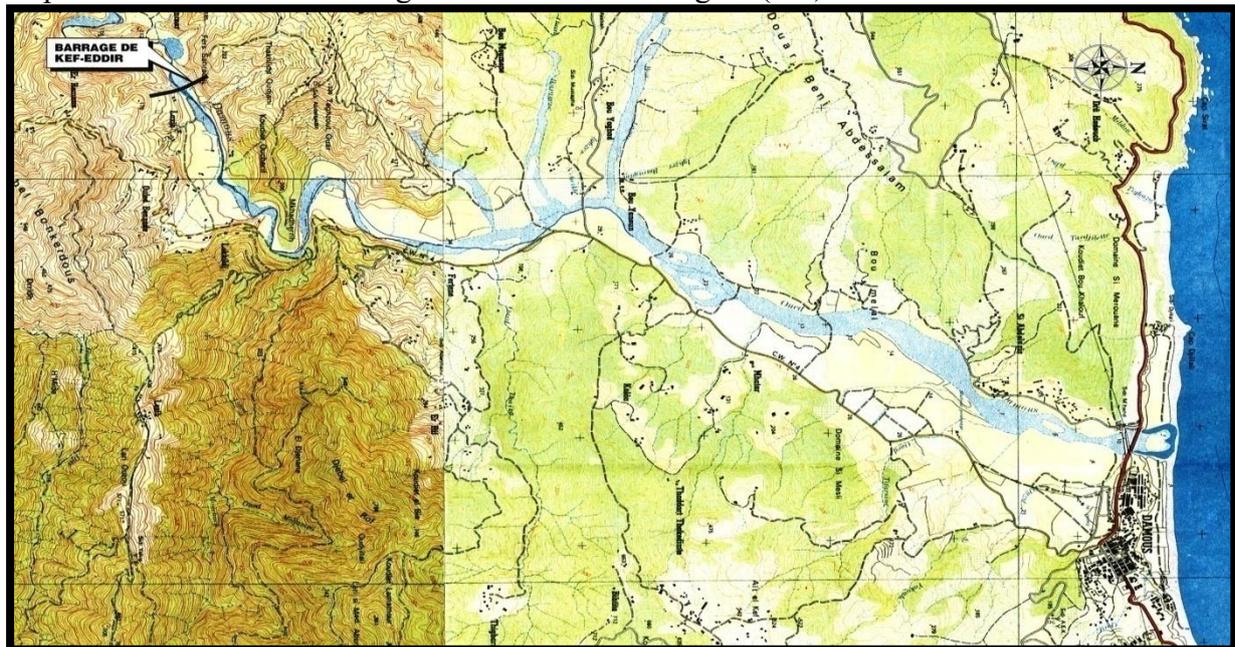
$$X = 666,200 \text{ Km}$$

$$Y = 384,700 \text{ Km}$$

$$Z = 65,00 \text{ m NGA}$$

À noter que l'axe du barrage est courbé vers l'aval avec un rayon de 500 m.
L'accès au site se fait par la route de Wilaya CW-4 qui le relie à la Ville de Damous. À partir de la route CW-4, le site peut être atteint par une piste sur une distance d'environ 1,4 km.

Le plan de situation de l'ouvrage est montré dans la figure (1-1).



Source : Ministère de la Défense Nationale, Institut National de Cartographie
Cartes : Ain Defia N° NJ-31-II-61 et Gouraya N° NJ-31-II-43
au 25 000, 1987.
Equidistance des courbes 10 mètres.

FIGURE I.1.

LOCALISATION DU BARRAGE DE KEF EDDIR

Avec le Google earth on a pu avoir une Vue aérienne de la région du barrage avec les accès possibles qui est représentée dans la figure (I.2)

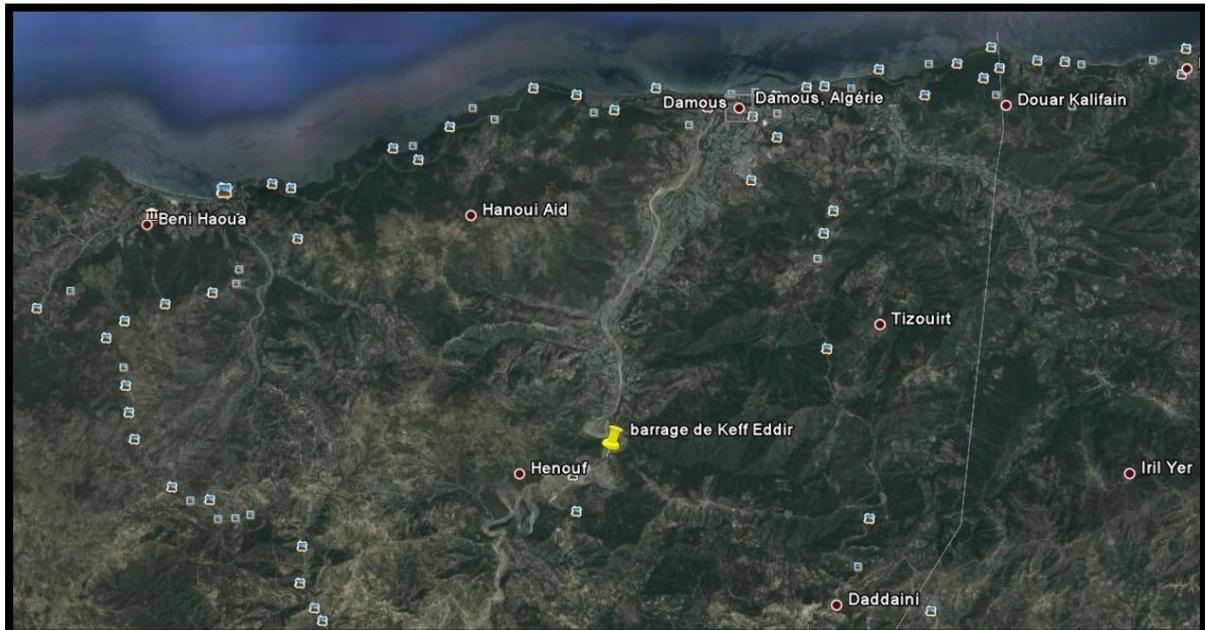


FIGURE I.2. VUE AERIENNE DE LA REGION DU BARRAGE AVEC LES ACCES POSSIBLES (ECH : 1/50000)

I.4. INTRODUCTION :

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La documentation topographique pour des travaux sur l'étude de faisabilité du barrage et pour justifier les conceptions de l'étude, on a reçu les documents cartographiques suivant:

- 2 Cartes topographique Ech 1 :25 000 ;
- Levé topographique du site du barrage Ech 1 :1000 ;

I.5. CHOIX DU SITE DU BARRAGE :

Le choix d'un site apte pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'une retenue collinaire, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue.
- 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 rapproché et facile des zones d'accès existantes, 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, nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable.

Ses coordonnées sont:

$$X = 666,200 \text{ Km}$$

$$Y = 384,700 \text{ Km}$$

$$Z = 65,00 \text{ m NGA}$$

I.6. LA GEOMORPHOLOGIE :

La quasi-totalité du bassin versant de l'oued Damous se trouve dans une région montagneuse qui appartient à l'Atlas Tellien. Les massifs qui constituent sa limite sud culminent à une altitude voisine de 1 000 m. Parmi les sommets de cette limite on citera : Djebel Sidi Yacoub (1 042 m), et Djebel Loudane El Asse (1 044 m). Les altitudes ont tendance à diminuer au fur et à mesure qu'on se déplace vers la côte, où les sommets des montagnes les plus élevées se situent autour de 500 m d'altitude.

Ce relief a favorisé la présence d'un réseau de drainage très développé dont la densité est supérieure à 2 km par km² de surface. La pente moyenne de l'oued principal est de 2 %, alors les pentes longitudinales des principaux affluents varient de 1,4 % à 9,7 %.

Les pentes des versants sont généralement très abruptes. Le substrat marneux en affleurement sur les versants à fortes pentes et le long des berges de l'oued et de ses affluents a favorisé :

Le développement de plusieurs glissements dont certains de grande envergure et de date récente.

Le phénomène de reptation des sols colluvionnaires et éluvionnaires provenant de l'altération des marnes surtout visible sur les versants ayant des pentes douces; L'érosion de la couverture colluvionnaire et éluvionnaire des versants favorisant l'apparition de ravines et de thalwegs encaissés et profond.

Les marnes du substrat abritent souvent des lits minces de grès. Les grès et de manière beaucoup moins fréquente des calcaires cristallins ont été observés en affleurement sous la forme de lits épais sur les sommets.

I.7. CLIMAT :

Par sa situation géographique, la région délimitant l'oued Damous jouit d'un climat méditerranéen à nuance continentale.

La caractéristique essentielle de ce climat réside dans l'alternance d'une saison sèche et chaude (mai- septembre) et d'une saison pluvieuse et humide (octobre –avril).

I.8. CONCLUSION :

A fin de compléter l'étude topographique telle que les conditions topographiques qui sont bonnes pour la réalisation de future barrage sur oued Damous on a pu choisir la position idéale du site du barrage et de ces ouvrages annexe.



**Etude géologique
et
géotechnique**

II.1. INTRODUCTION :

La réalisation d'un projet de barrage nécessite une certaine connaissance d'ordre Géologique et Géotechnique qui permet de justifier le choix du site et le type de barrage.

Cette étude géologique a pour but d'étudier la géologie du barrage et de définir les caractéristiques géologiques principales, ainsi que la perméabilité et la stabilité de fondation de la digue et de la cuvette et les zones d'emprunts.

II.2. ETUDE GEOLOGIQUE :

II.2.1. géologie régionale :

II.2.1.1. Aspects généraux :

La région considérée dans cette étude appartient à la chaîne tello-rifaine. On y observe les domaines suivants :

- Domaine interne

Le domaine interne est représenté par les massifs du Chenoua et de Ténès. Il est constitué d'un socle cristallin et d'une couverture paléozoïque et méso-cénozoïque.

- Domaine externe

Les zones externes forment une large bande entre les zones internes et l'avant-pays préatlasique. On y distingue : Le para-autochtone : c'est une série d'âge paléozoïque et mésozoïque, faiblement métamorphosée. Le para-autochtone affleure dans les massifs du Cheliff, Bou Maâd, Blida, etc. souvent en fenêtres sous les nappes.

II.2.1.2. Les propriétés lithostratigraphiques :

Un extrait de la carte de la géologie régionale est montré à la figure N°II.1.



FIGURE N° II-1-EXTRAIT DE LA CARTE DE LA GEOLOGIE REGIONALE D'APRES DELGA 1969

L'âge des formations géologiques affleurant dans la région d'étude s'étend principalement du trias à l'actuel. Toutefois, quelques pointements primaires avec des formations volcaniques anciennes (Primaire) affleurent dans les massifs du Zaccar et de Doui.

- Le Paléozoïque :

Il affleure dans les massifs du Cheliff (Zaccar-Doui) et de l'Atlas Blidéen (Blida). Il est constitué à sa base, par des schistes, des quartzites et des calcaires du Dévonien surmonté par un permo-trias gréseux.

➤ Le trias :

Il est constitué d'un ensemble hétérogène comprenant du gypse, des argiles, des cargneules et des brèches dolomitiques. Il affleure en petits pointements tout autour des nappes de glissement dont il constitue la base.

➤ Le Jurassique :

C'est une épaisse série, constituée de calcaires nodulaires et des couches à calpionelles. Ces bancs de calcaires bien stratifiés sont parfois dolomités. Le Jurassique constitue avec le paléozoïque les massifs autochtones telliens.

➤ Le crétacé :

L'essentiel du crétacé qui couvre la région est constitué presque exclusivement d'un matériel marno-calcaire appartenant aux nappes telliennes glissant par l'effet gravitaire vers le sud.

➤ L'éocène :

Il repose sur les marno-calcaires des nappes dont il constitue la partie supérieure. Il est formé de marno-calcaires à silex et à nummulites.

➤ Oligocène et Miocène anté-synchronappes de la région sud-tellienne :

L'Oligocène et le Miocène recouvrent la partie sud de la région ou l'avant-fosse tellienne. Les formations sont constituées essentiellement d'un ensemble gréseux et marneux. Les grès épais de plus de 200 m, donnent son aspect morphologique particulier à cette région. D'autre part, le Miocène synchronappes est formé de dépôts molassiques et de débris de nappes de glissements.

➤ Formations post-nappes :

Vers la fin du Miocène, des bassins dits « post-nappes » se sont constitués à la faveur d'une phase de relaxation dans la région nord tellienne (Cheliff, Médéa, Soumam, Mitidja-Sebaou, etc.), dans lesquels se sont déposées des formations argileuses, marneuses et calcaireuses. Par ailleurs, ces bassins ont continué à recevoir les produits de l'érosion des massifs environnants jusqu'à l'actuel. Ainsi, les dépôts de comblement du bassin de la Mitidja sont considérés d'âge sicilien.

II.2.2. LITHOLOGIE DANS LE RESERVOIR ET L'ENDROIT DES OUVRAGES :

La lithologie dominante de la région est de la marne argileuse grise foncée avec localement des lits calcaireux donnant un aspect plus massif au rocher en affleurement. Généralement, les marnes sont très fracturées dû à un tectonisme régional intense, altérées et désagrégées en surface. Les marnes sont des argiles consolidées qui contiennent une certaine proportion de calcaire et quand elles ne sont que peu calcaires, elles évoluent comme des argilites.

Dans le pourtour du réservoir, les marnes affleurent le long des beiges, surtout dans les zones d'érosion, et dans la partie amont du réservoir, de minces lits gréseux apparaissent dans la masse rocheuse.

La plaine de l'oued, d'une largeur d'une centaine de mètres à plus de un kilomètre, est constituée d'alluvions récentes et de terrasses alluvionnaires. Trois (3) types de matériaux alluvionnaires ont été identifiés et nommés A₁, A₂ et A₃.

Les alluvions récentes (A₁) se retrouvent essentiellement dans le lit actif de l'oued, c'est-à-dire la zone active de transport et recouvert par l'eau durant les crues annuelles. Les matériaux composant ces alluvions (A₁) sont de texture grossière en raison du régime torrentiel de l'oued. Ils sont constitués de sable, de gravier de cailloux et de blocs avec des traces de silt et

d'argile. Les cailloux et les blocs sont présents en quantités variables qui peuvent atteindre un maximum de 50 %. Généralement, ce dépôt est stratifié avec des horizons de granulométries plus fines. Dû à la forte turbidité de l'eau durant les crues, les alluvions récentes montrent des traces de silt et d'argile. Occasionnellement, le silt et l'argile se présentent en minces lits d'ordre centimétrique.

La granulométrie des alluvions récentes varie selon leur position dans les méandres de l'oued, généralement plus fine vers les rives connexes qui sont des zones de sédimentation.

Par accentuation des méandres pendant le creusement de la vallée, des terrasses (A_2) se sont formées tout le long de l'oued et sont constituées de matériaux granulaires grossiers avec des intercalations de matériaux fins. Ces terrasses sont parfois recouvertes par les crues exceptionnelles. Elles sont constituées de sable et gravier stratifiés avec trace de silt et argile et avec un pourcentage variable de cailloux et blocs arrondis.

Généralement, ces dépôts incluent des horizons de silt et argile d'épaisseur variable.

Les alluvions anciennes (A_3) sont essentiellement constituées de graviers, de cailloux et blocs arrondis dans une matrice silteuse et argileuse dû à l'altération de la fraction sableuse. Le pourcentage de cailloux et blocs est variable et peut atteindre une proportion de 50 %. Ce matériau très dense est en phase de consolidation avec un début de cimentation. Ces alluvions se retrouvent à toutes les élévations et ont été mises en place au cours du soulèvement du socle pendant que l'oued continuait à s'encaisser.

Les colluvions, consistent en un matériau constitué de silt et d'argile avec du sable gravier et cailloux angulaires à subangulaires et des blocs dans des proportions variables. Ces matériaux sont généralement compacts et recouvrent les talus sur des épaisseurs variables habituellement plus importantes au pied des talus.

Ces matériaux se retrouvent partout dans la région du réservoir à cause de la présence des marnes qui, de par leur nature argileuse, sont très fissurées et altérées par un processus d'éluviation. Ce processus consiste en une altération du rocher par les eaux d'infiltration par entraînement vers le bas des substances solubles donnant un horizon éluvial constitué majoritairement d'argile et le pourcentage d'éléments grossiers croît avec la proximité du rocher. À cause du ruissellement, la partie fine (sable, silt et argile) des colluvions est entraînée au pied des pentes laissant des pavages de gravier et cailloux sur les talus, observé surtout en rive gauche dans l'axe du barrage.

II.2.3. STRATIGRAPHIE AU SITE DU BARRAGE :

Lit de l'oued

La coupe stratigraphique montre que le lit de l'oued a une largeur d'environ 150 m.

L'épaisseur maximale du dépôt alluvionnaire récent est de l'ordre de 24 m.

L'épaisseur du dépôt est plus grande au pied de l'appui gauche, au voisinage du forage F2.3, que celui de l'appui droit, au voisinage du forage F2.1.

Les alluvions sont composées, dans la partie supérieure du dépôt jusqu'à une profondeur variant entre 1,5 et 3,5 m, d'un limon sableux et graveleux avec un peu d'argile,

Moyennement dense. En profondeur, les alluvions sont composées de sable graveleux à du gravier sableux moyennement denses à denses. Au voisinage du socle rocheux, le pourcentage des cailloux interceptés dans les sondages devient de plus en plus important.

Sous le dépôt alluvionnaire, le socle rocheux, qui consiste en une marne fissurée, a été rencontré. La marne altérée est fissurée sur une profondeur de 16 à 18 m. Par la suite, elle devient plus saine.

Rive gauche

L'appui gauche du barrage, présente des pentes de 35° dans sa partie inférieure, de 55° dans sa partie médiane (entre les niveaux 67 m et 90 m) et de 40° dans sa partie supérieure. La pente moyenne de l'appui gauche est de 43°.

La couverture végétale est constituée d'arbustes clairsemés dont une bonne partie a subi un incendie récemment.

Une couche mince d'éluvions de très faible épaisseur (décimétrique) recouvre par endroit la surface. La roche, une marne altérée, est affleurante dans la majeure partie de la rive. Elle est représentée dans la zone de l'axe par des marnes altérées. Au pied de l'appui, se trouve une couche de colluvion d'environ 3,6 m d'épaisseur.

Le forage F2.6 situé pratiquement sur l'axe, met en évidence la présence de marnes dès la surface.

Rive droite

L'appui droit du barrage présente des inclinaisons plus douces que celles de l'appui gauche avec une pente moyenne de 23°. Les pentes de l'appui sont de 30° dans sa partie inférieure, de 15° dans sa partie médiane (entre les niveaux 58 m et 73 m) et de 28° dans sa partie supérieure.

La couverture végétale est constituée d'arbustes et de buissons clairsemés.

Entre les niveaux 50 m et 74 m, dans le voisinage de l'axe, un dépôt colluvionnaire de 1,0 m à 6,5 m d'épaisseur a été rencontré sur la rive droite. Les colluvions sont composées en général d'une argile limoneuse à une argile sableuse avec un peu de gravier à graveleuse.

Des alluvions anciennes ont aussi été rencontrées localement (sondages PU-18 et F2.4) et consistent en du gravier, cailloux et blocs arrondis dans une matrice sableuse et argileuse.

Dans la partie supérieure de la rive droite, un dépôt éluvionnaire de 1,5 m à 11,5 m a été intercepté sous le dépôt colluvionnaire. Les éluvions consistent en une argile limoneuse à un limon argileux avec un peu de sable à sableux et des traces de gravier à graveleux.

Sous les dépôts éluvionnaire et colluvionnaire, la roche marneuse a été rencontrée dans forages F2.4, F2.5, F2.13, F2.14, F2.15, F2.16 et F2.17 exécutés à proximité de l'axe du barrage et sur la rive droite.

L'appui droit est traversé en amont de l'axe du barrage, par un thalweg escarpé dont la profondeur augmente en allant vers l'oued. La roche est affleurante tout au long du thalweg.

II.2.4. Caractéristiques hydrogéologiques :

II.2.4.1. Niveaux de l'eau souterraine

Les niveaux d'eau relevés entre Juillet et Novembre 2001 ainsi qu'entre Mars et Mai 2002 dans le lit de l'oued (tubes ouverts installés dans les forages F2.2, F2.3, F2.7, F2.8 F2.9, F2.11 et F2.12) varient entre 0,88 m et 6,86 m de profondeur (élevations 48,13 m et 43,68 m). En rive gauche, un tube ouvert a été installé dans le forage F2.6. Les niveaux d'eau mesurés varient entre 2,7 m et 36,0 m de profondeur. Cette variation est jugée excessive et doit faire l'objet d'un suivi des mesures ultérieures des niveaux d'eau.

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

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

II.2.4.2. essais de perméabilité

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

➤ Perméabilité du dépôt alluvionnaire

Au total, trente-six (36) essais de perméabilité Lefranc ont été réalisés dans cette formation. La perméabilité des matériaux alluvionnaires granulaires, varie entre $7,4 \times 10^{-3}$ cm/s et $7,1 \times 10^{-1}$ cm/s avec une moyenne de l'ordre de $2,0 \times 10^{-1}$ cm/s. Cette perméabilité est jugée importante et montre le caractère très perméable de la fondation.

➤ Perméabilité de la roche marneuse

Cent (100) essais de perméabilité Lugeon ont été exécutés dans la roche marneuse dans tous les forages à l'exception des forages F2.7, F2.15, F.16 et F.2.17. Les valeurs obtenues de la perméabilité varient entre $8,2 \times 10^{-5}$ cm/s et $3,0 \times 10^{-4}$ cm/s avec une moyenne de l'ordre de $1,5 \times 10^{-4}$ cm/s.

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

➤ Perméabilité du réservoir

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

II.2.4.3. Sismicité :

A partir de la Carte d'intensité des séismes maximums survenus en Algérie de 1716 à 1989 selon CRAAG 1994, Le site du barrage est situé dans une région qui figure parmi les zones les plus sismiques de l'Algérie (classé en zone II selon le RPA), où de nombreux séismes de forte intensité ont été observés par le passé, La région d'étude se trouve dans une région tectonique active. qui signifié la rond vulnérabilité vis-à-vis de l'aléa sismique.

Sur la carte Fig N° I-1 il est défini 4 zones sismiques classées comme suite :

- 1)- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- 2)- Zone 1 : sismicité faible ;
- 3)- Zone 2 : sismicité moyenne ;
- 4)- Zone 3 : sismicité élevée.

II.2.4.4. Matériaux de construction:

➤ ZONE 1 : NOYAUX ARGILEUX

Les sites présentant le plus de potentiel pour la production des matériaux argileux se trouvent juste en amont de l'axe du barrage, en rive gauche et en rive droite, tel que montré à la figure N°II-2

Les blocs de plus de 300 mm de diamètre doivent être enlevés des bancs d'emprunt argileux lors de l'exploitation dans le dépôt même. Dans le cas où le pourcentage des blocs hors grosseur n'excède pas trois (3) % en volume, ils peuvent être enlevés sur le remblai.

Par ailleurs, les surfaces décapées du banc d'emprunt doivent être inclinées pour faciliter le drainage selon une pente compatible avec les contours naturels du terrain de sorte que les eaux de ruissellement ne forment pas de flaques et se drainent facilement à l'aide de fossés hors du dépôt, sans s'infiltrer dans le matériau d'emprunt sous-jacent.

➤ ZONE 2 A : SABLE POUR LE FILTRE

Des zones potentielles pour la production du sable ont été rencontrées en amont et en aval de l'axe du barrage, tel que montré à la figure N° II-2. Ces zones respectent les critères de filtre.

➤ **ZONE 2B : TRANSITION**

Les granulats de transition peuvent être produits par traitement du TVO. La dimension maximale des granulats de transition est 100 mm.

Un matériel de concassage, de séparation, de tamisage et d'homogénéisation de matériaux granulaires peut être utilisé pour obtenir les caractéristiques granulométriques requises.

➤ **ZONE 3A : RECHARGE**

Les recharges du barrage seront réalisées à partir des matériaux alluvionnaires bruts du lit de l'oued. Les quantités disponibles sont très importantes et couvrent largement les besoins du projet. Il faut toutefois prévoir que les matériaux alluvionnaires seront excavés en amont du barrage avant la construction du batardeau amont.

Les matériaux doivent être excavés sur des fronts d'attaque aussi escarpés que possible dans le but de bien mélanger les différentes couches de matériau dans chaque zone d'exploitation. Cependant, la hauteur des fronts doit tenir compte de la concentration possible de matériaux grossiers par éboulis au pied des fronts d'attaque.

➤ **ZONES 3C ET 4 : COUSSIN DE PERRE ET PERRE**

L'enrochement de protection du barrage zone 4 peut être récupéré, soit de la zone d'emprunt d'argile situé en rive gauche dans la cuvette, soit de la zone de glissement situé au voisinage de l'axe 1.

Le poids maximal et minimal du perré est respectivement de 575 kg et 20 kg.

Lors de l'exploitation de la carrière d'enrochement, les blocs non requis pour les travaux doivent être mis à l'intérieur d'une aire de stockage pour une utilisation ultérieure. Ils pourront aussi être utilisés tel quel ou concassé pour obtenir les calibres de pierre requis pour la construction des remblais

Les volumes minimums des matériaux disponibles pour la construction, retenus pour le barrage de Kef-Eddir, sont donnés au tableau N° II-1.

Tableau N°II.01 : Représentation des volumes minimume des matériaux disponibles

Matériaux	Volume (m ³)
Noyau : matériaux colluvionnaires	800 000
Filtre et sable à béton	280 000
Transition : TVO traité	285 000
Recharge : TVO tout-venant	5 820 000
Perré et coussin de perré : enrochement	250 000
Agrégats à béton (carrière ou TVO)	2 0

II.2.4.5. Reconnaissance in situ :

Dans la zone du site du barrage on a rialise des sondages de reconnaissance verticaux carottés de profondeurs de 10 à 75 m chacune ont été exécutés comme indique le tableau suivent :

Tableau N° II.02 :LOCLISAION DES SONDAGE IN SITU

Localisation	Sondage N°	Profondeur (m)
Axe du barrage	PU 6	3.8
	PU 14	3.85
	PU 7	3.2
	PU 12	1.8
	PU 11	3
	PU 9	2.75
	PU 10	4.9
	F 2-4	75
	F 2-8	54.4
	F 2-1	45
	F 2-2	45
	F 2-13	24
F 2-3	54	
Axe de la galerie de dérivation	PU 31	1.9
	PU 23	4.10
	F 2-7	26
	F 2-1	45
F 2-10	30	
Axe de l'évacuateur de crues	PU 5	3.75
	PU 14	3.85
	PU 15	3.7
	PU 23	4.14
	PU 17	7.84
	PU 22	2.5
	F 2-14	19
	F 2-13	24
	F 2-4	75
	F 2-15	24
F 2-16	24	

➤ **PROPRIETES PHYSIQUES ET MECANIQUES DES MATERIAUX DES FONDATIONS DU BARRAGE :**

Propriétés physiques :

Sept (7) analyses granulométriques par tamisage et lavage au tamis 80 µm ont été réalisées sur des échantillons représentatifs prélevés dans les puits d'explorations PU-7, PU-8, PU-9, PU-10 et PU-28. Ils ont été exécutés dans la fondation alluvionnaire du barrage à l'exception du puits PU-28, réalisé plus en aval. Les sondages ont atteint des profondeurs variant entre 2,75 m et 4,90 m. La classification est faite selon le système (USCS). Les résultats des analyses granulométriques sont représentés dans la figure N°II.3 (voir annexe D) Les propriétés physiques sont données dans le tableau II.3.

Tableau N°II.03 : Propriétés physiques des matériaux de la fondation alluvionnaire (source : anbt)

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

Selon l'USCS, les matériaux sont classés GW et GP-GM.

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

Propriétés mécaniques :

Pression limite P_i et module pressiométrique E_M :

Pression limite P_i , et le module pressiométrique E_M ont été mesurés dans les sondages pressiométriques FP2.2 et FP2.3, localisés dans le lit de l'oued.
Les résultats des essais pressiométriques réalisés dans les sondages FP2.2 et FP2.3 représenter dans les tableaux ci après.

Tableau N° II.04 : Résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.2 (source : anbt)

Profondeur (m)	Type de sol ou de roche	Pression limite P_i (Kg/cm ²)	Module pressiométrique E_M (Kg/cm ²)	E_M / P_i
1.5	Alluvion	-	-	-
3	Alluvion	-	-	-
4.5	Alluvion	-	-	-
6	Alluvion	-	-	-
15	Alluvion	19.55	82.72	4.23
17	Alluvion	15.40	60.60	3.94
21.5	Marne	11.00	199.71	18.16
25	Marne	13.11	202.50	15.45
29	Marne	14.14	131.55	9.30
33	Marne	13.00	234.34	18.03
35	Marne	15.13	123.87	8.19

Tableau N°II.05: Résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage FP2.3 (source : anbt)

Profondeur(m)	Type de sol ou de roche	Pression limite P_i (Kg/cm ²)	Module pressiométrique E_M (Kg/cm ²)	E_M / P_i
1.5	Alluvion	6.56	177.23	27.02
3.0	Alluvion	6.44	220.27	34.20
4.5	Alluvion	8.76	181.20	20.68
6.0	Alluvion	10.51	748.72	71.24
7.5	Alluvion	10.83	323.33	29.86
9.0	Alluvion	16.92	41.79	2.47
10.5	Alluvion	5.05	7.81	1.55
16.0	Marne	-	-	-
18.0	Marne	-	-	-
23.0	Marne	23.83	150.13	6.58
25.0	Marne	19.72	126.28	6.40
31.0	Marne	-	-	-
34.0	Marne	-	-	-

➤ **COMPACTITE :**

L'indice de pénétration standard N a été mesuré dans les forages F2.2, F2.3, F2.8, F2.11 et F2.12 les résultats des essais de pénétration standard réalisée dans le dépôt alluvionnaire sont représentées dans le tableau.II.6.

Tableau II.06 : Récapitulatif des résultats des essais de pénétration standard réalisés dans le dépôt alluvionnaire (SOURCE : anbt)

Localisation	sondage	Profondeur(m)	Type de sol	Indice de pénétration(N)
Lit de l'oued	F ₂₋₂	1.5-2	Alluvion	3
		3-3.5	Alluvion	10
		4.5-5	Alluvion	15
		6-6.5	Alluvion	12
		7.5-8	Alluvion	> 50
	F ₂₋₈	1.5-2	Alluvion	38
		3-3.5	Alluvion	19
		4.5-5	Alluvion	19
		6-6.5	Alluvion	>50
		7.5-8	Alluvion	>50
		9-9.5	Alluvion	>50
		10.5-11	Alluvion	>50
		12-12.5	Alluvion	>50
		13.5-14	Alluvion	>50
		15-15.5	Alluvion	>50
	16.5-17	Alluvion	>50	
	18-18.5	Alluvion	>50	
	F ₂₋₁₁	1.5-2	Alluvion	19
		3-3.5	Alluvion	36
		4.5-5	Alluvion	34
		6-6.5	Alluvion	18
		7.5-8	Alluvion	35
		9-9.5	Alluvion	38
		10.5-11	Alluvion	24
		12-12.5	Alluvion	16
		13.5-14	Alluvion	17
		15.2-15.7	Alluvion	42
	F ₂₋₁₂	1.5-2	Alluvion	15
		3-3.5	Alluvion	15
		4.5-5	Alluvion	36
		6-6.5	Alluvion	27
		7.5-8	Alluvion	34
		9-9.5	Alluvion	21
		10.5-11	Alluvion	31
		12-12.5	Alluvion	59
13.5-14		Alluvion	27	
F ₂₋₃	12-12.45	Alluvion	22	

➤ **DEPOTS COLLUVIONNAIRE ET ELUVIONNAIRE**

a) Propriétés physiques : Les paramètres physiques des matériaux colluvionnaires et éluvionnaires sont représentés dans le tableau N°II.07

Tableau N°II.07 : Propriétés physiques des sols de fondation colluvionnaire et éluvionnaire du barrage (source : anbt)

Propriétés	Colluvions	Éluvions
------------	------------	----------

	Écart	Moy	Écart	Moy
Particules < 80 µm (%)	42 – 74	58	53 – 90	73
Teneur en eau naturelle W _n (%)	9 – 19	14	11 – 21	15
Limite de liquidité W _L (%)	48 – 64	55	34 – 64	52
Limite de plasticité W _P (%)	21 – 27	26	18 – 31	27
Indice de plasticité I _P (%)	23 – 37	29	16 – 23	25
(Classification selon USCS	18 % SC		46 % CH	
	28 % CH		46 % CL	
	36 % CL		8 % CL-	
	18 % GC		ML	

b) Consistance :

L'indice de pénétration standard N a été mesuré dans les forages F2.4, F2.5, F2.10, F2.13, F2.14 et F2.15. Les résultats des essais de pénétration standard réalisée dans le dépôt colluvionnaire et éluvionnaire sont représentés dans le tableau N°II.8.

Tableau N°II.08 : Les résultats des essais de pénétration standard réalisés dans le dépôt colluvionnaire et éluvionnaire

Localisation	Sondages	Profondeur (m)	Type de sol	Indice de pénétration N
Rive droite	F _{2.4}	1.5-2.0	Colluvion	30
		3.0-3.5	Colluvion	50
		9.0-10.50	Colluvion	>50
	F _{2.5}	1.5-2.0	Colluvion	41
		3.0-3.5	Colluvion	23
		4.5-5.0	Colluvion	25
		6.0-6.5	Colluvion	Refus
	F _{2.10}	1.5-2.0	Colluvion	20
		3.0-3.5	Alluvion	21
		4.5-5.0	Eluvion	Refus
	F _{2.13}	1.5-2.0	Colluvion	46
		3.0-3.5	Colluvion	54
		4.5-5.0	Colluvion	62
		6.0-6.5	Eluvion	57
		7.5-8.0	Eluvion	76
		9.0-9.5	Eluvion	96
		10.5-11.0	Eluvion	68
		12.0-12.5	Eluvion	59
		13.5-14.0	Eluvion	49
		15.0-15.5	Eluvion	40
	16.5-16.8	Eluvion	refus	
	F _{2.14}	1.5-2.0	Colluvion	Refus
		3.0-3.5	Colluvion	Refus
		4.5-5.0	Colluvion	Refus
6.0-6.5		Colluvion	65	
7.5-8.0		Colluvion	17	
9.0-9.5		Colluvion	66	
10.5-11.0		colluvion	34	
F _{2.15}	1.5-2.0	Colluvion	33	
	3.0-3.5	Colluvion	21	
	4.0-4.5	Colluvion	23	
	6.0-6.5	Eluvion	23	
	7.5-8.0	Eluvion	31	
	9.4-9.9	Eluvion	50	

		10.5-10.9	Eluvion	78
		12.0-12.5	Eluvion	55
		13.5-14.0	Eluvion	48

II.3. CONCLUSION:

Après l'analyse de toutes les données géotechnique de terrain et essais au laboratoire, effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site du barrage sur Oued Damous.

On peut donc conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un barrage sur le site de la retenue d'Oued Damous de la willaya de Tipaza.

Etude hydrologique

III.1. INTRODUCTION :

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

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est

nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région.

III.2. LE BASSIN VERSANT :

III.2.1. Caractéristiques générales du 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 passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par un exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

III.2.2. les caractéristiques géométriques :

La délimitation du bassin est effectuée à l'aide du logiciel AUTO-CAD sur la carte d'état major (échelle 1 : 50 000) :

la surface du bassin es	$S = 482\text{km}^2$
La longueur du thalweg principal	$L = 43 \text{ km}$
le périmètre P du bassin versant	$P = 122 \text{ km}$

III.2.3. paramètres de forme :

II.2.3.1. Indice de forme :

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914) K_c , défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_c = \frac{\text{Périmètre } P \text{ du bassin versant}}{\text{périmètre } P' \text{ du cercle de meme superficie}} \dots\dots\dots(\text{III.01})$$

On à : $S = \pi \times R^2 \Rightarrow R = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$

S = surface du basin versant en (Km^2).

R = rayon en (km).

K_c : indice de Gravelius.

On à : $P' = 2\pi \times R \Rightarrow P' = 2\pi \times \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 2\sqrt{\pi \times S}$, $K_c = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\sqrt{\pi \times S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$

$K_c = 1,57$

- Si $K_c = 1,128 \rightarrow$ bassin ramassé.
- Si $K_c > 1,128 \Rightarrow$ bassin allongé.

$K_c > 1.128$ alors notre bassin est allongé.

III.2.3.2. Rectangle équivalent ou rectangle de Graveleuse :

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2(L+l) \text{ et } S = L \times l \rightarrow (1) \dots\dots\dots(\text{III.02})$$

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

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \rightarrow (2) \dots\dots\dots(\text{III.03})$$

De (1) et (2) on obtient une équation de 2^{ème} degré admet deux solutions L_r ; l_r :

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.04)$$

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.05)$$

L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)
 l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)
 On obtient : $L_r = 52,342$ km et $l_r = 9,208$ km

III.2.4. paramètres de relief :

Le relief est un facteur essentiel, il est caractérisé par :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne
- L'indice de pente globale I_g .
- L'indice de pente roche I_p
- L'indice de pente moyenne du bassin versant I_m
- Densité de drainage D_g .

III.2.4.1. La courbe hypsométrique :

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Le bassin de l'Oued Damous en courbes de niveau est donné dans la figure N°III.01.

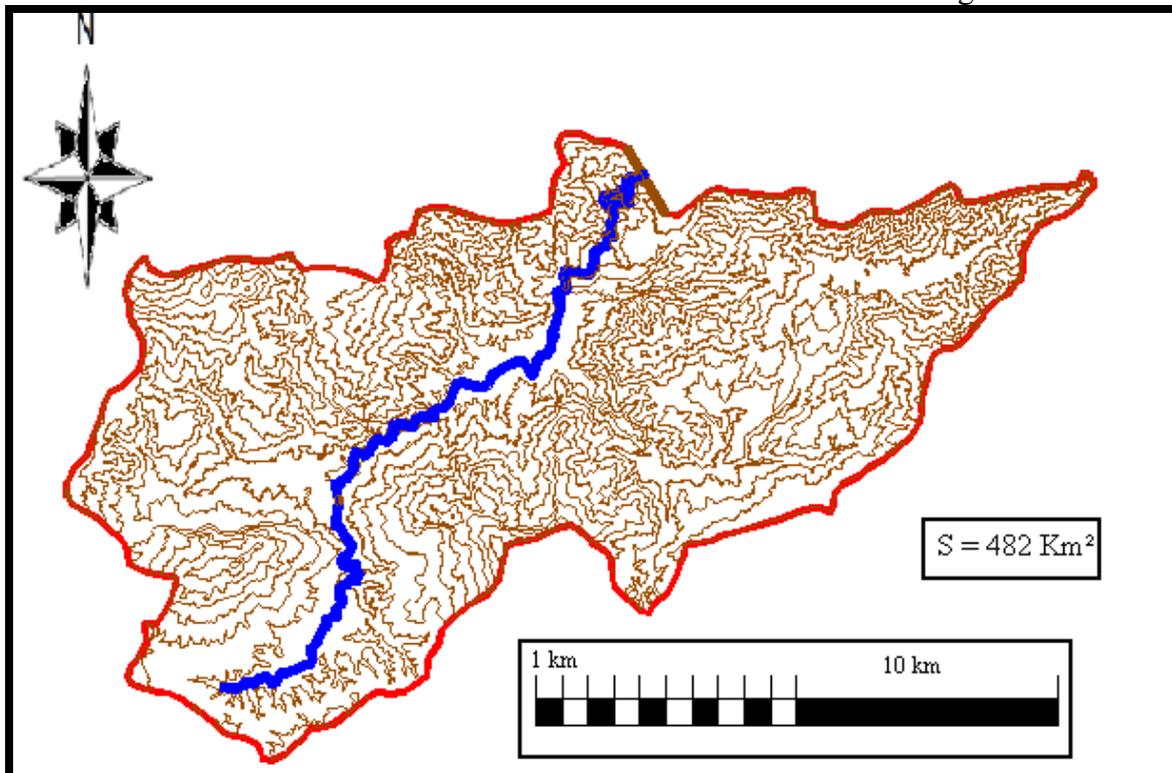


FIGURE N° III.01: LE BASSIN VERSANT D'OUED DAMOUS EN COURBE DE NIVEAU

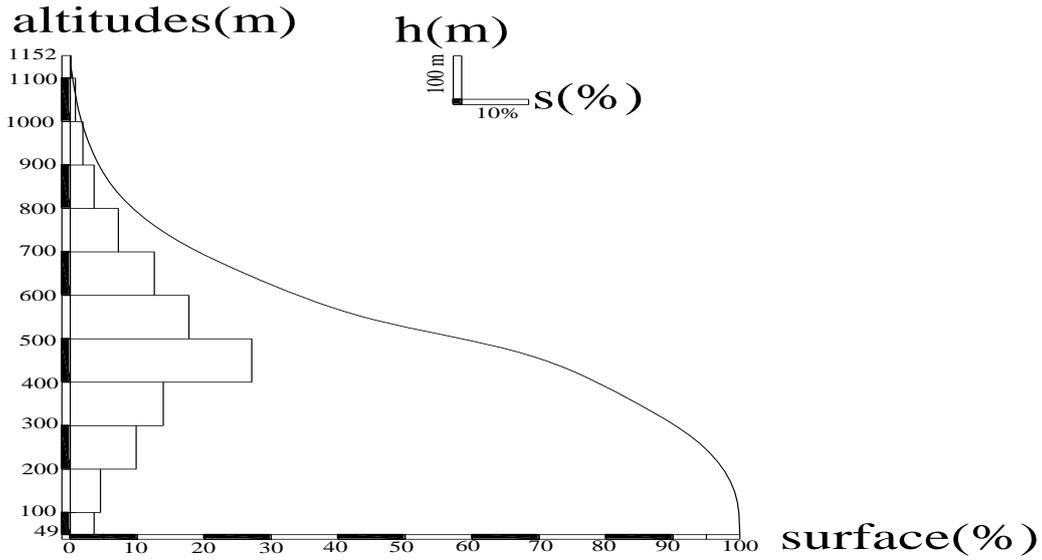


FIGURE N°III.02: REPARTITION ET COURBES HYSOMETRIQUE

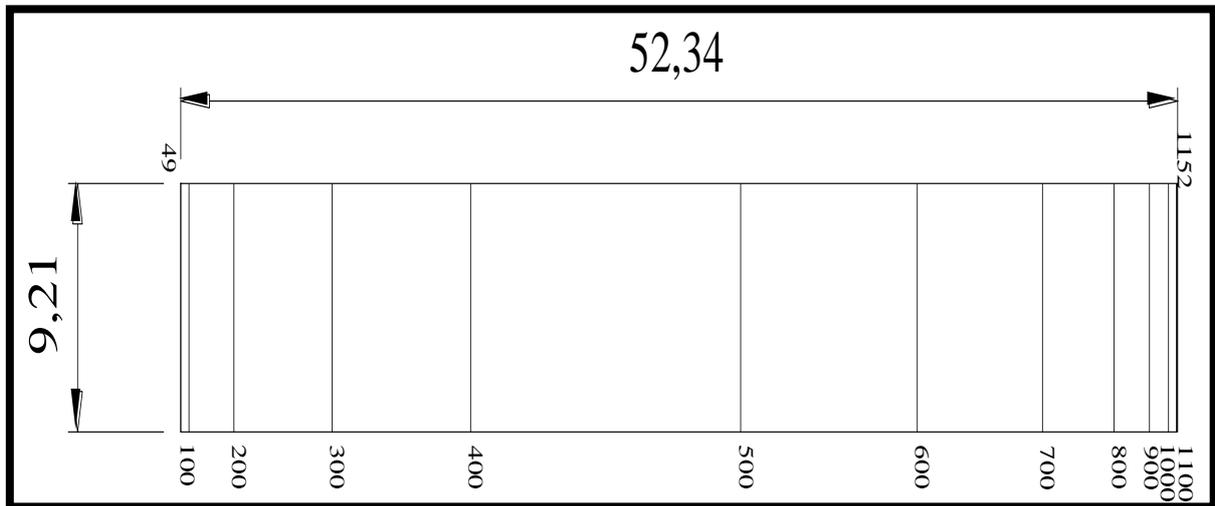


FIGURE N°III.03: RECTANGLE EQUIVALENT

III.2.4.2. Indice de pente globale:

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (III-06)$$

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

$$H_{5\%} = 831 \text{ m}$$

$$H_{95\%} = 196 \text{ m}$$

$$D = 635 \text{ m}$$

L: la longueur du rectangle équivalent

$$I_g = \frac{D}{L} = 635 / 52,34 = 12,13 \text{ m/km}$$

$$I_g = 1,21\%$$

III.2.4.3. Indice de pente moyenne I_{pm} :

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (III-07)$$

$$I_{pm} = 2,13 \%$$

III.2.4.4. Indice de pente ROCHE Ip :

Ip 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 Hi est Hi-1. il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (III-08)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

Ai : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi+1

Le calcul est représenté dans le tableau N°III.2 dans l'Annexe A

III.2.4.5. Dénivelée spécifique Ip = 1.3%

D'après la deuxième classification O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quelque soit sa

surface. Elle est donnée par la formule : $D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (III-09)$

TABLEAU N°III.03 : CLASSIFICATION O.R.S.T.O.M (TYPE DE RELIEF)

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

$D_s = 265,65 \text{ m}$

Dans notre cas le relief est fort.

III.2.4.6. Pente moyenne du bassin versant :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H (0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots (III-10)$$

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).

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau (II.4).

TABLEAU N° III.04 : EVALUATION DE LA PENTE MOYENNE

N°	courbe	ΔH	Longueur (km)
1	1100	100	3,059
2	1000		10,449
3	900		38,853
4	800		81,113
5	700		168,784
6	600		267,069
7	500		330,851
8	400		355,959
9	300		211,037
10	200		113,590

11	100	26,092
----	-----	--------

la pente moyenne de bassin est :

$$I_{moy} = 330,349 \text{ m/km}$$

III.2.5. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

III.2.5.1. Le réseau hydrographique (CLASSIFICATION DE SHUM) :

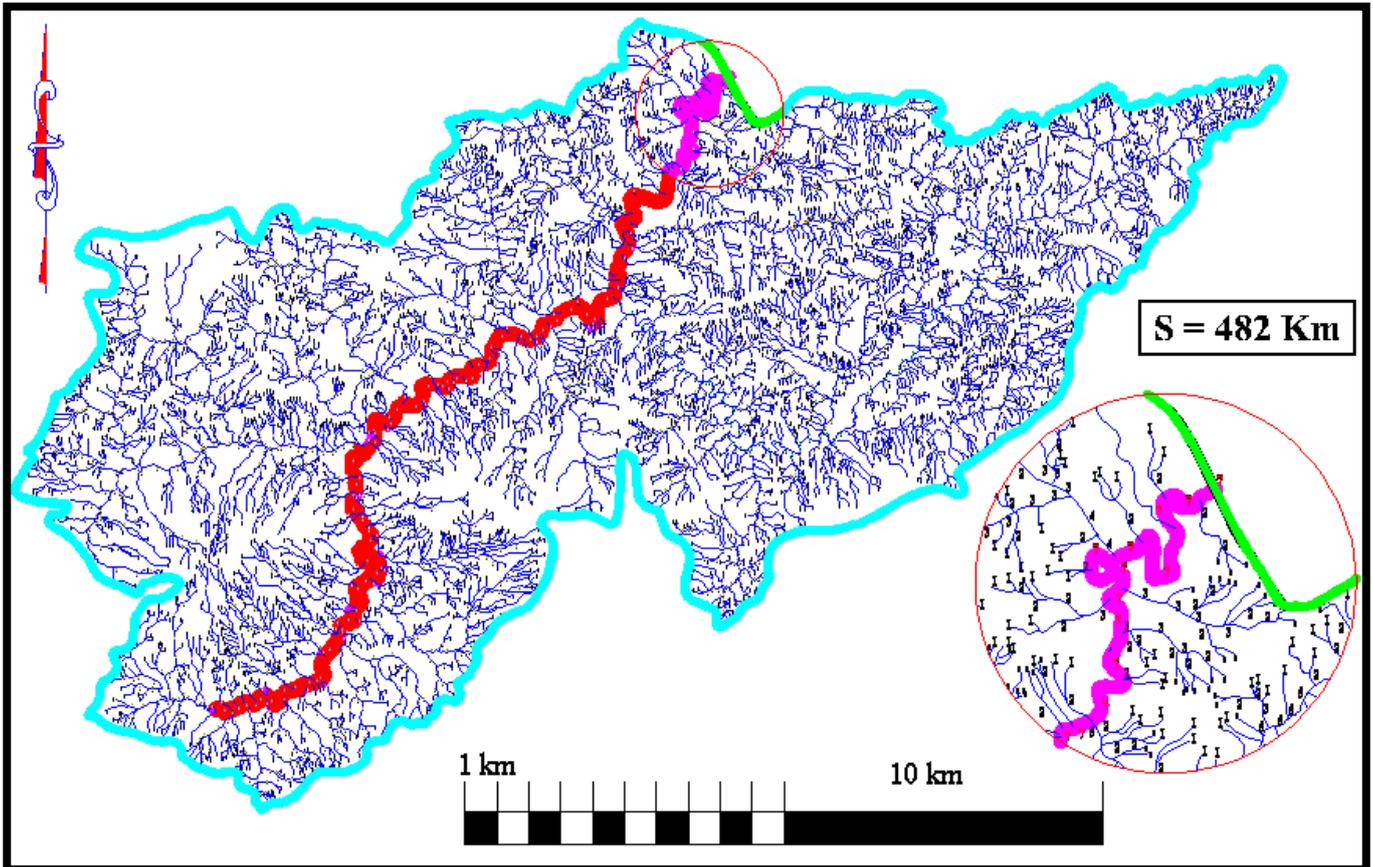


FIGURE N°III.04: RESEAU HYDROGRAPHIQUE

III.2.5.2. Pente moyenne du cours d'eau principale Ic:

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots(III.11)$$

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

ΔL : distance entre ces deux points (km).

$$I_c = 1.34$$

III.2.5.3. Densité de drainage :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots(III.12)$$

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

S : surface du bassin versant (Km²).

$$\sum_{i=1}^n L_i = 1050.76 \text{ Km.}$$

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

III.2.5.4.. Le coefficient de torrentialité Ct :

$$C_t = F_1 * D_d \dots\dots\dots(III.13)$$

$F_1 = N_1/S$
 D_d : la densité de drainage.
 N : Nombre des talwegs d'ordre 1. $N=6477$.
 S : Surface du bassin versant.
 F_1 : densité de talwegs élémentaires.

$$C_t = 29.3 \text{ Km}^{-3}$$

III.2.5.4. Détermination des altitudes :

- *L'altitude maximale et minimale :*

$$H_{moy} = 1.52 \text{ m NGA} \quad H_{min} = 49 \text{ m}$$

- *L'altitude moyenne :*

$$H_{moy} = \frac{S_i \times H_i}{S} \dots\dots\dots (III.14)$$

- H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m].
- S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²].
- H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m].
- S : superficie totale du bassin versant [km²].

Donc : $H_{moy} = \frac{237776.0048}{482} = 493.31 \text{ m NGA}$

$$H_{moy} = 493.31 \text{ m NGA}$$

- *Altitude médiane :*

$$H_{50\%} = 478 \text{ mNGA.}$$

III.2.5.5. Temps de concentration :

Il existe plusieurs formules .Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI** (1937) soit :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8 \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec :

- L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)
- S : La superficie du bassin versant (Km²)
- H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA)
- H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

$$T_c = 9 \text{ heures } 03 \text{ min}$$

III.2.5.6. Vitesse de ruissell

La vitesse de propagation moyenne: $V_r = \frac{L_p}{T} \dots\dots\dots (III.16)$

- L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)
- T_c : Temps de concentration (h).

$$V_r = 4,76 \text{ Km/h.}$$

III.2.5.7. Coefficient de sinuosité :

$$C_s = \frac{L_d}{L_p} \dots\dots\dots (III-17)$$

L_d : distance rectiligne mesuré à la règle de la source jusqu'à l'exutoire.=52,55 km.
 L_p : longueur du talweg principale.

$$C_s = 1,22$$

TABLEAU N°III.05: TABLEAU RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES HYDRO-MORPHOMETRIQUES DU BASSIN VERSANT

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	482
Périmètre		P	km	122
Longueur du thalweg principal		L _P	km	43
Indice de compacité		K _C	-	1,57
Coefficient d'allongement		Ca	-	3,84
Rectangle Equivalent	longueur	L _r	km	52,34
	largeur	l _r	Km	9,21
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1152
	moyenne	H _{moy}	m	493,2
	médiane	H _{50%}	m	478
	minimale	H _{min}	m	49
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	m/km	330,349
Indice de pente globale		I _g	%	1,21
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	2,13
Indice de pente de M Roche		I _p	%	1,3
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	2,18
Coefficient de torrentialité		C _t	-	29,30
Temps de concentration		T _c	h	9,03
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	4,76
Coefficient de sinuosité		C _s	-	1,22

III.2.6. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

Les caractéristiques climatologiques de la région du barrage sont estimées par les données disponibles des stations climatologiques avoisinantes. La localisation des stations considérées par rapport au bassin versant de l'oued Damous est montrée à la figure N°III.04.

III.2.6.1. La température :

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

TABLEAU N°III.06 : REPARTITION MENSUELLE DE LA TEMPERATURE

Station		Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Cherchell	Max (°C)	20,6	21	26,1	28,7	27,1	30,8	34,1	33,8	31,8	28,5	24,5	22,7
	Moy (°C)	12,6	13	15,55	17,65	18,7	22,4	25,55	25,9	23,55	19,8	17,05	13,75

	Min (°C)	4,6	5	5	6,6	10,3	14	17	18	15,3	11,1	9,6	4,8
Ténès	Max (°C)	19,5	21,6	25,4	28,3	30,9	31,8	37,8	36,9	34,1	31,4	26,7	21,6
	Mmoy (°C)	11,75	12,7	15,1	17,25	20,4	22,6	27,1	27,25	24,05	21	17,05	12,85
	Min (°C)	4	3,8	4,8	6,2	9,9	13,4	16,4	17,6	14	10,6	7,4	4,1
Site du barrage	Mmoy (°C)	12,2	12,9	15,3	17,5	19,6	22,5	26,3	26,6	23,8	20,4	17,1	13,3

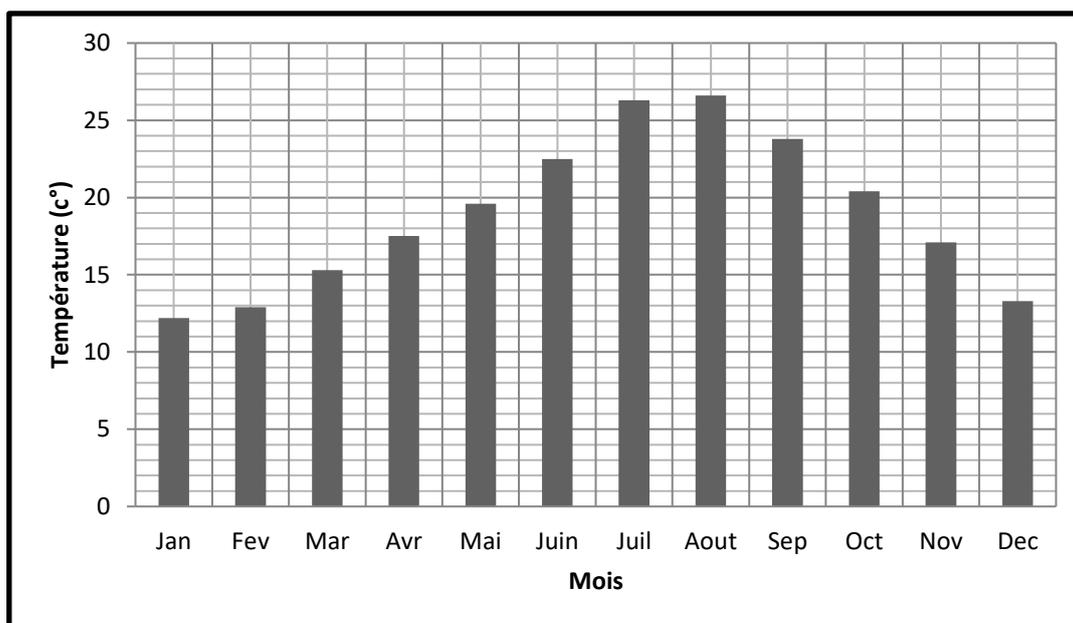


FIGURE N°III.05: REPARTITION MENSUELLE DE LA TEMPERATURE

III.2.6.2. Évaporation

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

TABLEAU N°III.07 : REPARTITION MENSUELLE DE L'EVAPORATION

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Ev(mm)	47.5	57.5	88.5	109	152	214	265.5	234	193	108	79.5	53.5

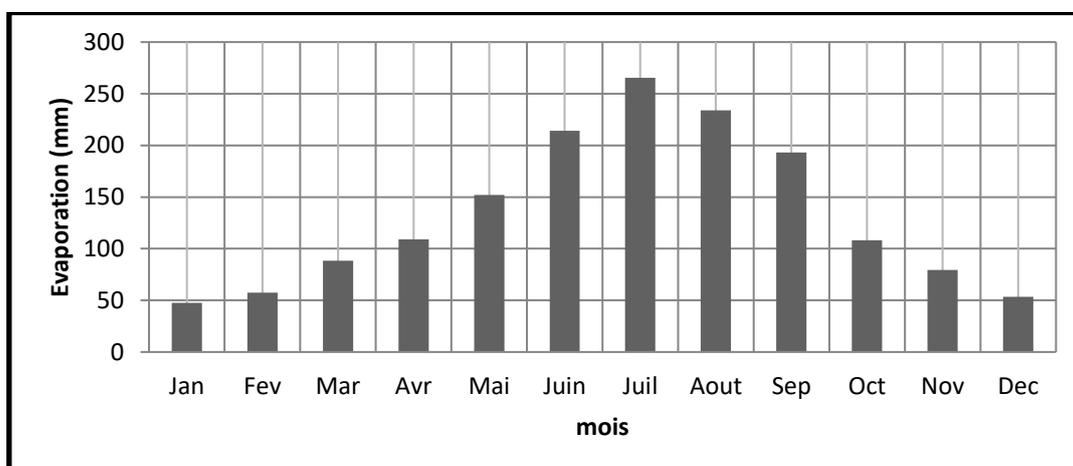


FIGURE N°III.06 : REPARTITION MENSUELLE DE L'EVAPORATION

III.2.6.3. Vitesse du vent :

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

III.2.6.4. La pluviométrie :

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

- **Stations et données disponibles:**

Aucun poste pluviométrique n'est situé à l'intérieur du bassin versant du site Oued Damous

La période d'observations et l'importance des données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude sont présentées ci-dessous.

TABLEAU N° III.08 : DONNEES DISPONIBLES DES STATIONS SITUEES A PROXIMITE DE LA ZONE D'ETUDE

Nom	Code	Années d'observations	Nombre d'années disponibles
Abou El Hassen	020201	1953-1996	27
Benaria	012205	1950-1991	15
Ténès	020205	1937-1995	45
Damous	020203	1968-2009	41
Beni Haoua	020202	1932-1977	31

- **Pluie moyenne annuelle :**

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le Tableau suivant.

TABLEAU N°III.09 : REPARTITION MENSUELLE MOYENNE INTERANNUELLE DES PRECIPITATIONS

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
P(mm)	27,96	60,61	80,99	85,51	72,56	63,58	57,39	50,23	35,97	6,74	1,43	3,6	546,6
P (%)	5,115	11,09	14,82	15,65	13,28	11,63	10,50	9,19	6,581	1,23	0,26	0,66	100

Source : A.N.R.H.

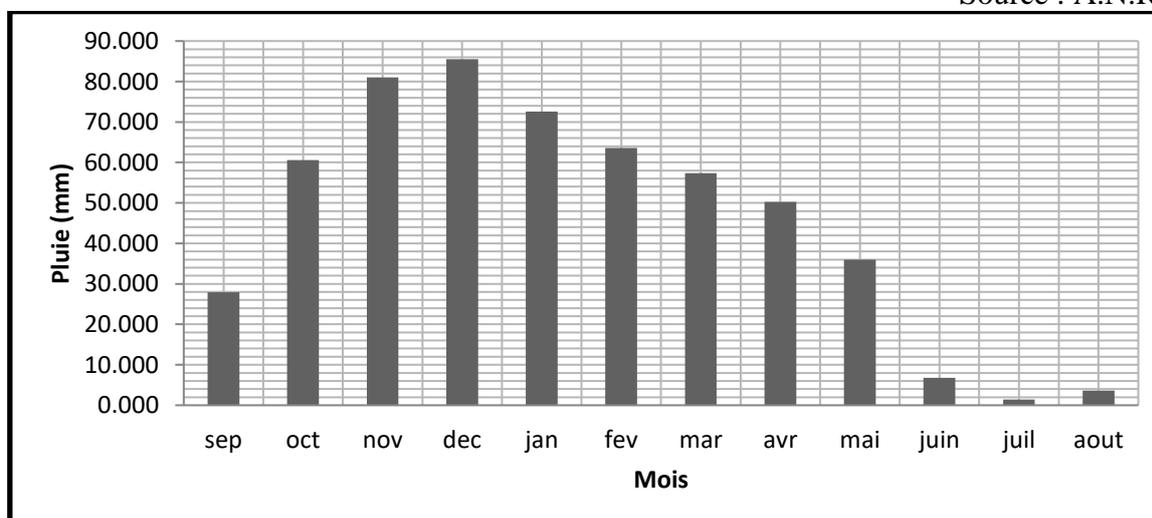


FIGURE N°III.07 : REPARTITION MENSUELLE DE LA PRECIPITATION

Les caractéristiques des pluies de courte durée qui sont nécessaires pour l'estimation des caractéristiques pluviométriques pour différentes durées et différentes fréquences sont tirées de l'étude généralisée des données de L'ANRH.

TABLEAU N°III.10 : CARACTERISTIQUES PLUVIOGRAPHIQUES DE LA REGION. (ANRH, 41 ANNEES)

Pluie moyenne Annuelle (mm)	Pluie moyenne max. journalière (mm)	Exposant climatique (b)
546.6	142.7	0.39

III.2. LES PRECIPITATIONS MAXIMALES JOURNALIERES :

D'après la série pluviométrique (Tableau N°01 dans l'annexe A) on obtient les caractéristiques qui sont représentées dans le tableau N°III.11:

TABLEAU N°III.11 : CARACTERISTIQUES DE LA SERIE AVEC N=41ANS

Caractéristiques	Valeurs
La somme des P _{mj} en (mm)	2367,01
La moyenne de P _{mj} en (mm)	56,36
L'ecartype $\bar{\sigma}_x$	26,22
Le coefficient de variation	0,47

III.2.1. Choix de la loi d'ajustement.

Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- la loi de GAUSS ou loi Normal.
- la loi de GALTON (log-normal2).
- la loi de GUMBEL.

III.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS (loi Normal) :

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots \dots \dots (III-18)$$

(Fréquence au non dépassement)

U est la variable réduite de Gauss. Elle est donnée par :

$$U = \frac{x-\bar{x}}{\sigma} \dots \dots \dots (III-19)$$

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

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

Normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 41

Paramètres

Moy = 55.9762

Quantiles

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

$\sigma = 26.1995$

$T = 1 / (1-q)$

TABLEAU N° III.12 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GAUSS

période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecar type	intervalle de confiance
10000	0.9999	153	11.5	131 - 176
2000	0.9995	142	10.3	122 - 162
1000	0.9990	137	9.81	118 - 156
200	0.9950	123	8.48	107 - 140
100	0.9900	117	7.85	102 - 132
50	0.9800	110	7.19	95.7 - 124
20	0.9500	99.1	6.25	86.8 - 111
10	0.9000	89.6	5.49	78.8 - 100
5	0.8000	78.0	4.72	68.8 - 87.3

Test d'adéquation

Hypothèses

H₀ : L'échantillon provient d'une loi Normale

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

Résultats

p-value SW = 0.87

Degrés de liberté : p = 0.9420

Nous pouvons accepter H₀ au niveau de signification de 5 %

Résultats

Valeur de la statistique T = 1.22

p-value p < 0.999

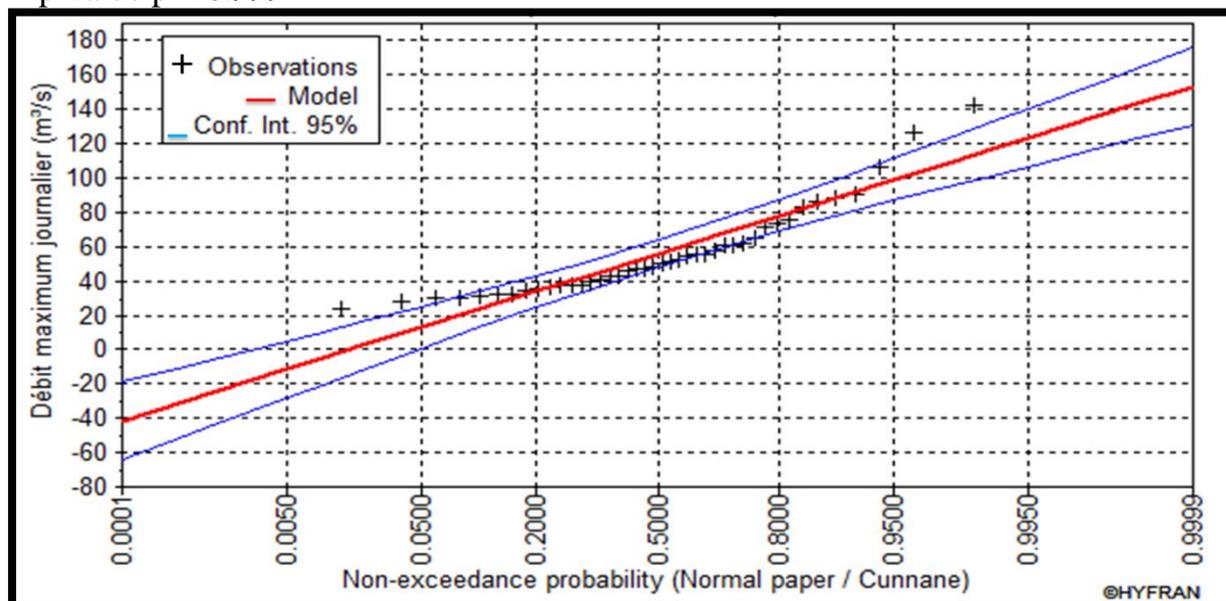


FIGURE N° III.09 : AJUSTEMENT A LA LOI NORMALE

Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Station Damous : code / (020203)

Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

TABLEAU N°III.13 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI NORMALE

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	00	24
Maximum	Aucun	142
Moyenne	55.8	56
Ecar type	24.4	26.2
Médiane	51.1	49
Coefficient de variation (Cv)	0.437	0.468
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.40	1.50
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.65	4.74

III.2.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

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

$$F(X) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (III-20)$$

$$y = a(x-x_0) \dots\dots\dots (III-21)$$

- 1/a : la pente de la droite de GUMEL.
- Y : variable réduite de GUMBEL.
- x : précipitation maximale journalière (mm).
- x0 : ordonnée à l'origine en (mm)

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.

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots (III-22)$$

- m : rang de précipitation
- n : nombre d'observations(41)

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = - \ln (- \ln (F(x))) \dots\dots\dots (III-23)$$

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x0 »
- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.

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

$$x = (1/a)y + x_0 \dots\dots\dots (III-24)$$

(1 / a) : la pente de la droite de GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant : Gumbel (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 41

Paramètres

U = 44.185
 $\alpha = 20.4277$

Quantiles

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

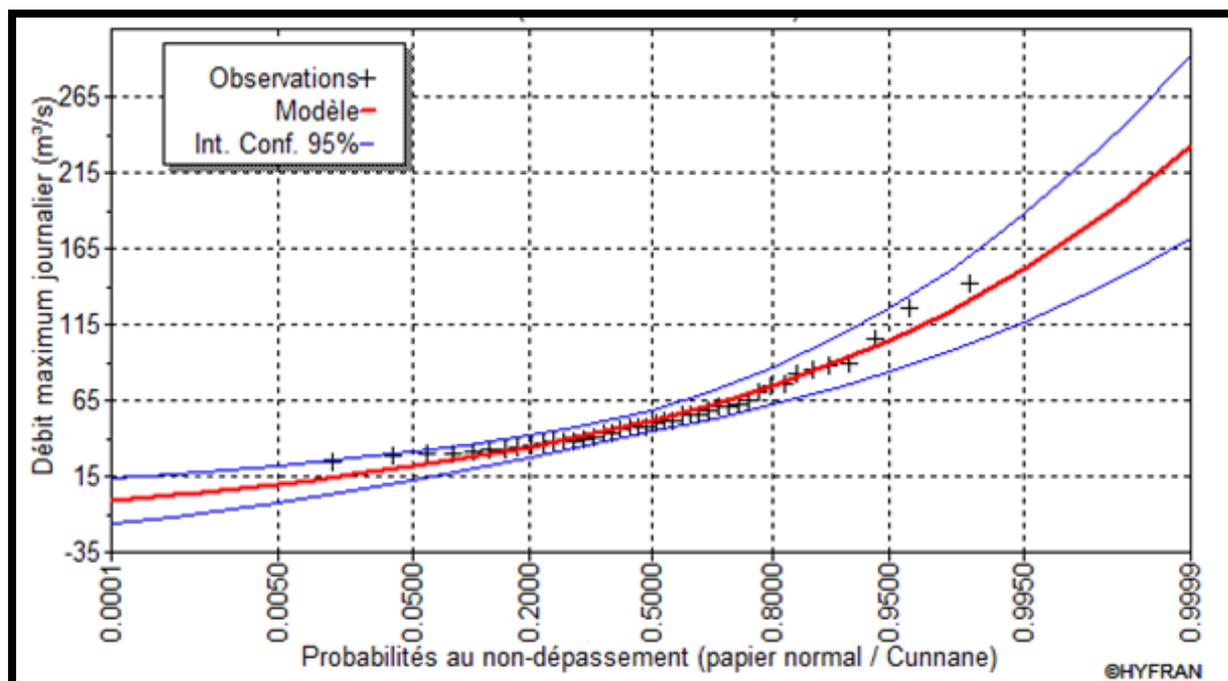


FIGURE N° III.09 : AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL

TABLEAU N° III.14 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL

période de retour	probabilité	XT	ecar type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	232	30.9	172 - 293
2000	0.9995	199	25.6	149 - 250
1000	0.9990	185	23.4	139 - 231
200	0.9950	152	18.1	117 - 188
100	0.9900	138	15.9	107 - 169
50	0.9800	124	13.6	97.2 - 151
20	0.9500	105	10.7	84.0 - 126
10	0.9000	90.2	8.44	73.6 - 107
5	0.8000	74.8	6.25	62.6 - 87.1

TABLEAU N° III.15 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	24
Maximum	Aucun	142
Moyenne	56	56
Ecar type	26.2	26.2
Médiane	51.7	49
Coefficient de variation (Cv)	0.468	0.468
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.50
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	4.74

III.2.4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier lognormale, comme le montre la figure (III- 10)

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (III-25)$$

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

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

$$\text{Log X (P\%)} = \overline{\log x} + \sigma \cdot \log u \text{ (p\%)} \dots\dots\dots (III-26)$$

$$\text{Log X} = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\log x_i}}{N} \dots\dots\dots (III-27)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau (III.14) :

Nombre d'observations : 41

Paramètres

Quantiles

Mu =3.93449

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

σ = 0.418339

T = 1/ (1-q)

Log normale (Maximum de vraisemblance)

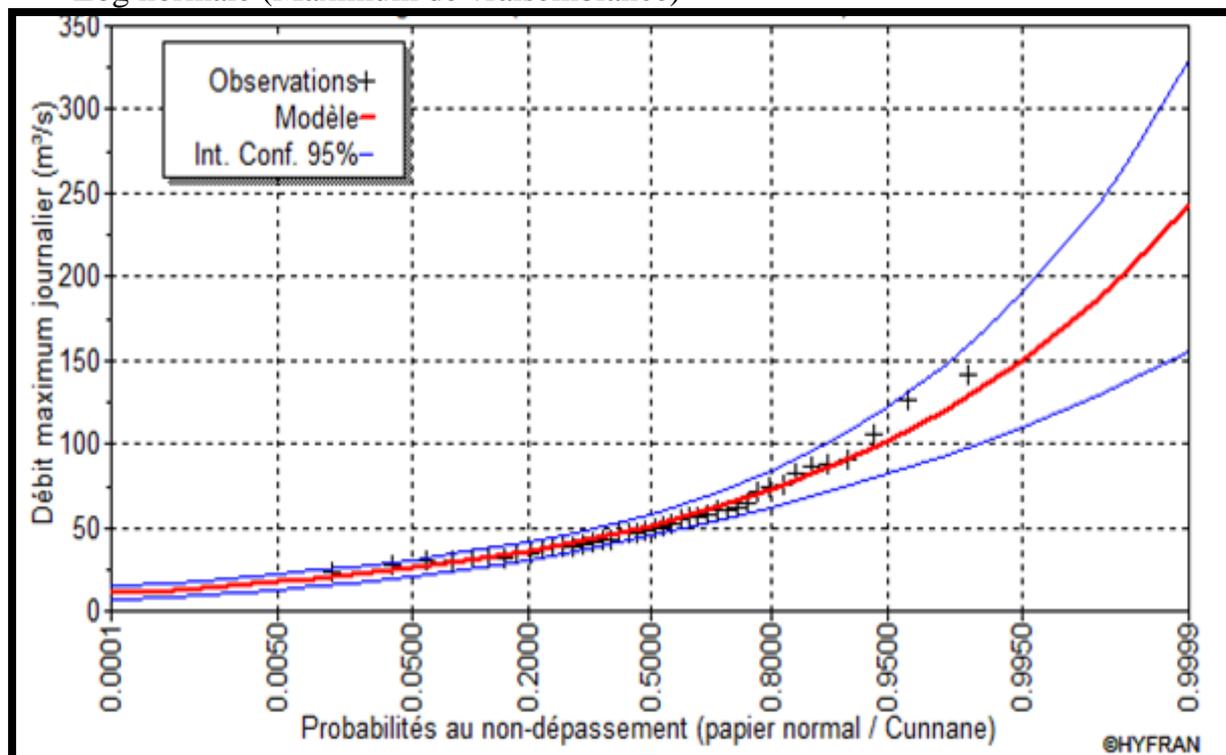


FIGURE N° III.10 : AJUSTEMENT A LA LOI LOG-NORMALE

TABLEAU N°III.16 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI LOG-NORMALE

période de retour	probabilité	XT	ecar type	intervalle de confiance
10000	0.9999	242	44.5	155 - 330
2000	0.9995	203	33.5	137 - 268

1000	0.9990	186	29.2	129 - 244
200	0.9950	150	20.3	110 - 190
100	0.9900	135	17.0	102 - 169
50	0.9800	121	13.9	93.6 - 148
20	0.9500	102	10.1	81.9 - 122
10	0.9000	87.4	7.66	72.4 - 102
5	0.8000	72.7	5.48	62.0 - 83.5

Station de Damous: code / (020203)

Test d'adéquation

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Hypothèses

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

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

Résultats : d'après le test de khi carré en a les résultats suivant :

p- value SW = 0.97

Degrés de liberté : p = 0.9420

Nous pouvons accepter H₀ au niveau de signification de 5%

TABLEAU N°III.17 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI LOG-NORMALE

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	24
Maximum	Aucun	142
Moyenne	55.8	56
Ecart type	24.4	26.2
Médiane	51.1	49
Coefficient de variation (Cv)	0.437	0.468
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.40	1.50
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.65	4.74

Conclusion :

D'après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières suit la loi Log-Normale parce que tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance.

III.2.5. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$P_{\max t,p\%} = P_{\max j,p(x)} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (III-28)$$

P_(t) : Pluie d'une durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

P_j : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : Durée de la pluie (heures).

b : Exposant climatique (donnée)

Cet exposant dépend de la position géographique, déterminé à partir de la carte des iso-lignes de l'exposant climatique établi par K.Body en Mai 1981.

On prend pour notre site : b = 0.39

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

$$I = \frac{P_t}{t} \dots\dots\dots (III-29)$$

La pluie et l'intensité de pluie d'un pas de temps voulu pour une fréquence voulue sont données dans le tableau N°III.18 (annexe A).

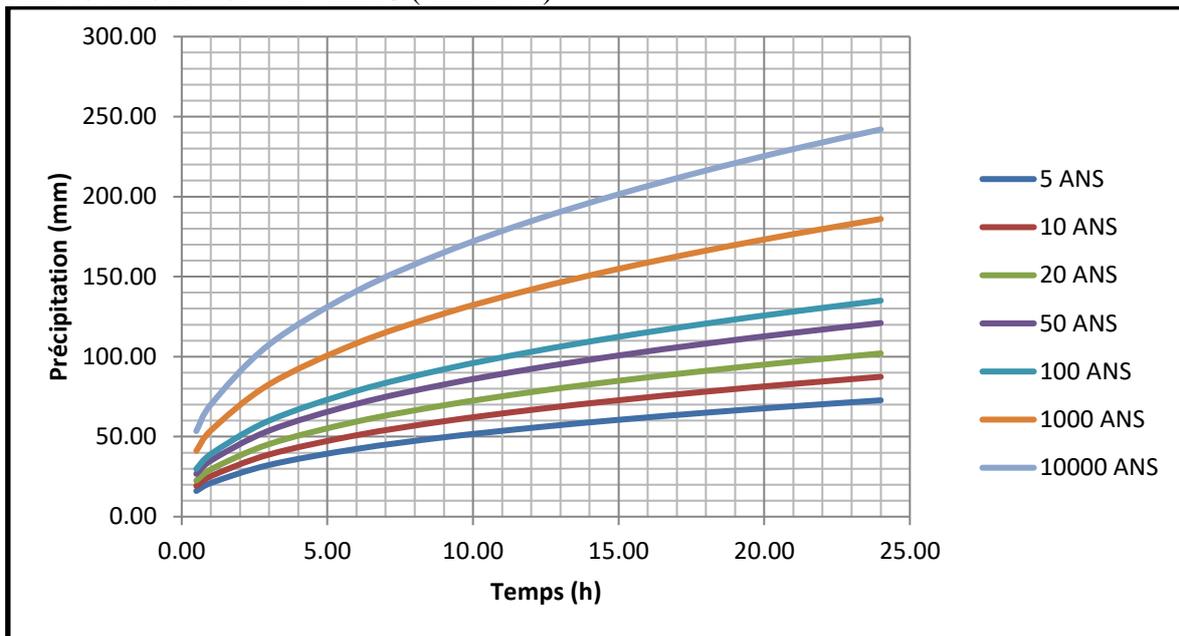


FIGURE N°III.11 : PLUIE DE COURTE DUREE

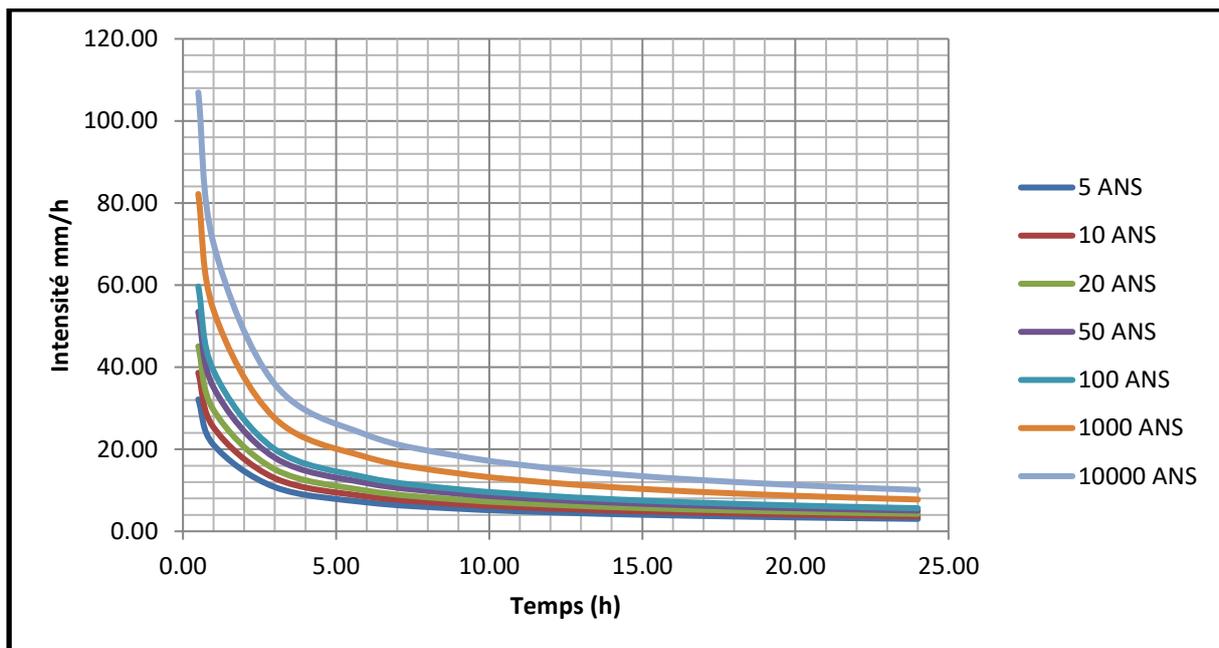


FIGURE N°III.12 : INTENSITE

III.3. Etudes des apports :

III.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A₀) :

Pour l'évolution des apports, nous signalons que nous ne disposons d'aucune station de mesure au niveau du site à étudier.

D'autre part, vu la faible étendue du bassin, le recours à l'analogie ne peut être envisagé ; nous avons donc utilisé les formules empiriques les plus employées en Algérie (B.Touaibia, 2001) et qui donnent d'assez bons résultats dans le cas des petits bassins versants semblables au notre :

- *Formule de l'A.N.R.H :*

$$A_0 = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III-30)$$

➤ *Formule de DERIE II:*

$$A_0 = 0.513 \cdot P^{2.683} \cdot Dd \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III-31)$$

➤ *Formule de MEDINGUER:*

$$Le = 1.024 (P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III-32)$$

➤ *Relation de l'A.N.B./C.R.S.T.A.:*

$$A_0 = 0,1042 (P_{moy}) + 0,0235 (S) - 16,93 \dots\dots\dots (III-33)$$

➤ *Formule de COUTAGNE :*

$$D = P^2 - \lambda P^2 \dots\dots\dots (III-34)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau III.19

TABLEAU N°III.19: RECAPITULATIF DES RESULTATS

FORMULES	A ₀ (hm ³)	Le (mm)
A.N.R.H	32.84	68.132
COUTAGNE	161,15	334.35
MEDINGUER	40.54	84.11
A.N.B./C.R.S.T.A	51.35	106.54
DERIE II	40.14	83.27

Conclusion :

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisit celle qui est la plus commode et la plus proche donc on adopte pour A₀=51.35hm³ donnée par la formule de l'A.N.B./C.R.S.T.A.

III.3.2. Caractéristiques de l'écoulement :

➤ *Module de l'écoulement :*

$$Me = A_0 / T \dots\dots\dots (III-35)$$

A₀ : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes T = 3,1536.10⁷ s

$Me = 1628.29 \text{ l/s}$

➤ *Module de l'écoulement relatif :*

$$M_0 = Me / S_{bv} \dots\dots\dots (III-36)$$

Me: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

$M_0 = 3.378 \text{ l/c/}$

➤ *Lame d'eau écoulée :*

$$L e = A_0/S_{BV} \dots\dots\dots (III-37)$$

$$Le = 106.53 \text{ mm}$$

➤ **Coefficient de l'écoulement:**

$$C_e = Le / P_{moy} \dots\dots\dots (III-38)$$

$$C_e = 0,195$$

➤ **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:

$$C_v = 0.78 - 0.291 \text{Log}(M_0) - 0.063 \text{Log}(S + 1) \dots\dots\dots (III-39)$$

Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ:

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} \dots\dots\dots (III-40)$$

Formule de L'ANTONOV :

$$C_v = \frac{0.78}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (III-41)$$

Formule de Padoun:

$$C_v = K \cdot \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \dots\dots\dots (III-42)$$

TABLEAU III.20: RECAPITULATIF DES C_v

Formules	C_v
PADOUN	0.49
SOKOLOVSKY	0,46
OUGIPROVODKHOZ	0.60
ANTONOV	0.38
Moyenne	048

On prend la valeur de $C_v = 0.49$ obtenue par la formule de Skolovsky.

III.4. Irrégularité des apports :

III.4.1. Estimation fréquentielle des apports :

Les apports annuels s'ajustent bien à la loi de distribution PEARSON III dont l'équation est :

$$A_{(p\%)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v+1))^{1/2}} \dots\dots\dots (III-43)$$

$A_{P\%}$: Apport de fréquence donnée.

A: Apport moyen annuel (Hm^3).

C_v : Coefficient de variation.

C_s : Coefficient d'asymétrie.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III.21

TABLEAU N°III.21: LES APPORTS FREQUENTIELS

Période de retour	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence(p%)	80	10	5	2	1	0.1

Variable réduite de Gausse	-0.83	1.33	1.94	2.82	3.27	5.09
Apport (Mm ³)	32,644	80,203	103,38	149,1	179,81	383,49

III.4.2. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations, on a donc : $A_{80\%} = 32.64 \text{ Mm}^3$

TABLEAU N° III.22: REPARTITION MENSUELLE DES APPORTS

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUI	AOU
Pluies men(mm)	27,96	60,61	80,99	85,51	72,56	63,58	57,39	50,23	35,97	6,74	1,43	3,6
Pluies men(%)	5,115	11,09	14,82	15,65	13,28	11,63	10,50	9,19	6,581	1,23	0,26	0,66
Apport men(hm)	1,67	3,62	4,84	5,11	4,33	3,80	3,43	3	2,15	0,40	0,08	0,21
Apport men(%)	5,115	11,09	14,82	15,65	13,28	11,63	10,50	9,19	6,581	1,23	0,26	0,66

III.5. Etude des crues:

III.5.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue:

➤ **Formule de MALLET-GAUTHIER :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\max \%} = 2k \text{Log}(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \text{Log}T - \text{Log}S} \dots\dots\dots \text{(III-44)}$$

Avec :

- S: superficie du bassin versant (Km²).
- L_p: longueur du talweg principal (Km).
- A: coefficient régional pris égal à 20.
- K: constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal a 2.
- P: précipitation moyenne annuelle (m).
- T: période de retour en années.

Le tableau II.23 nous donne tous les résultats de calcul.

TABLEAU N°III.23: DEBIT MAXIMUM DE CRUE POUR DIFFERENTS PERIODES DE RETOUR (FORMULE DE MALLET-GAUTHIER)

Période de retour	10	20	50	100	1000
Q_{\max} (m ³ / s)	482.19	594.29	716.03	795.84	1017

➤ **Formule de SOKOLOVSKY :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28(P_{tc} + H_0) \alpha F S}{T_m} \dots\dots\dots \text{(III-45)}$$

- P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps t_c, en mm.
- T_m = T_c: temps de concentration. T_m = 9,03h.
- F : Coefficient de forme de la crue : $F = 12 / (4 + 3 \cdot \gamma)$.
- H₀ : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H₀ = 14 mm
- Pour $50 \text{ Km}^2 < S$

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$

Pour un bassin boisé $3 \leq \gamma \leq 4$; On prend : $\gamma = 2,5$. D'où : $F = 1,043$

S : Superficie du bassin (Km²).

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

$$\alpha p\% = \frac{\sqrt{P_{tc}\%} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc}\%} + \sqrt{H_0}}$$

TABLEAU N°III.24 : DEBIT MAXIMUM DE CRUE POUR DIFFERENTS PERIODES DE RETOUR (FORMULE DE SOKOLOVSKY)

Fréquence (%)	10	20	50	100	1000
P_{ct}(mm)	59.67	69.67	82.65	92.21	127.04
α_p %	0,347	0,381	0,417	0,439	0,502
Q_{max p%}(m³/s)	389.905	496.865	628.042	727.163	1102.656

➤ **Formule de POSSENTI:**

$$Q_{max,p\%} = \frac{\mu \times P_{max j\%} \times S}{L_p} \dots \dots \dots (III-46)$$

P_{max p%} : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 750$.

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km).

On obtient les résultats ci-après le tableau suivant:

TABLEAU N° III.25: DEBIT MAXIMUM DE CRUE (FORMULE DE POSSENT)

Période de retour	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1
P_{max j%} (mm)	87.4	102	121	135	186
Q_{max p%}(m³/s)	734.770	857.512	1017.245	1134.942	1563.698

➤ **Formule de TURRAZA:**

$$Q_{max \%} = \frac{C.S.I_{tc}}{3.6} \dots \dots \dots (III-47)$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

I_{tc} : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

On obtient les résultats ci-après le tableau suivant:

TABLEAU N° III.26: DEBIT MAXIMUM DE CRUE (FORMULE DE TURRAZA)

Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1
Coefficient de ruissellement	0.55	0.57	0.59	0.71	0.81
I_{tc}	6.61	7.72	9.15	10.21	14.07
Q_{max} (m³/s)	486.753	589.165	722.799	970.574	1525.892

TABLEAU N°III.27 : LES RESULTATS DE CALCUL DU DEBIT MAXIMUM DE LA CRUE

Période de retour	10	20	50	100	1000
Possenti	734.770	857.512	1017.245	1134.942	1563.698

Sokolovsky	389.905	496.865	628.042	727.163	1102.656
Mallet-Gautier	482.19	594.29	716.03	795.84	1017
turazza	486.753	589.165	722.799	970.574	1525.892
Moyenne	523.405	634.458	771.029	907.130	1302.312

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de **Turazza**: car elle est la plus proche de la moyenne.

III.5.2. Hydrogramme de crue :

- *Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :*

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

- *Pour le temps de la montée:*

$$Q_t = Q_{\max} \% \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (III-48)$$

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

Q_t: débit instantané au moment (t).

t_m = t_c=9.03h : temps de montée.

- *Pour la décrue:*

$$Q_t = Q_{\max} \% \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (III-49)$$

Td = δ Tm (Sokolovski)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, il est pris en général compris entre (2 — 4), celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin, on prend δ= 2.

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (10; 50; 100; 1000) dans, sont donnés dans le tableau III.26

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

On a donc:

$$\begin{cases} t_m = t_c = 9,03 \text{ h} \\ t_d = 2 t_m = 18,06 \text{ h} \\ t_b = t_m + t_d = 27,09 \text{ h} \end{cases}$$

le calcul de l'hydrogramme de crues pour les différentes période de retour est représenté dans le tableau III.28 dans l'annexe A

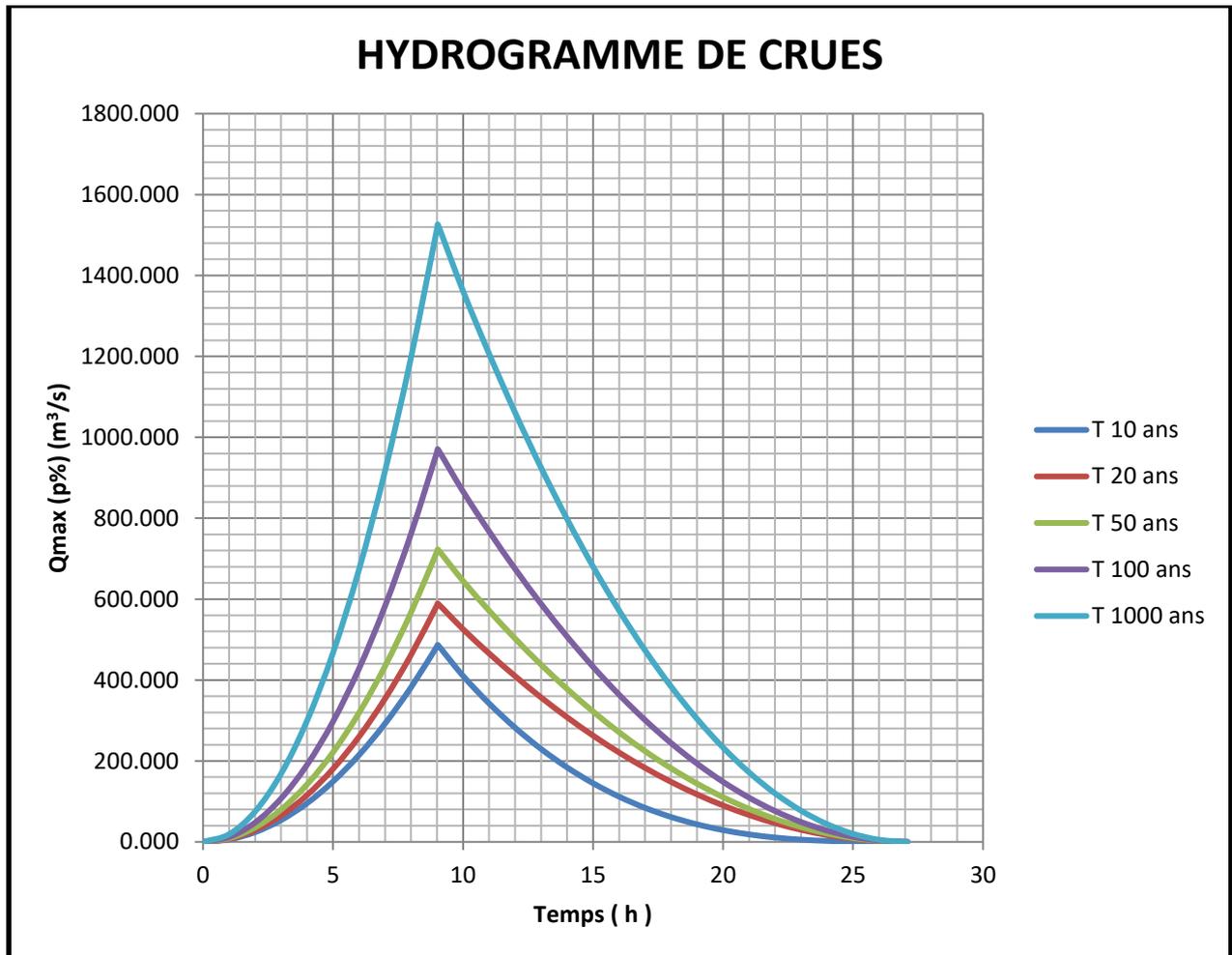


FIGURE N° III.13 : HYDROGRAMME DE CRUES

III.5.3. Estimation de la crue de projet:

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

- Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).
- Centre technique du génie rural, des eaux et des forêts (C.T.G.R.E.F.)

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

- Méthode du GRADEX (gradient des valeurs extrêmes).
- Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

TABLEAU N° III.29 : CATEGORIES DES DOMMAGES RESULTANT DES CRUES

<i>Dommmages élevés</i>	<i>Dommmages importants</i>	<i>Dommmages faibles</i>
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommmages	Pertes économiques appréciables. Dommmages à	Pertes économiques minimales.

des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui même et à d'autres réservoirs à l'aval).	des édifices publics importants, au barrage lui même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

TABLEAU N°III.30: CRUES DE PROJET RECOMMANDE

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

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

Donc la crue du projet recommandée selon le comité Australien des grands barrages est de 1000 ans et on fait une revanche suffisante pour assurer l'évacuation pour le débit de crues à une période de retour 10000ans.

$$Q_{crue} = 1525.892m^3/s$$

III.5.4. Apport solide et Estimation

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

III.5.5. Formules empiriques :

TABLEAU N°III.31: RECAPITULATIF DES RESULTATS DE CALCULE DE L'APPORT SOLIDE

Formule		Apport solide (t/an)
Tixeront	$E_s = \alpha . L_e^{0.15}$	849524.45
Sogreah	$E_s = \alpha . P^{0.15}$	1085689.244

Les valeurs finalement adoptées sont celle obtenue par la formule de Tixeront.

III.5.6. Calcul du volume mort :

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

TABLEAU N°III. 32: RECAPITULATIF DES RESULTATS DE CALCULE DE VOLUME MORT

Formule	Volume mort (Mm ³)
---------	--------------------------------

Tixeront	$(1.05-1.10) (Q_s \cdot T) / \delta_s$	29,73
<i>Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple)</i>	$\frac{T_s * T * S}{\delta_s}$	28.32

On prend la valeur du volume mort égale à 30 Mm³.

III.6.Régularisation :

Le but de la régularisation est de déterminer la capacité optimum de la retenue de barrage qui permet de rendre réguliers les débits de l'oued Damous afin de satisfaire les besoins en eau d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Il existe deux types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour notre étude, ces deux types seront étudiés.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- ✓ La répartition mensuelle de l'apport (A 80% Hm³).
- ✓ La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporations.
- ✓ Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.6.1.Répartition mensuelle de l'apport A80% (Hm³) :

L'apport A80% est déjà calculé et nous avons la répartition mensuelle des précipitations donc avec la règle de trois nous pouvons calculer l'apport mensuel à (80%).

La répartition mensuelle de l'apport A80% est donnée dans le tableau .III.33 :

TABLEAU N°III.33 : LA REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT A80%

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUI	AOU
A80% (hm)	1,67	3.62	4.84	5.11	4.33	3.80	3.43	3	2,15	0.40	0.08	0.21

III.6.2.Courbes « Hauteurs -Capacités -Surface » :

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \dots\dots\dots (III-50)$$

TABLEAU N°III.34 : COURBES TOPOGRAPHIQUES ET VOLUMETRIQUES

Cote (m)	H (m)	S (Km ²)				V (hm ³)	Hm (m)
			S _{moy} (km ²)	Δh (m)	Δv (hm ³)		
45	0	0.000				0.000	0.000
			0.012	5	0.077		
50	5	0.023				0.077	3.348
			0.095	5	0.473		
55	10	0.166				0.550	3.310
			0.223	5	1.115		
60	15	0.28				1.665	5.945
			0.330	5	1.65		
65	20	0.38				3.315	8.722

			0.545	5	2.723		
70	25	0.709				6.037	8.515
			0.843	5	4.213		
75	30	0.979				10.250	10.502
			1.152	5	5.760		
80	35	1.328				16.010	12.055
			1.614	5	8.068		
85	40	1.899				24.077	12.679
			2.292	5	11.458		
90	45	2.684				35.535	13.239
			2.942	5	14.710		
95	50	3.2				50.245	15.701
			3.564	5	17.820		
100	55	3.928				68.065	17.928
			4.424	5	22.118		
105	60	4.919				90.182	18.333
			5.409	5	27.043		
110	65	5.898				117.225	19.875
			6.400	5	31.998		
115	70	6.801				149.222	21.623
			7.294	5	36.468		
120	75	7.686				185.690	24.159
			8.275	5	41.375		
125	80	8.864				227.065	25.616

La courbe capacité – surface – hauteur est représentée dans la figure III.14 dans l'annexe A

III.6.2. Répartition mensuelle des besoins en eau :

TABLEAU N°III.35: REPARTITION MENSUELLE DES BESOINS EN EAU D'IRRIGATION

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	aou	SOMME
IRRIGATION	4,3	1,1	0	0	0	0	1,3	1,75	2,5	4	4,2	4,2	23,35

III.6.3. Le volume utile :

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

Procédé de calcul:

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

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

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.6.3.1.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau du tableau (III.34) on a :

$$V_s = 23,98 \text{ Mm}^3 \quad V_d = 14,69 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d$$

D'ou : $V_u = V_d$

$V_u = 14.69 \text{ Mm}^3$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots(III.51)$$

$V_{NNR} = 44.69$

La régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes est représentée dans le tableau III.36 dans l'annexe A

III.6.3.2.Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes:

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

On a :

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots$$

(III.52).

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}).

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \left[\frac{V_{rf} + V_{rf+1}}{2} \right]$$

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

B) Pertes par infiltration :

$$V_{inf} = (\delta * V_{moy}) / 100 \dots\dots\dots(III.53).$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

On prend δ=0,75

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau III.37 suivant :

TABLEAU N° III.37 : LES VOLUMES DES PERTES DANS LA RETENUE

MOIS	V _{moy} (Mm ³)	S _{MOY} (Km ²)	EVA (m)	PERTES EVA (m ³)	PERTES EVA (Mm ³)	PERTES INF (Mm ³)	PERTES (Mm ³)
OCT	31,26	2,40	108,00	25920,00	0,03	0,23	0,26
NOV	34,84	2,62	79,50	20829,00	0,02	0,26	0,28

DEC	39,92	2,83	53,50	15140,50	0,02	0,30	0,31
JAN	44,64	2,98	47,50	14155,00	0,01	0,33	0,35
FEV	47,65	3,09	57,50	17767,50	0,02	0,36	0,38
MAR	47,66	3,10	88,50	27435,00	0,03	0,36	0,38
AVR	46,38	3,03	109,00	33027,00	0,03	0,35	0,38
MAI	45,14	3,00	152,00	45600,00	0,05	0,34	0,38
JUIN	42,54	2,91	214,00	62274,00	0,06	0,32	0,38
JUI	38,68	2,89	265,50	76729,50	0,08	0,29	0,37
AOU	34,63	2,61	234,00	61074,00	0,06	0,26	0,32
SEP	31,32	2,40	193,00	46320,00	0,05	0,23	0,28

La régularisation saisonnière en tenant compte les pertes est représentée dans le tableau III.38 dans l'annexe A

C) ESTIMATION DE L'ERREUR :

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

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 vérifié on doit faire des itérations.

D'après le tableau IV.35 on a :

$$V_s = 21,63 \text{ Mm}^3. \text{ Et } V_d = 16,42 \text{ Mm}^3.$$

On remarque que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc : $V_u = V_d = 16,42 \text{ Mm}^3$.

Donc : $\varepsilon = (16.42 - 14.69) / 16.42 = 0.105 * 100 = 10.5\%$

Donc on doit faire une deuxième approximation.

TABLEAU N°III.39 : LES VOLUMES DES PERTES DANS LA RETENUE

MOIS	V_{moy} (Mm^3)	S_{MOY} (Km^2)	EVA (m)	PERTES EVA (m^3)	PERTES EVA (Mm^3)	PERTES INF (Mm^3)	PERTES (Mm^3)
OCT	31,13	2,39	108,00	25812,00	0,03	0,23	0,26
NOV	34,54	2,61	79,50	20749,50	0,02	0,26	0,28
DEC	39,22	3,01	53,50	16103,50	0,02	0,29	0,31
JAN	43,60	2,95	47,50	14012,50	0,01	0,33	0,34
FEV	47,31	3,07	57,50	17652,50	0,02	0,35	0,37
MAR	48,59	3,11	88,50	27523,50	0,03	0,36	0,39
AVR	47,73	3,08	109,00	33572,00	0,03	0,36	0,39
MAI	46,49	3,04	152,00	46208,00	0,05	0,35	0,39
JUIN	43,70	2,95	214,00	63130,00	0,06	0,33	0,39
JUI	39,46	2,82	265,50	74871,00	0,07	0,30	0,37
AOU	35,06	2,63	234,00	61542,00	0,06	0,26	0,32
SEP	31,45	2,41	193,00	46513,00	0,05	0,24	0,28

La régularisation saisonnière en tenant compte les pertes est représentée dans le tableau III.40 dans l'annexe A

D'après le tableau III.40 (annexe A) on a :

$$V_s = 21,63 Mm^3. \text{ Et } V_d = 16,45 Mm^3.$$

on remarque que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc : $V_u = V_d = 16,45 Mm^3$.

Donc : $\epsilon = (16.45-16.42)/ 16.42 = 0.0018 * 100 = 0.18 \%$

Donc $\epsilon = 0.18\% < 2\%$ (après deux itération)

Les résultats de calculs:

-Le volume utile : $V_U = 16.45 Hm^3$.

-Le volume au niveau normal de la retenue : $V_{NNR} = 46.45 Hm^3$.

III.6.4.LA REGULARISATION INTERANNUELLE :

Le volume utile dans le cas de la régularisation interannuelle est égal :

$$V_{upa} = (\beta_s + \beta_{pa}) \times W_o \dots \dots \dots (III.54).$$

- W_o : Apport moyen interannuel.
- β_s : Composante saisonnière du volume utile.
- β_{pa} : Composante pluri-annuelle du volume utile.

la composante annuelle β_s est égale :

$$\beta_s = a (T_{ét} - W_{ét}) \dots \dots \dots (III-55)$$

- $T_{ét} = N_{ét}/12$: Durée relative de l'été au cours de l'année.
- $N_{ét}$: Nombre de mois pour le quel il y a été.

$$W_{ét} = \frac{\sum_{i=1}^{n_{ét}} W_m}{\sum_{i=1}^n W_{pm}} : \text{Volume relatif de l'écoulement au cours de l'année.}$$

$$W_{ét} = \frac{4.52}{32.64} = 0,14$$

- W_m : Apport pendant la période d'été.
- W_{pm} : Apport total pendant les 12 mois de l'année.

$$a = \frac{q}{Q_0} : \text{Coefficient de régularisation} \quad a = \frac{1.95}{4.28} = 0,46$$

$$D'où : \beta_s = 0,37$$

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

m : Fraction relative de l'écoulement pendant l'été égal $W_{ét}/W_o$.

la composante interannuelle β_{pa} déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svanidzé. Cette composante $\beta_{pa} = f(P\%, a, C_v, C_s \text{ et } r)$.

- $P\%$: probabilité de garantie.
- a : Coefficient de régularisation.
- C_v : Coefficient de variation.
- C_s : Coefficient d'asymétrie.
- r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines.

Ce coefficient est donné par le tableau de Radkovitch.

TABLEAU N° III.41 : TABLEAU DE RADKOVITCH R = F (MODULE SPECIFIQUE)

module spécifique M(l/s.km ²)	>20	- 10 20	10 - 4	4 - 1	<1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

Dans le cas où $C_s = 2$ $C_v = 2 * 0.49 = 0.98$ et $r = 0,4$; on peut utiliser les graphiques de MISLOVSKI donnant $\beta_{pa} = f (C_v, P\% \text{ et } a)$.

$$\beta_{pa} = 1.158$$

$$V_{upa} = (1,158 + 0,37)51,34 = 78,45 \text{ Mm}^3$$

$$V_u = V_{ui} + V_{us} = 78,45 + 16.45 = 94.9 \text{ Mm}^3$$

On prend :

$$V_u = 95 \text{ Mm}^3$$

Le volume au niveau normal de la retenue : $V_{NNR} = 125 \text{ Mm}^3$.

III.7.LAMINAGE DES CRUES :

Le calcul du laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter 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 suite :

$$Q.dt = q.dt +$$

$$S.dh \dots \dots \dots (III.56)$$

Q: le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule à l'instant t est : $Q-q= S.dh/dt$

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

IL existe plusieurs procédés de calcul ,on cite :

- Méthode de Kotcherine.
- Méthode Step by step.
- Méthode graphique.
- Méthode d'Eier-Cieh.
- Méthode de Hidenblat.

A- Méthode de KOTCHERINE :

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

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

A.1- Estimation du débit de crue laminée :

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

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

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

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

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots \dots \dots (III.58)$$

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

A.2- Estimation de la charge au dessus du déversoir :

Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

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

(III.59).

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

g : l'accélération de pesanteur; [$g = 9,81m^2/s$];

L : la largeur de déversoir [m],

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 1,5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

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

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

$$V_{moy} = \frac{q}{L(H+P)} \dots \dots \dots (III.60).$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule et L compris entre 40 et 90 mètres.

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_{moy}^2}{2g} \dots \dots \dots (III.61).$$

H_0 : la charge globale.

$\frac{\alpha V_{moy}^2}{2g}$: 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 accordes a la table de calculs, en faisant varier les variables H et L , Les relations s'ajustent automatiquement.

TABLEAU N°III.42 : DONNEES INITIALES

.g	9.81
.α	1
.Q_{0.1%}	1525.892 m ³ /S
V_{crues0.1%}	74.41 Mm ³
.m	0.49

TABEAU N° III.43: DONNEES DE DEPART POUR LA METHODE DE KOTCHERINE

b (m)	H (m)	débit (m³/s)	surface (m²)	vitesse (m/s)	V_{forcé} (Mm³)
50	0,5	38,37	100	0,38	2,72
60	1	130,23	150	0,87	5,94
70	1,5	279,11	210	1,33	9,08
80	2	491,11	280	1,75	12,45
90	2,5	772,14	360	2,14	15,67
100	3	1127,79	450	2,51	18,95
110	3,5	1563,29	550	2,84	22,56

La détermination de H0 et Q en fonction de b est représenté dans le tableau III.44 dans l'annexe A

Les débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue est représenté dans le tableau III.45 dans l'annexe A

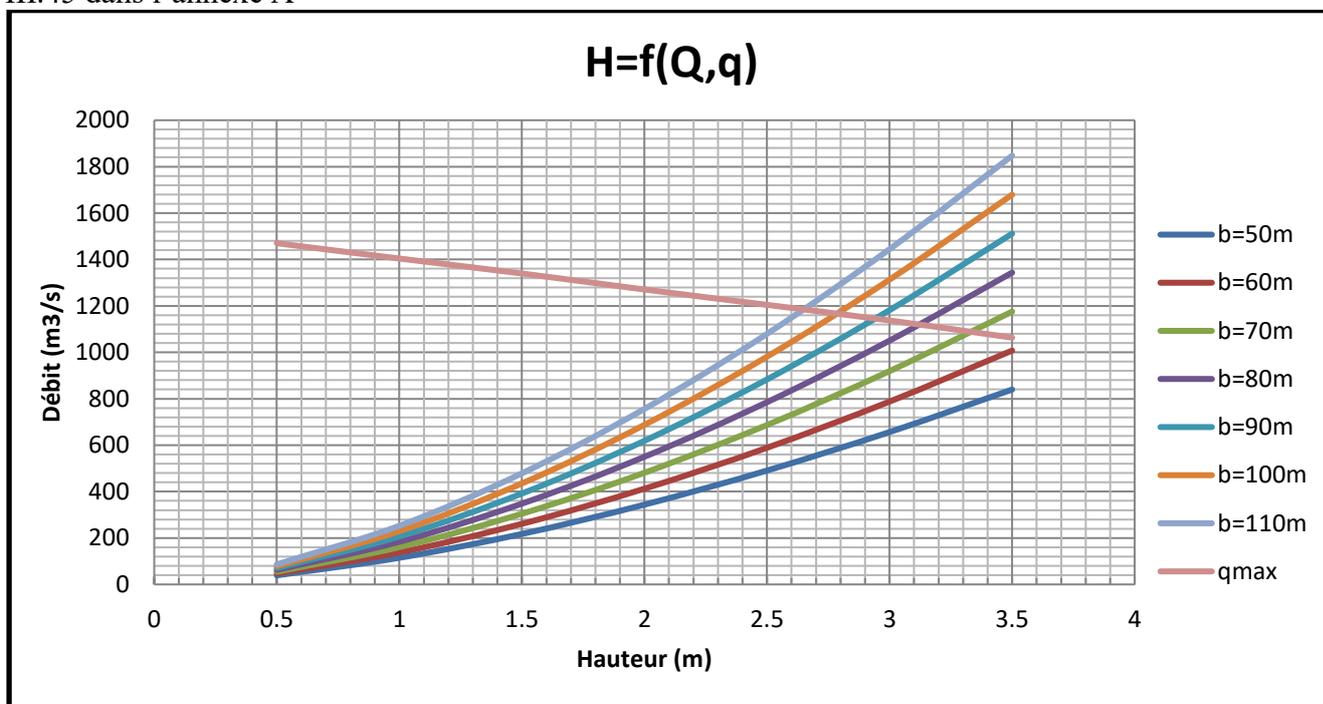


FIGURE N°III.15 : COURBES H=F(Q,Q)

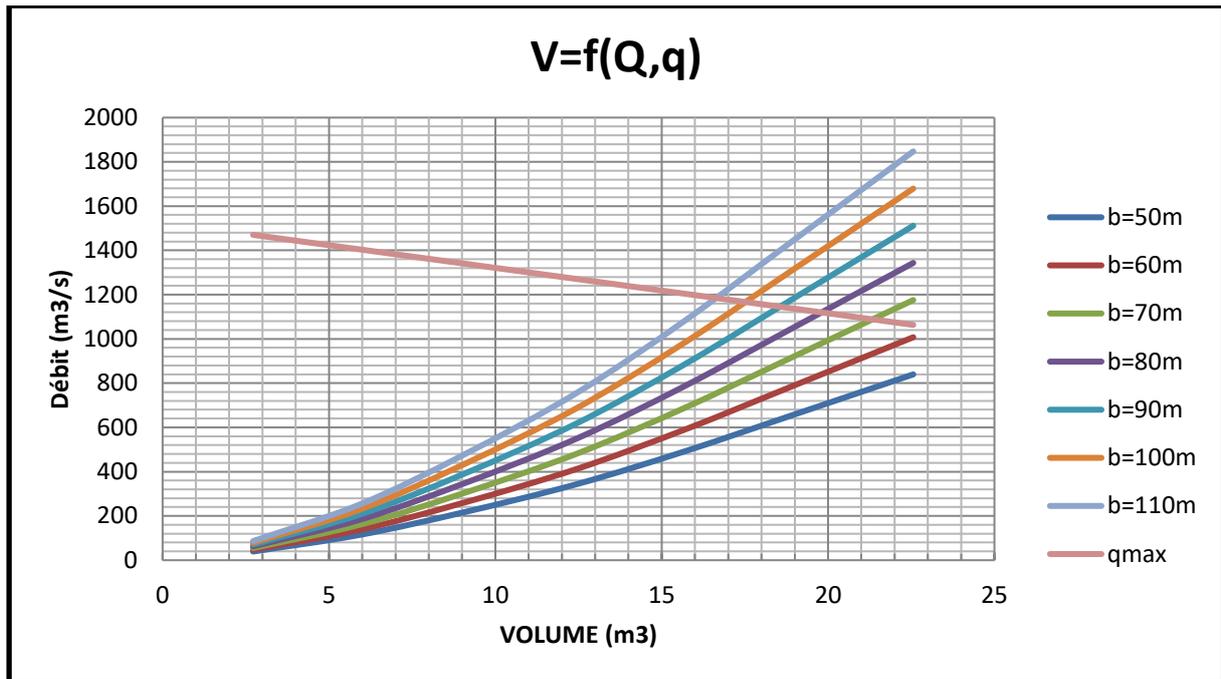


FIGURE N°III.16 : COURBES V=F(Q,Q)

TABLEAU N°III.46: RESULTAT DE LA METHODE DE KOTCHERINE

Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m ² /s)
70	3.33	1080.73
80	3.11	1111.43
90	2.94	1137.08
100	2.78	1157.93
110	2.65	1175.87

III.8. Etude d'optimisation :

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

III.8.1. Calcul du coût approximatif de la digue :

Le volume de la digue est donné par :

$$VB = \sum Vi \quad \text{avec } vi = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L$$

Vi : le volume du barrage à la cote i.

Li : Distance entre deux coupes voisines.

Si : Section transversale correspondante à la coupe i $S_i = \frac{b+B_i}{2} \cdot H_i$

Bi : Largeur de base $[B_i = (m_1 + m_2) H_i + b]$

m1, m2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

Hi : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = NNR - C_f + R + h_{dév} + t]$.

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.8.1.1. calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

TABLEAU N°III.47: RECAPITULATIF DES RESULTATS DE CALCULE DE LA REVANCHE

FORMULES	H (m)		V(m/s)	
STEVENSON GAILLARD	$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26 \sqrt[4]{F}$	1.28	1.5 + 2H	4.06
de MALLET et PAQUANT	$H = 0.5 + 0,33\sqrt{F}$	1.44		4.38
Formule Simplifiée	$H = 1 + 0,3\sqrt{F}$	1.80		5.22

Avec :

F : longueur du Fetch [F =8,14 km].

On prend : H = 1.51 m (valeur de la moyenne).

V= 4.55 m/s (valeur de la moyenne).

$$R = 0.75.H + \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (III.62).$$

Donc : R= 2.19 m

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1.00m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas et pour des mesures de sécurité, on prend la valeur de la revanche : **R =2,5 m.**

III.8.1.2. largeur en crête :

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

a- *Formule knappen :*

$$bcr = 1.65 \sqrt{h_b} \dots \dots \dots (III.63).$$

b- *Formule de PREECE :*

$$bcr = (1.1 \sqrt{h_b}) + 1 \dots \dots \dots (III.64).$$

c- *Formule Anonyme (simplifiée) :*

$$bcr = 3.6 \sqrt[3]{h_b} - 3 \dots \dots \dots (III.65).$$

d- *Formule Pratique :*

$$bcr = 5/3 \sqrt{h_b} \dots \dots \dots (III.66).$$

Pour une charge moyenne de 1m on a :

$$H_b = NNR - Cf + h_{dév} + R + t$$

On admet une valeur de t =0,5m pour le tassement du barrage, le tableau N°III.48 nous donne les résultats du calcul.

TABLEAU N°III.48 : RESULTATS DE CALCULE DE LA HAUTEUR DU BARRAGE

B (m)	H (m)	Q (m3/s)	Hb (m)
70	3.33	1080.73	67.43
80	3.11	1111.43	67.21
90	2.94	1137.08	67.04

100	2.78	1157.93	66.88
110	2.65	1175.87	66.75

Le tableau suivant nous donne les résultats du calcul :

TABLEAU N°III.49: RECAPITULATIF DES RESULTATS DE CALCUL DE LA LARGEUR EN CRETE

FORMULES	Bcr (m)
<i>Knappen</i>	13.55
<i>PREECE</i>	10.03
<i>Anonyme (simplifiée)</i>	11.65
<i>Pratique</i>	13.68
Moyenne	12.22

On opte pour une valeur de 12 m

III.8.1.3.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 N°III.50: VOLUME DE LA DIGUE POUR B=70 M

Digue N°01 (b=70m) Hb = 67,43m						
COUPE N°	Hi(m)	Bi(m)	Wi(m ²)	Wm(m ²)	Li(m)	Vi(m ³)
1	0	12	0	143,10	50	7154,81
2	8,25	57,38	286,19			
3	15,28	96,04	825,43	555,81	50	27790,45
4	37,9	220,45	4404,93	2615,18	50	130758,83
5	55,15	315,33	9026,12	6715,53	50	335776,31
6	67,43	382,87	13313,04	11169,59	50	558479,17
7	67,1	381,05	13186,83	13249,93	50	662496,74
8	65,83	374,07	12707,50	12947,16	50	647358,04
9	39,14	227,25	4682,12	8694,81	50	434740,41
10	0	12	0	2341,06	40,26	94251,13
TOTAL						2898805.89

TABLEAU N°III.51: VOLUME DE LA DIGUE POUR B=80 M

Digue N°01 (b=80m) Hb = 67,21m						
COUPE N°	Hi(m)	Bi(m)	Wi(m²)	Wm(m²)	Li(m)	Vi(m³)
1	0	12	0			
				138,18	50	6908,81
2	8,03	56,83	276,35			
				540,39	50	27019,56
3	15,06	94,83	804,43			
				2580,50	50	129024,79
4	37,68	219,24	4356,57			
				6656,72	50	332836,19
5	54,93	314,12	8956,89			
				11082,83	50	554141,68
6	67,21	381,06	13208,78			
				13155,96	50	657797,77
7	66,88	379,84	13103,13			
				12864,23	50	643211,55
8	65,61	372,86	12625,33			
				8628,99	50	431449,50
9	38,92	226,06	4632,65			
				2316,32	40,15	93000,25
10	0	12	0	TOTAL		2875390.1

TABLEAU N°III.52: VOLUME DE LA DIGUE POUR B=90 M

Digue N°01 (b=90m) Hb = 67,04m						
COUPE N°	Hi(m)	Bi(m)	Wi(m²)	Wm(m²)	Li(m)	Vi(m³)
1	0,00	12,00	0,00			
				132,11	50	6605,35
2	7,86	55,23	264,21			
				526,32	50	26315,99
3	14,89	93,90	788,43			
				2553,94	50	127697,24
4	37,51	218,31	4319,46			
				6611,45	50	330572,31
5	54,76	313,18	8903,43			
				11033,7	50	551685
6	67,04	380,72	13163,97			
				13097,6	50	654880
7	66,69	378,80	13031,23			
				12796,54	50	639827,21
8	65,44	371,92	12561,86			
				8578,13	50	428906,40

9	38,75	225,13	4594,39			
10	0,00	12,00	0,00	2297,20	40,05	92002,86
				TOTAL		2858492.36

TABLEAU N°III.53: VOLUME DE LA DIGUE POUR B=100 M

Digue N°01 (b=100m) Hb = 66,88m						
COUPE N°	Hi(m)	Bi(m)	Wi(m²)	Wm(m²)	Li(m)	Vi(m³)
1	0,00	12,00	0,00			
				127,72	50	6386,19
2	7,70	54,35	255,45			
				514,46	50	25723,00
3	14,73	93,02	773,47			
				2529,04	50	126451,94
4	37,35	217,43	4284,61			
				6569,00	50	328449,88
5	54,60	312,30	8853,39			
				10978,26	50	548912,99
6	66,88	379,84	13103,13			
				13036,91	50	651845,46
7	66,53	377,92	12970,69			
				12736,56	50	636827,86
8	65,28	371,04	12502,43			
				8530,43	50	426521,73
9	38,59	224,25	4558,44			
				2279,22	40,00	91168,88
10	0,00	12,00	0,00	TOTAL		2842287.93

TABLEAU N°III.54: VOLUME DE LA DIGUE POUR B=110 M

Digue N°01 (b=110m) Hb = 67,21m						
COUPE N°	Hi(m)	Bi(m)	Wi(m²)	Wm(m²)	Li(m)	Vi(m³)
1	0,00	12,00	0,00			
				124,22	50	6211,19
2	7,57	53,64	248,45			
				504,92	50	25245,94
3	14,60	92,30	761,39			
				2508,84	50	125442,08
4	37,22	216,71	4256,29			
				6534,63	50	326731,67
5	54,47	311,59	8812,97			
				10933,64	50	546681,78
6	66,75	379,14	13054,30			
				12987,87	50	649393,44
7	66,40	377,20	12921,44			
				12687,92	50	634395,99
8	65,15	370,33	12454,40			
				8491,82	50	424591,04

9	38,46	223,53	4529,24			
				2264,62	39,87	90290,44
10	0,00	12,00	0,00	TOTAL		2828983,57

Remarque :

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA.

Le coût des différentes variantes de la digue est donné par le tableau suivant :

TABLEAU N°III.55: RESULTATS DE CALCULS DU COUT DE LA DIGUE POUR LES DIFFERENTES LARGEURS DEVERSANTES

COUTS DE LA DIGUE				
digue	b(m)	hdev(m)	V(m ³)	couts
1	70	3,33	2898805,89	1159522356
2	80	3,11	2875390,10	1150156040
3	90	2,94	2858492,36	1143396944
4	100	2,78	2842287,93	1136915172
5	110	2,65	2828983,57	1131593428

III.8.2. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

➤ **Coût du déversoir :**

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 :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \times \left(\frac{X}{H}\right)^n \quad \text{Avec : } K=2.127 \text{ et } n= 1.85$$

Donnée :

$$Y = 0.47 \times \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}} \dots\dots\dots (III.68).$$

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: $V_{dev} = S.b$

S : section transversale du profil ;

b : largeur déversant.

TABLEAU N°III.56 : RESULTATS DE CALCULS DU COUT DE DEVERSOIR POUR LES DIFFERENTES LARGEURS DEVERSANTES

Profile n°	B(m)	Hdev(m)	S(m ²)	V(m ³)	Couts en DA
1	70	3,33	12,714	889,98	19579560
2	80	3,11	11,874	949,92	20898240
3	90	2,94	11,225	1010,25	22225500
4	100	2,78	10,614	1061,4	23350800
5	110	2,65	10,118	1112,98	24485560

➤ COURSIER

TABLEAU N°III.57 : RESULTATS DE CALCULS DU COUT DU COURSIER POUR LES DIFFERENTES LARGEURS DEVERSANTES

B (m)	H (m)	Q (m3/s)	Hb (m)	b coursier (m)	Surface du coursier (m²)	VOLUME (m³)	COUTS
70	3.33	1080.73	67.43	16,35	8,34	1267,68	27888960
80	3.11	1111.43	67.21	16,53	8,416	1279,232	28143104
90	2.94	1137.08	67.04	16,69	8,483	1289,416	28367152
100	2.78	1157.93	66.88	16,81	8,537	1297,624	28547728
110	2.65	1175.87	66.75	16,91	8,582	1304,464	28698208

TABLEAU N°III.58 : TABLEAU RECAPITULATIF DES PRIX TOTAUX

Profile n°	B(m)	H _{dev} (m)	Coûts en DA			
			LA DIGUE	LE DEVERSOIR	COURSIER	GLOBALE
1	70	3,33	1159522356	19579560	27888960	1206990876
2	80	3,11	1150156040	20898240	28143104	1199197384
3	90	2,94	1143396944	22225500	28367152	1193989596
4	100	2,78	1136915172	23350800	28547728	1188813700
5	110	2,65	1131593428	24485560	28698208	1184777196

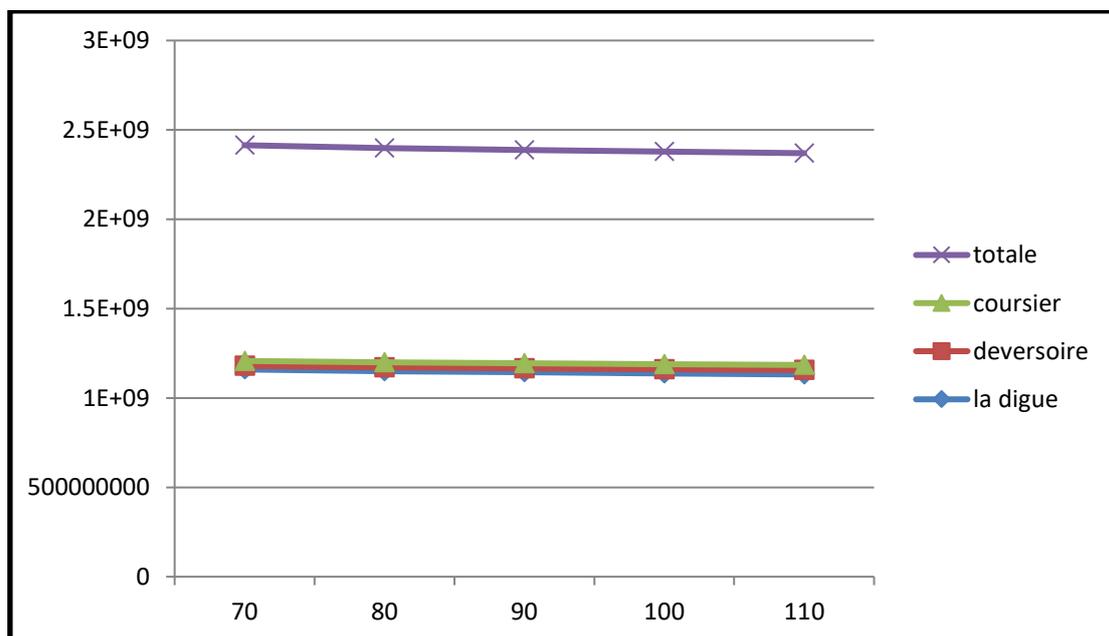


FIGURE N°III.17. COURBE D'OPTIMISATION

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « b=110m ».

TABLEAU N°III.59 : TABLEAU RECAPITULATIF

VALEURS	UNITE	DENOMINATION
---------	-------	--------------

Cote NVM	M	87,57
Cote NNR	M	111,10
Cote NPHE	M	114,6
Cote du fond	M	50
Volume au NNR	Mm ³	125
Volume utile	Mm ³	95
Volume mort	Mm ³	30

III.8.3.Laminage pour un déversoir e largeur b=110m:

Une fois la largeur du déversoir déterminée, la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir sera calculée et tracée par la méthode de Hildenblat le Résultats du Laminage de crue est représenté dans le tableau III.61

TABLEAU N° III.60 : VOLUMES ET DEBIT DEVERSANT

COTE (m)	H _a (m)	Q (m ³ /s)	(1/2)q ΔT (m ³)	V (m ³)	V+(1/2)qΔT (m ³)
111,1	0,00	0,00	0,00	125000000	125000000
111,365	0,27	32,57	58624,56	126210000	126268624,56
111,63	0,53	92,12	165815,29	127680000	127845815,29
111,895	0,80	169,23	304622,14	129360000	129664622,14
112,16	1,06	260,55	468996,47	131050000	131518996,47
112,425	1,33	364,13	655442,49	132870000	133525442,49
112,69	1,59	478,67	861601,52	134620000	135481601,52
112,955	1,86	603,19	1085742,01	136240000	137325742,01
113,22	2,12	736,96	1326522,32	138220000	139546522,32
113,485	2,39	879,37	1582863,07	139500000	141082863,07
113,75	2,65	1029,93	1853871,31	141350000	143203871,31

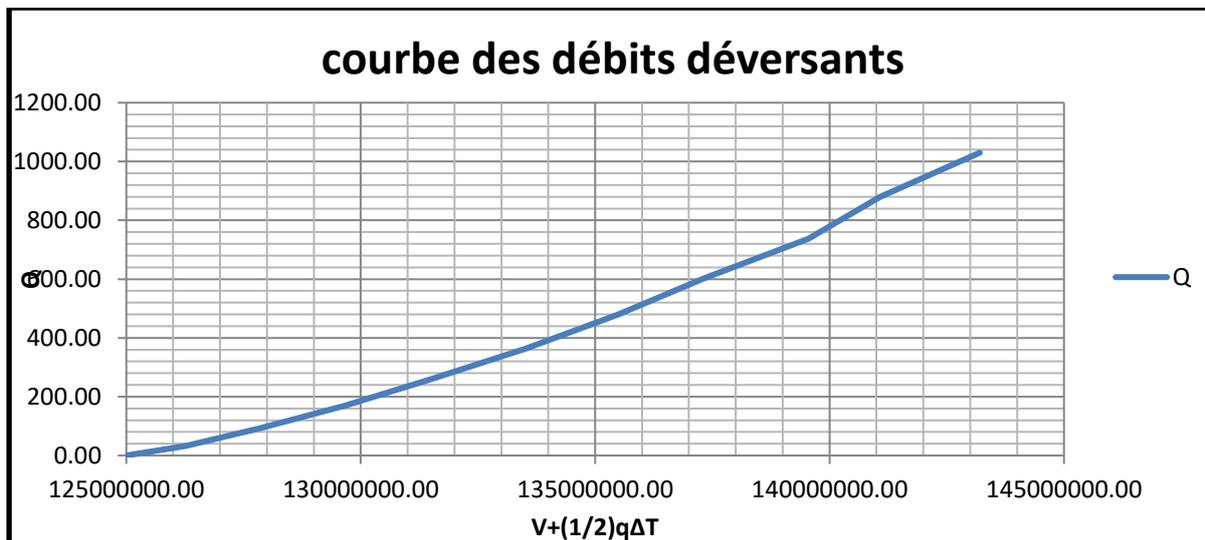


FIGURE N°III.18 : COURBE DE DEBIT DEVERSANT POUR B=110M

Le calcul de laminage de crue par la méthode de Hildenblat est représenté dans le Tableau III.61 (voire l'annexe A)

D'après ses résultats on prend une largeur du déversoir de 110m correspondant à un débit laminé de $1029,93\text{m}^3/\text{s}$ et une charge de 2,65m.

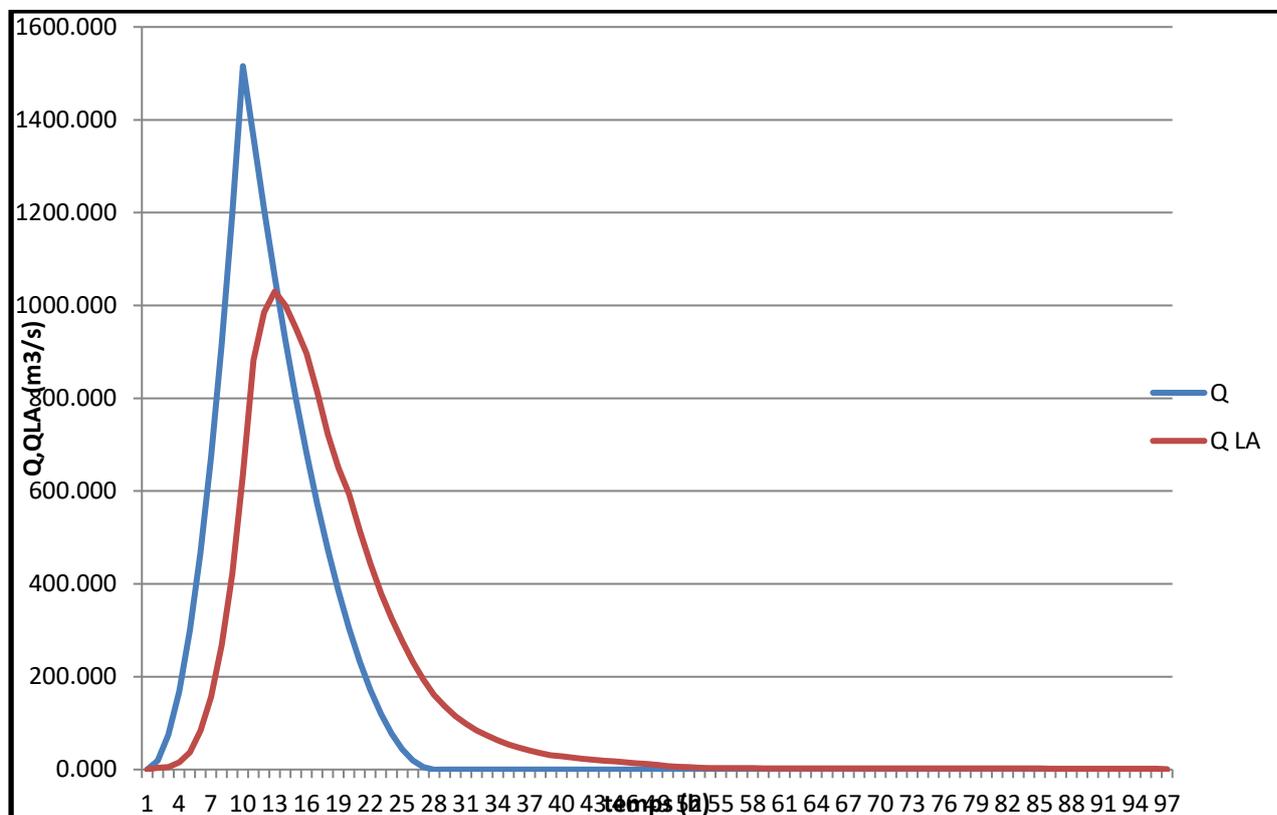


FIGURE N°III.19 : COURBE DE DEBIT DEVERSANT



Etude des variantes de la digue

IV.1. INTRODUCTION :

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

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

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

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

IV.2. CHOIX DU SITE DU BARRAGE :

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

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

- La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

IV.3. CHOIX DU TYPE DE BARRAGE :

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

- La topographie du site
- La morphologie de la vallée
- Les conditions géologiques et géotechniques
- Les matériaux de construction

IV.4. VARIANTES A CHOISIR :

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

➤ **Barrage en terre homogène :**

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

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

➤ **Barrage zoné a noyau d'argile :**

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

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

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

➤ **Barrage en enrochement avec noyau argileux :**

Les caractéristiques de cette variante sont les suivants :

- Corps d'appui en enrochement
- Noyau en argile
- Protection de talus aval en enrochement
- Protection de talus amont en enrochement avec filtre et drain
- Système de drainage : tapis drainant et prisme de drainage
- Clé d'étanchéité

➤ **Barrage en enrochement avec masque en béton :**

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en œuvre,....

Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage.

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité.....etc.

IV.5. DEFINITION DE PROFIL GENERAL DU BARRAGE :

IV.5.1. Hauteur de barrage :

IV.5.1.1. Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

TABLEAU N°IV.01: RECAPITULATIF DES RESULTATS DU CALCULE DE LA REVANCHE

FORMULES	H (m)		V(m/s)	
<i>STEVENSON</i>	$H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26 \sqrt[4]{F}$	1.28	1.5 + 2H	4.06
<i>GAILLARD</i>				4.38
<i>de MALLET et</i>	$H = 0.5 + 0.33\sqrt{F}$	1.44		

PAQUANT			
Formule Simplifiée	$H= 1+ 0.3\sqrt{F}$	1.80	5.22

Avec :

F : longueur du Fetch [F =8,14 km].

On prend : H = 1.51 m (valeur de la moyenne).

V= 4.55 m/s (valeur de la moyenne).

$$R=0.75.H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.01).$$

Donc : R= 2.19 m

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1.00m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas et pour des mesures de sécurité, on prend la valeur de la revanche : **R =2,5 m.**

Donc :

$$H_b = NNR-C_f+h_{dév}+R+t \dots\dots\dots(IV.02)$$

$$H_b = 111.1-50+2,65+2.50+0.5=66.75m$$

$H_b = 66.75 m$

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

IV.5.2. Largeur en crête :

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

➤ **Formule Knappen :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$bcr = 1.65 \sqrt{h_b} \dots\dots\dots (IV.03).$$

➤ **Formule de Preece :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$bcr = (1.1 \sqrt{h_b}) + 1 \dots\dots\dots (IV.04).$$

➤ **Formule Anonyme (simplifiée) :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$bcr = 3.6 \sqrt[3]{h_b} - 3 \dots\dots\dots (IV.05).$$

➤ **Formule Pratique :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$bcr = 5/3 \sqrt{h_b} \dots\dots\dots (IV.06).$$

Avec :

h_b : Hauteur du barrage [m];

TABLEAU N°IV.02: RECAPITULATIF DES RESULTATS DE CALCUL DE LA LARGEUR EN CRETE

FORMULES	Bcr (m)
Knappen	13.55
PREECE	10.03
Anonyme (simplifiée)	11.65

Pratique	13.68
Moyenne	12.22

On opte pour une valeur de 12 m.

IV.5.3. La longueur en crête :

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

$$L = 146.62 \text{ m}$$

IV.5.4. Pentes des talus :

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

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal

TABLEAU N°IV. 03 : VALEURS INDICATIVES DES PENTES DES TALUS

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

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

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

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

IV.5.5. Les bermes

➤ Talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées 4 bermes de largeur 3m chacune à la cote 65m NGA, 80m NGA, 95m NGA, 110m NGA.

➤ Talus aval :

Les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons 4 bermes de largeur 3m à la même cote successivement, et pour facilité le

déplacement des engins et permettre l'accès à la crête on propose une route dans le talus aval qui lie les bermes entre eux.

IV.6. Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

➤ **le talus aval :**

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur à mesure des travaux de terrassement.

On fait un enrochement de pierre d'épaisseur (1,2m).

Remarque :

On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut attendre à des glissements d'argile.

➤ **le talus amont :**

Sera protégé par deux couches de pierre de différents diamètres en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule suivante :

Formule suivante :
$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (IV.07)$$

Avec :

e : Epaisseur de l'enrochement en [m].

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s].

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

La valeur de C est donnée par le tableau N°IV.04.

TABLEAU N°IV.04 : LES VALEURS DE C EN FONCTION DE LA PENTE DU TALUS ET DU POIDS

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma=2,50$	$\gamma=2,65$	$\gamma=2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons les épaisseurs suivantes :

- ❖ 1^{ier} couche : coussin perré maximum 150 mm de diamètre e= 0.50 m
- ❖ 2^{eme} couche : enrochement sélectionner maximum 575 kg, minimum 20 kg e=1 m

IV.6.1.Etanchéité du barrage :

➤ **Le Noyau :**

Dimensionnement du noyau:

-Les fruits des talus du noyau :

Détermination des fruits des talus du noyau par la méthode suédoise :

Les fruits des talus sont déterminés en fonction du rapport suivant :

$$\frac{2 C_0}{\gamma_s H_n} \dots\dots\dots (IV.08)$$

Ainsi en fonction de $\text{tg } \phi$ telle que :

C_0 : Cohésion.

ϕ : Angle de frottement interne.

γ_s : Densité

H_n : hauteur du noyau

-La hauteur du noyau est donnée par la formule suivante

$$H_n = H_b - 1 \Rightarrow H_n = 65.75 \text{ m}$$

$$\frac{2 C_0}{\gamma_s H_n} = 0.1 \text{ et } \text{tg } \phi = 0.32$$

D'après l'abaque de calcul on opte pour des fruits de talus suivant :

- Talus amont est 0,25

- Talus aval est aussi 0,25

-La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$l_{n.s} = \left(\frac{1}{6}\right) \times H_b \Rightarrow l_{n.s} = 11.3 \text{ m}$$

$$l_{n.s} = 11.3 \text{ m}$$

-La largeur en base du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_b = 2.m_1.H_n + l_{n.s} \Rightarrow L_b = 44.175$$

$$L_b = 44.175 \text{ m}$$

-La largeur moyenne du noyau est donnée par la formule suivante :

$$\delta_m = \frac{(l_{n.s} + l_b)}{2} \Rightarrow \delta_m = 27.98 \text{ m}$$

$$\delta_m = 27.98 \text{ m}$$

-La cote en crête du noyau :

$$N_{CN} = C_{\text{fond}} + 66.75 = 116.75 \text{ m NGA}$$

$$N_{CN} = 116.75 \text{ m NGA}$$

➤ *Les drains :*

✓ *Dimensionnement Du Drain Tapis :*

-La longueur du drain tapis est de :

$$l_d = \left(\frac{L_b}{3}\right) \dots\dots\dots (IV.09)$$

- L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 439.87 \text{ m}$].

Donc :

$$l_d = \left(\frac{439.87}{3}\right) = 146.62 \text{ m}$$

$$l_d = 146.62 \text{ m}$$

✓ *Dimensionnement du drain vertical :*

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 1,5m.

Le niveau du drain vertical est arasé au niveau normal des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points les plus hautes de saturation de remblai

$$N_{dr} = NPHE = 114,6 \text{ m} \quad N_{dr} = 114,6 \text{ m}$$

✓ Dimensionnement du drain prisme:

Hauteur: $H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots \dots \dots (IV.10)$

Avec:

H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 67.75 \text{ m}$)

On aura :

$$H_p = 10.16 \text{ m}$$

Largeur en crête: $b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr} \dots \dots \dots (IV.11)$

On prend :

$$b_p = 1/3 h_{dr}$$

Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div b_p = 3.39 \text{ m})$$

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

Donc on prend :

$$m_2 = 2,5$$

$$m_1 = 1,25$$

IV.7. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE :

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots \dots \dots (IV.12)$$

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i.

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + b_{pi}}{2} \times H_b \dots \dots \dots (IV.13)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

b_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

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

Où : m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués par l'agence nationale des barrages et du transfert (ANBT), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

IV.7.1. Barrage en terre homogène:

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

Le degré d'hétérogénéité des matériaux de la zone d'emprunt ainsi que leur disponibilité en quantité insuffisante constituent un handicap majeur dans le choix de cette variante.

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 67.75 mètres, les pentes des talus amont varié entre [2,5 ÷ 3] et aval : [2 ÷ 2,5]

IV.7.1.1. Recharge (argile) :

$$V_{re} = 2730881.23 \text{ m}^3$$

IV.7.1.2. Protection en des talus:

$$V = 85746.06 \text{ m}^3$$

IV.7.1.3. Filtre et drains:

➤ volume des graviers :

Le calcul du volume des graviers du drain verticale est représenté dans le tableau N°IV.05 dans l'annexe C

$$V = 26004,3002 \text{ m}^3$$

Le calcul du volume des graviers du drain prisme est représenté dans le tableau N°IV.06 dans l'annexe C

$$V = 7604.3025 \text{ m}^3$$

➤ Volume des graviers du drain tapis :

$$V_{\text{graviers}} = 98102.34 \text{ m}^3$$

➤ volume des sables :

$$V_{\text{sable}} = 88385.28 \text{ m}^3$$

IV.7.2. Barrage Zoné a noyau d'argile :

IV.7.2.2. Noyau argileux :

Le calcul du volume du noyau argileux est représenté dans le tableau N°IV.07 (annexe C)

$$V = 420801.88 \text{ m}^3$$

IV.7.2.2. Recharge :

$$V_{re} = 1699473.351 \text{ m}^3$$

IV.7.2.3. Protection des talus:

Le calcul du volume des matériaux de protection est représenté dans le tableau N°IV.08 dans l'annexe C

$$V = 45697.419 \text{ m}^3$$

IV.7.2.4. Filtre et drains:

➤ volume des sables :

$$V_{\text{graviers}} = 276299.0053 \text{ m}^3$$

➤ volume des sables :

$$V_{\text{sable}} = 288609.575 \text{ m}^3$$

IV.7.3. Barrage en enrochement avec masque en béton :

IV.7.3.1. Recharges (enrochement) :

$$V_{\text{re}} = 2821079.27 \text{ m}^3$$

IV.7.3.2. masque en béton :

$$V_{\text{msque}} = 85746.06 \text{ m}^3$$

IV.7.3. Barrage en enrochement avec noyau d'argile :

IV.7.2.2. Recharges :

$$V_{\text{re}} = 1699473.351 \text{ m}^3$$

IV.7.2.3. Protection des talus:

$$V = 45697.419 \text{ m}^3$$

IV.7.2.4. Filtre et drains:

- volume des sables :

$$V_{\text{graviers}} = 276299.0053 \text{ m}^3$$

- volume des sables :

$$V_{\text{sable}} = 288609.575 \text{ m}^3$$

IV.8. ESTIMATION DU COUT DES VARIANTES :

TABLEAU N°IV.09: RECAPITULATIF DES COUTS DES VARIANTES ETUDIEES

variante	Matériaux	Unité	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Totale (DA)
homogène	Recharges (argile)	m ³	2730881.23	400	1092352492	1307140336
	Enrochement	m ³	85746.06	1200	102895272	
	Graviers	m ³	98102.34	600	58861404	
	Sables	m ³	88385.28	600	53031168	
Zoné	Recharges	m ³	1699473.351	700	1189631346	

	Noyau	m ³	420801.88	500	210400940	1793814337
	Protection des talus	m ³	45697.419	1200	54836902.8	
	Graviers	m ³	276299.0053	600	165779403.2	
	Sables	m ³	288609.575	600	173165745	
Avec masque	Recharges	m ³	2821979.27	1200	3386375124	4415327844
	masque en béton	m ³	85746.06	12000	1028952720	
Enrochement avec noyau d'argile	Recharge	m ³	1699473.351	1200	2039368021	2643551012
	Noyau	m ³	420801.88	500	210400940	
	Protection	m ³	45697.419	1200	54836902.8	
	Graviers	m ³	276299.0053	600	165779403.2	
	Sables	m ³	288609.575	600	173165745	

IV.9. COMPARAISON FINANCIERE DES QUATRE VARIANTES :

A travers le Tableau récapitulatif IV.09, il apparaît clairement que nous ne pouvons nous orienter que vers la 1^{ère} variante car c'est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement, Mais avant tout rappelons que la 1^{ère} variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables dont la zone d'emprunt d'après les normes de construction devra receler en matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation et dans notre cas les matériaux sont pas suffisants pour la réalisation de cette variante donc on oriente vers la variante zoné parce que c'est la plus économique par rapport aux autres variantes et les matériaux qui sont disposés dans la zone d'emprunt sont suffisant pour la réalisation de cette variante.

IV.10. CONCLUSION :

A fin de faire la comparaison entre quatre variantes par la vérification du coté économique et la disponibilité des matériaux de construction, on opte pour la variante de barrage zoné qui représente la variante la plus économique avec la suffisance des matériaux de construction qui sont disposés dans le site, plus cette variante a des avantages très importants comme :

- La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réaliser en matériaux argileux, qui pourront être placé au centre de celle-ci.
- Le noyau interne a le grand avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures



**Etude de la
conception détaillée
de la digue**

V.1. DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE :

V.1.1. LA REVANCHE DU BARRAGE :

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle même en fonction de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont.

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1.00m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas et pour des mesures de sécurité, on prend la valeur de la revanche : **R = 2,5 m.**

V.1.2. LA HAUTEUR DU BARRAGE :

$$H_b = NNR - C_r + h_{dév} + R + t$$

$$H_b = 111.1 - 50 + 2,65 + 2.50 + 0.5 = 66.75\text{m}$$

$$H_b = 66.75 \text{ m}$$

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

V.1.3. LARGEUR EN CRETE :

$$B_{cr} = 12 \text{ m}$$

V.1.4. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

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

TABLEAU N°V.01 : CLASSE DE BARRAGE EN TERRE EN FONCTION DU TYPE DE LA FONDATION

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

D'après le Tableau N°V.01, notre barrage appartient à la classe II.

Le Tableau N°V.02 nous permet de choisir le gradient hydraulique admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.

TABLEAU N°V.02: GRADIENT ADMISSIBLE EN FONCTION DE LA CLASSE DE L'OUVRAGE

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,50	1,50	1,80	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,70	0,80	0,90	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

D'après le Tableau $J_{adm} = 1.30$

$$AN: \quad B_{Noy} \geq \frac{61.1}{0,65} = 40.73m$$

On prend la base du noyau = 44 m

D'où les pentes des talus du noyau :

$$B_n = b_{nct} + 2 m H_n$$

Où :

H_n : Hauteur du noyau.

m : Fruit du noyau.

$$\text{Donc : } m = \frac{B_n + B_{nct}}{2 H_n} \Leftrightarrow m = 0.25 \Leftrightarrow m_1 = m_2 = 0.25$$

V.1.5. PROTECTION DES TALUS :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, et ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues ainsi que la vidange rapide.

le talus aval :

Pour sa protection, l'utilisation d'une (pierre) avec des épaisseurs de 1.20 m.

Talus en amont:

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur minimale, Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes c'est après.

v.1.5.1. détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement :

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on utilise plusieurs méthodes.

➤ La méthode de « T. V.A. » (*Tennessee-Valley- Authority*)

Où :

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

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s] (4.38 m/s);

$$e = C \cdot V^2$$

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique γ du matériau d'enrochement. ($\gamma = 2.5 \text{ g/cm}^3$)

La valeur de C est donnée par le tableau suivant.

TABLEAU N°V.03 : LES VALEURS DE C EN FONCTION DE LA PENTE DU TALUS ET DU POIDS

pente du talus	valeur de ' c ' pour différents poids		
	$\gamma = 2,50$	$\gamma = 2,65$	$\gamma = 2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Donc : $C = 0.031$

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e = 0,6m$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 1 m, donc pour la raison de la mise en place et pour une bonne protection. La protection du parement amont sera constituée par 1m d'enrochement et de 0,50m du filtre.

V.1.5.2. Diamètre moyen de l'enrochement

Le diamètre moyen de la pierre réduite en une sphère est déterminé à partir de la formule suivante :

$$D_P = \left[\frac{Q}{0.524\gamma_p} \right]^{1/3} \dots\dots\dots(V.01)$$

D_P : diamètre moyen de la pierre en m.

γ_p : Poids volumique de la pierre $\gamma_p = 25 \text{ KN/m}^3$

Q : poids d'une pierre séparée en KN, calculé par l'expression suivante.

$$Q = \frac{0.025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \sqrt{1+m^2}} \dots\dots\dots(V.02)$$

m : pente du talus amont ;

λ : Longueur d'onde de la vague en m. ;

h : hauteur des vagues en m ;

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$.

Selon LABZOVSKI : $h = \beta h_0$ ET $\lambda = \alpha \lambda_0$

α, β : Coefficients sont déterminés graphiquement

λ_0, h_0 : Respectivement la hauteur et la longueur calculer en eau profonde, ces expression sont données par :

$$h_0 = 0.073KV\sqrt{F\xi} \dots\dots\dots(V.03)$$

et
$$\lambda_0 = 0.073V\sqrt{\frac{F}{\xi}} \dots\dots\dots(V.04)$$

K, ξ : des coefficients caractérisant l'intensité d'accroissement de la vague donnée par les relations :

$$K = 1 + e^{0.40.F/V} \dots\dots\dots(V.05)$$

$$\xi = \frac{1}{9 + 19e^{-14/V}} \dots\dots\dots(V.06)$$

F : longueur du fetch qui devra vérifier la condition suivante $[F < F_{cr} = 30 V^2\varepsilon]$.

V : Vitesse des vagues en m/s

AN : **$D_p = 17 \text{ cm}$**

V.1.6. Les bermes

➤ Talus amont

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, pour notre cas nous avons proposées 4 bermes de largeur 3m chacune à la cote 65m NGA, 80m NGA, 95m NGA, 110m NGA,

➤ Talus aval

Les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons 4 bermes de largeur 3m à la même cote successivement et pour facilité le déplacement des engins et permettre l'accès à la crête on propose une route dans le talus aval qui liée les bermes entre eux.

V.1.7. Drainages

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages:

- Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.

- Ne pas permettre l'effet de renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- On doit contrôler son fonctionnement.

➤ **Prisme de drainage :**

DIMENSIONNEMENT DE PRISME DE DRAINAGE.

1) Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 1,75) \text{ on prend } m_1=1,5$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5) \text{ on prend } m_2=2,5$$

2) la hauteur du drain : $h_{dr}=(0,15 \div 0,2)H_{bcr} \dots\dots\dots(V.07)$

AN: $h_{dr}=0,15. 66.75=10 \text{ m}$

3) la largeur en sommet :

Elle est donnée par : $b_{dr}=(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4})h_{dr} \dots\dots\dots(V.08)$

AN: $b_{dr}=\frac{1}{4} 10=2,5 \text{ m}$

4) largeur en base du drain :

Elle est exprimée par : $B=b_{dr}+ (m_1+m_2) h_{dr} \dots\dots\dots (V.09)$

AN : $B=2.5+ (1,5+2,5).10=42.5$

Cote de prisme de drainage est **60mNGA.**

➤ **Drain tapis :**

-La longueur du drain tapis est de :

$$l_d = \left(\frac{L_b}{3}\right) \dots\dots\dots (V.10)$$

- L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b =439.87\text{m}$].

Donc :

$$l_d = \left(\frac{439.87}{3}\right) = 146.62\text{m}$$

V.1.8. Calcul des filtres :

Règles des filtres :

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard, la courbe granulométrique (ANNEXE C)

Condition 01 :

$$\frac{D_{15}}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0.05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.11)$$

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre. $\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0-0,1\text{Log } \eta$;

$n_0 = 0.4$ pour sol caillouteux.

$n_0 = 0.45$ pour sol argileux.

Condition 02 :

Condition de TERZAGUI 1991 (CIGB 1994)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (V.12)$$

D_{15} diamètre de filtre

D₈₅ diamètre du sol à protégé

✚ Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots (V.13)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (V.14)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D₁₅, D₅₀ : Diamètre de filtre.

d₁₅, d₅₀ : Diamètre du sol à protéger.

Granularité de sol protégé :

d₁₅ = 0,001 mm ;

d₅₀ = 0,003mm;

d₈₅ = 0,04mm;

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

0,15 mm < D₁₅ < 0,35 mm ;

0,5 mm < D₅₀ < 1.2mm.

La courbe granulométrique moyenne est :

D₁₅ = 0,25 mm ;

D₅₀ = 0.85 mm.

La deuxième couche des filtres on la détermine de fonction de la courbe moyenne de la première couche :

- 1.6 mm < D₁₅ < 5mm

- 4.7 mm < D₅₀ < 16 mm.

D'où la courbe granulométrique moyenne de deuxième couche du filtre a les dimensions suivantes :

D₁₅ = 3.3 mm.

D₅₀ = 10.35 mm.

✚ Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres

Filtre n°01 :

❖ Condition 1 :

$$\frac{D_{15}}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0.05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.15)$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

D₅ = 0,083mm ; D₁₀=0,12mm ; D₁₅=0,15mm;

D₁₇=0,17mm ; D₅₀=0.5mm; D₈₅=1.25mm ; D₆₀=0.65mm.

$\eta = D_{60}/D_{10} = 5.42$ Coefficient d'hétérogénéité ;

n₀ = 0,4 d'où n=0,33 ;

D₅/D₁₇=0.49 > 0,27

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

❖ Condition 2: (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.15}{1.25} = 0.12 < 4$$

La condition est vérifiée donc pas de zone de transition.

Filtre n°02 :

❖ Condition 1 :

$$\frac{D_{15}}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0.05\eta) \frac{n}{1-n}$$

D₅/D₁₇=0.54 > 0,32

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

❖ Condition 2:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{3.3}{49} = 0.07 < 4$$

La condition est vérifiée donc pas de zone de transition.

Conclusion

On prévoit:

Une première couche des pierres des diamètres sélectionner d'épaisseur = 50 cm

Une deuxième couche des enrochements d'épaisseur = 1 m

✚ **Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain**

❖ Condition de perméabilité

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \dots \dots \dots (V.16)$$

D₁₅ : diamètre correspondant à 15% du drain.

d₁₅ : diamètre correspondant à 15% de l'argile.

$$D_{15} = 0.1 \text{ mm}$$

$$d_{15} = 0.001 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0.1}{0.001} = 100 > 5$$

Donc la condition de perméabilité est vérifiée.

❖ Condition de non entraînement des particules fines :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \dots \dots \dots (V.17)$$

D₁₅ : diamètre correspondant à 15% du drain.

d₁₅ : diamètre correspondant à 85% de l'argile.

$$D_{15} = 0,078 \text{ mm}$$

$$d_{85} = 14 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.078}{14} = 0.005 < 5$$

La condition est vérifiée

La condition assemblée les deux sont : $5 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15}$ donc est vérifié

V.1.9. la Clé d'étanchéité

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 5m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 1m. La largeur en base est de 34.68m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : m=1,0.

V.2. ETUDE DES INFILTRATIONS :

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltrant sous une

certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Hypothèse de calcul :

La digue est isotrope du point de vue hydraulique (coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions).

V.2.1. Ligne de saturation :

✚ Méthode de Kozeny :

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny et qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \dots\dots\dots (V.18)$$

En se reportant à la figure on a :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V.19)$$

Et $a = \frac{Y_0}{2}$ d'où $Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots\dots\dots (V.20)$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

$h = H_e = 57.10m$

d : étant la largeur en base de la partie mouillée diminuée de $0,7.b$

$d = 126,92 m$ $y_0 = 12,25 m$

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

$$Y^2 = 24.51X + 150.13$$

La parabole coupe le plan d'eau en un point A.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé à une distance de a_0 :

$$a_0 = \frac{Y_0}{2} = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + H^2} - d) \quad \text{AN :} \quad a_0 = \frac{12.25}{2} = 6,13 m$$

TABLEAU N°V.04: COORDONNES DE LA PARABOLE DE KOZENY

X	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	126.92
Y	12.25	19.88	25.3	29.76	33.62	37.09	40.26	43.2	45.94	48.54	51	53.35	55.6	57.10

La parabole de base coupe la face aval du massif central en un point qui sera déterminé à partir de l'équation en coordonnées polaires de cette parabole.

$$a = \frac{\Delta l}{1 + \Delta l} = f(\theta)$$

θ : angle au pied du noyau ($\theta = 76^\circ$).

On remarque que $30^\circ < \theta < 180^\circ$ donc : $l = Z_0 \cdot \frac{1 - a}{1 - \cos\theta}$

A partir de l'abaque de CASAGRANDE de l'Annexe "D" on trouve : $a = 0,31$

A.N :

$$l = 12,25 \cdot \frac{1 - 0,31}{1 - \cos(76)} = 11,94 \text{ m}$$

Donc il vient : $\Delta a = \frac{a \cdot l}{l - a} = 0,32 \text{ m}$

Donc C sera situé sur le talus aval à la distance de :

$$d = l + \Delta l = 11,94 + 0,32 = 12,26 \text{ m}$$

V.2.2. Calcul du débit de fuite par infiltration :

✚ digue :

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante : $q_n = K \cdot I \cdot A$

q_n : débit d'infiltration ($\text{m}^3/\text{s/ml}$).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur. Le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \quad \text{et} : \quad A = y \cdot I$$

Donc : $q_n = K y \frac{dy}{dx}$ Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q_n = K y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

Sachant que : $K = 7.6 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ $q_n = 9.3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/ml}$

$$Q_{\text{bar}} = q_n \cdot L_{\text{cr}} = 3,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

✚ la fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy :

$$q_n = K \cdot I \cdot A$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. ($K = 8,2 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$)

I : gradient hydraulique. $I = H_b / L_b \dots\dots\dots$

(V.21)

(H_b = charge de la retenue, $L_b = 449,61 \text{ m}$ L'emprise de barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A = T \cdot 1$ ($T = 25 \text{ m}$ Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où : $q_n = K \cdot I \cdot T = 8,2 \cdot 10^{-8} * 0.135896 * 25 = 2.8 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/ml}$

✚ Barrage (digue+fondation)

Le débit total d'infiltration (en m^3/s) à travers le barrage est :

$$Q_{\text{tb}} = Q_{\text{dig}} + Q_{\text{f}} = 3,7 \cdot 10^{-3} + 2.8 * 10^{-7} = 3,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

V.2.3. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

1. dispositif d'étanchéité :

La résistance d'information du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta_n} < I_{adm} \dots\dots\dots (V.22)$$

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δ_n : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau

TABLEAU N°V.05: CLASSIFICATION DES BARRAGES

Classe de l'ouvrage	Sole de fondation	
	roche	Meuble
I	plus de 100 m	plus de 50 m
II	de 50 à 100	de 25 à 50 m
III	de 20 à 50 m	de 15 à 25 m
IV	moins que 20 m	moins que 15 m

Notre barrage appartient à la II classe

TABLEAU N°V.06 : GRADIENT HYDRAULIQUE ADMISSIBLE

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.6	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la I classe, alors on prend $I_{adm}=1,6$

On trouve $I = 0.293 < 1.6$ Donc la condition est vérifiée donc la résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

2. fondation du barrage :

$$J_f \leq \frac{J_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.23)$$

J_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de fondation d'après le tableau ci-dessous :

TABLEAU N°V.07 : DETERMINATION DU GRADIENT D'INFILTRATION ADMISSIBLE

Sol de fondation	J_{cr}
Argile	1.2
Limon	0.62
Sable moyen	0.38
Sable gros	0.45
Sable fin	0.29

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau suivant :

TABLEAU N°V.08 : DETERMINATION DU COEFFICIENT DE SECURITE

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.2	1.15	0.29

J_f : Gradient d'infiltration dans la fondation dans du barrage déterminé par la formule

suivante :

$$J_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \leq \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.24)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c=25m$)

ΔH : charge d'eau ($H=61,1m$).

L : longueur à la base du barrage ($L=405m$).

On a donc : $I_f = 0,143$

Notre barrage appartient à la II classe ce qui donne ($K_s=1,20$).

La fondation marneuse argileuse, donc: $J_{cr}=1.2$.

Pour cela on trouve $J_f = 0.143 < 1$

Donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

V.3. CALCUL DE STABILITE :

V.3.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicite moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Ici nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

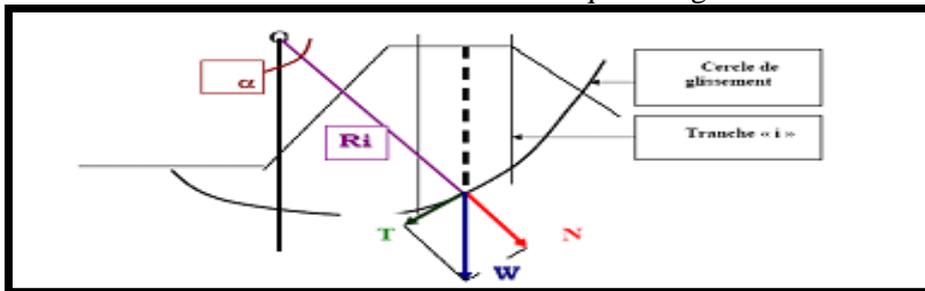


FIGURE N°V.01 : FORCES EXERCEES PAR UNE TRANCHE DE SOL INSTABLE SUR LE CERCLE DE GLISSEMENT

V.3.2. Stabilité des talus :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FONDEEV, BISHOP, TAYLOR ...etc., Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal

***État de fonctionnement normale**, retenue pleine : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités

- *Sans séisme*
$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.25)$$

- *Avec séisme*
$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (V.26)$$

***fin de construction** : pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ;

- *Sans séisme*
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P)tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.27)$$

- *Avec séisme*
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P)tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (V.28)$$

P: Pression interstitielle.

$$P = \gamma_w \cdot h_n \cdot l_n \dots\dots\dots (V.29)$$

Où :

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w=1(t/m^3)$.

h_n : Hauteur de la tranche n.

l_n : Longueur de l'arc délimitait.

La base de la tranche n, tel que :
$$I_n = \frac{b_n}{\cos \alpha n} \dots\dots\dots (V.30)$$

***Fin de vidange rapide** : après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont ;

- *Sans séisme*
$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.31)$$

- *Avec séisme*
$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (V.32)$$

Avec :

d_n : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

R : c'est le rayon du cercle de glissement.

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de classe de barrage dans le tableau suivant:

TABLEAU N°V.09 : COEFFICIENT DE STABILITE ADMISSIBLE DES TALUS

Combinaison des charges Et des actions	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	V
Fondamentales	1.30-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.05
Singulières	1.10-1.05	1.10-1.05	1.05	1.05

Notre barrage fait partie de la II classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,20 - 1,15$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,10-1.05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

TABLEAU N°V.10 : DETERMINATION DES RAYONS DES CERCLES DE GLISSEMENT

Pentes	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
R_{min}/H	0,75	0,75	1	1,5	2,2	3
R_{max}/H	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

TABLEAU N°V.11 : RESULTAT DE CAS ETUDIE

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1	2,3	27	62.1
Aval	3	1	2,3	27	62.1

V.3.3. Ordre de calcul (Méthode de FANDEEV) :

Pour définir la zone des centres de cercle critiques on procède de la manière suivante :

On trace tout d'abord deux droites dont l'une verticale passe par le milieu du talus, l'autre faisant un angle de 85° avec le talus, puis on trace deux arcs à partir du milieu du talus dont les rayons sont déterminés en fonction des pentes d'après le tableau suivant où H indique la hauteur du barrage en mètres.

En suite, nous disposerons les centres de glissement de manière à ce que les courbes de glissement ne dépassent pas les limites des talus, dont la zone limitée par la courbe de glissement sera divisée en tranches de largeur $b=0,1R$ où R est le rayon du cercle.

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

Poids de la tranche « G ».

Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».

Forces de pressions interstitielles.

Forces de Cohésion.

L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

*Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G \cos \alpha$ (V.33)

*Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G \sin \alpha$ (V.34)

* α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau (V.12) suivant :

TABLEAU N°V.12: CARACTERISTIQUE GEOTECHNIQUE

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ	Degré ($^\circ$)	11°
C	T/m ²	10
γ_d	T/m ³	1.02
γ_{sat}	T/m ³	1.581
γ'	T/m ³	0.581

Remarque:

γ_{sat} : Densité saturée utilisée au dessous de la ligne de saturation.

γ_d : Densité sèche utilisée au dessus de la ligne de saturation

γ' : Densité déjaugée utilisée pour le cas de vidange rapide.

V.3.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

FORCE DE PESANTEUR :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_n = b(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$.

h_1, h_2 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation. (γ_d : densité sèche).

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation. (γ_{sat} : densité du matériaux de construction à l'état saturé).

b : largeur de la tranche.

Cette force là a deux composantes :

-**N=G.cosα** : qui est une force normale stabilisatrice.

-**T=G.sinα** : qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec : $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}}$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

* Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$. Sachant que : $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$

FORCES DE COHESION :

$$F_c = c \cdot l \dots\dots\dots (V.35)$$

Avec : C: Cohésion du sol considéré.

FORCES DUES AU SEISME :

Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a \cdot G_n \cdot r/R \dots\dots\dots (V.36)$$

Avec :

a : Coefficient de séisme (a=0,15).

G_n : Poids de la tranche.

V.3.5. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices :

Force de frottement :

$$F_1 = N \cdot \text{tg } \varphi \dots\dots\dots (V.37)$$

Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot l \dots\dots\dots (V.38)$$

Avec : $l = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

LES FORCES MOTRICES :

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (**N t**), (force de cisaillement) du poids (**G_n**) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.39)$$

Remarque que : $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}}$ $\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$

DISCUSSION SUR LES VALEURS DU COEFFICIENT DE SECURITE :

Une fois obtenu le coefficient de sécurité pour un talus, il convient de l'interpréter dans le cadre du cas de charge envisagée.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

TABLEAU N°V.13 : COEFFICIENT DE SECURITE POUR DIFFERENTS CAS DE FONCTIONNEMENT

Cas de sollicitation			Coefficient de sécurité	
			Sans séisme	Avec séisme
Fin de construction	Talus aval	R = 123.80 m	1.63	1.14
		R = 126.70m	1.57	1.09
		R = 132.80 m	1.50	1.05
		R = 134.75m	1.54	1.05
		R = 139.27m	1.59	1.09
Etat de fonctionnement normal	Talus aval	R = 123.80 m	2.40	1.61
		R = 126.70m	2.34	1.56
		R = 132.80 m	2.21	1.54
		R = 134.75m	2.24	1.53
		R = 139.27m	2.28	1.55
Vidange rapide	Talus amont	R = 130.59 m	2.59	1.46
		R= 135.04 m	2.42	1.37
		R = 145.28 m	2.51	1.44
		R = 155.38 m	2.39	1.52
		R = 169.30m	1.97	1.29
Fin de construction	Talus amont	R = 130.59 m	2.22	1.46
		R= 135.04 m	1.73	1.09
		R = 145.28 m	1.85	1.18
		R = 155.38 m	1.85	1.29
		R = 169.30m	1.49	1.05

Les coefficients admissibles de stabilité :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,20 - 1,15$
- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,10-1,05$

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum soit supérieur du coefficient admissible ; donc la stabilité du talus est assurée.

Remarque : les calculs sont représentés dans l'annexe E

V.3.6. Méthode de BISHOP :

Appréciation des calculs faits par la méthode précédente a été confirmée par utilisation d'un logiciel de stabilité (**GEO-SLOPE**)

La recherche du cercle de glissement le plus défavorable est basé sur le positionnement du centre d'un cercle et de la valeur de son rayon. La définition de l'incrément et du pas relatifs aux coordonnées du centre et la valeur du rayon permet au logiciel de balayer toute la zone au dessus du talus avec toutes les valeurs de rayon voulu. Il calculera alors tous les cercles de glissements possibles et leur facteur de sécurité F. il choisira aussi le plus défavorable et l'affichera un traitement de l'image permet de sortir le diagramme sous différents formats.

TABLEAU N°V.14 : LES CAS DE STABILITE ETUDIE

	TALUS AVAL	TALUS AMONT
	Avec séisme	Avec séisme
Fin de construction	-	3.16
	1.39	-
Fonctionnement normal	1.985	-
Vidange rapide	-	2.64

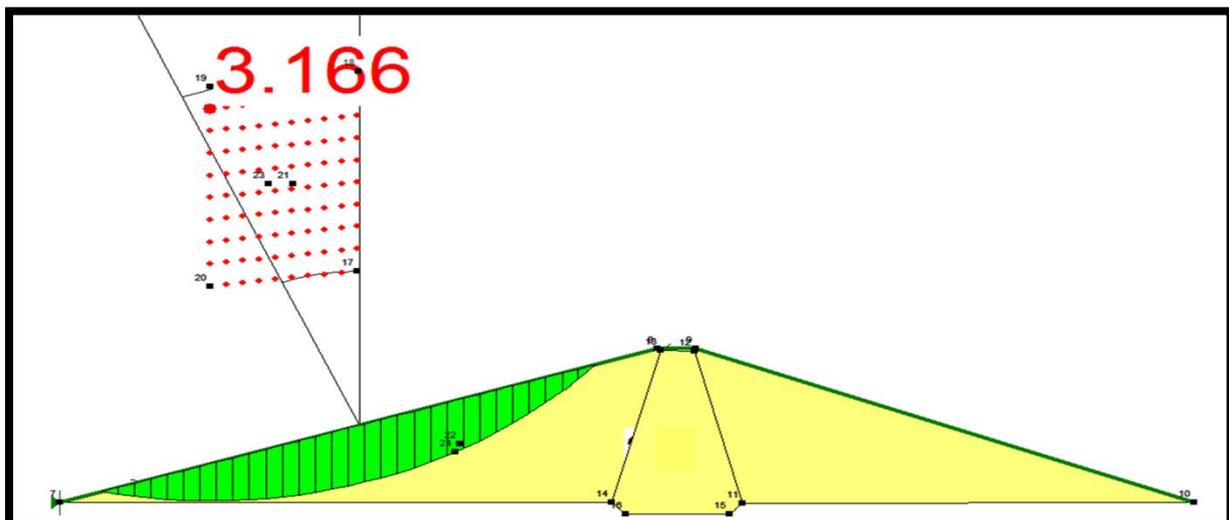


FIGURE N°V.02 : CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AMONT

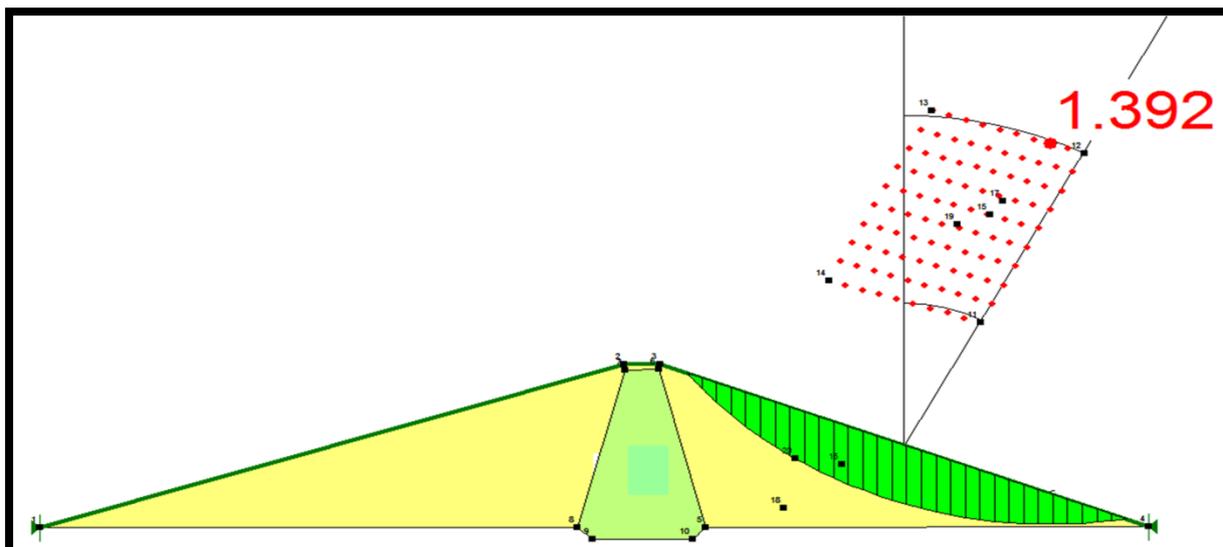


FIGURE N°V.03 : CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AVAL

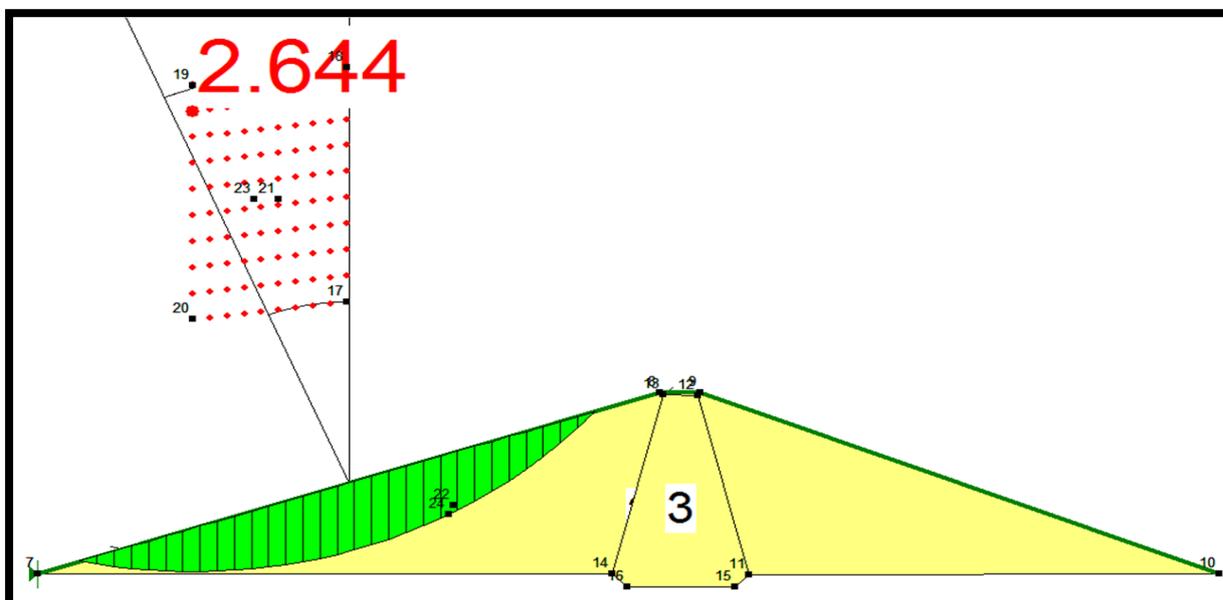


FIGURE N°V.04 : CAS DE VIDANGE RAPIDE

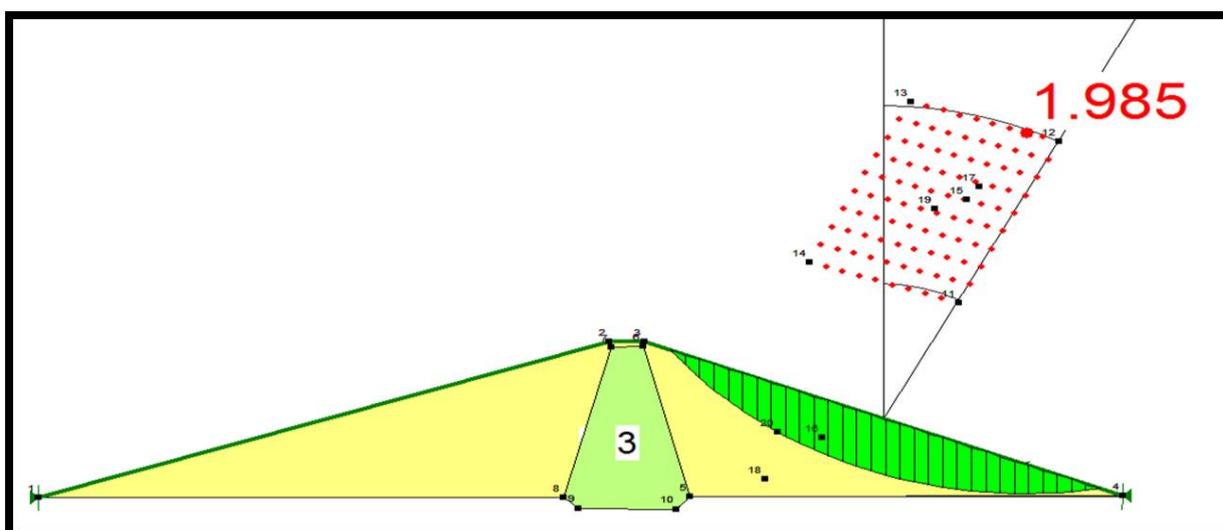


FIGURE N°V.05 : CAS DE FONCTIONNEMENT NORMAL

En conclusion l'étude des différents facteurs de sécurité montre que la stabilité est assurée dans tous les cas. Les valeurs de F sont supérieures à 1.5 dans tous les cas.

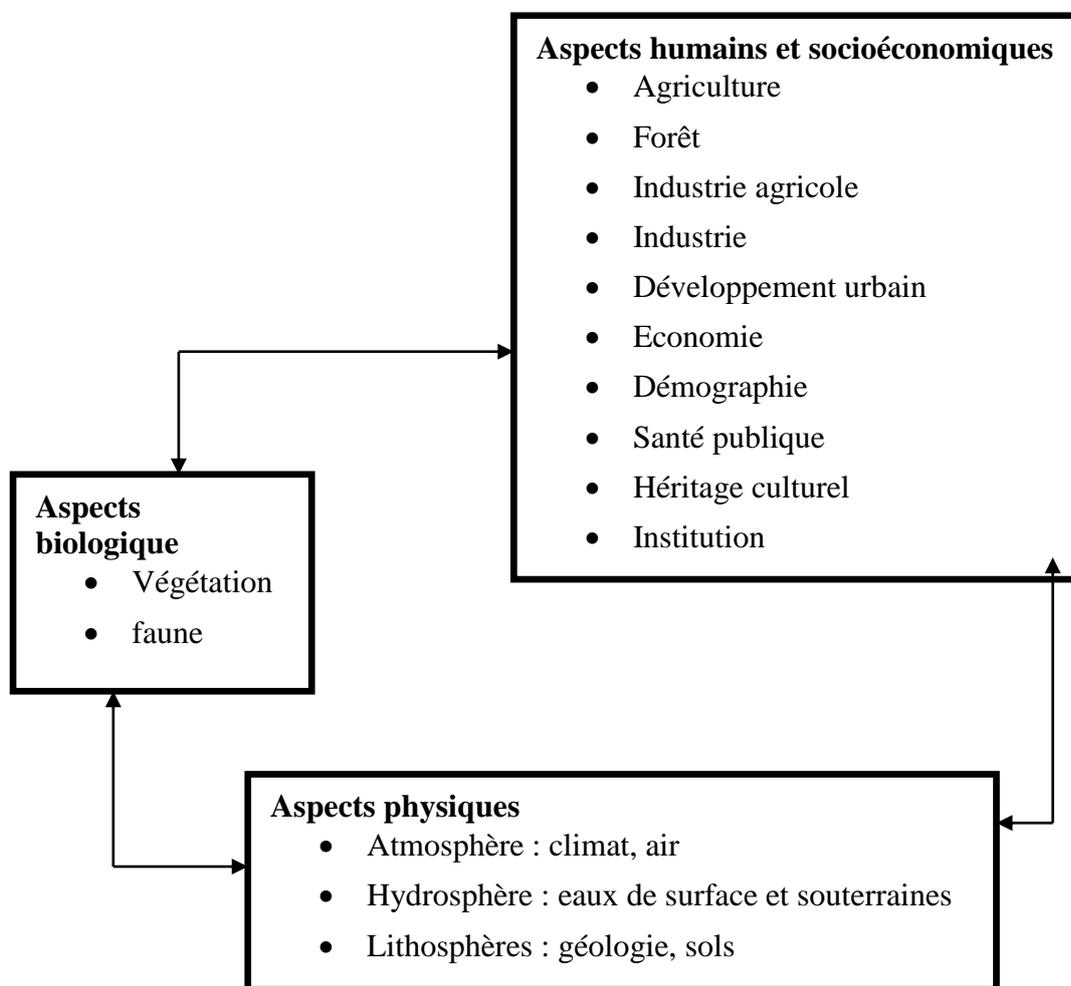
Etude d'impact environnemental

VI.1. INTRODUCTION :

L'utilisation des barrages a toujours été reconnu principalement dans les domaines de la production des énergies, l'alimentation en eau potable et l'irrigation par ailleurs la réalisation des barrages peut avoir des effets importants sur l'environnement et toucher des régions habitées et peut être l'un des inconvénients qui peut empêcher la réalisation de ces ouvrages, mais malgré ses aléas la force hydraulique reste une source renouvelable importante qui peut être favorable à l'environnement en étant convenablement planifiée et gérée. Pour anticiper et éviter tous désagréments tant écologiques que socioéconomiques, une étude d'impact environnementale est obligatoirement introduite pour accompagner la planification, la conception, la réalisation et l'exploitation de tout nouveau projet.

VI.2. COMPOSANTES PRINCIPALE DE L'ENVIRONNEMENT :

L'analyse des impacts environnementaux englobe des aspects physiques, biologiques, humains et socioéconomiques qui sont représentés dans le diagramme suivants :



VI.3. SOURCE D'IMPACT :

L'identification des sources d'impacts sur l'environnement, consiste à définir toutes les activités du projet susceptibles d'avoir un impact sur le milieu récepteur. Les sources d'impact prévisibles de l'implantation du barrage de Kef-Eddir peuvent être regroupées selon qu'elles

sont liées à la phase de réalisation du projet ou à la phase d'exploitation et d'entretien des ouvrages.

Réalisation du projet:

Le projet de construction du barrage comprend plusieurs activités et composantes pouvant causer des impacts sur l'environnement. Ces activités sont les suivantes :

- L'installation de chantier.
- Le déboisement.
- L'exploitation des bancs d'emprunt.
- La réalisation de la coupure étanche.
- La construction des ouvrages à sec.
- L'aménagement des accès.
- La gestion des déblais.
- L'approvisionnement en biens et services;
- La main d'oeuvre.

Exploitation et entretien des ouvrages :

Une fois les ouvrages réalisés, les activités d'exploitation et d'entretien suivantes pourront être des sources d'impacts sur l'environnement :

- La présence des ouvrages et des infrastructures.
- La gestion hydraulique du réservoir.
- La gestion hydraulique du bief aval.

VI.4. ELEMENTS SENSIBLE DU MILIEU:

Les éléments du milieu qui risquent d'être affectés par les différentes activités ou composantes du projet sont les suivantes :

Milieu naturel:

- L'eau : hydrologie, l'hydrogéologie et l'hydrodynamique, sédimentation et qualité de l'eau.
- Les sols : profil des pentes, qualité des sols, érosion.
- L'air : ambiance sonore et qualité de l'air.
- La végétation (terrestre, riveraine et aquatique).
- La faune (terrestre, semi-aquatique et aquatique).

Milieu humain :

L'utilisation du sol actuelle et projetée :

- Les zones cultivées dans lit de l'oued et ses rives en amont du barrage.
- Les zones d'emprunt (tout venant, argile, enrochement) qui sont situées dans le lit ou les rives de l'oued.
- Les usages de l'eau de l'oued Damous : approvisionnement en eau potable, irrigation, etc.

La population:

- le déplacement des populations.
- la qualité de vie des habitants du petit village de Lazib.
- la santé de la population en relation avec les maladies hydriques.

- l'économie régionale.
- Les activités de transport routier.

➤ **Paysage**

Les champs visuels et les composantes du paysage

VI.5.IMPACTS POTENTIELS ET MESURES D'ATTÉNUATION PROPOSE:

Chaque élément sensible affecté par le projet, au moment de la construction ou de l'exploitation des ouvrages, sera traité quant aux impacts qu'il subira et aux mesures qui sont proposées afin d'atténuer ou éliminer ces impacts.

✚ **Phase de construction des ouvrages :**

Les différentes activités liées aux travaux affecteront directement ou indirectement tous les éléments sensibles de l'environnement :

➤ **Eau :**

Impacts:

Les eaux de surface et les eaux souterraines seront vraisemblablement affectées par les activités qui auront lieu lors de la phase de l'exécution des travaux.

Les installations de chantier et notamment la cité pour le logement du personnel, les ateliers, les stations de concassage, les centrales à béton et les bureaux, auront des impacts qui sont surtout reliés aux rejets liquides et solides.

La cité et les bureaux, généreront des eaux usées et des déchets solides, qui s'ils sont directement rejetés dans la nature, ne manqueront pas de polluer les eaux de surface et par-là même la nappe alluvionnaire.

Les stations de concassage et de criblage, utiliseront de l'eau pour le lavage des agrégats. Ces eaux seront chargées de matières en suspension qui seront rejetées directement dans l'oued.

Les ateliers généreront des huiles usées (huiles moteur, huiles hydrauliques, graisses, etc) et des eaux contaminées, provenant des opérations d'entretien qui risquent d'être rejetées directement dans le réseau de drainage et migrer vers le lit de l'oued et vers les eaux souterraines.

La construction des ouvrages nécessitera :

- Le déboisement des zones requises pour la construction des ouvrages ou qui seront utilisées comme zones d'emprunt, peut entraîner l'accumulation de débris végétaux qui viendront obstruer le réseau de drainage naturel et provoquer en période de pluies l'érosion des berges et des glissements locaux.
- La réalisation des parois étanches, coupera les écoulements souterrains dans le lit de l'oued. Les conséquences prévisibles sont, la montée du niveau des eaux souterraines en amont de la coupure du batardeau amont et la baisse du niveau phréatique en aval de la coupure du batardeau aval. La baisse du niveau aval devrait être temporaire et limitée à la première saison estivale de réalisation des parois étanches. Ceci aura pour conséquence un déficit d'alimentation de la nappe alluviale qui se traduira par une baisse de niveau de l'eau dans le

forage qui alimente la ville de Damous avec deux possibilités de pollution de ses eaux, soit par les nitrates, soit par l'eau de mer. Par contre la montée de la nappe derrière le batardeau amont devrait être permanente. Cette remontée de nappe favorisera l'évaporation et créera donc un déficit dans le bilan hydrique actuel.

- Les travaux d'exploitation des zones d'emprunt et carrières changeront le drainage naturel existant et généreront des rebus (terre végétale, stériles, matière ligneuse, etc) qui risquent d'obstruer les voies de drainage naturel existantes.

Mesures d'atténuation:

La pollution des eaux de surface et des eaux souterraines doit être absolument évitée, car nous sommes en présence d'une nappe très vulnérable en raison de sa proximité de la surface et de la texture grossière des sols. Ceci est d'autant vrai qu'à l'aval des installations, cette nappe est utilisée pour l'alimentation en eau potable de la ville de Damous.

Les mesures d'atténuation à mettre en œuvre sont les suivantes :

- Mettre en place un système de collecte et de traitement des eaux usées pour la cité, les bureaux et les ateliers.
- Mettre en place un système de collecte des déchets solides et assurer son élimination dans le dépotoir de la ville de Damous.
- Faire l'entretien des véhicules dans une aire prévue à cette fin.
- Sécuriser les installations de stockage et de distribution des carburants de manière à éviter les fuites et les déversements accidentels.
- Garder sur site, des matières absorbantes pour récupérer les déversements accidentels de produits pétroliers.
- Assurer un bon drainage des aires d'installation pour limiter les ravinements des talus et les transports solides par les eaux de ruissellement.
- S'assurer que la municipalité de Damous augmente ses fréquences de mesure du niveau d'eau dans le forage d'AEP de la ville et ses fréquences d'analyses des eaux du puits.
- Préparer un plan d'intervention d'urgence pour les cas de grands déversements accidentels de contaminants.
- À la fin des travaux, restaurer les éléments du milieu qui ont été perturbés de façon à ce que ces éléments retrouvent le plus vite possible leurs conditions d'origine.

➤ **Sol :**

Impacts:

Les sols seront affectés par les différentes activités de construction. Ainsi le déboisement, l'installation du chantier, l'exploitation des bancs d'emprunt, la construction des ouvrages, l'aménagement des accès et la gestion des déblais risquent d'apporter des modifications au profil des sols et favoriser leur érosion. La couche arable du sol risque de se trouver perdue ou mélangée aux autres horizons de sol pauvres en matières organiques.

Certaines activités menées dans des secteurs sensibles (en bordure de cours d'eau ou sur les flancs des collines, par exemple) pourraient entraîner l'érosion des sols, comme le déboisement, l'installation du chantier et l'exploitation des bancs d'emprunt, particulièrement

les zones d'emprunt de matériaux argileux situés sur la rive droite et en contrebas sur la rive gauche juste en amont du futur barrage.

Par ailleurs, la circulation des engins et des véhicules lourds ainsi que leur ravitaillement en produits pétroliers pourraient causer aux sols des perturbations physiques (comme le tassement des sols) et chimiques (contamination aux hydrocarbures).

Du ravinement et des petits glissements de terrains très récents sont visibles dans tout le bassin versant. Cette érosion et ces zones d'instabilité sont dues principalement à la nature des sols de couverture (colluvions et éluvions argileuses), aux fortes pentes des versants, à un couvert végétal épars et à l'exploitation agricole de terres situées sur des fortes pentes.

Dans les zones d'interventions telles que celles destinées aux installations de chantier et aux zones d'emprunt, les travaux d'excavation peuvent provoquer des glissements de terrain si les pentes des talus ne sont pas sécuritaires et si les eaux de ruissellement ne sont pas correctement drainées.

Les pentes des zones de décharge peuvent également être instables avec le temps, créant des risques pour les biens et les personnes. Si ces zones sont dans le réservoir, les risques de glissements seront encore plus élevés en raison du marnage qui peut être très important. Les glissements auront pour conséquence, la sédimentation dans la retenue et la production de vagues qui risquent de submerger le barrage si ce dernier est plein au moment du déplacement d'une grande masse.

Mesures d'atténuation:

Outre les mesures prévues pour contrer les impacts sur l'eau et s'appliquant également pour atténuer les effets sur la qualité du sol, et ce, tel qu'indiqué à la section précédente, les mesures d'atténuation seront essentiellement orientées vers la conservation des sols. Ces dernières sont les suivantes :

- Procéder dans les zones d'excavations à la séparation de la terre végétale des autres matériaux et mettre en dépôt de la terre végétale en vue de sa réutilisation pour la remise en état des lieux.
- Choisir pour les décharges des zones propices éloignées des cours d'eau et réutiliser les matériaux des décharges pour combler les zones d'emprunt.
- Mettre en place un système de drainage des eaux de ruissellement autour des zones touchées par les travaux.
- Adopter des pentes stables pour toutes les excavations temporaires et définitives.
- Revégéter les talus autour du réservoir en dehors de la zone de marnage.
- Mettre en place des dispositifs anti-érosifs dans le bassin versant avant la mise en eau du barrage.
- Restreindre le nombre de voies de circulation ainsi que leur largeur. Limiter le déplacement de la machinerie aux aires de travail et aux accès balisés. Effectuer l'entretien régulier des voies d'accès et des aires de travail afin d'éviter la formation d'ornières, d'ourlets et de monticules.
- Afin de réduire le transport des sols par les eaux de ruissellement, effectuer le décapage des matériaux pendant la période sèche.

- Recouvrir les surfaces dénudées, sensibles à l'érosion,
- Après les travaux de construction, niveler les sols remaniés de façon à leur redonner une forme régulière et un drainage adéquat, puis favoriser l'implantation d'une strate herbacée ou arbustive stabilisatrice, particulièrement quand la pente et le matériel sont instables.
- Favoriser la reprise végétale à la fin des travaux
- Exploiter les zones d'emprunt de manière planifiée et organisée et prévoir un plan de fermeture.
- Répartir immédiatement les déblais en vue du réaménagement des lieux ou des ouvrages
- En accord avec les différents intervenants concernés (communes daïra, wilaya, ministères, etc.), favoriser la réutilisation des matériaux à des fins écologiques.

➤ **Air :**

Impacts :

L'ambiance sonore et la qualité de l'air seront affectées durant la période de construction, et ce dans le secteur immédiat du chantier. Les travaux de construction en général (déboisement, installation du chantier, la construction des ouvrages, l'aménagement des accès), le va-et-vient de la machinerie et des véhicules de chantier ainsi que la gestion des déblais entraîneront le soulèvement de poussières et une hausse du niveau de bruit. L'exploitation des nouveaux bancs d'emprunt sera également source de pollution de l'air (bruit, poussières, vibrations dans le cas d'utilisation d'explosifs dans la carrière). La zone affectée sera restreinte à la périphérie immédiate de ces bancs situés en flanc de colline en rive droite pour la carrière.

Mesures d'atténuation :

- Utiliser uniquement des engins et de l'équipement en parfait état de fonctionnement et éviter de laisser tourner inutilement les moteurs afin de réduire la perturbation du milieu causée par les bruits, les gaz d'échappement, la fumée, la poussière et toute autre nuisance.
- S'assurer que les niveaux de bruit acceptables ne sont pas dépassés.
- Toujours garder en bon état de fonctionnement les équipements servant à réduire ou à prévenir l'émission de contaminants (système antipollution des engins de chantier et des véhicules).
- Faire fonctionner les moteurs conformément aux instructions du constructeur et les régler convenablement.
- Réparer dans les plus brefs délais les engins de chantier et les véhicules qui produisent des émissions excessives de gaz d'échappement.
- Lorsque l'émission de poussières provenant des accès, des aires de stationnement ou de circulation et des tas d'agrégats ou de déblais porte atteinte à la qualité de l'environnement, prendre les mesures nécessaires pour supprimer cette nuisance (arrosage, recouvrement d'une bâche, etc.).
- Durant les travaux de construction d'un ouvrage ou d'une voie de circulation, épandre un abat-poussière chaque fois qu'il y a émissions de poussières susceptibles de porter atteinte à

la santé, à la sécurité ou au bien-être, ou n'endommagent le sol, la végétation, la faune ou les biens.

- Au besoin, effectuer un nettoyage, mécanique ou hydraulique, des voies publiques.
- Lors du transport, enfermer hermétiquement le ciment et les autres matériaux fins afin d'éviter les émissions de poussières.
- Ne pas brûler des déchets à ciel ouvert.
- À proximité des zones habitées, éviter la circulation de véhicules lourds et la réalisation de travaux bruyants en dehors des heures normales de travail.
- Aviser les résidents concernés des horaires prévus pour les travaux nuisibles (dynamitage, sondage, fonçage de palplanches, coupe de bois, etc.)
- À la fin des travaux, favoriser la reprise végétale, ensemercer les surfaces dénudées avec des espèces indigènes (arbustes et plantes herbacées).

➤ **Végétation et faune :**

Impacts:

La majeure partie du secteur affecté par les travaux se trouve en zone forestière et agricole (arbres dispersés dans la plaine et sur les versants et maquis).

La végétation, arbustive ou arborescente, est peu présente dans la zone des travaux et dans les bancs d'emprunt.

En ce qui a trait à la faune, aucune espèce rare ou menacée n'a été répertoriée dans la zone d'étude. Toutefois, la venue d'un groupe important de travailleurs, tel que prévu pour la réalisation de ce projet, risque d'exercer une pression sur la ressource faunique d'intérêt pour la chasse.

Mesures d'atténuation :

- Limiter les aires de déboisement au minimum requis.
- Indiquer clairement les limites du déboisement sur le terrain afin d'éviter de circuler et de perturber les habitats naturels à l'extérieur des aires de déboisement essentiel.
- Récupérer les bois marchands et les disposer dans un endroit accessible afin que les intervenants concernés puissent en disposer.
- Interdire le prélèvement de bois de chauffage par les travailleurs du chantier à l'extérieur des limites du déboisement.
- Incinérer le bois inutilisable ou non recyclable ainsi que les débris végétaux (souches, branches, etc.).
- Afin de ne pas abîmer les arbres conservés, ne pas circuler ou stationner ni décharger ou entreposer des matériaux sous la couronne de ces arbres.
- Après les travaux de construction, restaurer les terrains perturbés de façon à ce qu'ils retrouvent le plus rapidement possible les conditions d'origine.

- Interdire le rejet de déchets dans la nature afin de ne pas attirer les animaux et d'éviter les risques d'accident ou de blessure.

➤ Population

Impacts:

L'impact le plus important subi par la population est le déplacement obligé des habitants des douars de Lazib et de Lekhlidj qui compte une vingtaine de familles et une petite école. Ces familles devront être relogées ailleurs dans d'aussi bonnes, sinon meilleures, avant l'installation du chantier. Il est reconnu que souvent le déplacement de population crée une brisure sociale et une baisse des standards de vie pour les gens affectés.

Outre le déplacement de la population, les impacts négatifs subis par la population locale seront principalement de l'ordre des nuisances.

En effet, durant la période des travaux de construction, la qualité de vie des populations de zones limitrophes sera affectée par la circulation des engins de chantier et des véhicules de transport des matériaux, le bruit, les vibrations et les poussières, car le chemin de wilaya CW N°4 n'est pas dimensionné pour le gabarit des engins et des grands moyens de transport.

Une base vie pour les cadres de l'entreprise et de l'administration ainsi que leurs familles (une vingtaine de familles) devra être construite près du chantier.

La venue de travailleurs (incluant les cadres) de l'extérieur de la région peut causer, si elle n'est pas planifiée adéquatement, des remous dans la communauté qui les accueille : frictions, manque de services de base, etc. La présence de ces travailleurs dans ces communautés pendant quelques années, risque de créer une pression non négligeable sur les services et les infrastructures disponibles : hébergement, ravitaillement en produits d'alimentation et de consommation courante, approvisionnement en eau potable, électricité, assainissement des eaux usées, collecte des ordures, soins de santé, lieux de culte, centres communautaires, etc. Sur le chantier même, une cantine et une infirmerie sont à prévoir. En ce qui concerne les enfants d'âge scolaire des familles présentes, ils pourront intégrer les classes des écoles de Damous; le transport scolaire sera alors requis. La venue de travailleurs de l'extérieur de la région et le recrutement de personnel local, suscitera une activité économique non négligeable, quoique temporaire, se reflétant particulièrement dans les secteurs de la construction et du commerce.

La sécurité des travailleurs sur le chantier devra aussi être prise en considération. À cet effet, les standards de sécurité et de santé au travail devront être respectés, en particulier en ce qui concerne l'exposition au bruit et aux matières dangereuses (explosifs, par exemple). Par ailleurs, durant les travaux, le chantier pourrait être une cause d'accidents surtout pour les enfants, en raison par exemple d'accidents de la route ou d'excavations mal balisées.

À la suite des travaux, une partie des bâtiments de la base vie continuera d'être utilisée pour le projet, mais cette fois par l'équipe d'exploitation, alors que les autres bâtiments seront remis à la communauté.

Mesures d'atténuation:

- Recruter, lorsque possible, les travailleurs dans les communes touchées par le projet;
- Bien planifier, avec les autorités locales concernées, la venue des travailleurs provenant de l'extérieur et devant s'installer temporairement dans la région du projet et ce, afin de s'assurer de la capacité d'accueil de celle-ci;
- S'assurer du respect des standards de santé et sécurité au travail (par exemple, en ce qui a trait à la durée de l'exposition à des niveaux de bruit élevés et à l'utilisation de moyen de protection individuelle, aux travaux en hauteur et en souterrain, etc.);

- Prendre toutes les mesures requises afin de rendre les lieux de travail sécuritaires pour la population et ainsi éviter les accidents (en interdire l'accès, installer des clôtures, couvrir les excavations, embaucher des gardiens, etc.);
- Assurer le transport scolaire pour les enfants de l'encadrement qui habitent à la base vie et en faire profiter les écoliers des habitations limitrophes du site.

➤ **Paysage :**

Impacts :

Les travaux de construction entraîneront des modifications dans les champs visuels et les composantes du paysage habituellement de type agricole et forestier. La déstructuration temporaire du milieu, normale dans tous types de travaux de même envergure, sera perceptible durant toute la période des travaux. Ce type de travaux suscite la curiosité des habitants et des passants; un certain attroupement est prévisible aux endroits offrant de bons points de vue sur le site des travaux.

L'exploitation de la carrière modifiera également le paysage de façon tangible, y créant une cicatrice apparente sur une longue période de temps.

De plus, le déplacement de la route vers le haut dans la colline altérera le paysage et modifiera les points de vue perceptibles par les usagers.

La construction du barrage puis la mise en eau du réservoir viendront modifier le paysage de façon permanente.

Mesures d'atténuation :

À la suite des travaux, les lieux perturbés par les travaux devront être remis en état ceci devra être fait de manière à favoriser son intégration optimale dans le paysage (terrassment, ensemencement, plantation). À cet effet, l'entrepreneur devra proposer dès le début des travaux la gestion des déblais qu'il envisage d'adopter et le plan de fermeture des zones d'emprunt et de la carrière. En aval du barrage, les zones d'emprunt qui seront utilisées pour l'extraction du sable et du TVO, devront être reversées à l'agriculture.

✚ **Phase d'exploitation des ouvrages :**

➤ **Eau :**

Mesures d'atténuation :

- L'utilisation des engrais chimiques et des pesticides pour l'agriculture dans les zones situées dans les rives du réservoir et en amont, devra être contrôlée.
- Les rejets directement dans le réseau de drainage naturel, des eaux d'égouts des villages situés dans le bassin versant doivent être bannies.
- Les décharges non contrôlées pour les déchets domestiques et autres dans le bassin versant devront être interdites.
- L'ensemencement du réservoir pour des espèces de poissons qui se nourrissent d'algues et de larves d'insectes aquatiques est recommandé.
- La surveillance du niveau et de la qualité de l'eau souterraine en aval du barrage est nécessaire et des lâchées à petit débit, doivent être programmées pour assurer la recharge de l'aquifère.

- Des travaux de lutte contre l'érosion devront être entrepris dans le bassin versant pour limiter les apports solides et leur sédimentation dans le barrage.

➤ **Végétation et faune :**

Mesures d'atténuation :

Stabiliser les pentes du réservoir à l'aide d'espèces végétales indigènes adaptées à ce type de milieu.

En accord avec les autorités locales et régionales, favoriser le développement du potentiel faunique du réservoir par l'aménagement d'habitats pour des espèces indigènes de poissons comestibles et de faune semi-aquatique.

➤ **Population :**

Mesures d'atténuation :

Prévoir la mise en place de mécanismes de prévention des maladies liées à l'eau (par exemple, la vaccination des catégories à risque et la sensibilisation des résidents riverains, le traitement antiseptique, la suppression des gîtes larvaires, la lutte contre les mollusques hôtes intermédiaires, la surveillance de la région via des enquêtes sérologiques et la protection entomologique).

Prévoir une gestion du réservoir et des lâchers d'eau qui réduise au minimum les facteurs favorables à la prolifération des vecteurs de maladies liées à l'eau.

Établir un plan de surveillance du barrage (auscultation régulière, etc.) et mettre en place tous les équipements et les mesures requises pour le suivi du comportement du barrage.

➤ **Infrastructures :**

Mesures d'atténuation :

Les infrastructures citées ci-dessus, et qui seront touchées par le réservoir, doivent être relocalisées ou surélevées avant la mise en eau du barrage. Tant la bretelle de la CW 24 que le tronçon de route qui relie la CW 101 peuvent surélever tout en gardant le même tracé. La surélévation devrait être de l'ordre de 3 m. Les ponts, d'anciennes structures, devront quant à eux, être reconstruits.

VI.6. CONCLUSION :

Les impacts sur l'environnement sont nombreux : destruction de la faune et de la flore, dévastations d'exploitations agricoles, risque de pollution par les dommages causés à des complexes industriels. En conséquence, leur sécurité doit être très élevée, ce qui implique de faire preuve de rigueur dès l'élaboration du projet et lors de sa construction. En cours d'exploitation, un accent particulier doit être mis en place en appliquant les mêmes critères de sécurité de l'ensemble des ouvrages en exploitation.

Organisation de chantier

VII.1. INTRODUCTION :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

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 adopte 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.

VII.2. TRAVAUX PREPARATOIRES 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 divers aires de stockage 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 :

VII.2.1. Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciment nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VII.2.3. Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.2.4. 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.

VII.2.5. les moyens de chantier :

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

1. Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci après :

- les compacteurs à pneus ;
- les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;

- les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux

2. En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
- la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloigné du barrage ou a un relief très marqué.

La méthode de construction d'une digue en argile se fait suivant la manière classique (terrassement et compactage) en respectant les normes ou exigences de règles d'humidité optimale et densité maximale.

VII.3. PLANIFICATION :

VII.3. 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.

VII.3. 2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.3. 2. 1. méthodes basées sur le réseau :

VII.3. 2. 1. 1. Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

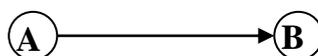
- Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- Réseau à noeuds :

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.

VII.3.2.1.2. Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches :
- détermination des tâches antérieures :
- 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.

VII.3.2.1.3. Différentes méthodes basées sur le réseau :

VII.3.2.1.3.1. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- 1^{ère} **phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- 2^{ème} **phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;
- 3^{ème} **phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.3.2.1.3.2. Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):

C'est-à-dire technique d'ordonnement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VII.3.2.1.3.3. Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VII.3.2.2. les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VII.3.2.2.1. 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.

VII.3.2.2.2. 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.

VII.3.2.2.3. 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.

VII.3.2.2.4. 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 **C.P.M**

VII.3. 3. les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

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 :

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

VII.3. 3. 1. Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

VII.3. 3.2. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

On pourra appliquer la formule suivante: $T = \frac{Q}{n.N}$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Norme de travail (8h/j)} \end{cases}$$

VII.3. 3.3. 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).

VII.4. DELAI DE CONSTRUCTION ET PROGRAMME DES TRAVAUX :

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches c'est-à-dire une recherche de la meilleure façon d'utilisation la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution

des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.5. SYMBOLES DES DIFFERENTES OPERATIONS :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau N°VII.01: symboles des opérations

Tavaux	Opérations	Duré (mois)
Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	4
Pré batardeau	C	2
Galerie de dérivation	D	5
Batardeau	E	5
Excavation du barrage	F	5
Recharges de la digue et noyau	G	18
Excavation de l'évacuateur de crue	H	5
Construction de l'évacuateur de crue	I	8
Bassin d'amortissement d'E.C	J	5
Prise d'eau et conduite	K	7
Chambres des vannes	L	1
équipement	M	2
Travaux de finition	N	5

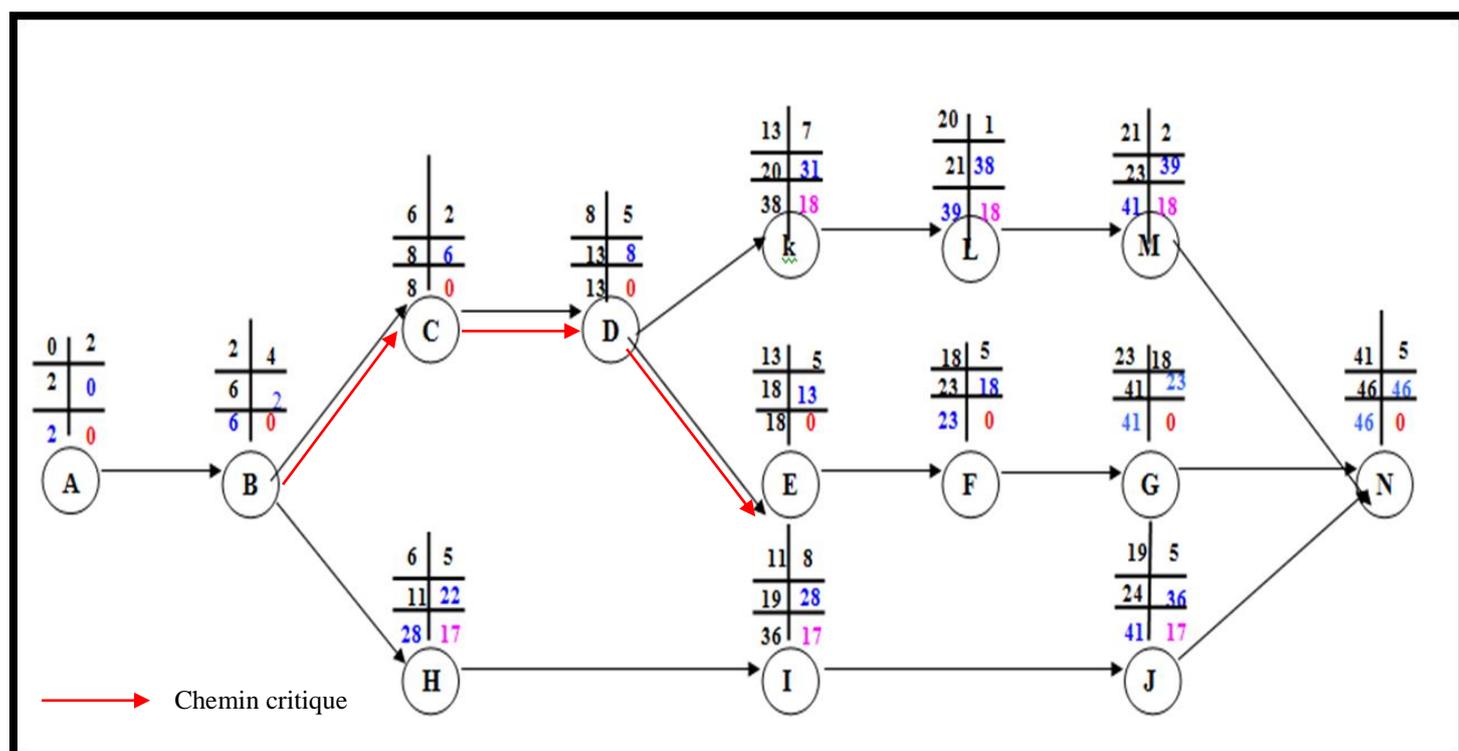


FIGURE N°VII.01 : RESEAU A NŒUDS
VII.6. DETERMINATION DES CHEMINS CRITIQUES :

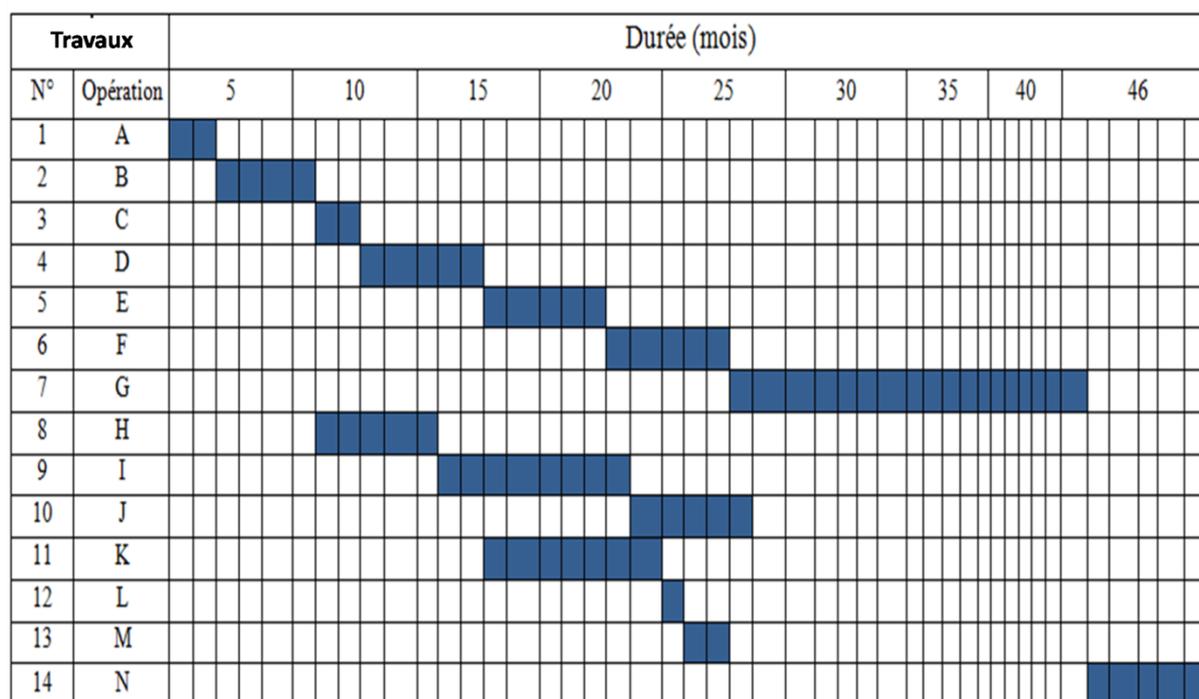
C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau N°VII.02 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
Travaux routiers	2	0	2	0	2	0
Installation de chantier	4	2	6	2	6	0
Pré batardeau	2	6	8	6	8	0
Galerie de dérivation	5	8	13	8	13	0
Batardeau	5	13	18	13	18	0
Excavation du barrage	5	18	23	18	23	0
Recharges de la digue et noyau	18	23	41	23	41	0
Excavation de l'évacuateur de crue	5	6	11	23	28	17
Construction de l'évacuateur de crue	8	11	19	28	36	17
Bassin d'amortissement d'E.C	5	19	24	36	41	17
Prise d'eau et conduite	7	13	20	31	38	18
Chambres des vannes	1	20	21	38	39	18
équipement	2	21	23	39	41	18
Travaux de finition	5	41	46	41	46	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à **46** mois.

Tableau N°VII.03 : Diagramme de Gantt


Protection et sécurité de travail

VIII.1. INTRODUCTION :

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VIII.2. CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

VIII.2.1. Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de facilité.

VIII.2.2. Causes techniques :

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

VIII.3. Conditions dangereuses dans le chantier :

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII.4. ACTIONS DANGEREUSES :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.5. MESURES PREVENTIVES :

- La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.
- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

VIII.6. CALCUL DU DEBIT D'AIR NECESSAIRE A LA VENTILATION DU TUNNEL :

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- 1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- 2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- 3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m^3 d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

$$\text{On a : } Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m^3/h).

A_m : L'alimentation Minimum ($A_m = 30 \text{ m}^3 / \text{h} / \text{personne}$)

N: Nombre de personne dans le lieu à aéré.

VIII.6.1. Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :

Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.
- Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.
- Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

1. La méthode dynamique :

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau (VIII-01).

TABLEAU N°VIII.01 : VITESSE DE L'AIR DANS LES DIFFERENTES CANALISATIONS

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5)m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

2. Méthode d'équifriction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

VIII.6.2. Calcul du diamètre des canalisations :

On à la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \text{ (m}^2\text{)}.$$

Q: Débit d'air (m³/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

$$\text{On a encore : } Q = \frac{\pi \cdot V \cdot D^2}{4} \text{ (m}^3 / \text{s)} \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} \text{ (m)}.$$

CONCLUSION GENERALE:

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de l'avant projet détaillée de la digue du barrage de Kef Eddir (w. Tipaza) permis de tirer les conclusions suivantes :

- La construction du barrage de Kef Eddir est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type "en terre" comme digue principale permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main d'œuvre locale.
- Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites.
- Maintenir les populations rurales en leur assurant de réelles possibilités de développement dans un milieu pauvre, isolé et défavorisé.
- La réalisation du barrage de Keff Eddir offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.
- Le projet du barrage de Kef Eddir est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés.

BIBLIOGRAPHIE

J-M DURAND : Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale, Edition Cemagref , 25p.

LENCASTRE.A : Hydraulique générale, EYROLLES,1999,15p.

PADAUX.S : Technique des barrages en aménagement rural ,Edition Eyrolles .Paris , France.1985, p :121,122,123,183,184.

TOUAIBIA.B, BENLAOUKLI.B : Introduction au dimensionnement des retenus collinaires. ENSH .Blida .Algérie, 2004 ,p :18,19,20,21,24,25,26,27,28

VOLKOV.G , Guide de la thèse de fin d'étude .ENSH .Blida .Algérie,1986, p :62,63,64,65,66,67,68,69,101.

ANNEXE A

TABLEAU N°III.01:SERIE PLUVIALE A PARTIR DE LA STATION 020203

années	sep	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUI	AOU	annu
1968	27,96	0	94,8	175,6	40,1	85,2	44,5	112	97,3	13,2	0	0	690,7
1969	35,6	418,2	126,7	146,2	74,3	1,1	67,2	26,5	40,6	0	0	0	936,4
1970	0	25,6	0	168,9	168,2	16,5	42,8	84,8	50,4	9,1	3,3	0	569,6
1971	58,6	8,7	204,2	108,2	202,3	75,6	150,4	78,9	70,6	1	0	2,2	960,7
1972	54,5	67,8	40	110,2	143,4	134	34,2	9,3	0,3	34,8	0	0	628,5
1973	164,6	45,9	35,1	146	12	126,8	129,7	121,5	0	1,2	1	2,6	786,4
1974	22,5	203,9	48,7	4,1	14,7	24,2	116,7	80,2	41,8	6,2	0	18	581
1975	5,4	13,5	202,3	63,9	63	126,5	55,9	154,2	90,7	16	0,8	18,2	810,4
1976	20,2	127	62,5	62,8	87,1	15,7	42,9	29,9	74,7	0	7,2	6,7	536,7
1977	0	11,5	167,8	18,9	101,6	9,6	68,7	107,5	31,2	3,6	0	0	520,4
1978	0,3	208	37,3	62,8	41,5	185,8	77,1	40,6	9,1	16,9	0	0	679,4
1979	77,5	86,3	48,5	65	155,9	30,6	45	29,2	16,9	2,5	0	13	570,4
1980	2,9	35,8	32,2	220,3	48,8	72,3	33,6	142,7	47,5	5,6	0	4,8	646,5
1981	10,6	55,7	0	47,2	56	115,8	32,3	19,5	82,4	0	0,5	0,4	420,4
1982	22,7	85,7	204,8	61,5	0,6	89,6	46,7	7,2	12,4	0	6,2	10,3	547,7
1983	0	8,4	28,3	76,2	85,6	81,9	67,4	37,4	86,1	5,1	0	0,4	476,8
1984	6,5	117,9	27,4	88,4	87,7	34,6	150,2	26,1	114,3	0	0	0	653,1
1985	4,1	66,3	132,6	51,8	85,9	99,2	90	20,3	6,7	17,2	7,3	0	581,4
1986	40	121,6	63	184,6	56,5	161,6	26,2	0	5,2	11,4	0,6	2,7	673,4
1987	12,4	49,6	78,6	36,4	48,8	23,5	44,1	21,2	65,4	7,6	0	0,8	388,4
1988	14,4	18,9	67,6	150,9	13,4	35,1	103	60,3	8,2	11,2	1,3	18,9	503,2
1989	59,3	3,5	36,2	18	77,4	0	44,7	77,7	48	0,2	4,7	0	369,7
1990	0,3	56,1	94,7	86,5	77	47,3	106,9	1,8	41,1	13,2	1,43	0	526,3
1991	14,1	49,8	48,4	14,6	116,3	12,9	89,9	46,7	40,9	20	4,6	0	458,2
1992	0	35,9	60,8	63,5	0	53,7	15,2	45,9	12,4	0	0	1,8	289,2
1993	18,4	87	47,2	17,2	87,4	45,4	3,3	57,3	2,7	0	0	0	365,9
1994	85,4	26,9	80,99	78,7	85,1	79,8	72,5	20,2	0	8	1,43	0	539
1995	81,9	35,38	61	66,1	52	130,3	67,3	143,2	0	0	1,43	3,597	642,2
1996	27,96	35,38	30	42,9	59,9	21,2	19	0	0	0	0	0	236,3
1997	5,5	54,4	113,2	53,7	67,5	47,9	42,4	29,8	45	0	0	8,7	468,1
1998	12,2	49,8	68,3	15,8	132,6	121,6	13,8	0	0	6,741	0	3,597	424,4
1999	31	15,1	88,6	130	6,8	0,8	13,8	10,2	12,4	0	0	0	308,7
2000	20,5	91,7	82,6	24,3	79,5	68,1	0	62,8	10,9	0,8	0	0	441,2
2001	63,1	1,5	288,2	62,4	23	23,4	77,2	51,8	30,9	0	7	13,9	642,4
2002	14,7	24,7	62,8	30,9	116,8	77,5	8	38,3	40,3	0	0,2	3,2	417,4
2003	0	21,1	89,3	73,8	43,8	60	28,9	69,6	99,1	12,3	0	0	497,9
2004	7,7	39,3	77,6	119,9	63,1	120	75,5	27,6	0	0	0	0	530,7
2005	45,6	51,4	89	148,9	100,3	89,8	6,7	8,5	97,1	0	0	0	637,3
2006	10,5	0,4	10,3	274,2	19,8	24,8	67,7	90,6	11	0	0	13	522,3
2007	37,3	60,61	80,99	55,5	10,5	21,1	32,5	2,5	35,97	45,8	9,6	0	392,4
2008	37,1	29,4	134	118,7	148	11	56,6	55,2	7,9	6,741	0	0,7	605,3
2009	20,8	0	55	45,8	93,3	68,6	99,7	60,7	23,3	6,741	1,43	3,597	479

TABLEAU N°III.02: DETERMINATION DE LA PENTE ROCHE IP

altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	Km²	%	
1152- 1100	52	0,5800	0,12036429	2,50178798
1100- 1000	100	3,6976	0,76729859	8,75955815
1000- 900	100	9,1740	1,90369686	13,7974522
900- 800	100	17,1468	3,55814225	18,8630386
800- 700	100	34,6535	7,19096968	26,8159834
700- 600	100	60,5245	12,559485	35,4393637
600- 500	100	85,4289	17,7274122	42,1039335
500- 400	100	130,6179	27,1046108	52,0620887
400- 300	100	66,9676	13,8964992	37,2780085
300- 200	100	47,4247	9,84112193	31,3705625
200- 100	100	21,7595	4,51533097	21,2493082
100-49	51	3,9278	0,81506817	6,44736199
Somme		481,9029	100	296,688447

TABLEAU N°III.18: INTENSITE POUR LES DIFFERENTES FREQUENCES.

Période de retour	5		10		20		50		100		1000		10000	
	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
0,50	16,06	32,13	19,31	38,62	22,54	45,08	26,74	53,47	29,83	59,66	41,10	82,20	53,47	106,95
1,00	21,05	21,05	25,31	25,31	29,53	29,53	35,04	35,04	39,09	39,09	53,86	53,86	70,07	70,07
3,00	32,31	10,77	38,84	12,95	45,33	15,11	53,77	17,92	60,00	20,00	82,66	27,55	107,55	35,85
6,00	42,34	7,06	50,90	8,48	59,40	9,90	70,47	11,74	78,62	13,10	108,32	18,05	140,93	23,49
Tc=9,03h	49,66	5,50	59,70	6,61	69,67	7,72	82,65	9,15	92,21	10,21	127,04	14,07	165,29	18,30
12,00	55,48	4,62	66,70	5,56	77,84	6,49	92,34	7,69	103,02	8,59	141,94	11,83	184,68	15,39
15,00	60,52	4,03	72,76	4,85	84,92	5,66	100,73	6,72	112,39	7,49	154,85	10,32	201,47	13,43
18,00	64,98	3,61	78,12	4,34	91,17	5,07	108,16	6,01	120,67	6,70	166,26	9,24	216,32	12,02
21,00	69,01	3,29	82,96	3,95	96,82	4,61	114,86	5,47	128,15	6,10	176,56	8,41	229,72	10,94
24,00	72,70	3,03	87,40	3,64	102,00	4,25	121,00	5,04	135,00	5,63	186,00	7,75	242,00	10,08

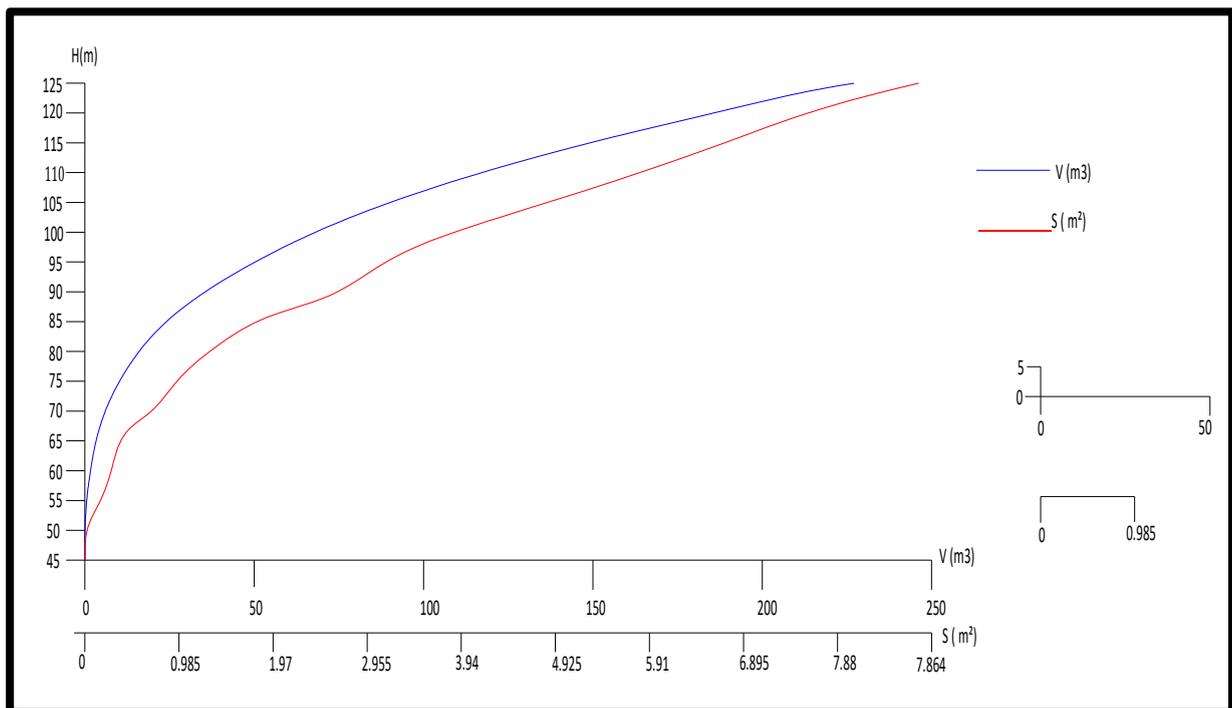


FIGURE N°III.14 : COURBES CAPACITE - SURFACE -HAUTEUR

TABLEAU N°.III.28 : HYDROGRAMME DE CRUES POUR DIFFERENTES PERIODES DE RETOUR.

hydrogramme de crues					
Temps (h)	Qmax (10%) (m³/s)	Qmax (5%) (m³/s)	Qmax (2%) (m³/s)	Qmax (1%) (m³/s)	Qmax(0,1%) (m³/s)
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1	5,969	7,225	8,864	11,903	18,713
2	23,878	28,902	35,457	47,612	74,853
3	53,725	65,029	79,778	107,126	168,419
4	95,511	115,606	141,828	190,447	299,411
5	149,236	180,635	221,606	297,573	467,830
6	214,900	260,114	319,113	428,505	673,676
7	292,502	354,044	434,348	583,243	916,947
8	382,044	462,425	567,312	761,786	1197,645
9	483,524	585,257	718,004	964,136	1515,770
9,03	486,753	589,165	722,799	970,574	1525,892
10	410,291	525,726	644,971	866,066	1361,588
11	342,288	465,900	571,575	767,510	1206,642
12	282,248	409,686	502,611	674,906	1061,054
13	229,674	357,085	438,079	588,253	924,822
14	184,071	308,097	377,980	507,551	797,947
15	144,943	262,722	322,312	432,801	680,428
16	111,795	220,959	271,077	364,002	572,266
17	84,130	182,809	224,274	301,154	473,460
18	61,453	148,272	181,902	244,258	384,011
19	43,267	117,347	143,963	193,314	303,919
20	29,078	90,035	110,457	148,321	233,183
21	18,390	66,336	81,382	109,279	171,804
22	10,705	46,249	56,739	76,189	119,781
23	5,530	29,775	36,529	49,051	77,115
24	2,368	16,914	20,750	27,864	43,806
25	0,722	7,665	9,404	12,628	19,853
26	0,098	2,030	2,490	3,344	5,257
27	0,000	0,007	0,008	0,011	0,017
27,09	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

TABLEAU N°III.36:REGULARISATION SAISONNIERE SANS TENIR COMPTE DES PERTES.

MOIS	W80% (Mm ³)	U80% (Mm ³)	W-U (Mm ³)	1 ^{iere} CONSIGNE			2 ^{eme} CONSIGNE		
				Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)	Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)
					30		30		
OCT	3,62	1,1	2,52	32,52	32,52	0	20,71	30	9,29
NOV	4,84	0	4,84	37,36	37,36	0	23,23	23,23	0
DEC	5,11	0	5,11	42,47	42,47	0	28,07	28,07	0
JAN	4,33	0	4,33	46,8	44,69	2,11	33,18	33,18	0
FEV	3,8	0	3,8	48,49	44,69	3,8	37,51	37,51	0
MAR	3,43	1,3	2,13	46,82	44,69	2,13	41,31	41,31	0
AVR	3	1,75	1,25	45,94	44,69	1,25	43,44	43,44	0
MAI	2,15	2,5	-0,35	44,34	44,34	0	44,69	44,69	0
JUIN	0,4	4	-3,6	40,74	40,74	0	44,34	44,34	0
JUI	0,08	4,2	-4,12	36,62	36,62	0	40,74	40,74	0
AOU	0,21	4,2	-3,99	32,63	32,63	0	36,62	36,62	0
SEP	1,67	4,3	-2,63	30	30	0	32,63	32,63	0

TABLEAU N° III.38:REGULARISATION SAISONNIERE EN TENANT COMPTE DES PERTES.

MOIS	W80% (Mm ³)	U80% (Mm ³)	P (Mm ³)	W-U-P (Mm ³)	1 ^{ier} CONSIGNE			2 ^{eme} CONSIGNE		
					Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)	Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)
						30		30		
OCT	3,62	1,1	0,26	2,26	32,26	32,26	0	24,79	30,00	5,21
NOV	4,84	0	0,28	4,56	36,82	36,82	0	27,05	27,05	0
DEC	5,11	0	0,31	4,80	41,61	41,61	0	31,61	31,61	0
JAN	4,33	0	0,35	3,98	45,59	45,59	0	36,40	36,40	0
FEV	3,8	0	0,38	3,42	49,02	46,42	2,60	40,39	40,39	0
MAR	3,43	1,3	0,38	1,75	48,17	46,42	1,75	43,81	43,81	0
AVR	3	1,75	0,38	0,87	47,29	46,42	0,87	45,56	45,56	0
MAI	2,15	2,5	0,38	-0,73	45,69	45,69	0,00	46,42	46,42	0
JUIN	0,4	4	0,38	-3,98	41,70	41,70	0,00	45,69	45,69	0
JUI	0,08	4,2	0,37	-4,49	37,22	37,22	0,00	41,71	41,71	0
AOU	0,21	4,2	0,32	-4,31	32,91	32,91	0,00	37,22	37,22	0
SEP	1,67	4,3	0,28	-2,91	30,00	30,00	0,00	32,91	32,91	0

TABLEAU N°III.40:REGULARISATION SAISONNIERE EN TENANT COMPTE DES PERTES.

MOIS	W80% (Mm ³)	U80% (Mm ³)	P (Mm ³)	W-U-P (Mm ³)	1ier CONSIGNE			2eme CONSIGNE		
					Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)	Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)
						30		30		
OCT	3,62	1,1	0,26	2,26	32,26	32,26	0	24,82	30,00	5,18
NOV	4,84	0	0,28	4,56	36,82	36,82	0	27,08	27,08	0
DEC	5,11	0	0,31	4,80	41,62	41,62	0	31,64	31,64	0
JAN	4,33	0	0,34	3,99	45,61	45,61	0	36,44	36,44	0
FEV	3,8	0	0,37	3,43	49,04	46,45	2,59	40,43	40,43	0
MAR	3,43	1,3	0,39	1,74	48,19	46,45	1,74	43,86	43,86	0
AVR	3	1,75	0,39	0,86	47,31	46,45	0,86	45,59	45,59	0
MAI	2,15	2,5	0,39	-0,74	45,71	45,71	0,00	46,45	46,45	0
JUIN	0,4	4	0,39	-3,99	41,71	41,71	0,00	45,71	45,71	0
JUI	0,08	4,2	0,37	-4,49	37,22	37,22	0,00	41,72	41,72	0
AOU	0,21	4,2	0,32	-4,31	32,91	32,91	0,00	37,23	37,23	0
SEP	1,67	4,3	0,28	-2,91	30,00	30,00	0,00	32,91	32,91	0

TABLEAU N°III.44 : DETERMINATION DE H0 ET Q EN FONCTION DE B

H (m)	V _{moy} (m/s)	H ₀ (m)	Débit m ³ /s						
			b=50m	b=60m	b=70m	b=80m	b=90m	b=100m	b=110m
0,5	0,38	0,51	39,24	47,08	54,93	62,78	70,62	78,47	86,32
1	0,87	1,04	114,83	137,80	160,77	183,74	206,70	229,67	252,64
1,5	1,33	1,59	217,58	261,10	304,62	348,13	391,65	435,17	478,68
2	1,75	2,16	343,74	412,49	481,24	549,98	618,73	687,48	756,23
2,5	2,14	2,73	490,71	588,85	687,00	785,14	883,28	981,42	1079,56
3	2,51	3,32	656,52	787,83	919,13	1050,43	1181,74	1313,04	1444,35
3,5	2,84	3,91	839,61	1007,53	1175,45	1343,37	1511,29	1679,21	1847,13

TABLEAU N°III.45 : DEBITS DEVERSANT EN FONCTION DE H ET B ET LE VOLUME DE CRUE

H (m)	V _{forcé} (M m ³)	q _{Laminé} (m ³ /s)	Débit m ³ /s						
			b=50m	b=60m	b=70m	b=80m	b=90m	b=100m	b=110m
0,5	2,72	1470,11	39,24	47,08	54,93	62,78	70,62	78,47	86,32
1	5,94	1404,08	114,83	137,80	160,77	183,74	206,70	229,67	252,64
1,5	9,08	1339,69	217,58	261,10	304,62	348,13	391,65	435,17	478,68
2	12,45	1270,59	343,74	412,49	481,24	549,98	618,73	687,48	756,23
2,5	15,67	1204,55	490,71	588,85	687,00	785,14	883,28	981,42	1079,56
3	18,95	1137,29	656,52	787,83	919,13	1050,43	1181,74	1313,04	1444,35
3,5	22,56	1063,26	839,61	1007,53	1175,45	1343,37	1511,29	1679,21	1847,13

TABEAU N°III.61 : LAMINAGE DE CRUES.

T (h)	Q (m ³ /s)	 (m ³ /s)	 -q (m ³ /s)	 -q)*ΔT (m ³)	V+0.5 q ΔT (m ³)	Q (m ³)
0	0,000	9,35660509	9,35660509	33683,77832	125000000,00	0
1	18,713	46,7830255	43,2430255	155674,8916	125033683,8	3,54
2	74,853	121,635866	116,095866	417945,1182	125189358,7	5,54
3	168,419	233,915127	218,525127	786690,4581	125607303,8	15,39
4	299,411	383,620809	346,850809	1248662,911	126393994,2	36,77
5	467,830	570,752911	487,362911	1754506,478	127642657,2	83,39
6	673,676	795,311433	639,051433	2300585,158	129397163,6	156,26
7	916,947	1057,29638	789,526375	2842294,951	131697748,8	267,77
8	1197,645	1356,70774	934,997738	3365991,857	134540043,7	421,71
9	1515,770	1438,67877	803,01877	2890867,573	137906035,6	635,66
10	1361,588	1284,11497	401,724968	1446209,885	140796903,2	882,39
11	1206,642	1133,84817	148,138166	533297,398	142243113,1	985,71
12	1061,054	992,937952	-36,992048	-133171,3727	142776410,5	1029,93
13	924,822	861,384326	-138,615674	-499016,4269	142643239,1	1000
14	797,947	739,187288	-211,422712	-761121,7646	142144222,7	950,61
15	680,428	626,346837	-269,663163	-970787,3858	141383100,9	896,01
16	572,266	522,862975	-290,537025	-1045933,29	140412313,5	813,4
17	473,460	428,7357	-293,4143	-1056291,479	139366380,2	722,15
18	384,011	343,965014	-305,944986	-1101401,95	138310088,7	649,91
19	303,919	268,550915	-324,579085	-1168484,705	137208686,8	593,13
20	233,183	202,493404	-312,566596	-1125239,744	136040202,1	515,06
21	171,804	145,792482	-298,507518	-1074627,066	134914962,3	444,3
22	119,781	98,4481468	-281,841853	-1014630,672	133840335,3	380,29
23	77,115	60,4603998	-265,4496	-955618,5606	132825704,6	325,91
24	43,806	31,8292408	-244,800759	-881282,7332	131870086	276,63
25	19,853	12,5546697	-219,78533	-791227,1892	130988803,3	232,34
26	5,257	2,63668648	-191,053314	-687791,9287	130197576,1	193,69
27	0,017	0,00842093	-160,791579	-578849,6847	129509784,2	160,8
28	0,000	0	-136,66	-491976	128930934,5	136,66
29	0,000	0	-115,5	-415800	128438958,5	115,5
30	0,000	0	-98,45	-354420	128023158,5	98,45
31	0,000	0	-84,27	-303372	127668738,5	84,27
32	0,000	0	-73,09	-263124	127365366,5	73,09
33	0,000	0	-62,79	-226044	127102242,5	62,79
34	0,000	0	-54,15	-194940	126876198,5	54,15
35	0,000	0	-47,18	-169848	126681258,5	47,18
36	0,000	0	-41,2	-148320	126511410,5	41,2
37	0,000	0	-35,66	-128376	126363090,5	35,66
38	0,000	0	-31	-111600	126234714,5	31
39	0,000	0	-28,68	-103248	126123114,5	28,68
40	0,000	0	-25,58	-92088	126019866,5	25,58
41	0,000	0	-23,15	-83340	125927778,5	23,15

42	0,000	0	-21,26	-76536	125844438,5	21,26
43	0,000	0	-19,27	-69372	125767902,5	19,27
44	0,000	0	-17,61	-63396	125698530,5	17,61
45	0,000	0	-15,61	-56196	125635134,5	15,61
46	0,000	0	-13,4	-48240	125578938,5	13,4
47	0,000	0	-11,96	-43056	125530698,5	11,96
48	0,000	0	-10,19	-36684	125487642,5	10,19
49	0,000	0	-7,31	-26316	125450958,5	7,31
50	0,000	0	-5,87	-21132	125424642,5	5,87
51	0,000	0	-4,98	-17928	125403510,5	4,98
52	0,000	0	-3,77	-13572	125385582,5	3,77
53	0,000	0	-3,21	-11556	125372010,5	3,21
54	0,000	0	-3,1	-11160	125360454,5	3,1
55	0,000	0	-3	-10800	125349294,5	3
56	0,000	0	-2,9	-10440	125338494,5	2,9
57	0,000	0	-2,88	-10368	125328054,5	2,88
58	0,000	0	-2,8	-10080	125317686,5	2,8
59	0,000	0	-2,78	-10008	125307606,5	2,78
60	0,000	0	-2,75	-9900	125297598,5	2,75
61	0,000	0	-2,69	-9684	125287698,5	2,69
62	0,000	0	-2,63	-9468	125278014,5	2,63
63	0,000	0	-2,6	-9360	125268546,5	2,6
64	0,000	0	-2,58	-9288	125259186,5	2,58
65	0,000	0	-2,56	-9216	125249898,5	2,56
66	0,000	0	-2,55	-9180	125240682,5	2,55
67	0,000	0	-2,53	-9108	125231502,5	2,53
68	0,000	0	-2,5	-9000	125222394,5	2,5
69	0,000	0	-2,48	-8928	125213394,5	2,48
70	0,000	0	-2,47	-8892	125204466,5	2,47
71	0,000	0	-2,46	-8856	125195574,5	2,46
72	0,000	0	-2,45	-8820	125186718,5	2,45
73	0,000	0	-2,43	-8748	125177898,5	2,43
74	0,000	0	-2,41	-8676	125169150,5	2,41
75	0,000	0	-2,4	-8640	125160474,5	2,4
76	0,000	0	-2,37	-8532	125151834,5	2,37
77	0,000	0	-2,35	-8460	125143302,5	2,35
78	0,000	0	-2,33	-8388	125134842,5	2,33
79	0,000	0	-2,29	-8244	125126454,5	2,29
80	0,000	0	-2,27	-8172	125118210,5	2,27
81	0,000	0	-2,25	-8100	125110038,5	2,25
82	0,000	0	-2,18	-7848	125101938,5	2,18
83	0,000	0	-2,14	-7704	125094090,5	2,14
84	0,000	0	-2,13	-7668	125086386,5	2,13
85	0,000	0	-2,11	-7596	125078718,5	2,11
86	0,000	0	-2,08	-7488	125071122,5	2,08

87	0,000	0	-2,02	-7272	125063634,5	2,02
88	0,000	0	-2	-7200	125056362,5	2
89	0,000	0	-1,99	-7164	125049162,5	1,99
90	0,000	0	-1,97	-7092	125041998,5	1,97
91	0,000	0	-1,96	-7056	125034906,5	1,96
92	0,000	0	-1,94	-6984	125027850,5	1,94
93	0,000	0	-1,93	-6948	125020866,5	1,93
94	0,000	0	-1,91	-6876	125013918,5	1,91
95	0,000	0	-1,89	-6804	125007042,5	1,89
96	0,000	0	-0,06625	-238,5	125000238,5	0,06625
97	0,000	0	0	0	125000000	0

ANNEXE C

TABLEAU N° IV.05: VOLUME DES GRAVIERS DU DRAIN VERTICAL

COUPE N°	Hi(m)	Bi(m)	Si(m ²)	Sm(m ²)	Li(m)	Vi(m ³)
1	0	1,5	0			
				5,6775	50	283,875
2	7,57	1,5	11,355			
				16,6275	50	831,375
3	14,6	1,5	21,9			
				38,865	50	1943,25
4	37,22	1,5	55,83			
				68,7675	50	3438,375
5	54,47	1,5	81,705			
				90,915	50	4545,75
6	66,75	1,5	100,125			
				99,8625	50	4993,125
7	66,4	1,5	99,6			
				98,6625	50	4933,125
8	65,15	1,5	97,725			
				77,7075	50	3885,375
9	38,46	1,5	57,69			
				28,845	39,87	1150,05015
10	0	1,5	0	TOTAL		26004,3002

TABLEAU N°IV.06 : VOLUME DES GRAVIERS DU DRAIN PRISME

COUPE N°	Hi(m)	Bi(m)	Si(m ²)	Sm(m ²)	Li(m)	Vi(m ³)
1	0	3.39	0	114	43.84	4997.8
2	10.16	41.49	228			
				222.675	50	11134
3	9.90	40.52	217.35			
				215.325	50	10766
4	9.80	40.14	213.30			
				106.65	33	3519.5
5	0	0	0			
				Totale		7604.3025

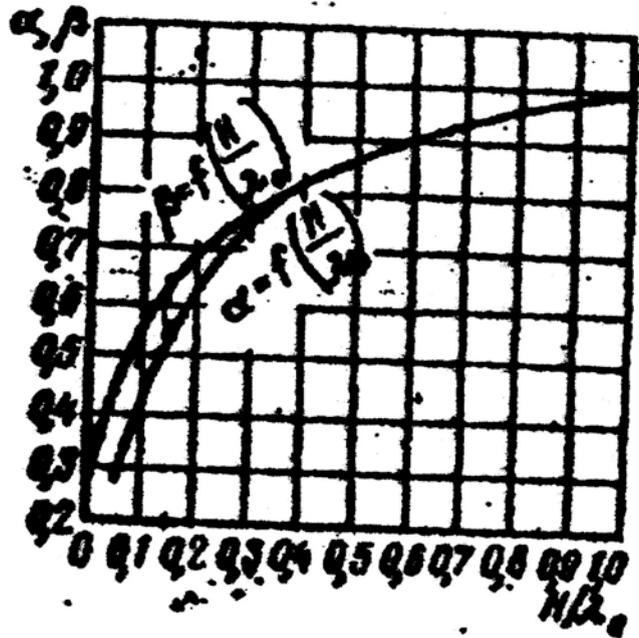
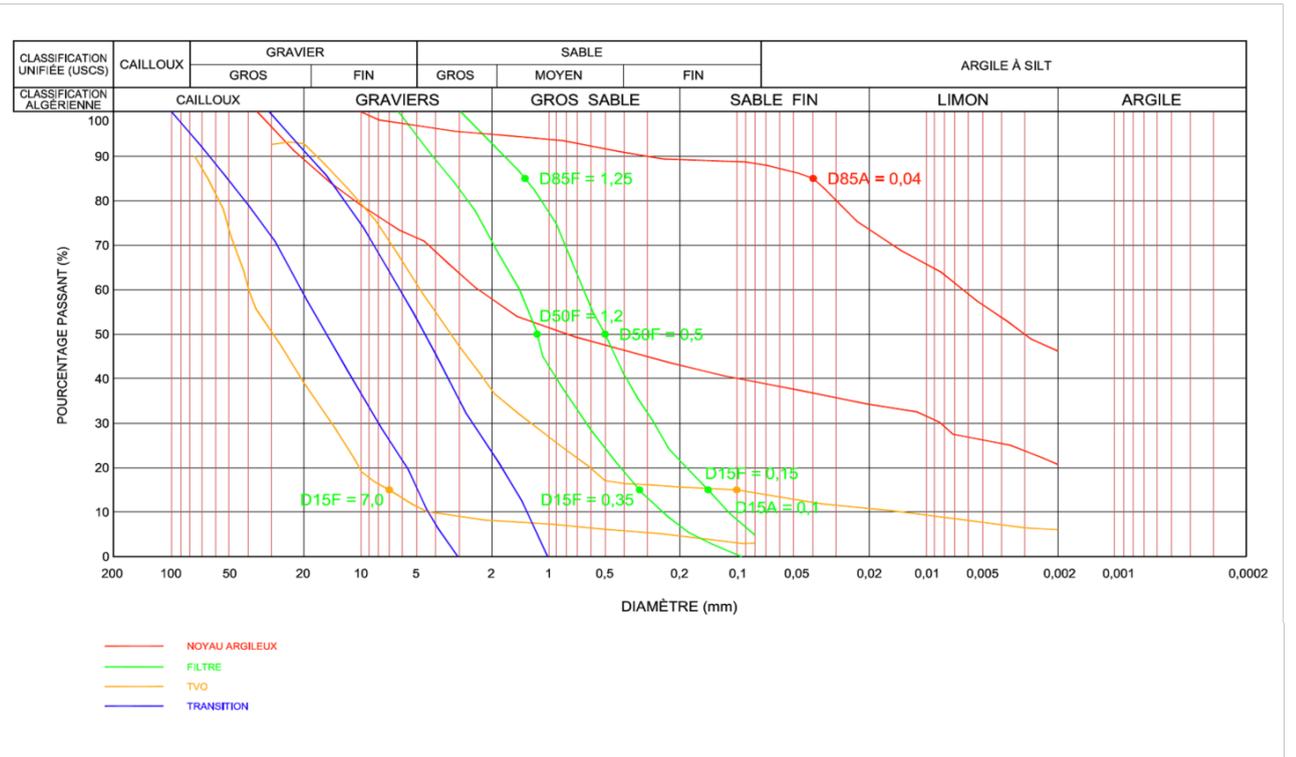
TABLEAU N° IV.07 : VOLUME DU NOYAU.

COUPE N°	Hi(m)	Bi(m)	Wi(m²)	Wm(m²)	Li(m)	Vi(m³)
1	0	0	0			
				42.52	50	2126.22
2	6,57	14.59	85.05			
				142.48	50	7124.22
3	13,6	18.1	199.92			
				468.59	50	23429.45
4	36,22	29.41	737.26			
				1028.18	50	51409.08
5	53,47	38.04	1319.10			
				1571.34	50	78567.03
6	65,75	44.17	1823.58			
				1815.94	50	90797.16
7	65,4	44	1808.31			
				1781.09	50	89054.28
8	64,15	43.38	1753.86			
				1263.99	50	63199.30
9	37,46	30.03	774.11			
				774.11	39	15095.16
10	0	0	0	TOTAL		420801.88

TABLEAU N°IV.08 : VOLUME DES MATERIAUX DE PROTECTION.

COUPE N°	Hi(m)	Bi(m)	Wi(m ²)	Wm(m ²)	Li(m)	Vi(m ³)
1	0	2.7	0			
				8.8695	50	443.475
2	6,57	2.7	17.739			
				27.2295	50	1361.475
3	13,6	2.7	36.72			
				67.257	50	3362.85
4	36,22	2.7	97.794			
				121.0815	50	6054.075
5	53,47	2.7	144.369			
				160.947	50	8047.35
6	65,75	2.7	177.525			
				177.0525	50	8852.625
7	65,4	2.7	176.58			
				174.8925	50	8744.625
8	64,15	2.7	173.205			
				137.1735	50	6858.675
9	37,46	2.7	101.142			
				50.571	39	1972.269
10	0	2.7	0			
				TOTAL		45697.419

ANNEXE D



Abaque $\alpha, \beta \equiv$

$$f \left(\frac{H}{\lambda} \right)$$

λ

α

0

ANNEXE E

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

R=123.80 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2.830	2.06	0	-0.25	0.96825	5.9464	-1.486599	5.7575732	2.9228	29.2281	0.19	1.093939	2.06	6.02099	1.14398839	66	94.1909
-2	12.380	10.21	0	-0.167	0.98601	128.93	-21.48797	127.12452	12.556	125.556	0.19	24.15366	10.21	128.193	24.356631	66	2042.22
-1	12.380	17.05	0	-0.083	0.99652	215.3	-17.94172	214.55171	12.423	124.232	0.19	40.76482	17.05	211.816	40.244993	66	3410.36
0	12.380	22.62	0	0	1	285.64	0	285.63631	12.38	123.8	0.19	54.2709	22.62	280.036	53.206764	66	4524.48
1	12.380	26.96	0	0.0833	0.99652	340.44	28.370008	339.25595	12.423	124.232	0.19	64.45863	26.96	334.93	63.6366576	66	5392.57
2	12.380	30.03	0	0.1667	0.98601	379.21	63.201138	373.90297	12.556	125.556	0.19	71.04157	30.03	377.045	71.6385532	66	6006.64
3	12.380	31.78	0	0.25	0.96825	401.31	100.32628	388.56202	12.786	127.86	0.19	73.82678	31.78	406.339	77.2044797	66	6356.67
4	12.380	32.1	0	0.3333	0.94281	405.35	135.11532	382.16384	13.131	131.31	0.19	72.61113	32.1	421.504	80.0858039	66	6420.68
5	12.380	30.8	0	0.4167	0.90906	388.93	162.0542	353.56052	13.618	136.185	0.19	67.1765	30.8	419.449	79.6953032	66	6160.65
6	12.380	27.58	0	0.5	0.86603	348.27	174.1346	301.60998	14.295	142.952	0.19	57.3059	27.58	394.261	74.9096686	66	5516.58
7	12.380	21.9	0	0.5833	0.81223	276.54	161.31759	224.61848	15.242	152.419	0.19	42.67751	21.9	333.798	63.421689	66	4380.46
8	7.580	11.36	0	0.6667	0.74536	87.831	58.553984	65.465344	10.17	101.696	0.19	12.43842	11.36	115.527	21.9501448	66	1391.24
somme							842.15685			1445.03		581.8198					51696.8

Kss	2.406733
Kas	1.608941

Stabilité le cas de fonctionnement normale

R= 126.7 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	3.17	2.31	0	-0.25	0.96825	7.4692	-1.867289	7.2319773	3.274	32.7396	0.19	1.374076	2.31	7.56285	1.43694189	68	121.897
-2	12.67	10.66	0	-0.167	0.98601	137.76	-22.96057	135.83659	12.85	128.497	0.19	25.80895	10.66	136.978	26.0258336	68	2248.3
-1	12.67	17.67	0	-0.083	0.99652	228.36	-19.02971	227.56219	12.714	127.142	0.19	43.23682	17.67	224.66	42.6854626	68	3726.78
0	12.67	23.35	0	0	1	301.76	0	301.76139	12.67	126.7	0.19	57.33466	23.35	295.845	56.210455	68	4924.75
1	12.67	27.79	0	0.0833	0.99652	359.14	29.928441	357.8921	12.714	127.142	0.19	67.9995	27.79	353.328	67.1323716	68	5861.19
2	12.67	30.93	0	0.1667	0.98601	399.72	66.620127	394.12999	12.85	128.497	0.19	74.8847	30.93	397.442	75.5139806	68	6523.44
3	12.67	32.72	0	0.25	0.96825	422.85	105.71341	409.42628	13.086	130.855	0.19	77.79099	32.72	428.158	81.3500591	68	6900.97
4	12.67	33.05	0	0.3333	0.94281	427.12	142.37279	402.69106	13.439	134.386	0.19	76.5113	33.05	444.145	84.387465	68	6970.57
5	12.67	31.72	0	0.4167	0.90906	409.93	170.80427	372.65092	13.937	139.375	0.19	70.80368	31.72	442.097	83.9984283	68	6690.06
6	12.67	28.42	0	0.5	0.86603	367.28	183.64151	318.07643	14.63	146.301	0.19	60.43452	28.42	415.786	78.9993754	68	5994.06
7	12.67	22.61	0	0.5833	0.81223	292.2	170.44888	237.33288	15.599	155.99	0.19	45.09325	22.61	352.693	67.0116361	68	4768.67
8	8.85	13.22	0	0.6667	0.74536	119.34	79.55796	88.948503	11.874	118.735	0.19	16.90022	13.22	156.968	29.8239099	68	1947.58
somme							905.22982			1496.36		618.1727					56678.3

Kss 2.33591

Kas 1.56334

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

R= 132.8 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	12.28	8.03	0	-0.182	0.98333	100.58	-18.28738	98.904108	12.488	124.882	0.19	18.79178	8.03	100.28	19.0531711	69	1665.61
-1	13.28	15.36	0	-0.091	0.99586	208.06	-18.91458	207.19888	13.335	133.352	0.19	39.36779	15.36	204.829	38.9175018	69	3445.48
0	13.28	21.34	0	0	1	289.06	0	289.0631	13.28	132.8	0.19	54.92199	21.34	283.395	53.845088	69	4786.89
1	13.28	25.99	0	0.0909	0.99586	352.05	32.004559	350.59237	13.335	133.352	0.19	66.61255	25.99	346.582	65.8506426	69	5829.95
2	13.28	29.28	0	0.1818	0.98333	396.62	72.111849	390.00445	13.505	135.051	0.19	74.10085	29.28	395.429	75.1315766	69	6567.95
3	13.28	31.16	0	0.2727	0.96209	422.08	115.11297	406.08039	13.803	138.033	0.19	77.15527	31.16	430.11	81.7208356	69	6989.66
4	13.28	31.5	0	0.3636	0.93154	426.69	155.15869	397.47587	14.256	142.559	0.19	75.52041	31.5	449.062	85.3218504	69	7065.93
5	13.28	30.11	0	0.4545	0.89072	407.86	185.39001	363.28874	14.909	149.092	0.19	69.02486	30.11	448.917	85.2942	69	6754.13
6	13.28	26.65	0	0.5455	0.83814	360.99	196.90377	302.56051	15.845	158.446	0.19	57.4865	26.65	422.259	80.2291353	69	5978
7	13.28	20.56	0	0.6364	0.77139	278.5	177.2257	214.83	17.216	172.157	0.19	40.8177	20.56	353.955	67.2513835	69	4611.92
8	7.98	10.72	0	0.7273	0.68635	87.257	63.459281	59.888384	11.627	116.267	0.19	11.37879	10.72	124.639	23.6813543	69	1444.97
somme							960.16487			1535.99		585.1785					55140.5

Kss	2.209173
Kas	1.542244

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

R= 134.75 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	10.260	6.63	0	-0.182	0.98333	69.384	-12.61532	68.22779	10.434	104.339	0.19	12.96328	6.63	69.1768	13.1435973	76	1265.57
-1	13.475	14.07	0	-0.091	0.99586	193.39	-17.58047	192.58435	13.531	135.31	0.19	36.59103	14.07	190.382	36.1725008	76	3527.34
0	13.475	20.15	0	0	1	276.95	0	276.95168	13.475	134.75	0.19	52.62082	20.15	271.521	51.5890375	76	5051.6
1	13.475	24.87	0	0.0909	0.99586	341.83	31.075065	340.41028	13.531	135.31	0.19	64.67795	24.87	336.517	63.938173	76	6234.9
2	13.475	28.22	0	0.1818	0.98333	387.87	70.52178	381.40484	13.703	137.034	0.19	72.46692	28.22	386.71	73.4749228	76	7074.74
3	13.475	30.13	0	0.2727	0.96209	414.12	112.94231	398.423	14.006	140.059	0.19	75.70037	30.13	421.999	80.1798391	76	7553.58
4	13.475	30.48	0	0.3636	0.93154	418.93	152.33904	390.25266	14.465	144.653	0.19	74.14801	30.48	440.902	83.7713228	76	7641.33
5	13.475	29.07	0	0.4545	0.89072	399.55	181.61483	355.89092	15.128	151.282	0.19	67.61927	29.07	439.775	83.5573148	76	7287.84
6	13.475	25.57	0	0.5455	0.83814	351.45	191.69829	294.56182	16.077	160.773	0.19	55.96675	25.57	411.096	78.1081452	76	6410.39
7	13.475	19.4	0	0.6364	0.77139	266.64	169.6821	205.68577	17.468	174.685	0.19	39.0803	19.4	338.889	64.3888312	76	4863.57
8	6.160	9.41	0	0.7273	0.68635	59.125	42.999936	40.5803	8.975	89.7503	0.19	7.710257	9.41	84.455	16.0464584	76	1078.44
somme							922.67755			1507.95		559.5449					57989.3

Kss	2.240751
Kas	1.52805

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

R= 139.27 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	7.460	4.72	0	-0.182	0.98333	35.915	-6.530077	35.316792	7.5864	75.8645	0.19	6.71019	4.72	35.808	6.80352808	80	689.576
-1	13.927	12.41	0	-0.091	0.99586	176.29	-16.02643	175.56077	13.985	139.849	0.19	33.35655	12.41	173.553	32.9750164	80	3384.78
0	13.927	18.68	0	0	1	265.36	0	265.35949	13.927	139.27	0.19	50.4183	18.68	260.156	49.4297084	80	5094.9
1	13.927	23.55	0	0.0909	0.99586	334.54	30.41277	333.1552	13.985	139.849	0.19	63.29949	23.55	329.345	62.5754743	80	6423.18
2	13.927	27	0	0.1818	0.98333	383.55	69.736287	377.15664	14.163	141.631	0.19	71.65976	27	382.403	72.6565371	80	7364.15
3	13.927	28.97	0	0.2727	0.96209	411.53	112.23668	395.93379	14.476	144.758	0.19	75.22742	28.97	419.363	79.6789029	80	7901.46
4	13.927	29.32	0	0.3636	0.93154	416.51	151.45688	387.99281	14.95	149.505	0.19	73.71863	29.32	438.349	83.2862251	80	7996.92
5	13.927	27.86	0	0.4545	0.89072	395.77	179.89379	352.5184	15.636	156.356	0.19	66.9785	27.86	435.608	82.7655027	80	7598.71
6	13.927	24.23	0	0.5455	0.83814	344.2	187.74558	288.48812	16.617	166.165	0.19	54.81274	24.23	402.619	76.4976005	80	6608.64
7	13.927	17.83	0	0.6364	0.77139	253.28	161.18122	195.38115	18.054	180.544	0.19	37.12242	17.83	321.911	61.163025	80	4863.07
8	6.000	7.49	0	0.7273	0.68635	45.839	33.337309	31.461396	8.7419	87.4191	0.19	5.977665	7.49	65.4769	12.4406172	80	880.105
somme							903.44402			1521.21		539.2817					58805.5

Kss	2.280709
Kas	1.554285

Stabilité pour le cas de fin de construction amont R=
130.59 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	10.94	7.63	0	-0.273	0.96209	85.142	-23.22045	81.914042	11.371	147.824	0.19	15.56367	7.63	86.7612	16.4846274	70	1430.38
-2	13.059	15.36	0	-0.182	0.98333	204.6	-37.19963	201.18776	13.28	172.645	0.19	38.22567	15.36	203.986	38.7573873	70	3437.25
-1	13.059	21.7	0	-0.091	0.99586	289.05	-26.27708	287.85102	13.113	170.473	0.19	54.69169	21.7	284.559	54.0661343	70	4856
0	13.059	26.71	0	0	1	355.78	0	355.78201	13.059	169.767	0.19	67.59858	26.71	348.806	66.2731191	70	5977.14
1	13.059	30.41	0	0.0909	0.99586	405.07	36.824243	403.38937	13.113	170.473	0.19	76.64398	30.41	398.775	75.7673338	70	6805.12
2	13.059	32.77	0	0.1818	0.98333	436.5	79.364054	429.22675	13.28	172.645	0.19	81.55308	32.77	435.197	82.6874728	70	7333.24
3	13.059	33.75	0	0.2727	0.96209	449.56	122.6062	432.51403	13.574	176.456	0.19	82.17767	33.75	458.107	87.0404192	70	7552.54
4	13.059	33.22	0	0.3636	0.93154	442.5	160.90777	412.20351	14.019	182.243	0.19	78.31867	33.22	465.701	88.4832746	70	7433.94
5	13.059	30.97	0	0.4545	0.89072	412.53	187.51181	367.4466	14.661	190.594	0.19	69.81485	30.97	454.055	86.270397	70	6930.44
6	13.059	26.7	0	0.5455	0.83814	355.65	193.99026	298.08363	15.581	202.552	0.19	56.63589	26.7	416.011	79.0420156	70	5974.9
7	13.059	19.84	0	0.6364	0.77139	264.27	168.17333	203.85686	16.929	220.08	0.19	38.7328	19.84	335.875	63.816301	70	4439.78
8	7.13	9.29	0	0.7273	0.68635	67.562	49.13633	46.371395	10.388	135.048	0.19	8.810565	9.29	96.5074	18.3364012	70	1135.05
somme							911.81684			2110.8		668.7671			757.024883		62170.7
										Kss	2.21814						
										Kas	1.45728						

Stabilité pour le cas de fin de construction amont R=
169.30 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	15.23	8.93	0	-0.2	0.9798	138.72	-27.7448	135.92118	15.544	155.441	0.19	25.82503	8.93	138.808	26.3735958	81	2696.79
-1	16.930	17.15	0	-0.1	0.99499	296.16	-29.61565	294.67199	17.015	170.153	0.19	55.98768	17.15	291.812	55.4443232	81	5757.28
0	16.930	23.64	0	0	1	408.23	0	408.2297	16.93	169.3	0.19	77.56364	23.64	400.225	76.042788	81	7935.99
1	16.930	28.43	0	0.1	0.99499	490.95	49.09463	488.4854	17.015	170.153	0.19	92.81223	28.43	483.745	91.9114931	81	9544
2	16.930	31.51	0	0.2	0.9798	544.13	108.82672	533.13986	17.279	172.791	0.19	101.2966	31.51	544.465	103.448297	81	10578
3	16.930	32.77	0	0.3	0.95394	565.89	169.76761	539.82658	17.747	177.475	0.19	102.5671	32.77	581.584	110.501024	81	11000.9
4	16.930	32.08	0	0.4	0.91652	553.98	221.59068	507.72802	18.472	184.721	0.19	96.46832	32.08	592.586	112.591415	81	10769.3
5	16.930	29.17	0	0.5	0.86603	503.73	251.86253	436.2387	19.549	195.491	0.19	82.88535	29.17	570.247	108.346867	81	9792.42
6	16.930	23.64	0	0.6	0.8	408.23	244.93782	326.58376	21.163	211.625	0.19	62.05092	23.64	500.282	95.053485	81	7935.99
7	13.760	14.75	0	0.7	0.71414	207.02	144.91344	147.84128	19.268	192.679	0.19	28.08984	14.75	284.201	53.9981607	81	4024.45
							1133.633			1799.83		725.5466			833.711449		80035.1
										Kss	1.49225						
										Kas	1.05309						

Stabilité pour le cas de fin de construction amont R=
155.38 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	8.02	4.53	0	-0.2	0.9798	37.057	-7.411442	36.308504	8.1854	81.8538	0.19	6.898616	4.53	37.0798	7.04515504	80	711.498
-1	15.538	12.07	0	-0.1	0.99499	191.29	-19.12945	190.33566	15.616	156.163	0.19	36.16377	12.07	188.488	35.8128094	80	3672.86
0	15.538	18.03	0	0	1	285.75	0	285.75314	15.538	155.38	0.19	54.2931	18.03	280.15	53.2285266	80	5486.46
1	15.538	22.42	0	0.1	0.99499	355.33	35.53292	353.54809	15.616	156.163	0.19	67.17414	22.42	350.117	66.5222192	80	6822.32
2	15.538	25.24	0	0.2	0.9798	400.02	80.00454	391.9406	15.858	158.584	0.19	74.46871	25.24	400.266	76.0505663	80	7680.44
3	15.538	26.4	0	0.3	0.95394	418.41	125.52218	399.13509	16.288	162.882	0.19	75.83567	26.4	430.01	81.701861	80	8033.42
4	15.538	25.76	0	0.4	0.91652	408.26	163.30562	374.18019	16.953	169.533	0.19	71.09424	25.76	436.718	82.9764659	80	7838.67
5	15.538	23.09	0	0.5	0.86603	365.95	182.97393	316.92015	17.942	179.417	0.19	60.21483	23.09	414.275	78.7121942	80	7026.2
6	15.538	18	0	0.6	0.8	285.28	171.16661	228.22214	19.423	194.225	0.19	43.36221	18	349.605	66.42495	80	5477.33
7	12.260	9.83	0	0.7	0.71414	122.93	86.048281	87.786806	17.167	171.674	0.19	16.67949	9.83	168.756	32.0636162	80	2360.18
somme							818.01319			1585.88		506.1848			580.538364		55109.4
										Kss	1.8478						
										Kas	1.28894						

Stabilité pour le cas de fin de construction amont R=
145.28 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	4.9	3.27	0	-0.25	0.96825	16.343	-4.085865	15.824487	5.0607	50.607	0.19	3.006653	3.27	16.5485	3.14421182	78	305.95
-2	14.528	11.87	0	-0.167	0.98601	175.9	-29.31605	173.4361	14.734	147.341	0.19	32.95286	11.87	174.894	33.2297734	78	3292.78
-1	14.528	18.92	0	-0.083	0.99652	280.37	-23.36393	279.39196	14.579	145.787	0.19	53.08447	18.92	275.829	52.4075421	78	5248.47
0	14.528	24.49	0	0	1	362.91	0	362.90653	14.528	145.28	0.19	68.95224	24.49	355.791	67.6002368	78	6793.61
1	14.528	28.61	0	0.0833	0.99652	423.96	35.329917	422.48436	14.579	145.787	0.19	80.27203	28.61	417.097	79.2484027	78	7936.51
2	14.528	31.25	0	0.1667	0.98601	463.08	77.18	456.60304	14.734	147.341	0.19	86.75458	31.25	460.44	87.4836072	78	8668.86
3	14.528	32.33	0	0.25	0.96825	479.08	119.77101	463.87113	15.004	150.045	0.19	88.13552	32.33	485.094	92.1678589	78	8968.45
4	14.528	31.74	0	0.3333	0.94281	470.34	156.78036	443.44184	15.409	154.093	0.19	84.25395	31.74	489.09	92.9271495	78	8804.79
5	14.528	29.24	0	0.4167	0.90906	433.29	180.53946	393.89059	15.981	159.814	0.19	74.83921	29.24	467.295	88.7860154	78	8111.28
6	14.528	24.49	0	0.5	0.86603	362.91	181.45327	314.28628	16.775	167.755	0.19	59.71439	24.49	410.832	78.0580298	78	6793.61
7	14.528	16.85	0	0.5833	0.81223	249.69	145.6541	202.80865	17.886	178.865	0.19	38.53364	16.85	301.387	57.2636176	78	4674.25
8	3.92	5.11	0	0.6667	0.74536	20.432	13.621216	15.228982	5.2592	52.5923	0.19	2.893507	5.11	26.8747	5.10618824	78	382.484
somme							853.56348			1645.31		673.393			737.422633		69981
										Kss	1.85256						
										Kas	1.18424						

Stabilité pour le cas de fin de construction aval

R= 123.80 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2.830	2.06	0	-0.25	0.96825	5.9464	-1.486599	5.7575732	2.9228	29.2281	0.19	1.093939	2.06	6.02099	1.14398839	66	94.1909
-2	12.380	10.21	0	-0.167	0.98601	128.93	-21.48797	127.12452	12.556	125.556	0.19	24.15366	10.21	128.193	24.356631	66	2042.22
-1	12.380	17.05	0	-0.083	0.99652	215.3	-17.94172	214.55171	12.423	124.232	0.19	40.76482	17.05	211.816	40.244993	66	3410.36
0	12.380	22.62	0	0	1	285.64	0	285.63631	12.38	123.8	0.19	54.2709	22.62	280.036	53.206764	66	4524.48
1	12.380	26.96	0	0.0833	0.99652	340.44	28.370008	339.25595	12.423	124.232	0.19	64.45863	26.96	334.93	63.6366576	66	5392.57
2	12.380	30.03	0	0.1667	0.98601	379.21	63.201138	373.90297	12.556	125.556	0.19	71.04157	30.03	377.045	71.6385532	66	6006.64
3	12.380	31.78	0	0.25	0.96825	401.31	100.32628	388.56202	12.786	127.86	0.19	73.82678	31.78	406.339	77.2044797	66	6356.67
4	12.380	32.1	0	0.3333	0.94281	405.35	135.11532	382.16384	13.131	131.31	0.19	72.61113	32.1	421.504	80.0858039	66	6420.68
5	12.380	30.8	0	0.4167	0.90906	388.93	162.0542	353.56052	13.618	136.185	0.19	67.1765	30.8	419.449	79.6953032	66	6160.65
6	12.380	27.58	0	0.5	0.86603	348.27	174.1346	301.60998	14.295	142.952	0.19	57.3059	27.58	394.261	74.9096686	66	5516.58
7	12.380	21.9	0	0.5833	0.81223	276.54	161.31759	224.61848	15.242	152.419	0.19	42.67751	21.9	333.798	63.421689	66	4380.46
8	7.580	11.36	0	0.6667	0.74536	87.831	58.553984	65.465344	10.17	101.696	0.19	12.43842	11.36	115.527	21.9501448	66	1391.24
somme							842.15685			1445.03		581.8198			651.494676		45925
										Kss	1.63313						
										Kas	1.14172						

Stabilité pour le cas de fin de construction aval

R= 139.27 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	7.460	4.72	0	-0.182	0.98333	35.915	-6.530077	35.316792	7.5864	75.8645	0.19	6.71019	4.72	35.808	6.80352808	80	689.576
-1	13.927	12.41	0	-0.091	0.99586	176.29	-16.02643	175.56077	13.985	139.849	0.19	33.35655	12.41	173.553	32.9750164	80	3384.78
0	13.927	18.68	0	0	1	265.36	0	265.35949	13.927	139.27	0.19	50.4183	18.68	260.156	49.4297084	80	5094.9
1	13.927	23.55	0	0.0909	0.99586	334.54	30.41277	333.1552	13.985	139.849	0.19	63.29949	23.55	329.345	62.5754743	80	6423.18
2	13.927	27	0	0.1818	0.98333	383.55	69.736287	377.15664	14.163	141.631	0.19	71.65976	27	382.403	72.6565371	80	7364.15
3	13.927	28.97	0	0.2727	0.96209	411.53	112.23668	395.93379	14.476	144.758	0.19	75.22742	28.97	419.363	79.6789029	80	7901.46
4	13.927	29.32	0	0.3636	0.93154	416.51	151.45688	387.99281	14.95	149.505	0.19	73.71863	29.32	438.349	83.2862251	80	7996.92
5	13.927	27.86	0	0.4545	0.89072	395.77	179.89379	352.5184	15.636	156.356	0.19	66.9785	27.86	435.608	82.7655027	80	7598.71
6	13.927	24.23	0	0.5455	0.83814	344.2	187.74558	288.48812	16.617	166.165	0.19	54.81274	24.23	402.619	76.4976005	80	6608.64
7	13.927	17.83	0	0.6364	0.77139	253.28	161.18122	195.38115	18.054	180.544	0.19	37.12242	17.83	321.911	61.163025	80	4863.07
8	6.000	7.49	0	0.7273	0.68635	45.839	33.337309	31.461396	8.7419	87.4191	0.19	5.977665	7.49	65.4769	12.4406172	80	880.105
somme							903.44402			1521.21		539.2817			620.272138		58805.5

Kss 1.59414

Kas 1.0864

Stabilité pour le cas de fin de construction aval

R= 134.75 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	10.260	6.63	0	-0.182	0.98333	69.384	-12.61532	68.22779	10.434	104.339	0.19	12.96328	6.63	69.1768	13.1435973	76	1265.57
-1	13.475	14.07	0	-0.091	0.99586	193.39	-17.58047	192.58435	13.531	135.31	0.19	36.59103	14.07	190.382	36.1725008	76	3527.34
0	13.475	20.15	0	0	1	276.95	0	276.95168	13.475	134.75	0.19	52.62082	20.15	271.521	51.5890375	76	5051.6
1	13.475	24.87	0	0.0909	0.99586	341.83	31.075065	340.41028	13.531	135.31	0.19	64.67795	24.87	336.517	63.938173	76	6234.9
2	13.475	28.22	0	0.1818	0.98333	387.87	70.52178	381.40484	13.703	137.034	0.19	72.46692	28.22	386.71	73.4749228	76	7074.74
3	13.475	30.13	0	0.2727	0.96209	414.12	112.94231	398.423	14.006	140.059	0.19	75.70037	30.13	421.999	80.1798391	76	7553.58
4	13.475	30.48	0	0.3636	0.93154	418.93	152.33904	390.25266	14.465	144.653	0.19	74.14801	30.48	440.902	83.7713228	76	7641.33
5	13.475	29.07	0	0.4545	0.89072	399.55	181.61483	355.89092	15.128	151.282	0.19	67.61927	29.07	439.775	83.5573148	76	7287.84
6	13.475	25.57	0	0.5455	0.83814	351.45	191.69829	294.56182	16.077	160.773	0.19	55.96675	25.57	411.096	78.1081452	76	6410.39
7	13.475	19.4	0	0.6364	0.77139	266.64	169.6821	205.68577	17.468	174.685	0.19	39.0803	19.4	338.889	64.3888312	76	4863.57
8	6.160	9.41	0	0.7273	0.68635	59.125	42.999936	40.5803	8.975	89.7503	0.19	7.710257	9.41	84.455	16.0464584	76	1078.44
somme							922.67755			1507.95		559.5449			644.370143		57989.3
										Kss	1.54238						
										Kas	1.05176						

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide

R= 130.59 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	10.94	7.63	7.62	-0.25	0.96825	180.29	-45.07348	174.56885	11.299	112.988	0.19	33.16808	7.63	86.2097	16.3798463	70	3028.94
-2	13.059	15.36	15.36	-0.167	0.98601	433.67	-72.27791	427.60187	13.244	132.442	0.19	81.24436	15.36	203.432	38.6519996	70	7285.61
-1	13.059	21.7	21.7	-0.083	0.99652	612.67	-51.05568	610.53718	13.105	131.046	0.19	116.0021	21.7	284.369	54.0301887	70	10292.8
0	13.059	26.71	26.71	0	1	754.12	0	754.11833	13.059	130.59	0.19	143.2825	26.71	348.806	66.2731191	70	12669.2
1	13.059	30.41	30.41	0.0833	0.99652	858.58	71.548542	855.59612	13.105	131.046	0.19	162.5633	30.41	398.51	75.7169602	70	14424.2
2	13.059	32.77	31.39	0.1667	0.98601	896.72	149.45364	884.17965	13.244	132.442	0.19	167.9941	32.77	434.014	82.462632	70	15064.9
3	13.059	33.75	28.03	0.25	0.96825	834.79	208.69647	808.27794	13.487	134.873	0.19	153.5728	33.75	455.196	86.4871651	70	14024.4
4	13.059	33.22	22.69	0.3333	0.94281	720.51	240.17116	679.30662	13.851	138.512	0.19	129.0683	33.22	460.136	87.4257592	70	12104.6
5	13.059	30.97	16.15	0.4167	0.90906	568.42	236.83977	516.72336	14.365	143.654	0.19	98.17744	30.97	444.896	84.5303162	70	9549.38
6	13.059	26.7	9.05	0.5	0.86603	389.43	194.71459	337.25556	15.079	150.792	0.19	64.07856	26.7	402.616	76.4969558	70	6542.41
7	13.059	19.84	2.24	0.5833	0.81223	196.78	114.78791	159.8306	16.078	160.779	0.19	30.36781	19.84	318.986	60.6072577	70	3305.89
8	7.13	9.29	0	0.6667	0.74536	38.484	25.656069	28.684357	9.5659	95.659	0.19	5.450028	9.29	88.8672	16.884768	70	646.533
somme							1073.4611			1594.82		1184.969			745.946968		108939

Kss 2.58956
Kas 1.457169

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide

R= 145.28 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	4.9	3.27	3.27	-0.25	0.96825	34.642	-8.660432	33.541707	5.0607	50.607	0.19	6.372924	3.27	16.5485	3.14421182	78	648.493
-2	14.528	11.87	11.87	-0.167	0.98601	372.83	-62.13853	367.61651	14.734	147.341	0.19	69.84714	11.87	174.894	33.2297734	78	6979.4
-1	14.528	18.92	18.92	-0.083	0.99652	594.27	-49.52237	592.20139	14.579	145.787	0.19	112.5183	18.92	275.829	52.4075421	78	11124.7
0	14.528	24.49	24.49	0	1	769.22	0	769.21954	14.528	145.28	0.19	146.1517	24.49	355.791	67.6002368	78	14399.8
1	14.528	28.61	28.61	0.0833	0.99652	898.63	74.885569	895.50116	14.579	145.787	0.19	170.1452	28.61	417.097	79.2484027	78	16822.3
2	14.528	31.25	31.25	0.1667	0.98601	981.55	163.59133	967.81938	14.734	147.341	0.19	183.8857	31.25	460.44	87.4836072	78	18374.6
3	14.528	32.33	28.25	0.25	0.96825	921.76	230.43943	892.48808	15.004	150.045	0.19	169.5727	32.33	485.094	92.1678589	78	17255.3
4	14.528	31.74	22.36	0.3333	0.94281	781.49	260.49721	736.79737	15.409	154.093	0.19	139.9915	31.74	489.09	92.9271495	78	14629.5
5	14.528	29.24	14.9	0.4167	0.90906	589.04	245.43446	535.47477	15.981	159.814	0.19	101.7402	29.24	467.295	88.7860154	78	11026.9
6	14.528	24.49	6.82	0.5	0.86603	363.36	181.6807	314.68021	16.775	167.755	0.19	59.78924	24.49	410.832	78.0580298	78	6802.13
7	14.528	16.85	0	0.5833	0.81223	142.23	82.965715	115.5214	17.886	178.865	0.19	21.94907	16.85	301.387	57.2636176	78	2662.49
8	3.92	5.11	0	0.6667	0.74536	11.638	7.7587515	8.6745478	5.2592	52.5923	0.19	1.648164	5.11	26.8747	5.10618824	78	217.866
somme							1126.9318			1645.31		1183.612			737.422633		120943

Kss 2.510283

Kas 1.443755

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide

R= 169.30 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	15.23	8.93	8.93	0.2	0.9798	294.04	-58.80809	288.09961	15.544	155.441	0.19	54.73893	8.93	138.808	26.3735958	81.00	5716.15
-1	16.930	17.15	17.15	0.1	0.99499	627.74	-62.77356	624.58905	17.015	170.153	0.19	118.6719	17.15	291.812	55.4443232	81.00	12203.2
0	16.930	23.64	23.64	0	1	865.29	0	865.28688	16.93	169.3	0.19	164.4045	23.64	400.225	76.042788	81.00	16821.2
1	16.930	28.43	28.43	0.1	0.99499	1040.6	104.06136	1035.3975	17.015	170.153	0.19	196.7255	28.43	483.745	91.9114931	81.00	20229.5
2	16.930	31.51	31.51	0.2	0.9798	1153.3	230.66996	1130.0474	17.279	172.791	0.19	214.709	31.51	544.465	103.448297	81.00	22421.1
3	16.930	32.77	29.87	0.3	0.95394	1121.8	336.55404	1070.1737	17.747	177.475	0.19	203.333	32.77	581.584	110.501024	81.00	21808.7
4	16.930	32.08	23.12	0.4	0.91652	934.39	373.75481	856.37985	18.472	184.721	0.19	162.7122	32.08	592.586	112.591415	81.00	18164.5
5	16.930	29.17	14.41	0.5	0.86603	672.63	336.31428	582.51342	19.549	195.491	0.19	110.6776	29.17	570.247	108.346867	81.00	13075.9
6	16.930	23.64	5.47	0.6	0.8	378.94	227.3656	303.15413	21.163	211.625	0.19	57.59929	23.64	500.282	95.053485	81.00	7366.65
7	13.760	14.75	0	0.7	0.71414	117.92	82.543832	84.211553	19.268	192.679	0.19	16.0002	14.75	284.201	53.9981607	81.00	2292.36
somme							1569.6822			1799.83		1299.572			833.711449		140099

Kss 1.97454
Kas 1.292923

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide

R=135.04 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	12.380	8.7	8.7	-0.25	0.96825	232.86	-58.21509	225.46609	12.786	127.86	0.19	42.83856	8.7	111.238	21.1352729	73.00	4079.71
-2	13.504	16.68	16.68	-0.167	0.98601	486.98	-81.1639	480.17212	13.696	136.956	0.19	91.2327	16.68	228.442	43.403955	73.00	8531.95
-1	13.504	23.24	23.24	-0.083	0.99652	678.51	-56.54224	676.14683	13.551	135.511	0.19	128.4679	23.24	314.928	59.8363896	73.00	11887.4
0	13.504	28.41	28.41	0	1	829.45	0	829.44836	13.504	135.04	0.19	157.5952	28.41	383.649	72.8932416	73.00	14531.9
1	13.504	32.24	32.24	0.0833	0.99652	941.27	78.438974	937.99371	13.551	135.511	0.19	178.2188	32.24	436.889	83.0088296	73.00	16491
2	13.504	34.68	33.54	0.1667	0.98601	988.17	164.69438	974.34509	13.696	136.956	0.19	185.1256	34.68	474.962	90.2427554	73.00	17312.7
3	13.504	35.7	30.14	0.25	0.96825	923.58	230.8949	894.25211	13.947	139.469	0.19	169.9079	35.7	497.903	94.6016275	73.00	16181.1
4	13.504	35.14	24.62	0.3333	0.94281	801.33	267.11164	755.50581	14.323	143.232	0.19	143.5461	35.14	503.316	95.6299764	73.00	14039.4
5	13.504	32.83	17.85	0.4167	0.90906	638.67	266.11365	580.59144	14.855	148.549	0.19	110.3124	32.83	487.687	92.6605083	73.00	11189.5
6	13.504	28.42	10.61	0.5	0.86603	449.5	224.74998	389.27838	15.593	155.931	0.19	73.96289	28.42	443.155	84.1994922	73.00	7875.24
7	13.504	21.34	3.85	0.5833	0.81223	249.63	145.61558	202.75501	16.626	166.258	0.19	38.52345	21.34	354.794	67.4108633	73.00	4373.46
8	7.53	10.44	3.23	0.6667	0.74536	84.127	56.084795	62.704708	10.103	101.026	0.19	11.91389	10.44	105.471	20.0394283	73.00	1473.91
somme							1237.7827			1662.3		1331.645			825.06234		127967

Kss 2.418795
Kas 1.369969

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide

R= 155.38 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-2	8.02	4.53	4.53	-0.2	0.9798	78.547	-15.70935	76.95979	8.1854	81.8538	0.19	14.62236	4.53	37.0798	7.04515504	80.00	1508.1
-1	15.538	12.07	12.07	-0.1	0.99499	405.47	-40.54694	403.43695	15.616	156.163	0.19	76.65302	12.07	188.488	35.8128094	80.00	7785.01
0	15.538	18.03	18.03	0	1	605.68	0	605.6846	15.538	155.38	0.19	115.0801	18.03	280.15	53.2285266	80.00	11629.1
1	15.538	22.42	22.42	0.1	0.99499	753.16	75.315856	749.3833	15.616	156.163	0.19	142.3828	22.42	350.117	66.5222192	80.00	14460.6
2	15.538	25.24	25.24	0.2	0.9798	847.89	169.57825	830.76038	15.858	158.584	0.19	157.8445	25.24	400.266	76.0505663	80.00	16279.5
3	15.538	26.4	22.13	0.3	0.95394	781.96	234.58929	745.9464	16.288	162.882	0.19	141.7298	26.4	430.01	81.701861	80.00	15013.7
4	15.538	25.76	15.82	0.4	0.91652	621.18	248.47114	569.31891	16.953	169.533	0.19	108.1706	25.76	436.718	82.9764659	80.00	11926.6
5	15.538	23.09	8.01	0.5	0.86603	405.22	202.60853	350.92826	17.942	179.417	0.19	66.67637	23.09	414.275	78.7121942	80.00	7780.17
6	15.538	18	0	0.6	0.8	162.5	97.497842	129.99712	19.423	194.225	0.19	24.69945	18	349.605	66.42495	80.00	3119.93
7	12.260	9.83	0	0.7	0.71414	70.02	49.013776	50.004053	17.167	171.674	0.19	9.50077	9.83	168.756	32.0636162	80.00	1344.38
somme							1020.8184			1585.88		857.3598			580.538364		90847.2

Kss 2.393409

Kas 1.521795

