

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'UN PETIT BARRAGE SUR OUED YAKHLEF
COMMUNE DE BOUCHRAHIL (W.MEDEA)**

Présenté par :

M^r BESKRI Abdarazak

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r M.HASSANE	M.C.B	Président
M^{me} A.ADDOU	M.A.A	Examinatrice
M^r A.HADJ SADOUK	M.C.B	Examineur
M^r R.REKROUK	M.A.B	Examineur
M^r M.BACHIR CHRIF	M.A.B	Examineur
M^r B.BENLAOUKLI	M.C.B	Promoteur

Septembre-2013

Dédicace

A ma très chère mère Yamina

A mon très chère père Mohammed.

A mes très chers frères :

Hamza, Abdellatif, Nabil

A ma très chère sœur :

Sara

A ma belle sœur :

Sihem

A mes copains : Oussama Bellah, Omrani Abdenacer, Sadam Hussein,

Hicham, Yacine, Yahia, Abd Errahman.

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

Benmira, Sofiane, Hichem, Mouloud, , Amine, Aissa,

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

BESKRI ABDARAZAK

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 BENLAOUKLI .B** (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 MAZIGHI.FODHIL, Mr HASSANE, Mr ZAIBEK,** mes frères **HAMZA, ABDELLATIF, NABIL***

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

*Je remercie aussi mes très chers amis : **BELLAH OUSSAMA, OMRANI ABDENACER, ABDARAZAK BOURAHLA, MAZIGHI HICHAM, HAMLAOUI MEROINE, 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.

BESKRI ABDARAZAK

ملخص:

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مستوى وادي أولاد يخلف (ولاية المدية) لإنشاء سد من أجل تزويد المنطقة بالمياه لسقي ما يقارب 40 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة.

بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 15 متر و سعته تقدر ب 0.156 مليون متر مكعب على امتداد يقارب 123 متر و كذا تحققنا من ثباته.

أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الإنجاز.

Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur oued Yakhlef (Wilaya de Médéa) pour l'implantation d'un petit barrage, destiné a l'irrigation de 40 ha.

Après avoir fait une étude géologique, suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné notre ouvrage ayant une hauteur 15 m, et une capacité de 0.156 million m³ sur une longueur de 123 m ; ainsi une étude de vérification de stabilité ; et concernant la réalisation, nous avons fait une organisation de chantier.

Abstract:

In the present work we have done a complete technical study about WadiYakhlef (Wilaya of Médéa) for the establishment of a small dam, intended for irrigation of a perimeter of 40 ha.

After having made a geological study, followed by an hydrological one, we have designed our dam, it have 15m of height, and holding capacity of 0.156 million m³ with 123m of length, thus a study of stability; and what relates to the realization, we made a job mana.

Sommaire

CHAPITRE 01: ETUDE TOPOGRAPHIQUE.

Introduction:.....	1
I.1 Situation géographique.....	1
I.2 caractéristiques morphologiques	1
I.3 recherche et choix du site.....	2
I.4 choix de l'axe du barrage.....	2
I.5 Implantation de l'évacuateur de crues	2

CHAPITRE 02: ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE.

Introduction	3
II.1 Etude géologique	3
II.1.1 Sismicité du site.....	3
II.1.2 Géomorphologie.....	4
II.1.3 Géologie régionale.....	5
II.1.4 Géologie du bassin versant et sa cuvette.....	5
II.1.5 Hydrogéologie du bassin versant et sa cuvette.....	7
II.1.6 Analyse lithologique de la zone d'emprise.....	7
II.1.7 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise.....	7
II.1.8 Fondation de la digue et de ses ouvrages annexes.....	7
II.1.9 Stabilité des versants de la cuvette.....	8
II.1.10 Matériaux de construction de la digue.....	8
II.2 Etude Géotechnique.....	9
II.2.1 Prospection géotechnique de terrain.....	9
II.2.2 Résultats géotechnique de terrain, laboratoire et leur interprétation	9
II.2.2.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue	9
II.2.2.2 Matériaux de construction de la digue.....	11
II.2.3 Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue	12

CHAPITRE 03: ETUDE HYDROLOGIQUE.

Introduction.....	15
III.1 Description du bassin versant.....	15
III.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant.....	15
III.1.1.1 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant.....	15
III.1.2 Caractéristiques physiques du bassin versant	17
III.1.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	27
III.1.3.1 Température	27
III.1.3.2 Le Vent	28
III.1.3.3 Humidité relative.....	29
III.1.3.4 Evaporation.....	30
III.1.3.5 Précipitation.....	30
III.2 Répartition de la pluie moyenne dans l'année	31
III.2.1 Les précipitations maximales journalières	31
III.3 Choix de la loi d'ajustement.....	32

III.3.1 Ajustement comparatif avec "Hyfran"	32
III.3.1.1 Ajustement à la loi de GAUSS avec Hydrolab.....	32
III.3.1.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	34
III.3.1.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale).....	36
III.3.2 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	38
III.3.3 Etudes des apports.....	39
III.3.3.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0)	39
III.3.3.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	40
III.3.3.3 Coefficient de variation.....	40
III.4 Irrégularité des apports.....	41
III.4.1 Estimation fréquentielle des apports.....	41
III.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.....	41
III.5 Etude des crues	42
III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue	42
III.5.1.1. Hydrogramme de crue	44
III.5.2 Estimation de la crue de projet.....	45
III.5.3 Transport solide.....	45
III.5.4 Calcul du volume mort.....	46
III.5.5 Courbe capacité hauteur et surface-hauteur	47
III.6 Régularisation.....	49
III.6.1 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ et de la consommation $U_{80\%}$	49
III.6.2 Répartition mensuelle de la consommation $U_{80\%}$	49
III.6.3 Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes	49
III.6.3.1 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	50
III.7 Laminage des crues.....	51
III.7.1 : procédés de calcul	51
III.8 Etude d'optimisation.....	55
III.8.1 Calcul du coût approximatif de la digue.....	55
III.8.1.1 Calcul de la revanche.....	55
III.8.1.2 Largeur en crête.....	56
III.8.1.3 Calcul le volume et le coût de la digue.....	56
III.8.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues.....	57
III.8.2.1 Coût du déversoir.....	57
III.8.2.2 Calcul du coût du coursier.....	57
III.9 Laminage pour un déversoir de largeur $b=30$ mètres	59

CHAPITRE 04: CHOIX DE LA VARIANTE.

Généralités.....	62
IV.1 Choix du type de barrage.....	62
IV.1.1 Barrage Homogène.....	62
IV.1.2 Barrage à zones.....	62
IV.1.3 Barrage en enrochement avec masque en béton.....	62
IV.2 Définition de profil général du barrage.....	63
IV.2.1 Hauteur de barrage.....	63
IV.2.1.1 Calcul de la revanche.....	63
IV.2.2 Largeur en crête.....	63

IV.2.3 La longueur en crête.....	63
IV.2.4 pentes des talus.....	63
IV.3 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus.....	64
IV.3.1 Etanchéité du barrage.....	65
IV.3.2 la clé d'étanchéité.....	66
IV.4 Etude Technico-économique.....	67
IV.4.1 Barrage Homogène en argile avec drain prisme.....	67
IV.4.2 Barrage Zoné.....	68
IV.4.3 Barrage en enrochement avec masque en béton.....	68
IV.5 Comparaison financière des trois variantes.....	69
CHAPITRE 05: ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE.	
Description générale de l'aménagement.....	70
V.1 Dimensionnement	70
V.1.1 la revanche du barrage.....	70
V.1.2 Calcul des tassements d'un barrage en terre.....	70
V.1.3 la hauteur du barrage.....	70
V.1.4 Choix des pentes des talus.....	71
V.1.5 Classification de l'ouvrage.....	71
V.1.6 Protection des talus.....	71
V.1.6.1 Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement	71
V.1.6.2 Diamètre moyen de l'enrochement.....	72
V.2 Drainage de la digue	73
V.2.1 Règles générales de dimensionnement des drains et filtres.....	73
V.2.1.1 Calcul des drains.....	73
V.2.2 la Clé d'étanchéité.....	74
V.3 Etude des infiltrations.....	74
V.3.1 Hypothèse de calcul.....	75
V.3.2 Ligne de saturation.....	75
V.3.3 Calcul du débit de fuite par infiltration.....	75
V.4 Calcul de la stabilité de la fondation.....	76
V.4.1 Contrainte admissible.....	77
V.4.2 Vérification de la résistance à l'infiltration des sols du corps et de la fondation.....	77
V.5 Calcul des filtres.....	78
V.6 Calcul de stabilité.....	80
V.6.1 Généralités sur l'étude de stabilité des barrages.....	80
V.6.2 Stabilité des talus.....	80
V.6.3 Ordre de calcul (Méthode de FELLENIUS).....	82
V.6.4 Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	83
V.6.5 Classement des forces.....	84
V.6.6 Méthode de BISHOP.....	85

V.7	Systeme	D'auscultation	Du
Barrage.....			86

CHAPITRE 06: ETUDE DE DERIVATION PROVISoire.

Introduction.....	87
VI.1 Type d'ouvrage de dérivation provisoire.....	87
VI.2 Choix de la crue de dimensionnement.....	87
VI.3 Succession des travaux.....	87
VI.4 Dimensionnement de la dérivation provisoire.....	87
VI.4.1 Le batardeau.....	89
VI.4.1.1 Type de batardeau.....	89
VI.4.1.2 Calcul d'optimisation de la dérivation.....	90
VI.4.2 Construction du batardeau.....	93
VI.4.3 Ouvrage de restitution.....	94

CHAPITRE 07: ETUDE DES VARIANTES DES OUVRAGES ANNEXES.

Introduction.....	96
VII.1 Ouvrage de Prise d'eau.....	96
VII.1.1 Type de prise.....	96
VII.2 Ouvrage de vidange.....	96
VII.2.1 Conduite de vidange en charge.....	96
VII.2.2 Conduites à écoulement libre.....	97
VII.2.3 Choix de la variante.....	97
VII.3 Ouvrage d'évacuateur de crues.....	98
VII.3.1 Critères de choix de l'évacuateur de crues.....	98
VII.3.2 Différents types des évacuateurs de crues.....	98
VII.3.3 Choix de la variante.....	99
VII.4 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange.....	99
VII.4.1 Calcul du débit de vidange.....	99
VII.4.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre.....	99
VII.5 Dimensionnement de la prise d'eau.....	101
VII.6 Resistance de la conduite aux sollicitations mécaniques.....	101

CHAPITRE 08: ETUDE DE L'EVACUATEUR DE CRUES.

Introduction.....	103
VIII.1 Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues.....	103
VIII.1.1 Calcul de déversoir.....	103
VIII.1.2 Calcul Hydraulique du coursier.....	107
VIII.1.2.1 Dissipateur d'énergie.....	108
VIII.1.2.2 Dimensionnement du bassin.....	108
VIII.1.2.3 Canal de restitution.....	109
VIII.1.3 Conception de l'évacuateur de crues.....	110
VIII.1.4 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier.....	111

CHAPITRE 09: ORGANISATION DE CHANTIER.

Introduction.....	112
IX.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	112
IX.1.1 Installations destinées au personnel.....	112
IX.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	112

IX.1.3 Installations destinées à la réparation des engins.....	112
IX.1.4 Installation destinées pour la préfabrication.....	112
IX.1.5 les moyens de chantier.....	112
IX.2 Planification.....	113
IX.2.1 Définition.....	113
IX.2.2 Techniques de la planification.....	113
IX .2.2.1 méthodes basées sur le réseau.....	113
IX.2.2.2 les étapes de la planification.....	114
IX.2.3 les paramètres de la méthode C.P.M.....	114
IX.2.3.1 Chemin critique (C.C).....	115
IX.2.3.2 Attribution des durées de chaque opération.....	115
IX.2.3.3 plan de travail intermédiaire.....	115
IX.3 délai de construction et programme des travaux.....	115
IX.4 Symboles des différentes opérations.....	115
IX.5 Détermination des chemins critiques.....	118

CHAPITRE 10 : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL.

Introduction.....	120
X.1 Causes des accidents de travail.....	120
X.1.1 Causes humaines.....	120
X.1.2 Causes techniques.....	120
X.2 Conditions dangereuses dans le chantier.....	120
X.3 Actions dangereuses.....	120
X.4 Mesures préventives.....	121
X.5 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel	121
X.5.1 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation.....	121
X.5.2 Calcul du diamètre des canalisations.....	122

LISTE DES FIGURES

FIGURE I.1 : PLAN DE SITUATION GEOGRAPHIQUE DU SITE.....	2
FIGURE II.1 : CARTE REGIONAL DE DEGRE DE SEISME	3
FIGURE II.2 : EXTRAIT DE CARTE GEOLOGIQUE DE LA REGION ECHELLE 1/150000	6
FIGURE II.3 : LEGENDE DE LA CARTE GEOLOGIQUE	6
FIGURE III.1 : DELIMITATION DU BASSIN VERSANT	16
FIGURE III.2 : CLASSIFICATION DE SCHUM.....	19
FIGURE III.3 : REPARTITION DES SURFACES ET COURBE HYSOMETRIQUE.....	22
FIGURE III.4 : RECTANGLE EQUIVALENT	23
FIGURE III.5 : HUMIDITE DE L’AIR.....	30
FIGURE III.6 : REPARTITION MENSUELLE DE L’EVAPORATION	31
FIGURE III.7 : PLUIES MOYENNES MENSUELLES (EL OMARIA 090205)	32
FIGURE III.8 : L’AJUSTEMENT AVEC LOI DE GAUSS	35
FIGURE III.09 : L’AJUSTEMENT AVEC LOI DE GUMBEL.....	37
FIGURE III.10 : L’AJUSTEMENT AVEC LOI DE GALTON	39
FIGURE III.11 : PLUIE DE COURTE DUREE.....	40
FIGURE III.12 : INTENSITE	40
FIGURE III.13 : HYDROGRAMME DE CRUES.....	47
FIGURE III.14 : COURBES CAPACITE - SURFACE –HAUTEUR.....	50
FIGURE III.15 : COURBES $H=F(Q,Q)$	56
FIGURE III.16 : COURBES $V=F(Q,Q)$	56
FIGURE III.17 : COURBE D’OPTIMISATION.....	60
FIGURE III.18 : COURBE DES DEBITS DEVERSANT	60
FIGURE V.1 : FORCES EXERCEES PAR UNE TRANCHE DE SOL INSTABLE SUR LE CERCLE DE GLISSEMENT	81
FIGURE V.2 : CAS DE FIN DE CONSTRUCTION AVEC SEISME.....	86
FIGURE V.3 : CAS DE FONCTIONNEMENT NORMAL AVEC SEISME.....	86
FIGURE V.4 : CAS DE VIDANGE RAPIDE AVEC SEISME.....	86
FIGURE VI.1 : SCHEMA DE CALCUL.....	91
FIGURE VI.2 : COURBE D’OPTIMISATION.....	93
FIGURE VIII.1 : DEFINITION DU DES COORDONNEES	104
FIGURE VIII.2 : DETAIL DU QUADRANT AMONT SYSTEME	104
FIGURE VIII.3 : DEVERSOIR STANDARD A PAREMENT SURPLOMBANT.....	105
FIGURE VIII.4 : PROFIL DE QUADRANT AVAL.....	105
FIGURE VIII.5 : REPRESENTATION DES TRANCHEES.....	106

FIGURE VIII.6 : REPRESENTATION DES LARGEURS.....	107
FIGURE VII.7 : GRAPHIQUE DE LA LIGNE D'EAU.....	108
FIGURE IX.1 : RESEAU A NCEUDS.....	118

LISTES DES TABLEAUX

TABLEAU II.1 : LES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DE CES PARTICULES.....	9
TABLEAU II.2 : LES PROPRIETES GEOTECHNIQUES DU SUBSTRATUM.....	10
TABLEAU II.3 : LES RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUE.....	11
TABLEAU II.4 : CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES PROPOSEES POUR LE CALCUL DE STABILITE DE LA DIGUE.....	13
TABLEAU III.1 : CARACTERISTIQUES HYDRO-MORPHOMETRIQUES DU BASSIN VERSANT:.....	26
TABLEAU III.2 : CARACTERISTIQUE DE LA STATION DE BERROUAGHIA ET MEDEA:	27
TABLEAU III.3 : TEMPERATURE DE L'AIR.....	27
TABLEAU III.4 : DIRECTION DES VENTS.....	28
TABLEAU III.5 : MOYENNES MENSUELLES ET ANNUELLES DE LA FORCE DU VENT	29
TABLEAU III.6 : HUMIDITE DE L'AIR	29
TABLEAU III.7 : REPARTITION MENSUELLE DE L'EVAPORATION	30
TABLEAU III.8 : CARACTERISTIQUES DES STATIONS PLUVIOMETRIQUES:.....	30
TABLEAU III.9 : PLUIES MOYENNES MENSUELLES (EL OMARIA 090205)	31
TABLEAU III.10 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GAUSS.....	32
TABLEAU III.11 : COMPARAISON DES CARACTERISTIQUES DE LA LOI ET DE L'ECHANTILLON :	33
TABLEAU III.12 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL	35
TABLEAU III.13 : COMPARAISON DES CARACTERISTIQUES DE LA LOI ET DE L'ECHANTILLON :	35
TABLEAU III.14 : RESULTAT DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GALTON.....	36
TABLEAU III.15 : COMPARAISON DES CARACTERISTIQUES DE LA LOI ET DE L'ECHANTILLON :	37
TABLEAU III.16 : RECAPITULATIF DES RESULTATS.	39
TABLEAU III.17 : LES APPORTS FREQUENTIELS.....	41
TABLEAU III.18 : REPARTITION MENSUELLE DE LA PRECIPITATION ET DE L'APPORT	41
TABLEAU III.19 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LA FORMULE MALLET- GAUTHIER.	42
TABLEAU III.20 : DEBITS MAXIMUMS DES CRUES DE DIFFERENTES PERIODE DE RETOUR.....	43
TABLEAU III.21 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LA FORMULE POSSENTI:.....	43
TABLEAU III.22 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LA FORMULE TURRAZA:	43
TABLEAU III.23 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DE DEBIT DE CRUE.	43
TABLEAU III.24 : SURFACE ET VOLUME EN FONCTION DE L'ALTITUDE.....	47
TABLEAU III.25 : LA REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT $A_{80\%}$	49
TABLEAU III.26 : LA REPARTITION MENSUELLE DE LA CONSOMMATION.....	49
TABLEAU III.27 : VALEURS DE Δ EN FONCTION DES CONDITIONS HYDROGEOLOGIQUE.....	50

TABLEAU III.28 : DONNEES INITIALES	53
TABLEAU III.29 : DONNEES DE DEPART POUR LA METHODE DE KOTCHERINE.....	53
TABLEAU III.30 : DETERMINATION DE H₀ ET Q EN FONCTION DE B.....	53
TABLEAU III.31 : DEBITS DEVERSANT EN FONCTION DE H ET B ET LE VOLUME DE CRUE	53
TABLEAU III.32 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LA METHODE DE KOTCHERINE:	54
TABLEAU III.33 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DE CALCUL DE LA LARGEUR EN CRETE....	56
TABLEAU III.34 : COUT ET VOLUME DE LA DIGUE.....	56
TABLEAU III.35 : COUT DE DEVERSOIR.....	57
TABLEAU III.36 : COUT DE COURSIER ET LE COUT TOTAL DE LA DIGUE.....	58
TABLEAU III.37 : LES CARACTERISTIQUES DU BARRAGE.....	58
TABLEAU III.38 : VOLUMES ET DEBITS DEVERSANTS.....	59
TABLEAU IV.1 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LA REVANCHE.....	64
TABLEAU IV.2 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DE CALCULE DE LARGEUR DE CRETE.....	64
TABLEAU IV.3 : VALEURS INDICATIVES DES PENTES DES TALUS.....	65
TABLEAU IV.4 : LES VALEURS DE C EN FONCTION DE LA PENTE DU TALUS ET DU POIDS.....	66
TABLEAU IV.5 : ETUDE COMPARATIVE DE DIFFERENTES VARIANTES :	70
TABLEAU V.1 : CLASSE DE BARRAGE EN TERRE EN FONCTION DU TYPE DE LA FONDATION ..	72
TABLEAU V.2 : COORDONNES DE LA PARABOLE DE KOZENY	76
TABLEAU V.3 : DEBIT DE FUITE DE LA FONDATION.....	77
TABLEAU V.4 : DETERMINATION DU GRADIENT D'INFILTRATION ADMISSIBLE.....	79
TABLEAU V.5 : DETERMINATION DU COEFFICIENT DE SECURITE.....	79
TABLEAU V.6 : COEFFICIENT DE STABILITE ADMISSIBLE DES TALUS :	83
TABLEAU V.7 : DETERMINATION DES RAYONS DES CERCLES DE GLISSEMENT.....	83
TABLEAU V.8 : RESULTAT DE CAS ETUDIE.....	83
TABLEAU V.9 : CARACTERISTIQUE GEOTECHNIQUE :	84
TABLEAU V.10 : COEFFICIENT DE SECURITE POUR DIFFERENTS CAS DE FONCTIONNEMENT.	86
TABLEAU V.11 : LES CAS DE STABILITE ETUDIE :	86
TABLEAU VI.1 : COEFFICIENT DE DEBITS.....	89
TABLEAU VI.2 : Q = F(D):	89
TABLEAU VI.3 : H _{DEV} = F (T).....	90
TABLEAU VI.4 : RESULTATS DE LAMINAGE.....	90
TABLEAU VI.5 : RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LA REVANCHE.....	90
TABLEAU VI.6 : RECAPITULATIF DES HAUTEURS ET LARGEURS EN CRETE DU BATARDEAU...	90
TABLEAU VI.7 : PARAMETRES DE CALCUL D'OPTIMISATION.....	92
TABLEAU VI.8 : CALCULE D'OPTIMISATION.....	93

TABLEAU VII.1 : TYPE DE VIDANGE DE FOND EN FONCTION DE $H^2 \cdot \sqrt{V}$	98
TABLEAU VIII.1 : ORIGINES O, RAYONS DE VALIDITE RELATIFS A H0 DEVERSOIR STANDARD	105
TABLEAU VIII.2 : CALCUL DES COORDONNEES DE PROFIL DE QUADRANT AVAL.....	105
TABLEAU VIII.3 : HAUTEURS D'EAU ET PERTES DE CHARGE.....	107
TABLEAU VIII.4 : COTES DU PLAN D'EAU ET DU FOND DE LA TRANCHEE	107
TABLEAU VIII.5 : CALCUL DE LA LIGNE D'EAU.....	108
TABLEAU VIII.6 : CALCUL DE LA LIGNE D'EAU.....	108
TABLEAU IX.1 : SYMBOLES DES OPERATIONS	117
TABLEAU IX.2 : DETERMINATION DES CHEMINS CRITIQUES.....	119
TABLEAU X.1 : VITESSE DE L'AIR DANS LES DIFFERENTES CANALISATIONS.....	123

Liste des planches

Planche N°01 : PLAN D'AMENAGEMENT DU PETIT BARRAGE SUR OUED YAKHLEF (W.MEDEA)

PLANCHE N°02 : COUPES TYPES DE LA DIGUE DU PETIT BARRAGE SUR OUED YAKHLEF
(W.MEDEA)

PLANCHE N°03 : COUPES EN TAVERS DE LA DIGUE DU PETIT BARRAGE SUR OUED YAKHLEF
(W.MEDEA)

PLANCHE N°04 : SCHEMA DE CALCULE DE STABILITE DU PETIT BARRAGE SUR OUED
YAKHLEF (W.MEDEA)

PLANCHE N°05 : PROFIL EN LONG DE LA VIDANGE DE FOND DU PETIT BARRAGE SUR OUED
YAKHLEF (W.MEDEA)

PLANCHE N°06 : DETAIL DE LA VIDANGE ET DE LA PRISE D'EAU DU PETIT BARRAGE SUR
OUED YAKHLEF (W.MEDEA)

PLANCHE N°07: PROFIL EN LONG DE L'EVACUATEUR DE CRUES DU PETIT BARRAGE SUR
OUED YAKHLEF (W.MEDEA)

PLANCHE N°08: DETAILS DE L'EVACUATEUR DE CRUES DU PETIT BARRAGE SUR OUED
YAKHLEF (W.MEDEA)

INTRODUCTION GENERALE

Le développement du secteur hydraulique suppose la maîtrise des ressources en eau, parmi les quelles les eaux de surface qui ont une importance vitale pour l'homme, irrigation et l'industrie.

Depuis plusieurs décennies, l'édification de petits barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

Vue la situation critique qu'elle connue la wilaya de MEDEA surtout que cette région à un caractère agricole ce qui oblige la réalisation des retenues collinaires a proximité des zones agricoles et cela pour compenser le déficit en besoin en eau d'irrigation

L'objet de cette étude est l'étude d'un petit barrage sur l'oued YAKHLEF dans la wilaya de MEDEA qui est de priorité agricole.

CHAPITRE I
ETUDE
TOPOGRAPHIQUE

INTRODUCTION:

Pour la réalisation d'un barrage, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte sur la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

L'étude nous impose plusieurs variantes du choix des axes de l'implantation du barrage et on devra choisir la meilleure solution du point de vue économique et technique.

I.1 Situation géographique :

Le site Ouled Yakhlef choisi pour la construction de ce petit barrage est situé à l'Est de la wilaya de Médéa dans le territoire de la commune de Bouchrahil à environ 5 Km au Nord du chef lieu de cette dernière sur oued Ouled yakhlef

De par sa situation géographique dans une zone agricole, l'aménagement offre un intérêt agro-économique certain.

Le meilleur accès est assuré à partir de la CW05 ; à 4,80 km ; à partir de Bouchrahil on suivra vers la gauche de la route, une piste agricole carrossable sur quelques centaines de mètres, et qui mène jusqu'en rive gauche du site retenu.

Un autre accès est possible par le Nord et qui débouche sur la queue de la cuvette du futur barrage.

Le site du petit barrage et celui du bassin versant sont identifiés sur l'assemblage de la carte d'Etat Major Tablat NJ-31-IV-5 Ouest et Beni Slimane NJ-31-IV-5 Ouest à l'échelle 1/50000 et dont les coordonnées Projection UTM Fuseau 31 de l'axe est :

X=512.947 (Km)

Y=4013.686 (Km)

Z=621.000 (m)

I.2 Caractéristique morphologique :

Le bassin versant de l'oued Ouled yakhlef au site du futur petit barrage fait partie du versant Sud de la chaîne montagneuse de l'atlas tellien, il fait partie aussi du grand bassin versant Isser sous bassin de l'oued Oued Mellah code (0902) découpage ANRH. Cet impluvium est caractérisé par une série de Kef à relief accidenté, un réseau hydrographique sec à talwegs hiérarchisé, un sol moyennement résistant à couvert végétal moyen à faible. Le site préconisé pour cet aménagement présente une gorge relativement étroite, la rive droite évolue en pente douce, et la rive gauche en pente raide, une cuvette vaste et allongée et une pente assez faible du lit de l'oued.

Les fonds topographiques réalisés serviront comme support de base pour la détermination des différentes caractéristiques techniques à savoir:

-Détermination de la capacité de la retenue et sa surface en fonction de la cote du plan d'eau et de l'emplacement du barrage.

-D'évaluer le volume et l'importance des différents ouvrages et de proposer leur emplacement.

-De repérer les ballastières et les zones exploitables des matériaux rocheux.

-De fournir un support pour le travail géologique.

-De fournir un support de base pour l'étude technique approfondie

I.3 Recherche et choix du site :

Le choix de bassin versant est basé sur les conditions géologiques et hydrologiques et une surface suffisante qui autorise le remplissage de la retenue, et un volume d'eau stockée à la retenue suffisant pour les besoins demandés.

I.4 Choix de l'axe du barrage :

Le site choisi pour la retenue est pratiquement faisable, il se trouve à l'extrémité des gorges évasées, et à la limite du domaine relativement plat à peu accidenté découpé en aires agricoles.

I.5 Implantation de l'évacuateur de crues :

L'implantation de l'évacuateur de crue est conditionnée par les conclusions des études ultérieures (géotechnique et topographique) car ce choix est dicté par la topographie et la nature de sol.

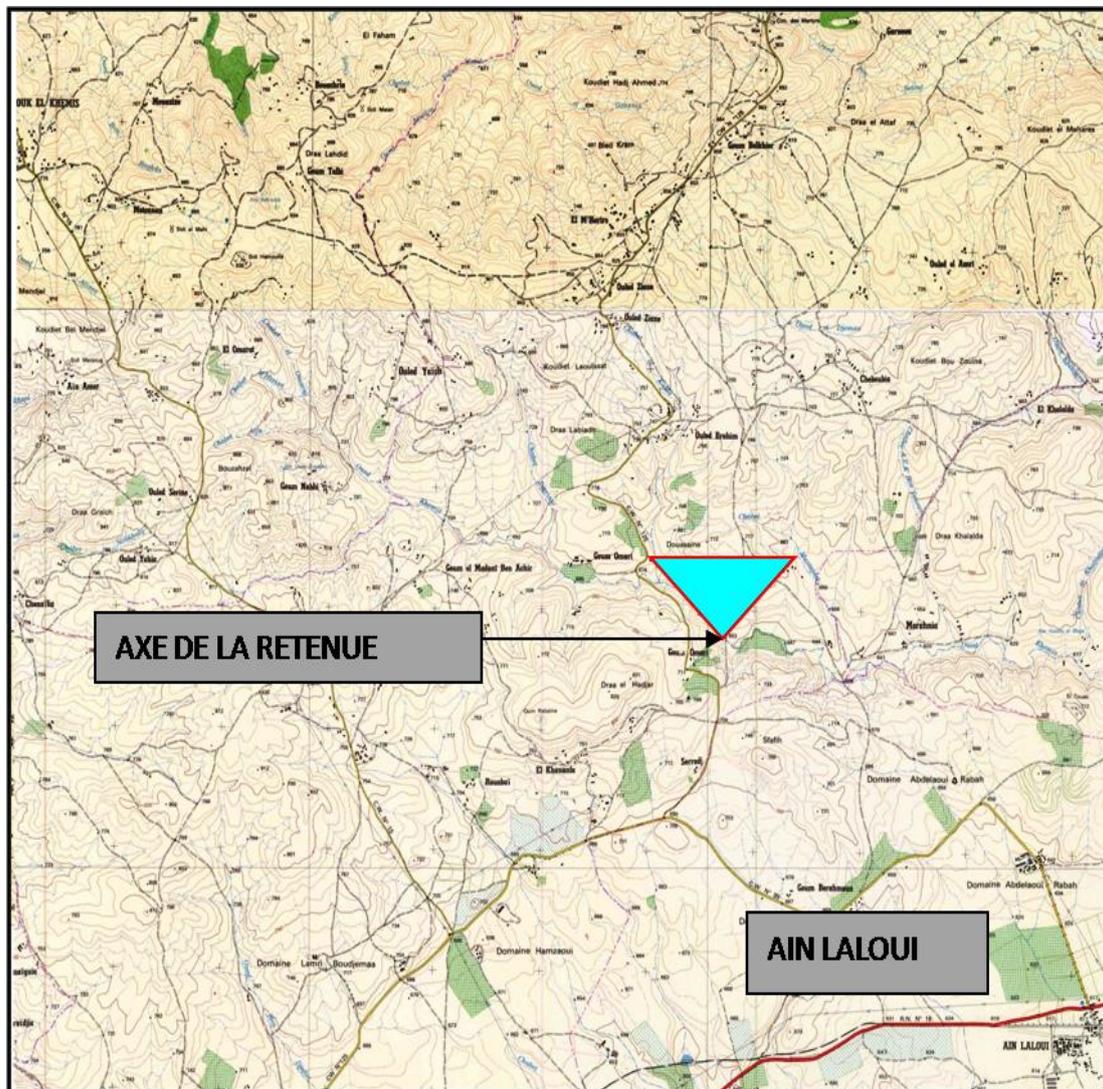


FIGURE I.1 : PLAN DE SITUATION GEOGRAPHIQUE DU SITE

CHAPITRE II
ETUDE
GEOLOGIQUE ET
GEOTECHNIQUE

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.1 Etude géologique :

II.1.1 Sismicité du site :

La zone considérée par l'air d'étude est de zone II a. Son niveau minimal de protection sismique est accordé selon l'importance de l'ouvrage qui dépend de sa destination (pour notre cas petit barrage) et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Cette classification vise à protéger les personnes, les biens économiques de la communauté. (classification faite sur la base des Règles Parasismiques Algériennes 99 / version 2003 après modificatifs et compléments aux règles parasismiques algériennes « Document Technique Réglementaire DTR B C 2 48 »).

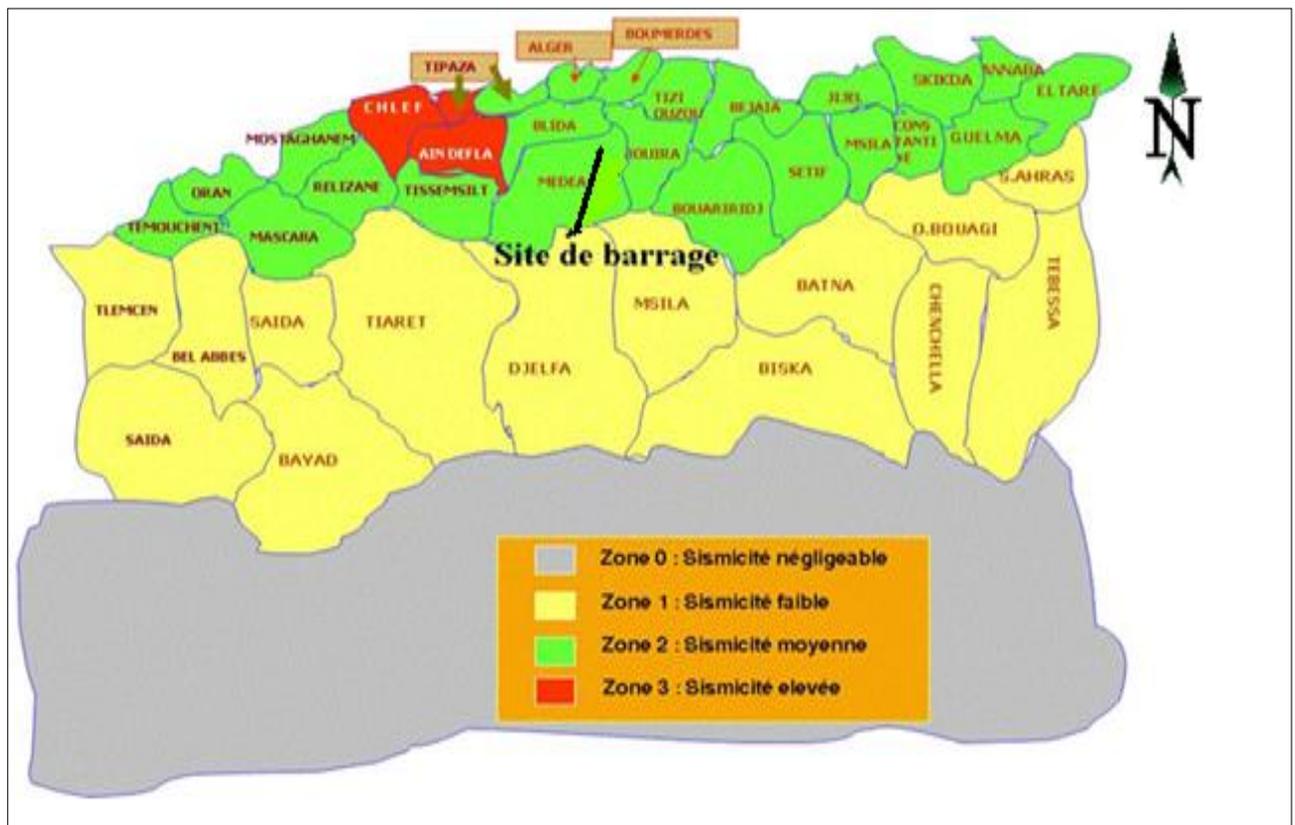


Figure II.1 : carte régional des degrés de séisme

II.1.2 Géomorphologie :

L'aire d'étude proprement dite s'inscrit entièrement dans un domaine dit de nappes de charriage constituées de formations allochtones d'origine déplacée.

L'essentiel du relief environnant délimitant au Nord le bassin d'Oued Ouled Yakhle, est constitué par une série de Koudiets dont les plus importantes sont Koudiet Tafala et Beni Guiton, Kef Massrouf, Moul Ezzaboudja et Djbel Mellouane.

Les massifs de la forêt de Bouthmouda et Tourga délimitent au NW l'aire d'alimentation de l'Oued Ouled yakhlef. Ce dernier prend naissance non loin de la Dachrat d'Ouled Chaouch : soit depuis les hauteurs du versant méridional des Monts d'Ouled Djar.

L'Oued Ouled Yakhlef a inscrit son cours jusqu'au Oued Boukhlefoun, dans une vallée peu large et peu méandrique, longue d'environ 6Km selon une direction majeure Nord Ouest -Sud Est.

Elle aboutit à la confluence avec Oued Boukhlefoun, à l'amorce du domaine plat soit à la sortie Nord de l'agglomération de Bouchrahil.

Le site choisi pour la retenue est pratiquement faisable, il se trouve à l'extrémité des gorges évasées, et à la limite du domaine relativement plat à peu accidenté découpé en aires agricoles.

L'axe potentiel de l'ouvrage correspond ainsi à un des derniers étranglements de la vallée: il est constitué de rives à lithologies compactes quoique recouvertes de dépôts colluvionnaires, d'altération de la roche mère ou de terres agricoles spécifiquement pour la rive gauche. Cette dernière présente un versant à pente douce alors que la rive opposée est nettement plus accidentée.

La végétation est moyennement développée sauf dans les fonds de vallée où elle occupe densément le lit mineur : (arbres, buissons ...). et la forêt de Bouthmouda.

Les deux rives présentent une dissymétrie marquée : la rive gauche présente une topographie plus proéminente et culmine à plus de 45 m du fond du lit de l'Oued environ,

Ce dernier est peu large puisqu'il s'étend sur seulement quelques mètres : dans l'espace inter-rives le fond de vallée ainsi étroit est facilement accessible, depuis les deux rives : il est le siège de dépôts alluviaux assez grossiers enrobés dans une matrice argilo-limoneuse.

A l'amont, une large cuvette présente l'avantage pour contenir un volume d'eau conséquent. Il s'agit d'un site réservoir, peu penté, fermé à la faveur d'une continuité morphologique quasi - symétrique des rives,

De part et d'autre de l'axe de l'Oued un relief s'érige plus rapidement en rive droite qu'en rive gauche. L'encaissement général est de l'ordre d'une vingtaine de mètres.

On relèvera que la topographie des rives devient moins prononcée à l'aval de l'axe : ce qui donne un encaissement de la cuvette, de moins en moins apparent au fur et à mesure qu'on s'éloigne du site de Ouled Yekhlef.

L'enceinte de la cuvette est totalement fermée : les terrains meubles de couverture faiblement consolidés occupent de larges surfaces, en terrasses latérales apparemment épargnées par les débordements des crues de Oued Ouled Yakhlef.

Localement, au droit de l'axe de la retenue des masses marneuses altérées se sont affaissées vers le bas talus de la falaise abrupte de la rive droite.

II.1.3 Géologie régionale :

Dans le cadre de cette étude, il est important de situer la structure géologique de notre zone d'intérêt par rapport aux ensembles tectono-sédimentaires régionaux, c'est à dire incluant largement les rives et en général le bassin de l'Oued Ouled Yakhlef .

L'analyse des données géologiques régionales laissent comprendre que notre aire d'étude appartient à l'Atlas Tellien, plus précisément au domaine dit des "nappes".

Ces dernières sont constituées d'une succession d'unités tectono-sédimentaires, à faciès très variable, très apparentes.

Cette configuration s'illustre par une superposition de nappes d'épaisseurs également variables et à matériau différent.

On peut dire que ces unités sont de grande extension géographique : elles affleurent de part et d'autre de l'Oued, certains faciès prédominent en occupation surfacique .Les affleurements majeurs, nus, sont relevés en rive droite.

Au plan stratigraphique, l'analyse de la carte géologique – Echelle 1/100000- montre toute la complexité de la structure géologique en place .Toutefois l'association des différents termes lithologiques au sein des petites Unités et lambeaux d'unités permettent de retenir l'essentiel des données pour les besoins du projet.

Les formations régionales qui bordent la vallée sont caractérisées comme suit :

Tout le secteur Est et Nord Est incluant toute la région de Bouchrahil et auquel appartient la zone d'étude, présente une géologie assez complexe due au type de tectonique ayant affecté la région.

Le style tectonique général se rapporte au domaine des nappes déplacées et des formations postérieures appelées dépôts post-nappes.

Cette région est formée par des collines dénuées très fortement rodées que dominent les plateaux gréseaux du Ganntas et de Médéa

La formation géologique concernée correspond à des conglomérats et grés du miocène supérieur sous forme de rubans (dont la largeur est environ 1 Km et la longueur de plusieurs) pris dans une masse marneuse et argileuse de même âge géologique.

II.1.4 Géologie du bassin versant et sa cuvette :

L'axe de la retenue, comme verrou topographique majeur, délimitera à l'aval, une retenue qui sera entièrement contenue dans la large vallée creusée par l'érosion fluviale. Cet encaissement et la faible pente de l'Oued donneront ainsi une extension plus linéaire que latérale des futures aires inondables. Ce qui est avantageux.

La configuration du site réservoir est telle qu'il n'existe pas de zones potentielles où les eaux peuvent contourner l'ouvrage. Dans tous les cas de remplissage, l'étude topographique du Projet précisera les cotes d'inondations. De même que le rapport hydrologique étudié en détail les courbes hauteur -capacité et surfaces mouillées

Latéralement, sur les mêmes rives, on dénombre quelques "chaabets" ravinements et colatures secondaires sans grands apports mais qui déversent néanmoins dans l'Oued Ouled Yakhlef .

Au plan lithologique, on devra souligner l'existence d'une instabilité, par endroits, des berges à morphologie verticale à subverticale. Ce phénomène est dû à la forte érodabilité du matériau et au risque de fluage et d'éboulements partiels des masses terrigènes ou marneuses lors de l'immersion ou de vidange de la retenue.

Ce risque est à examiner particulièrement au voisinage du barrage, où la hauteur d'eau sera la plus importante. D'éventuelles protections en des sites vulnérables, seront étudiées et présentées lors de l'Etude d'exécution, qui fournira le fond géologique de l'ensemble de l'aménagement.

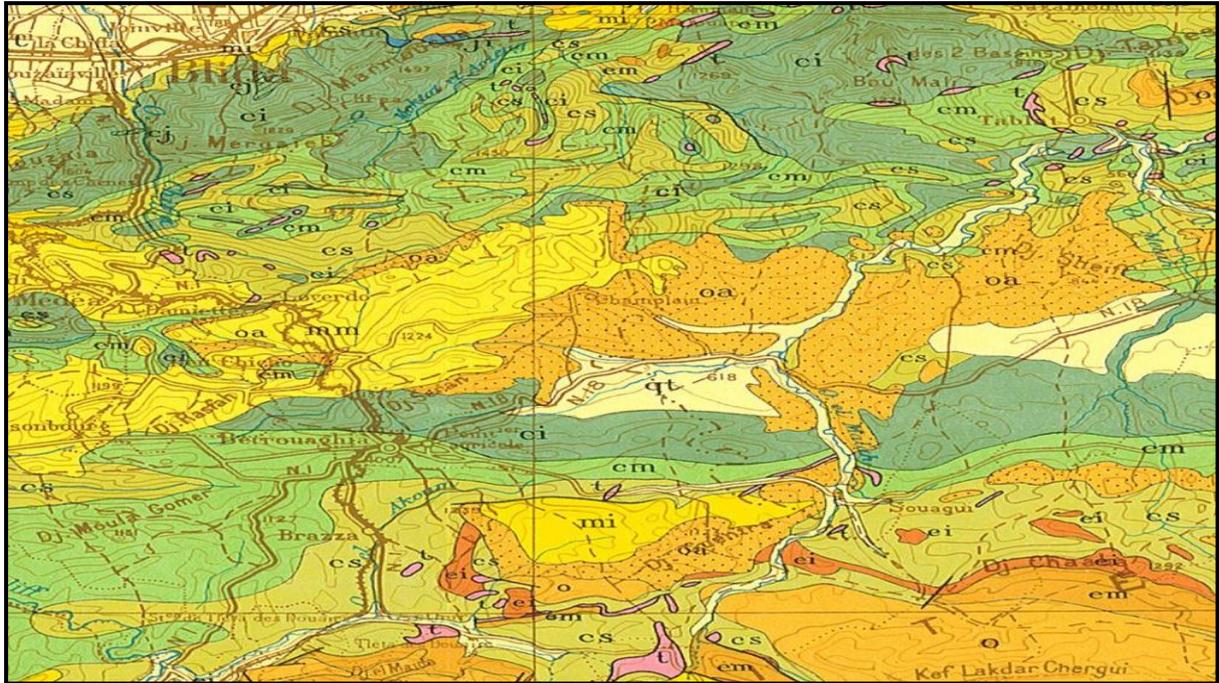


Figure II.2 : Extrait de Carte géologique de la région échelle 1/150000

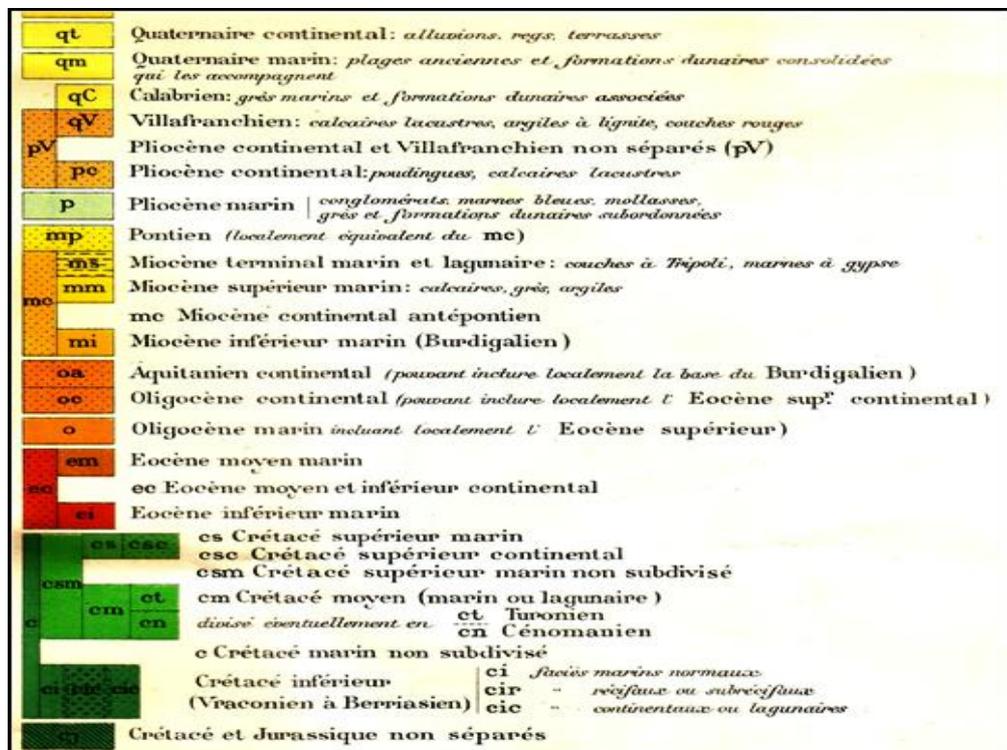


Figure II.3: Légende de la carte géologique

II.1.5 Hydrogéologie du bassin versant et sa cuvette :

➤ Perméabilité :

La formation géologique concernée correspond à des conglomérats et grès du miocène supérieur sous forme de rubans (dont la largeur est environ 1 Km et la longueur de plusieurs) pris dans une masse marneuse et argileuse de même âge géologique.

➤ Etanchéité :

Les couches étant théoriquement étanches, elles seront retenues comme assise de base de l'ouvrage : la géométrie de ce substratum devra être précisée par les investigations au site de la digue.

II.1.6 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue :

Les formations géologiques sont représentées, de manière prédominante, par des dépôts terrigènes conglomératiques sablo –argileux associées en profondeur à de petits bancs gréseux très probablement de même âge. Au dessous gisent des argiles marneuses à aspect de tuff.

II.1.7 Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise :

➤ Perméabilité :

Les argiles numidiennes constituant le Bed Rock, sont imperméables et leur perméabilité est de l'ordre de 10^{-8} cm/s.

Les argiles limoneuses du fond de la vallée sont peu perméables à imperméables; leur perméabilité varie de (10^{-4} cm/s à 10^{-6} cm/s).

Les éléments détritiques formés de cailloux, graviers, sables et blocs de silice ayant une forme bien arrondie comblant le fond de la vallée de la retenue collinaire sont perméables. Leur perméabilité est de 10^{-3} cm/s

➤ Etanchéité :

Elle est complètement assurée par le substratum argileux de la nappe numidienne priabonien.

II.1.8 Fondation de la digue et de ses ouvrages annexes :

➤ Corps de la digue :

La zone d'assise du barrage doit toujours être décapée d'au moins 0.50 à 1.00m pour éliminer la terre végétale.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux meubles de la fondation (alluvions colluvions) sont souvent suffisantes pour supporter un remblai d'une hauteur inférieure à une dizaine de mètres.

➤ Evacuateur de crue :

L'évacuateur de crue lui aussi sera fondé dans une masse marneuse et argileuse de même âge géologique après décapage d'environ 0.50 à 1.00m de la couche de terre végétale.

➤ Prise d'eau et vidange de fond :

Les ouvrages de prise d'eau et vidange de fond placées au fond du thalweg du petit barrage sur Oued Yakhlef seront fondées dans les alluvions (terrasses basses et moyennes).

II.1.9 Stabilité des versants de la cuvette :

Pendant la prospection géologique : levé de l'assiette du petit barrage. L'exécution des puits en différentes zones, aucune trace ou amorce de glissement de terrain que ce soit superficielle ou profonde n'a été décelée.

On peut donc affirmer des flancs à pente douce de l'assiette du barrage.

II.1.10 Matériaux de construction de la digue :

➤ Matériaux de remblaiement et d'étanchéité :

L'aire d'étude, particulièrement le périmètre de la cuvette, recèle d'importantes quantités de matériaux à composante argileuse certaine.

Leurs extensions couvrent de grandes surfaces des rives droite et gauche où les fractions fines de matériaux (argiles) y sont prédominantes.

➤ Filtre de transition :

Les matériaux utilisés pour filtre de transition (sables, graviers) peuvent être exploités des basses terrasses du fond de la vallée de l'oued.

➤ Matériaux pour Rip-Rap :

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement) seront exploités par ramassage des blocs de grés existant dans la cuvette et ses proximités. Ces blocs de grés doivent avoir les dimensions suivantes :

150>Ø>300 mm de diamètre pour la protection du parement amont de la digue vis-à-vis des mouvements des vagues.

Conclusion

L'Oued Yakhlef laisse en réalité un choix restreint de sites potentiellement intéressants pour la mise en place d'une retenue de stockage.

L'axe retenu constitue un verrou topographique acceptable et intéressant compte tenu de sa proximité du chemin de wilaya n°05, de son accessibilité, et de la proximité des exploitations agricoles.

Il s'agit d'un site moyennement large donc économiquement intéressant.

A ce stade de connaissance des conditions de site, on ne relève aucune contrainte ou problème géologique majeur qui se rapportent à la stabilité des rives ou à l'étanchéité de la retenue.

Les meilleures conditions géotechniques, l'ensemble des mesures et dispositions constructives seront arrêtées dans le rapport d'interprétation qui complètera la présente mission.

A priori, la disponibilité de matériaux locaux (argiles, enrochements) dans des zones proches et très accessibles, laisse envisager la construction d'un ouvrage en terre avec un dispositif d'étanchéité et d'ancrage adapté à la nature des sols en place .

II.2 Etude Géotechnique :

L'étude géotechnique de ce site de la retenue collinaire, basée essentiellement sur des compagnes de reconnaissance effectuée sur terrain. Durant lesquelles est établi un programme des travaux de terrain (exécution des puits, tranchées et sondage, suivi des prélèvements des échantillons de sol en différent endroits de la retenue : zone d'emprunt argileuses et zone d'emprises de la digue) afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue ainsi que la détermination de la structures géo mécanique du sous sol de fondation à différents niveaux par des essais géotechniques et chimiques de laboratoire.

II.2.1 Prospection géotechnique de terrain :

Cinq (05) sondages carottés d'une profondeur de 10 mètre linéaire chacun ont été réalisés dans la zone d'emprise de la digue et la zone d'emprunt, suivi de prélèvements d'échantillons de sol à différentes profondeurs afin de connaître et déterminer respectivement la structure géomécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue et ses ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires a la construction du barrage collinaire (Voir Annexe B)

II.2.2 Résultats géotechnique :

II.2.2.1 Nature des terrains d'assise et de fondation de la digue :

Ce sont des particules grossières constituées de blocs, cailloux et galets. Elles ont été détectées (puits GP4) au lit de l'Oued et au dessous desquelles on trouve les particules les plus fines (haute et moyenne terrasse).

Elles s'étalent tout le long des berges de la vallée de l'oued en présentant une couche mince composée de particules fines argilo limoneuses faiblement sableuses.

Le **tableau II.1** représente les caractéristiques géotechniques de ces particules

Tableau II.1 : les caractéristiques géotechniques.

	Alluvions récentes et actuelles du fond de la vallée	Alluvions du fond de la vallée de haute et moyenne terrasse
c	0,6 bars	0,7 bars
φ	22°	23°
K	2.10^{-7} m/s	$1,9.10^{-7}$ à $2,1.10^{-7}$ m/s

Ces valeurs montrent que le faciès est constitué d'un sol pulvérulent et de très faible perméabilité donc un milieu à risque pour les pertes d'eau par infiltration au dessous du corps de la digue.

Pour cela, un ancrage jusqu'au substratum sain et imperméable est exigé pour pouvoir assurer l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

II.2.2.1.1 argiles numidiennes brunes jaunâtre à rares blocs de grés, d'âge priabonien (substratum) ;

Dans tous les cas, l'ouvrage sera fondé sur le substratum sain, constitué par la formations argilo-marneuse à concrétions carbonatées .Ces dernières sont recouvertes particulièrement dans le lit majeur de l'oued, par une faible couverture alluvionnaire, meuble, de gros sables limoneux associés à des blocs de dimension différente.

Ces derniers dépôts sont naturellement à éliminer par excavation jusqu'à dénuder complètement l'assise de base, y compris latéralement sur les versants de l'Oued.

Les propriétés géotechniques qui sont représentées dans le tableau n°II.2.

Tableau II.2 : les propriétés géotechniques du substratum

Essais physiques		W_n	11,05-12,61 %
		γ_d	1,69-1,97 t/m ³
		γ_h	1,80-1,99 t/m ³
		γ_{sat}	1,924-2,038 t/m ³
		W_l	43,00-45,00%
		W_p	23,00-25,00%
		S_r	72,80-88,00%
		I_p	19,00-21,00%
Essais mécaniques	Compression à l'odomètre	P_c	0,924-1,654 bar
		C_t	0,174-0,184
		C_g	0,022-0,024
		K	1,9.10 ⁻⁷ à 2,1.10 ⁻⁷ m/s
	Cisaillement rectiligne	C_u	0,18-0,33 bars
		φ_u	07°-17°
		C'	0,6-0,7 bars
		φ	22°-23°
		R_{dt}	0,8-1,5 Mpa
	Chimie de sol		CaCo3
CaSo4,2H2O			Traces

Interprétation:

Ce sont des matériaux fins argileux, moyennement à fortement plastiques, sensibles à l'eau et appartenant selon la classification Américaine U.S.C.S à la classe CL-CH (Ap-At).

Ce sont des matériaux argileux renfermant une quantité gypsifère nocive envers le béton précontraint et le béton armé pour la galerie de la vidange de fond.

II.2.2.2 Matériaux de construction de la digue :

II.2.2.2.1 Matériaux d'étanchéité et de recharge :

Le tableau n°II.3 représente les caractéristiques géotechniques des matériaux d'étanchéité et de recharge.

Tableau II.3 : les résultats des essais géotechnique

Essais physiques		W_n	11,76-13,16 %
		γ_d	1,55-1,68 t/m ³
		γ_h	1,63-1,918 t/m ³
		γ_{sat}	1,96-2,01 t/m ³
		W_l	41,00-56,50 %
		W_p	28,50-29,40 %
		S_r	70,30-88,50 %
		I_p	20,90-28,80 %
Essais mécaniques	Compression à l'odomètre	P_c	1,75-2,48 bar
		C_t	0,195-0,232
		C_g	0,032-0,040
		K	10 ⁻⁷ à 10 ⁻⁸ m/s
	Cisaillement rectiligne	C_u	0,16-0,29 bars
		φ_u	06°-22°
		C'	10-20 Kpa
		φ	15°-21°
		R_{dt}
	Proctor normal		W_{opt}
γ_{max}			1,51-1,66 t/m ³
γ_{max} à 95%			1,43-1,58 t/m ³
Chimie de sol		CaCo ₃	08,87-10,48 %
		CaSo ₄ ,2H ₂ O	Traces à 3,13 %

Interprétation :

Ce sont des matériaux argileux et limoneux, moyennement à frottement plastiques sensibles à l'eau et appartenant selon la classification Américaine U.S.C.S (L.C.P.C) à la classe CL-MH.

C'est une fondation argileuse moyennement à assez fortement compressible, gonflante, pratiquement imperméable et surconsolidée.

II.2.2.2 Matériaux pour filtres, transition et drains :

Les matériaux destinés à la protection du corps de la digue doivent être exploités des carrières calcaires existantes à proximité de la retenue et doivent avoir un fuseau granulométrique obéissant aux de TERZAGUI ci –après en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base (argiles) (la courbe granulométrique est représenté dans l'annexe B).

$$\frac{d_{15}^f}{d_{85}^a} \leq 5 \qquad 12 \leq \frac{d_{15}^f}{d_{15}^a} \leq 40 \qquad 12 \leq \frac{d_{50}^f}{d_{50}^a} \leq 58$$

II.2.2.2.3 Matériaux d’encrochement (Rip-Rap) :

Les matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d’eau seront exploités des carrières calcaires qui se trouvent dans la région. Ces matériaux auront les propriétés géotechniques et chimiques suivantes :

- Poids spécifique des grains (γ_s)2.0-2.4/m³.
- Micro-dévale à l’eau (**M.D.E**)<40%
- Los Angelés (**L.A**).....35%
- Résistance à la compression simple50-150Mpa
- Résistance à la compression simple de saturation (**Rcsat**).....45-145 Mpa

Le Rip-Rap du parement amont de la digue doit comporter des sédiments calcaires sous forme de gros blocs de 200 à 300 mm de diamètre afin de bien résister aux mouvements des vagues.

II.2.3 Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue :

Voir tableau II.4

Tableau II.4 : Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue.

			Destination	
Essais physiques d'identification et de classification	γ_{sat}	2.01 t/m ³	Calculs de stabilité de la digue	
	γ_d	1,12 t/m ³		
	γ_h	1,88 t/m ³		
	γ'	1.01 t/m ³		
Limite d'atterbergue	W_p	25%	Identification du sol(Moyennement à fortement plastiques, sensibles à l'eau)	
	W_l	45 %		
	I_p	20 %		
Essais mécaniques	Compression à l'odomètre	K	10 ⁻⁷ m/s	Calcul de débit de fuite
		Ct	0,249
	Cisaillement rectiligne	C	0,6 bars	Rentre dans le calcul de stabilité des talus et de mur de soutènement
		ϕ	22°	
	Proctor normal	γ_{max}	1,28 t/m ³	Pour déterminer le nombre de passe lors du compactage
		γ_{max} à 90%	1,86 t/m ³	

Conclusion :

Les parements amont et aval de la digue seront fondés sur la couche alluvionnaire argilo limoneuse de haute et moyenne terrasse après décapage de la couche de terre végétale.

Les matériaux argileux destinés à l'étanchéité et à la recharge de la digue seront exploités en quantité et en qualité sur le flanc gauche de l'assiette de la présente retenue collinaire.

Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) seront fournis par les grès numidiens existants tout autour du site par exploitation sélective. La présence de la couche alluvionnaire perméable (sables, graviers, cailloux.....de basse terrasse) au fond de la vallée qui constitue un aquifère alluvial favorable à l'écoulement souterrain au dessous de la digue (phénomène de Renard) ainsi que la répartition aléatoire d'une couche altérée du substratum argileux et marneux, nous obligent à asseoir la fondation de la digue jusqu'au faciès sain et imperméable (projection d'une clé d'ancrage tout le long du lit majeur de ce thalweg).

On peut donc conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorablement réunies pour la réalisation d'un barrage collinaire en terre au niveau de la vallée d'**Oued OULED YAKHLEF** commune de **BOUCHRAHIL** Wilaya de **MEDEA**.

CHAPITRE III
ETUDE
HYDROLOGIQUE

Introduction:

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable. Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant (apports liquides et solide) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

En vue de l'absence de stations hydrométriques sur le long de l'oued, les apports provenant au barrage seront estimés en utilisant les formules empiriques et les données pluviométriques des stations les plus proches pour aboutir à des résultats satisfaisants, et aussi proches que possible des conditions naturelles.

III.1 Description du bassin versant :

De la description correcte et détaillée des caractéristiques physico géographiques du bassin versant dépendra l'estimation des paramètres hydrologiques. Pour cela les tâches qui sont indispensables dans cette étape préparatoire sont :

III.1 .1 Caractéristiques générales du bassin versant :

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets. Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire. Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite. Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête.

III.1.1.1 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :

Le site du petit barrage et celui du bassin versant sont identifiés sur l'assemblage de la carte d'Etat Major Tablat NJ-31-IV-5 Ouest et Beni Slimane NJ-31-IV-5 Ouest à l'échelle 1/50000 et dont les coordonnées Projection UTM Fuseau 31 de l'axe est :

X=512.947 (Km)

Y=4013.686 (Km)

Z=621.000 (m)

Le bassin versant est montré sur le plan de situation (Figure III .1).

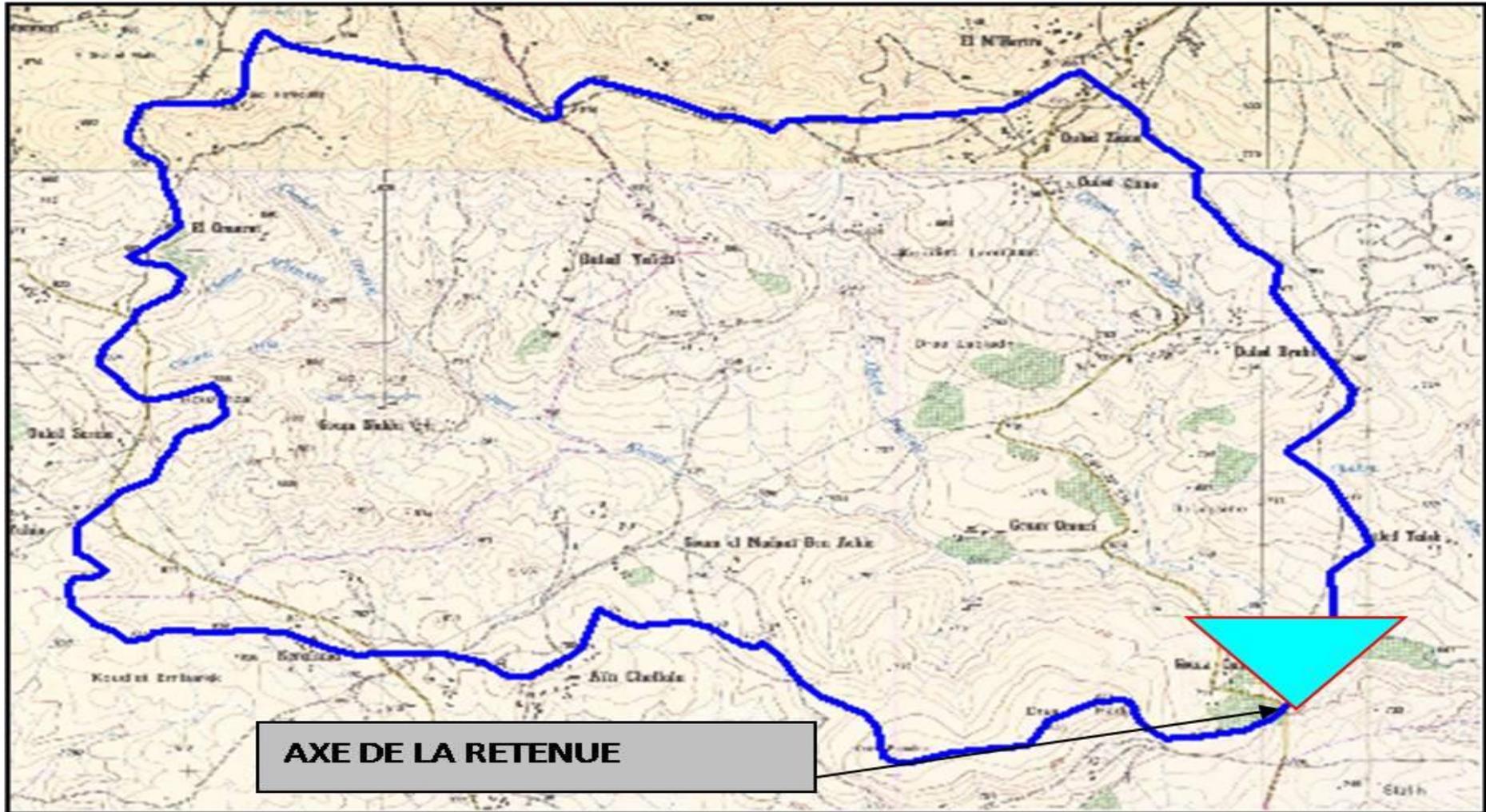


figure III.1: délimitation du bassin versant

Ech :1/50000

III.1.2 Caractéristiques physiques du bassin versant :

A- Les caractéristiques géométriques :

1-Superficie :

La surface du bassin versant est déterminée avec l'emploi du planimètre, il est déterminé à partir de la surface obtenue de la projection horizontale du territoire délimité par la ligne de partage superficielle. Par planimétrie sur les deux cartes d'états major de Tablat NJ-31-IV-5 Ouest et Beni Slimane NJ-31-IV-5 Ouest à l'échelle 1/50.000, la surface du bassin est :

$$S = 5.73 \text{ km}^2$$

2-Périmètre :

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin on va le déterminer à l'aide d'un curvimètre .on mesure le périmètre P du bassin versant ; est:

$$P = 14.26 \text{ km}$$

B- Caractéristiques hydro morphologiques :

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant.

1. Indice de compacité de gravelieus K_c :

C'est le rapport du périmètre du bassin sur la circonférence du cercle de rayon R ayant la même superficie S que le bassin, cet indice exprime la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre.

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (III.1)$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.2)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

AN : $K_c = 1.668$

Si $K_c = 1 \Rightarrow$ bassin ramassé

Si $K_c > 1 \Rightarrow$ bassin allongé

Selon la valeur de K_c , notre bassin versant est de forme allongé.

2. Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$K_p = \frac{P^2}{S} \dots\dots\dots (III.3)$$

P : la longueur du talweg principal =6.26Km

S : la superficie du bassin versant.

AN : $K_p = 6.84$

3. Rectangle équivalent :

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L et l ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants

entre eux de points de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \quad \text{et} \quad S = L*l \quad \rightarrow (1) \dots\dots\dots(III.4)$$

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

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \rightarrow (2) \dots\dots\dots(III.5)$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2^{ème} degré admet deux solutions L; l :

$$L = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.6)$$

$$l = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec L : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l : largeur du rectangle équivalent en (Km)

AN : **L =6.206**

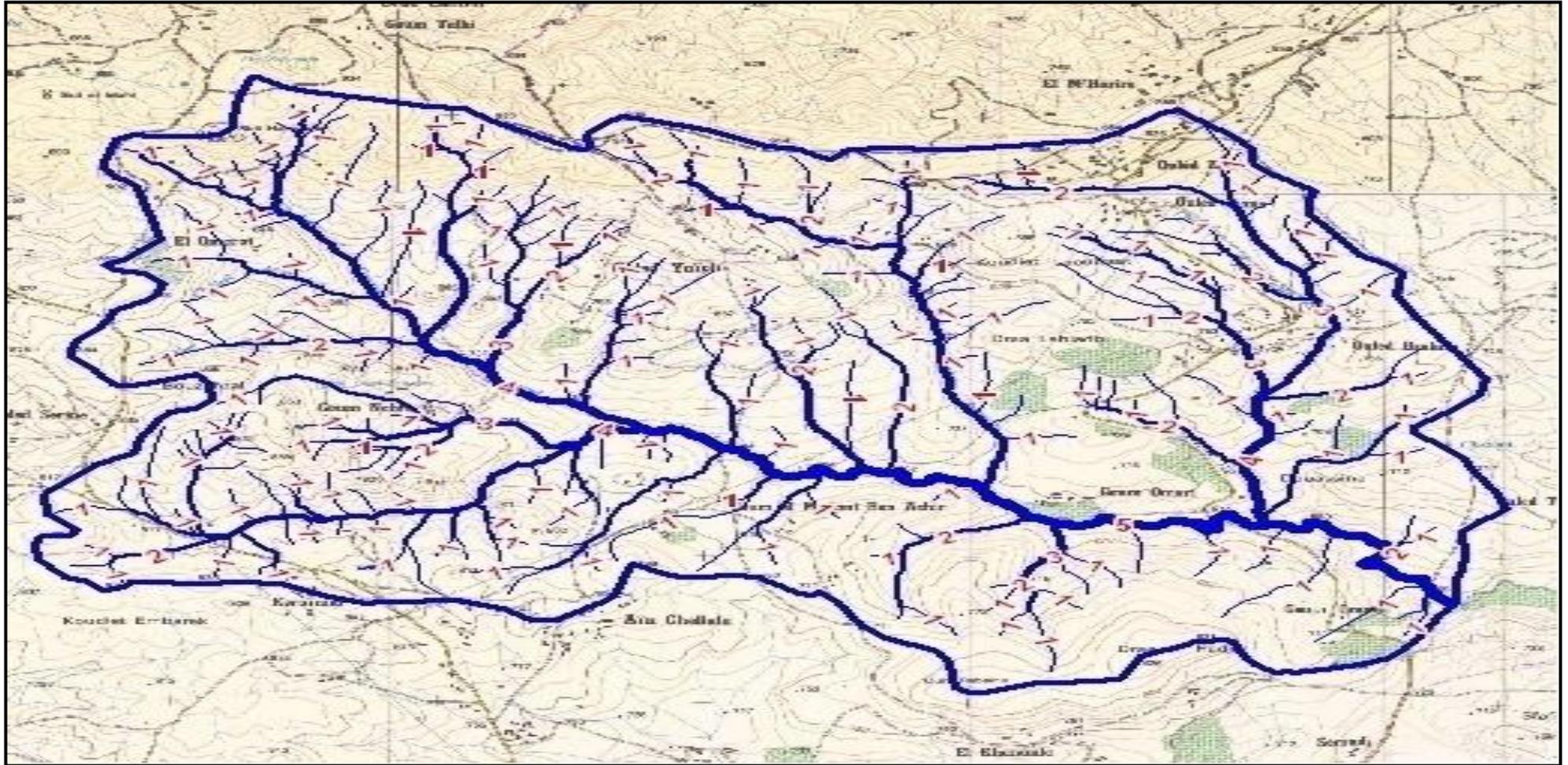
et

l =0.923

C. Caractéristiques hydrographiques :

Le plan de la figure III.2 donne les limites du bassin versant et le réseau hydrographique correspondant

Figure III.2: Classification de schum



D- Le relief :

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

1. La courbe hypsométrique.
2. L'altitude moyenne
3. L'indice de pente globale I_g .
4. L'indice de pente roche I_p
5. Densité de drainage D_g

1. Courbe et répartition hypsométrique :

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes

La courbe hypsométrique est représentée par la Figure (III.3)

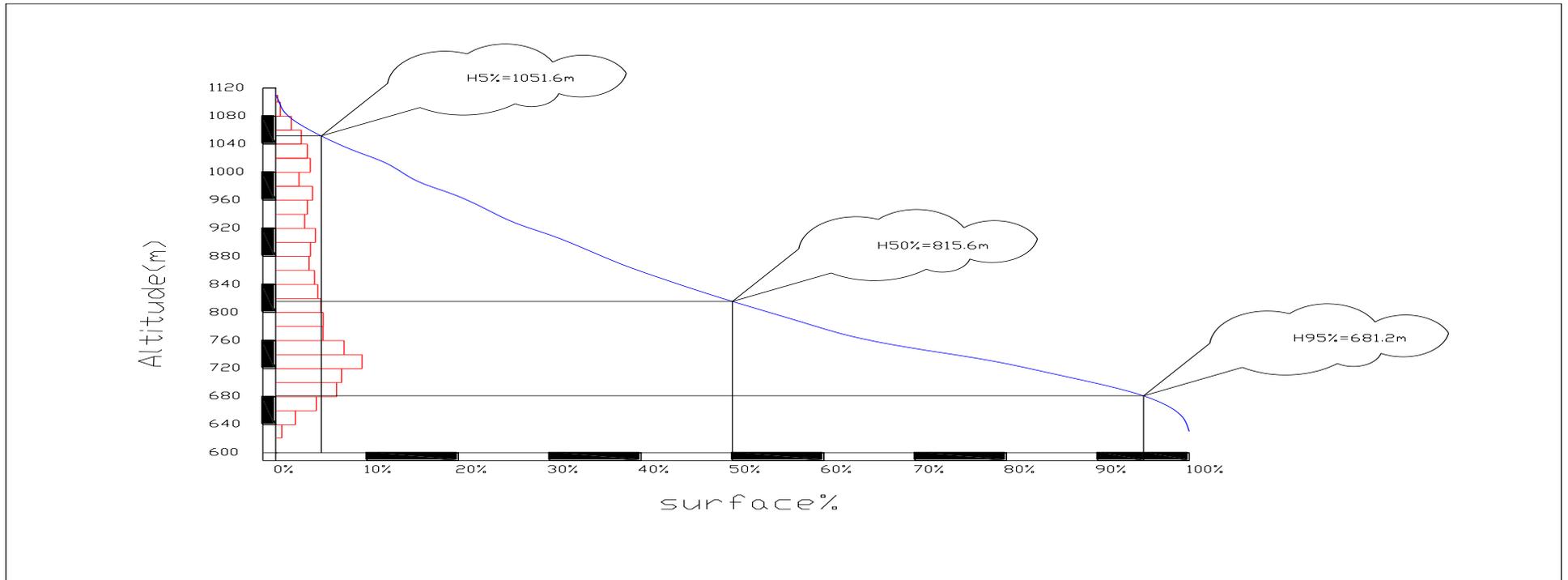


Figure III.3 : Répartition des surfaces et courbe hypsométrique

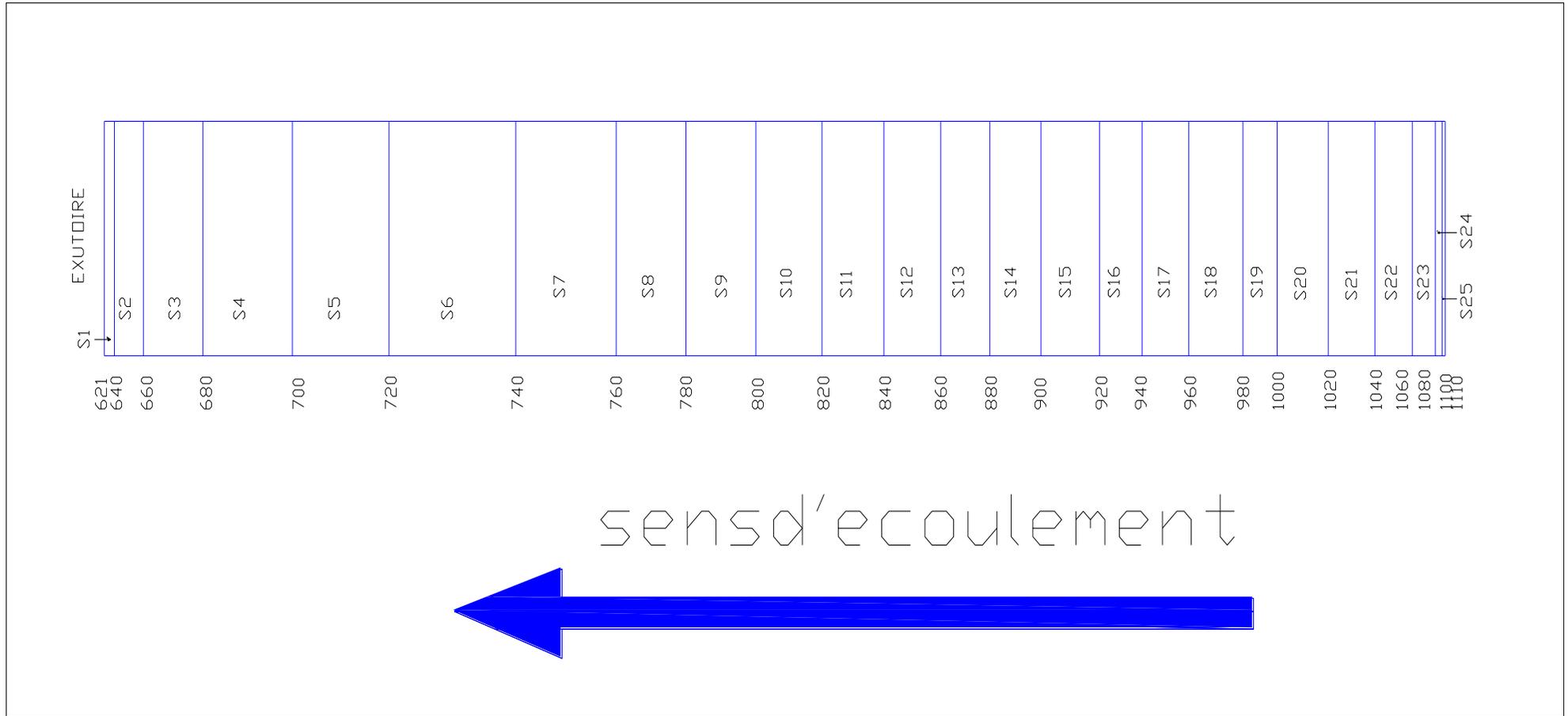


Figure III.4 : Rectangle équivalent

2. Altitude moyenne du bassin versant:

Celle-ci est donnée par la formule suivante:

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i.H_i}{S_{bv}} \dots\dots\dots(III-8)$$

AN: $H_{moy} = 828.81 \text{ m}$

Avec :

- S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²)
- H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m)
- S_{bv} : Superficie du bassin versant (Km²)

3. les indices :

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de permettre des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

1. indices de pente :

✓ **Indice de pente de roche I_p :**

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i} (H_i - H_{i-1}) \dots\dots\dots (III.9)$$

- L : Longueur de rectangle équivalent (m)
- S_i : Surface partielle correspondante (%).
- AN :

I_p = 2.698 km/m

✓ **Indice de pente globale I_g :** (P.Dubreuil, 1974)

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

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (III.10)$$

- Ou : D = Dénivelée entre H_{5%} et H_{95%} (m)
- L : longueur du rectangle équivalent (Km)

On prend :

D = H_{5%} - H_{95%} pour notre bassin versant, on a donc
 D = 1051.6 - 681.2 = 370.4 m avec ;

H_{5%} et H_{95%} : sont les altitudes correspondantes à S_{5%} et S_{95%}
 L : la longueur du rectangle équivalent (km)

AN : $I_g = 59.68417 \text{ m/km} \Rightarrow \mathbf{I_g = 5,9684 \%}$

E. Caractéristiques physiographiques :

1) Densité de drainage Dd :

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

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 24.9 Km.

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

AN : $D_d = 4.346 \text{ km/km}^2$

2) Densité du thalweg élémentaire:

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.12)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1 = 92$.

S : Superficie du bassin versant.

AN : $F_1 = 16.065 \text{ thalweg/km}^2$

3) Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

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

AN: $C_t = 69.82 \text{ Km}^{-3}$

4) Temps de concentration du bassin versant t_c :

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

➤ **Formule de GIANDOTTI**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{MOY} - H_{MIN}}} \dots\dots\dots (III.14)$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h).

L_p : Longueur du talweg principal (Km).

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

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

H_{MIN} : Altitude minimale du bassin versant (m).

$$T_c = 1.64h$$

5) Vitesse de ruissellement :

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-reseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

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

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

AN : **V_r = 3,82 Km/h**

Tableau III.1 : Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant:

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	5.73
Périmètre		P	km	14.26
Longueur du thalweg principal		L	km	6.26
Indice de compacité		K _C		1.668
Coefficient d'allongement		K _P		6.84
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	6.206
	largeur	l _r	Km	0.923
Altitudes	maximale	H _{max}	m. NGA	1110
	moyenne	H _{moy}	m. NGA	828.81
	médiane	H _{med}	m. NGA	815.6
	minimale	H _{min}	m. NGA	621
Indice de pente de Roche		I _P	Km/m	2.698
Indice de pente globale		I _g	m/Km	5.9684
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	4.346
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	69.82
Temps de concentration		T _c	h	1.64
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	3.82

III.1.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant :

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et de ces ouvrages annexes.

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration

Pour l'étude des conditions climatiques, nous allons utiliser les données des stations météorologiques et hydrométriques les plus représentatives. Pour mieux concevoir l'étude climatique de la zone d'étude, nous prendrons les stations de Médéa et de Berrouaghia comme stations de référence, il est possible d'utiliser d'autres stations météorologiques ayant les mêmes conditions physico géographiques et possédant les données les plus représentatives pour le périmètre étudié.

Station de référence :

Compte tenu du manque de stations climatologiques dans la zone d'étude, on a pris en considération les observations faites dans la station de référence suivant :

Tableau III.2 : Caractéristique de la station de Berrouaghia et Médéa:

Nom de la station	Latitude	Longitude	Altitude
Berrouaghia	2°55' E	36° 84	928
Médéa	2°45' E	36° 16'	928 917

III.1.3.1 Température :

- Les températures de l'air sont données par la station de Berrouaghia (voir tableau n°4)
- La température moyenne annuelle est de 14.19 °C.
- La moyenne des maxima du mois le plus chaud (juillet) est de 34.20 °C

Tableau III.3 : Température de l'air

MOIS	m	m'	m''	(M+m) /2	M	M'	M''
Septembr	3	7.4	12.3	20.6	28.9	35.3	38.9
Octobre	0.56	3.2	8.7	15.6	22.5	28.8	36.2
Novembre	-3.5	-0.3	4.5	9.85	15.2	22.1	27
Décembre	-13	-4.33	1.5	6	10.5	15.9	20
Janvier	-8.4	-3.9	0.6	5.05	9.5	15.6	24.6
Février	-8.9	-3.9	1.3	6.45	11.6	17.4	21.1
Mars	-6	-1.9	3.4	9.1	14.8	22.3	24.5
Avril	-3.5	-0.4	5.4	12	18.6	25.9	29.2
Mai	-1.2	3.2	8.5	15.85	23.2	31	36
Juin	3	7	11.9	20.35	28.8	35.4	38.5
Juillet	6.9	10.1	15.2	24.7	34.2	39	42.1
Août	7.4	10.5	15.3	24.7	34.1	39.6	42.3
Année	-13	2.28	7.38	14.19	20.99	27.28	42.3

Source : ONM. Températures de l'air (station de Berrouaghia)

- m=minimum absolu observé
- m'=moyenne brute des minima mensuels extrêmes.
- M''=moyenne de tout les minima
- M=moyenne de tout les maxima
- M'=moyenne de brute des maxima mensuels extrêmes
- M''=maximum absolu observé
- (M+m) /2=moyenne mensuelle

La température d'air moyenne annuelle, est de 16°C.

L'été est très chaud avec une température moyenne mensuelle de 22°C jusqu'à 26°C. Exceptionnellement, les plus hautes températures peuvent atteindre 40°C.

L'hiver est relativement doux avec des températures moyennes mensuelles de 8°C jusqu'à 9°C. Exceptionnellement, les plus basses températures de l'air, peuvent tomber jusqu'au moins de 4 à 5°C. La neige en hiver est relativement régulière. La moyenne des jours de neige est de 6.4 jours par année, dont 2.7 avec présence d'une couche de neige.

Le mois le plus froid est janvier, avec une température moyenne de l'ordre de 8.5°C, et les mois les plus chauds sont juillet et août avec une température moyenne de 25 à 26°C.

La grêle dans la région est observée le plus souvent en mars, avec une moyenne de 1.4 par année.

III.1.3.2 Le Vent :

Pour faire ressortir les directions des vents dominants, on utilisé les fréquences des directions des vents au sol de la station de Médéa. Les fréquences moyennes mensuelles des différentes directions sont indiquées sur le tableau 4.

Il ressort que les vents dominants sont ceux des directions Nord – Ouest

Tableau III.4 : Direction des vents

Direction du vent	N	N-E	E	S-E	S	S-W	W	N-W	Total
Pourcentage par direction	13.5	11.4	7.83	9.11	5.39	16.3	15.9	20.1	100

Les moyennes mensuelles et annuelles de la force du vent représentées dans le tableau III.5 pour la station de Médéa sont exprimées en degré de l'échelle télégraphique, en degré beaufort, en m/s et en km/h.

Tableau III.5 : Moyennes mensuelles et annuelles de la force du vent

Echelle	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
Télégraphique	1.50	1.80	2.20	1.80	1.80	1.40	1.50	1.60	1.50	1.30	1.70	1.50	1.62
Beaufort	2.00	2.39	2.66	2.39	2.39	1.86	2.00	2.13	2.00	1.73	2.26	2.00	2.15
m/s	3.53	4.24	4.74	4.24	4.24	3.30	3.53	3.77	3.53	3.06	4.00	3.53	3.81
Km/h	12.72	15.26	16.96	15.26	15.26	11.87	12.72	13.56	12.72	11.02	14.41	12.72	13.71

station de medea (octa)

La vitesse moyenne mensuelle du vent observée dans la station de Médéa oscille entre 3,30 et 4,71 m/s avec une moyenne annuelle de 3,81 m/s (ce qui correspond à des vents modérés).

III.1.3.3 Humidité relative :

La moyenne de l'humidité de l'air est indiquée dans le tableau n°4 pour la station de Médéa. Elle est faible en été, surtout l'après midi, où elle est inférieure à 50% pour le mois de juillet et août.

Tableau III.6 : Humidité de l'air

Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Année
55	64	71	78	78	74	68	62	57	52	43	43	62

Station de Médéa

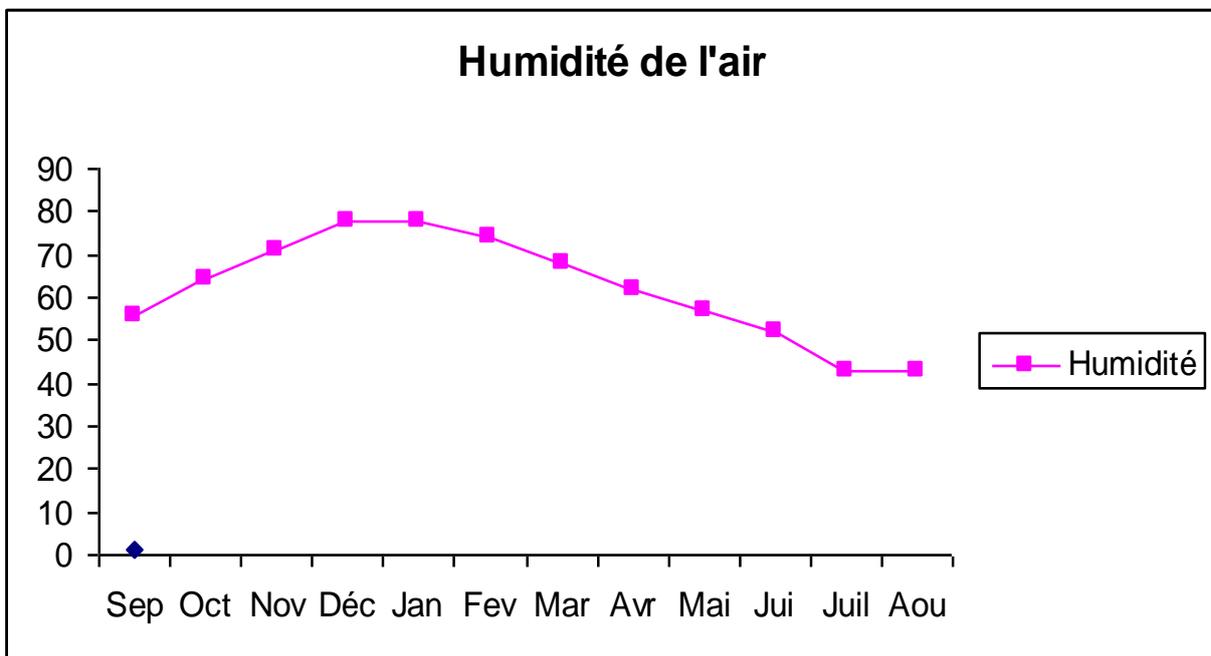


Figure III.5 : Humidité de l'air

III.1.3.4 Evaporation :

Les valeurs de l'évaporation moyenne mensuelle et annuelle des plans d'eau dans la région d'étude sont estimées à partir des données d'observation mesurées sous abri au niveau de la station météorologique de Médéa.

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc estimée à avec un total annuel de 1342mm. Elle est minimale durant les mois d'hiver (**Décembre et Janvier**), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (**Juillet et Août**).

Tableau III.7 : Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mais	Juin	Juil	Aout
Evaporation	155	95	46	27	27	42	66	94	146	192	236	216

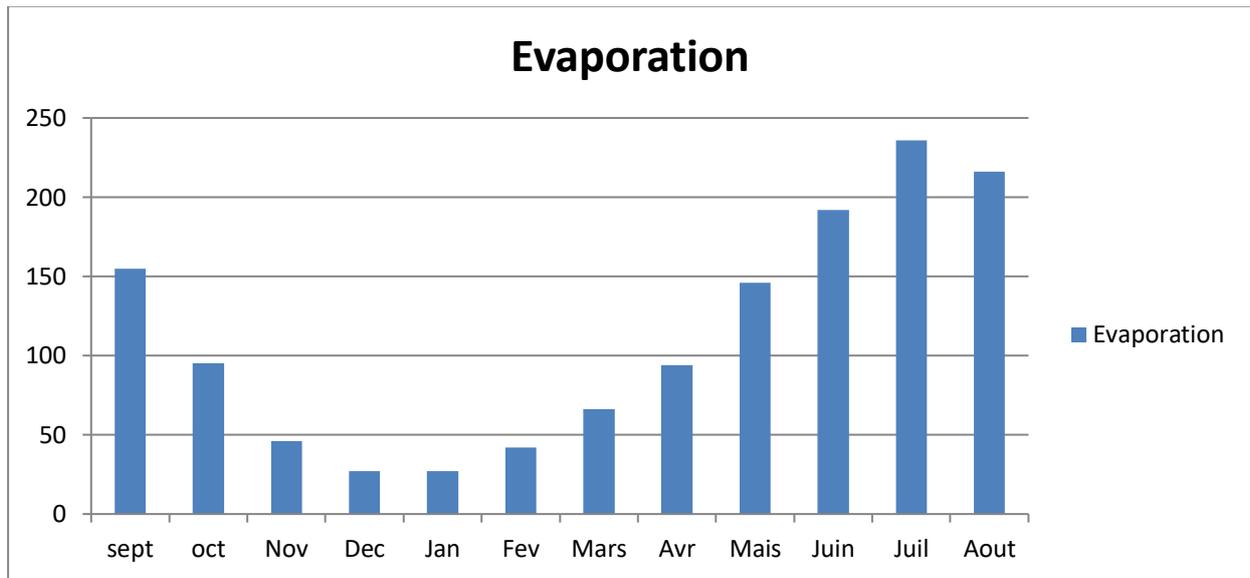


Figure III.6 : Répartition mensuelle de l'évaporation

III.1.3.5 Précipitation :

-Données disponibles :

La zone d'étude est dotée de deux stations pluviométriques qui portent les codes 090205 et 090202

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont données dans le tableau III.8

Tableau III.8 : Caractéristiques des stations pluviométriques:

Code station:	Code station:
Nom station: MAHTER	Nom station: EL OMAREA
X:542.85	X:533.05
Y:342.5	Y:327.45
Z:875	Z:659

La carte des stations pluviométriques montre que la station d'El Omaria 090205 est plus représentative que celle de Mahterre 090202, puisque elle présente les mêmes caractéristiques morphologiques et hydrologiques de la zone de notre futur barrage.

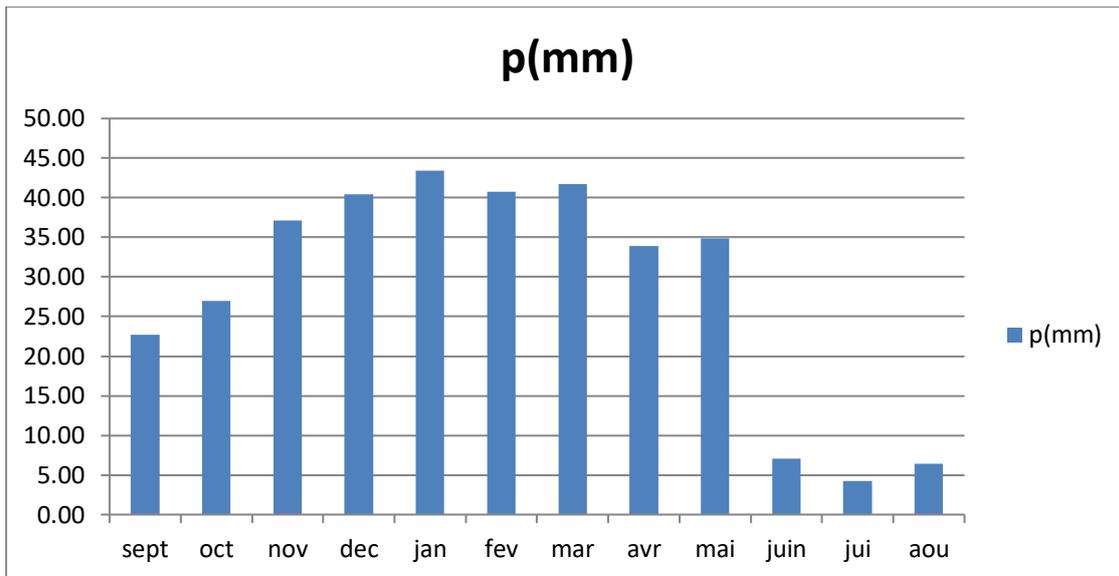


Figure III.7 : Pluies moyennes mensuelles (El Omaria 090205)

III.2 Répartition de la pluie moyenne dans l'année :

Les données récoltées auprès de l'ANRH montrent que la moyenne des précipitations journalières max sur une période d'observation 1974 à 2011 pour la station pluviométrique 090205 est 33.33 mm alors que la moyenne des totaux des précipitations annuelles durant la même période d'observation est 339.58mm.

Tableau III.9 : Pluies moyennes mensuelles (EL OMARIA 090205)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Année
P(mm)	22.66	26.96	37.15	40.40	43.42	40.75	41.73	33.87	34.88	7.09	4.28	6.40	339.58
P(%)	6.67	7.94	10.94	11.90	12.79	12.00	12.29	9.97	10.27	2.09	1.26	1.88	100%

III.2.1 Les précipitations maximales journalières :

Après l'analyse des séries pluviométriques de (02) stations (MAHTERRE, EL OMAREA) on a choisi la série de station d'EL OMAREA qui a la plus grande période d'observation (1974-2011) de 37 ans. Elle représente mieux le régime de la pluviométrie maximale journalière. Ces séries sont réparties dans L'annexe A

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

Caractéristiques de la série avec N=37ans

- La somme des $P_{max j}$ en (mm): $\sum_{i=1}^{n=37} X_i = 1266,35\text{mm}$
- La moyenne des $P_{max j}$ en (mm) : $\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=37} X_i}{n} = 33,33 \text{ mm.}$
- L'écart type « σ_x » Pour $n > 30$ ans : $\delta_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=37} (X_i - 33.33)^2}{37}} = 19,49\text{mm}$
- Coefficient de variation « Cv » $C_v = \frac{\delta}{\bar{X}} = 0,58.$
- L'exposant climatique : $b=0.3$

III.3 Choix de la loi d'ajustement.

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

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide de deux logiciels **l'Hyfran et l'hydrolab**

III.3.1 Ajustement comparatif avec "Hyfran" :

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), Gauss (normale) et à l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les ajustements.

III.3.1.1 Ajustement à la loi de GAUSS avec Hydrolab :

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.16)$$

Ou : $U = \frac{x_i - \bar{x}}{\delta_x}$ (variable réduite de GAUSS)

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: 37

Paramètres

Moy = 35.4647

$\sigma = 22.8773$

Quantiles

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

T = 1/ (1-q)

Tableau III.10 : Résultat de l'ajustement a la loi de GAUSS

peride de retour	probalitep(%)	XT	Ecart typ	intervalle de confiance
10000	0.9999	121	10.6	99.8 - 141
2000	0.9995	111	9.51	92.1 - 129
1000	0.999	106	9.02	88.5 - 124
200	0.995	94.4	7.79	79.1 - 110
100	0.99	88.7	7.22	74.6 - 103
50	0.98	82.5	6.6	69.5 - 95.4
20	0.95	73.1	5.74	61.9 - 84.4
10	0.9	64.8	5.04	54.9 - 74.7
5	0.8	54.7	4.33	46.2 - 63.2

Test d'adéquation

Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Normale

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale

Résultats

p-value SW = 0.73

Degrés de liberté : p = 0.9380

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

Résultats

Valeur de la statistique T = 0.87

p-value p < 0.999

Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Station EL OMARIA: code / (090205)

Tableau III.11 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :

parametres	caracteristiques de la loi	caracteristique de l'echantillon
Minimume	Aucun	15.5
Maximum	Aucun	108
Moyen	35.5	35.5
Ecart-tyt	22.9	22.9
Mediane	35.5	28.3
Coefficient de variation (Cv)	0.645	0.645
Coefficient d'asymetrie (Cs)	0.00	2.15
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.00	6.49

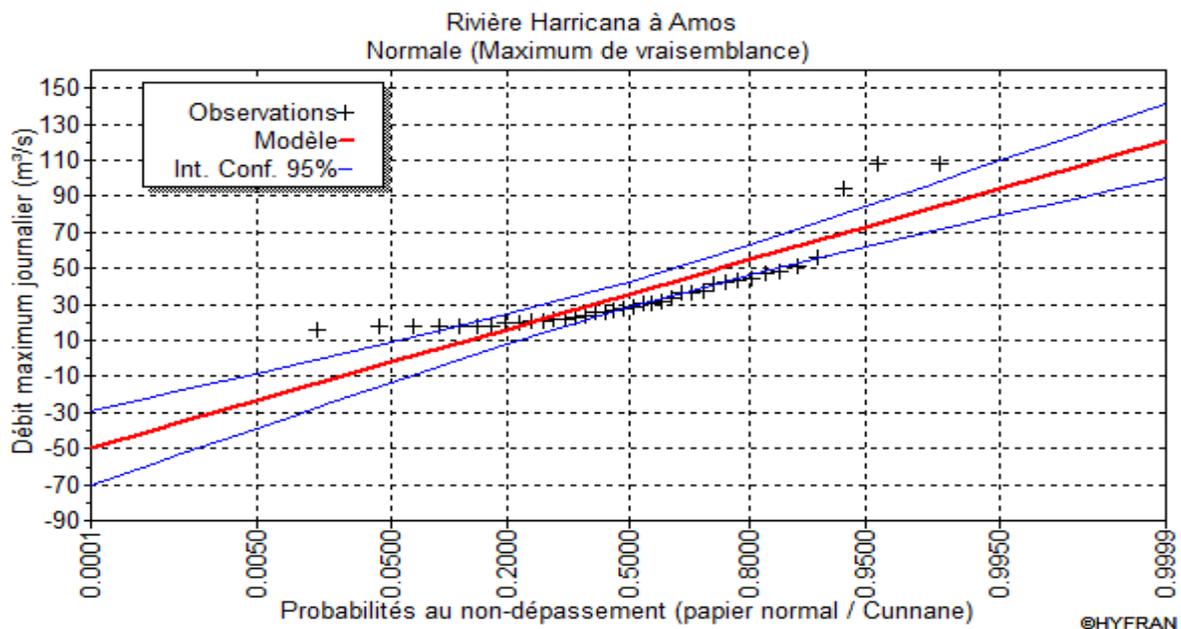


Figure III.8 : l'ajustement avec loi de Gauss

III.3.1.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(III.17)$$

Tel que : $y = a (x - x_0)$

Avec :

- 1/a : la pente de la droite de GUMEL
- Y : variable réduite de GUMBEL
- x : précipitation maximale journalière (mm)
- x_0 : 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

$$F (x) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots (III.18)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(37)

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

$$y = - \ln (-\ln (F(x)))$$

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »
- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.

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

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x= (1/a)y + x_0 \dots\dots\dots (III.19)$$

Avec :

(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: 37

Paramètres

U = 25.1687

α = 17.8374

Quantiles

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

T = 1/ (1-q)

Tableau III.12 : Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel

peride de retour	probalitep(%)	XT	Ecart typ	intervalle de confiance
10000	0.9999	189	28.4	134 - 245
2000	0.9995	161	23.5	115 - 207
1000	0.999	148	21.5	106 - 190
200	0.995	120	16.6	87.0 - 152
100	0.99	107	14.6	78.7 - 136
50	0.98	94.8	12.5	70.3 - 119
20	0.95	78.1	9.79	59.0 - 97.3
10	0.9	65.3	7.75	50.1 - 80.5
5	0.8	51.9	5.74	40.7 - 63.2

Station EL OMARIA: code / (090205)

Tableau III.13 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :

parametres	caracteristiques de la loi	caracteristique de l'echantillon
Minimume	Aucun	15.5
Maximum	Aucun	108
Moyen	35.5	35.5
Ecart-typ	22.9	22.9
Mediane	31.7	28.3
Coefficient de variation (Cv)	0.645	0.645
Coefficient d'asymetrie (Cs)	1.14	2.15
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	6.49

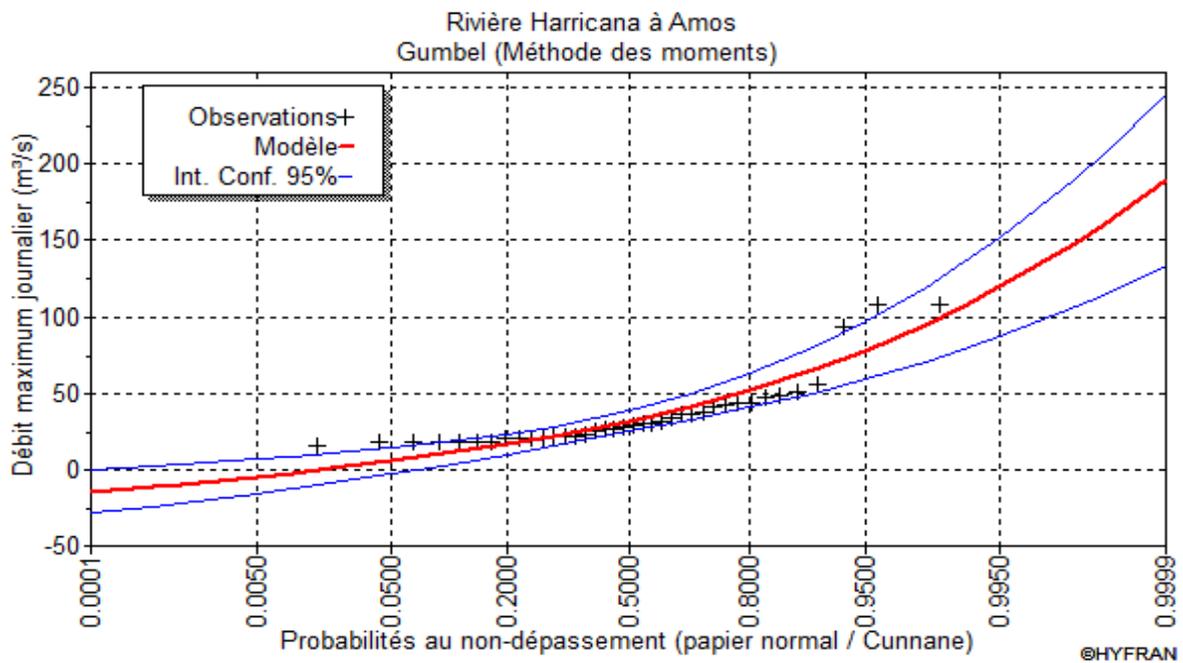


Figure III.09 : l'ajustement avec loi de Gumbel

III.3.1.3 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 :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.20)$$

Ou : $X = \frac{X_i - \bar{x}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS)

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

$$\text{Logx(p\%)} = \overline{\text{Logx}} + \delta \text{Log u(p\%)}$$

$$\text{LogX} = \frac{\sum_{i=1}^{37} \overline{\text{Logxi}}}{N}$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau (III.17).

Nombre d'observations : 37

Paramètres

Mu = 3.42614

σ = 0.504224

Quantiles

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

T = 1/ (1-q)

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau III.14 : Resultat de l'ajustement a la loi de Galton.

période de retour	Probalite p(%)	XT	Ecart typ	intervalle de confiance
10000	0.9999	201	46.7	109 - 292
2000	0.9995	162	33.9	95.3 - 228
1000	0.999	146	29	89.2 - 203
200	0.995	113	19.4	74.8 - 151
100	0.99	99.4	15.8	68.4 - 130
50	0.98	86.7	12.6	61.9 - 111
20	0.95	70.5	8.92	53.0 - 88.0
10	0.9	58.7	6.52	45.9 - 71.5
5	0.8	47	4.49	38.2 - 55.8

Station D'EL OMARIA: code / (090205)

Test d'homogénéité

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 = 0.91

Degrés de liberté : p = 0.9380

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%

Tableau III.15 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :

parametres	caracteristiques de la loi	caracteristique de l'echantillon
Minimum	0.00	15.5
Maximum	Aucun	108
Moyen	34.9	35.5
Ecart-typ	18.8	22.9
Mediane	30.8	28.3
Coefficient de variation (Cv)	0.538	0.645
Coefficient d'asymetrie (Cs)	1.77	2.15
Coefficient d'aplatissement (Ck)	9.04	6.49

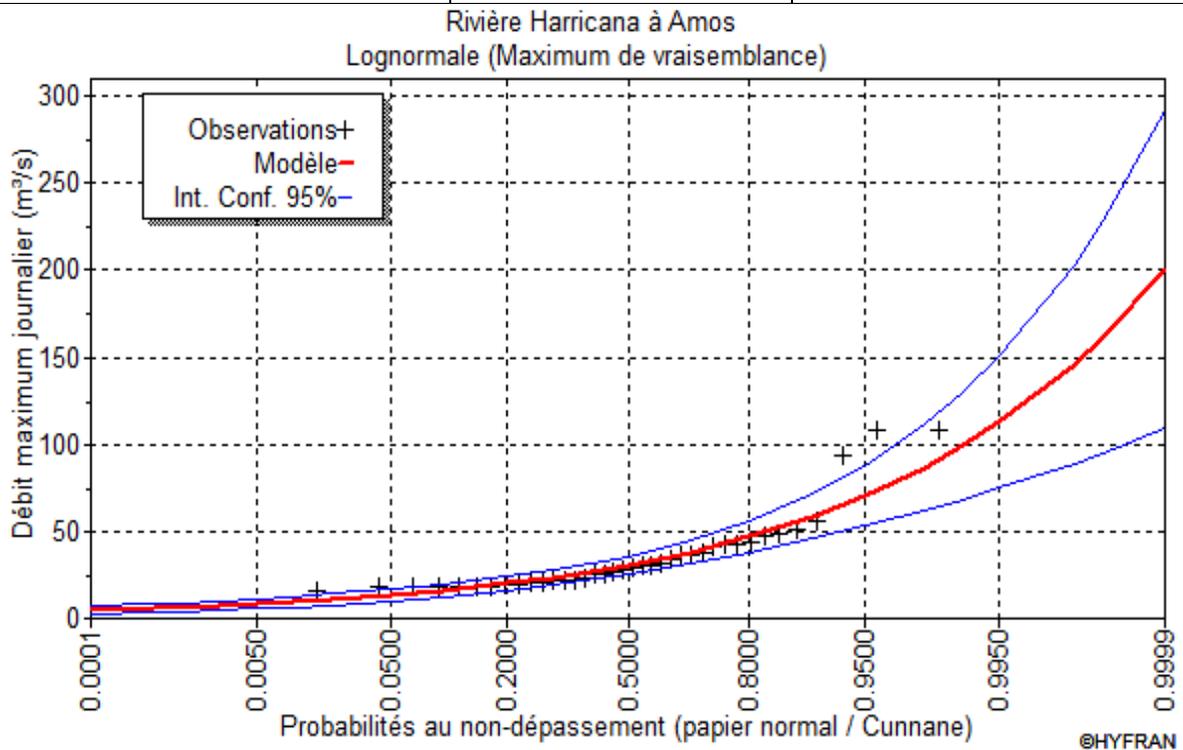


Figure III.10 : l'ajustement avec loi de Galton

Conclusion :

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

Le tracé des droites est représenté sur papier GUMBEL comme montre la figure III.09

III.3.2 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$p_{max,t,p\%} = p_{max,j,p(\%)} \left[\frac{t}{24} \right]^b \dots\dots\dots (III.21)$$

t = Tc = 1.64 h. (Déjà calculé)

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0,33)

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupés dans l'annexe A

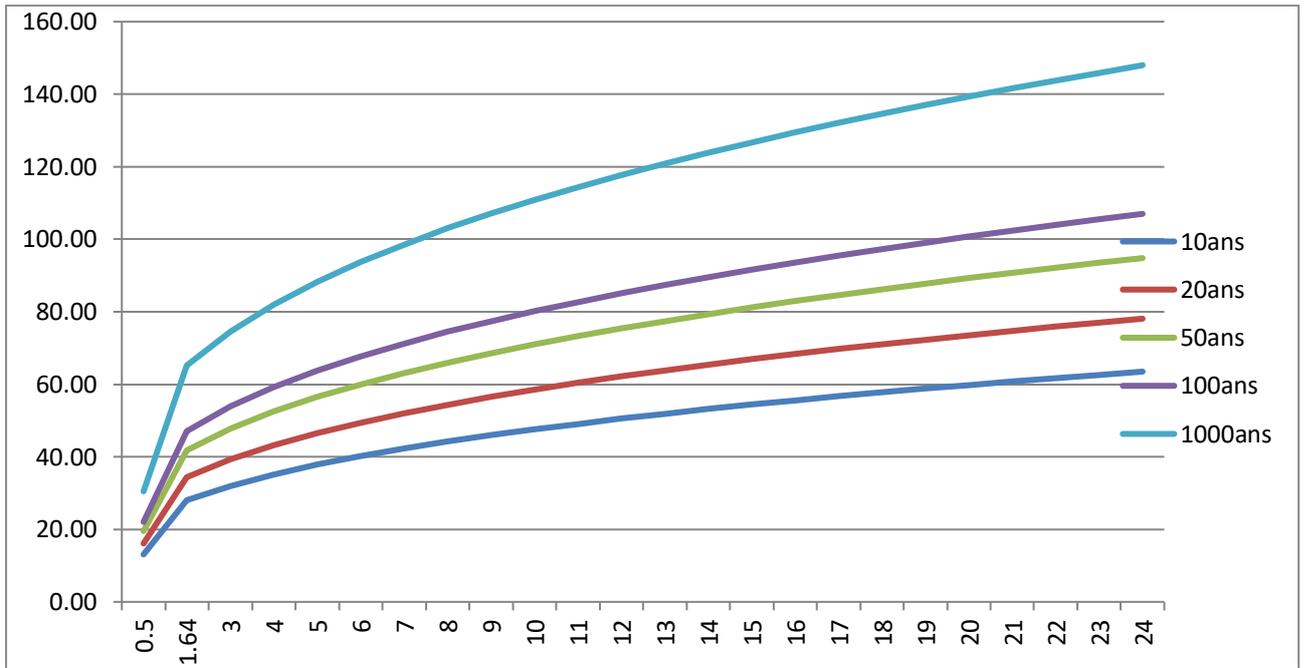


Figure III.11 : Pluie de Courte Durée

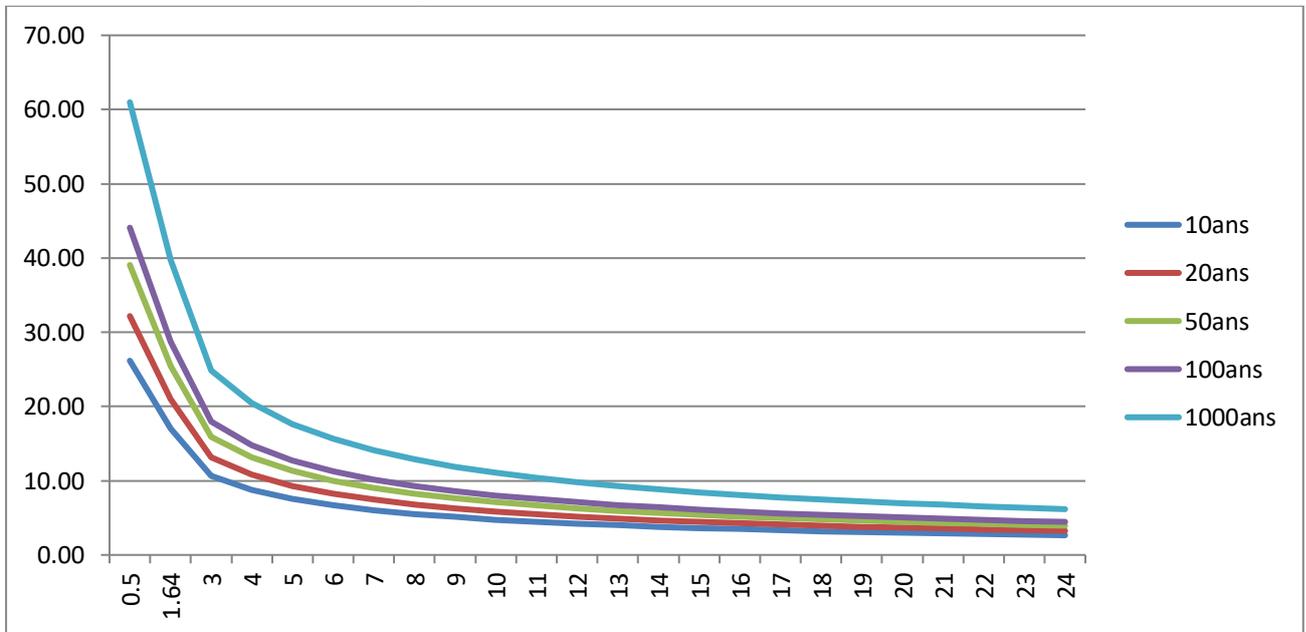


Figure III.12 : Intensité

III.3.3 Etudes des apports :

Le manque de longues séries hydrométriques d’observations hydrologiques (n=37 ans) au niveau des bassins limitrophes nous conduit à utiliser certaines méthodes et formules empiriques pour l’estimation des apports.

III.3.3.1 Estimation de l’apport moyen annuel (A₀) :

Compte tenu de l’absence de station hydrométrique dans le bassin versant et dans la région d’étude, les apports liquides sont déterminés par le biais des formules empiriques valables pour le Nord de l’Algérie

L’apport moyen annuel est donné par formule suivante :

$$A_0 = L_e \cdot S \dots\dots\dots(III.22)$$

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A₀.

A- Formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0,915 \cdot P_{moy}^{2,684} \cdot S^{0,842} [10^6 m^3] \dots\dots\dots(III.23)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].
S : Superficie du bassin versant [Km²].

D- Formule de SAMIE [3] :

$$L_e = P_{moy}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.24)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [m] ;
S : Surface du bassin versant en [km²] ;
L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

F-Formule de DERI II [3] :

$$A_0 = 0,513 P_{moy}^{2,683} \cdot D_d \cdot S^{0,842} [10^6 m^3] \dots\dots\dots (III.25)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].
S : Superficie du bassin versant [Km²].
D_d : Densité de drainage [km/km²].

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau III.16.

Tableau III.16 : Récapitulatif des Resultats.

FORMULES	A ₀ (Mm ³)
Formule de l'ANRH	0.22
Formule de SAMIE [3]	0.19
Formule de DERI II [3]	0.54

Commentaire;

Vu les résultats des différentes méthodes qui varie d'une méthode à une autre On a choisit celle qui la proche de la moyenne donc on adopte pour A₀=0.22Mm³ donnée par la formule de l'ANRH

III.3.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement :

Il est donné par :

$$Me = A_{moy} / T \dots\dots\dots (III.26)$$

A_{moy} : Apport moyen annuel (l/an).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3.1536.10^7$ s

AN : **Me = 6.976 l/s**

b) Module de l'écoulement relatif :

On a : $M_0 = Me / S_{bv} \dots\dots\dots (III.27)$

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

AN : **M₀ = 1,22 l/s/Km²**

c) lame d'eau écoulée :

$$L_e = A_0 / S_{BV} \dots\dots\dots (III.28)$$

AN : **L e = 38.4 mm**

d) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy} \dots\dots\dots (III.29)$

AN : **Ce = 0.113**

III.3.3.3 Coefficient de variation :

Le coefficient de variation caractérise la variation des valeurs annuelles des débits spécifiques maxima relativement (par rapport) à leur moyenne.

Plus est grand le coefficient de variation C_v plus on exige une série plus longue pour déterminer la moyenne avec une précision donnée.

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

➤ **Formule de SOKOLOVSKY :**

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots (III.30)$$

Avec : $a = 0,780,29 \log_{10}(M_0) \dots\dots\dots (III.31)$

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

AN : **Cv = 0.697**

➤ **Formule de ANTONOV :**

$$C_v = 0.78 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (III.32)$$

S : Superficie du bassin en [km²].

AN : **Cv=0.398**

➤ **Formule de KRISTEKLY MENKEL:**

$$C_v = 0,8 / (S^{0,06} \cdot M_0^{0,27}) \dots\dots\dots (III.33)$$

M_0 : module de l'écoulement relatif

AN : **Cv = 0.68**

➤ **Formule Algérienne de N.N. PADOUN:**

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établi à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord cette relation s'écrit comme suit :

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec :

K : coefficient de réduction qui tient compte de la pérennité de l'Oued (Ks =1 pour les oueds temporaires et Ks =0.25 pour les oueds pérennité.

Dans notre cas Ks=1 ce qui donne un Cv=0.888

On prend le coefficient de variation donné par la formule empirique de KRISTEKLY MENKEL celle qui la proche de la moyen

$$C_v = 0,68$$

III.4 Irrégularité des apports :

III.4.1 Estimation fréquentielle des apports :

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

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

$$A_{\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \cdot e^{u \cdot \sqrt{\log(C_v^2 + 1)}} \text{ Mm}^3 \dots\dots\dots (III.35)$$

- A% : Apport de fréquence donnée.
- u : Variable réduite de Gauss.
- A0 : Apport moyen annuel [Mm³].
- Cv : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.17

Tableau. III.17 : les apports fréquentiels

Période de retour	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence P%	80	10	5	2	1	0.1
Variable de Gauss	-0.85	1.34	0.898	2.703	3.096	4.726
Apport Mm ³	0.1	0.282	0.228	0.534	0.643	1.382

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

$$A_{80\%} = 0.1 \text{ Mm}^3$$

Tableau III.18: Répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	av	mai	j	jui	aout
P(mm)	22.66	26.96	37.15	40.40	43.42	40.75	41.73	33.87	34.88	7.09	4.28	6.40
P(%)	6.67	7.94	10.94	11.90	12.79	12.00	12.29	9.97	10.27	2.09	1.26	1.88
Ahm ³	0.0227	0.0270	0.0372	0.0404	0.0434	0.0408	0.0417	0.0339	0.0349	0.0071	0.0043	0.0064
A %	6.67	7.94	10.94	11.90	12.79	12.00	12.29	9.97	10.27	2.09	1.26	1.88

III.5 Etude des crues:

Très importante, voir indispensable l'étude des crues, afin d'aboutir au dimensionnement correct des ouvrages de sécurité évitant des dégâts sur le barrage comme a l'aval de ce dernier.

Pour cela, on s'apprête à évaluer les caractéristiques suivantes:

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

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul de débit.

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

➤ Formule de MALLET-GAUTHIER :

On a:

$$Q_{max,p\%} = \frac{2.k \log(1+A.P_{moy}).S.\sqrt{1+4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots (III.36)$$

Avec :

- Q_{max,p%} : Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).
- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].
- S : Superficie du bassin versant [Km²].
- L : Longueur du talweg principal [Km].
- K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [K = 2].
- A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [A = 20].
- T : période de retour [an].

Le Tableau (III.19) nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau III.19 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour	1000	100	50	20	10
Q _{max} (m ³ /s)	28.587	23.446	21.666	19.058	16.819

➤ Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$Q_{maxp\%} = \frac{0,28(P_{tc}-H_0)\alpha.F.S}{T_m} \dots\dots\dots (III.37)$$

Avec :

F : Coefficient de forme de la crue

$$F = 12 / (4+3.\gamma) \dots\dots\dots (III.38)$$

H₀ : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H₀=7 mm

- Pour 1 < S < 50 Km² -----γ = 2.
- Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable -----2 ≤ γ ≤ 2.5
- Pour un bassin boisé -----3 ≤ γ ≤ 4.

On prend : γ = 2. D'où : **F = 1.2**

Avec :

S : Superficie du bassin (Km²).

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

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}} \quad \text{Avec :}$$

X_p : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

H₀ : perte d'eau initiale

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau (III.20).

Tableau III.20 : Débits maximums des crues de différentes période de retour

Fréquence	0.1%	1 %	2%	5%	10%
Période de retour (ans)	1000	100	50	20	10
P_{ct}	65.18	47.13	41.75	34.4	27.97
α %	0.506	0.44	0.418	0.378	0.333
Q_{maxp%} (m³/s)	34.560	20.729	17.052	12.159	8.198

➤ **Formule de POSSENTI:**

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{maxj\%} \cdot S}{L_p} \dots\dots\dots (III.39)$$

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

μ: Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend μ = 700.

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

On obtient les résultats ci-après - Tableau (III.21):

Tableau III.21: Récapitulatif des résultats de la formule POSSENTI:

Période de retour (ans)	1000	100	50	20	10
P_{maxj%}	148	107	94.8	78.1	65.3
Q_{max} (m³/s)	94.83	68.56	60.74	50.04	41.84

➤ **Formule de TURRAZA:**

On a:

$$Q_{maxp\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot A}{3.6} \dots\dots\dots (III.40)$$

A : Superficie du bassin versant (Km²).

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

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

Des études effectuées à l'A.N.R.H montre qu'on adopte pour Cr les valeurs données dans le tableau ci-dessous

Tableau III.22: Récapitulatif des résultats de la formule TURRAZA:

Fréquence (%)	0.1	1	2	5	10
C_r	0.81	0.71	0.59	0.57	0.55
I_{tc}	32.59	23.56	20.88	17.20	13.98
Q_{max} (m³/s)	42.017	26.625	19.608	15.605	12.238

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau (III.23)

Tableau III.23 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	$Q_{0.1\%}(m^3/s)$	$Q_{1\%}(m^3/s)$	$Q_{2\%}(m^3/s)$	$Q_{5\%}(m^3/s)$	$Q_{10\%}(m^3/s)$
Mallet - Gauthier	28.587	23.446	21.666	19.058	16.819
Sokolovski	34.560	20.729	17.052	12.159	8.198
Possenti	94.83	68.56	60.74	50.04	41.84
Turraza	42.017	26.625	19.608	15.605	12.238
moyenne	49.999	34.840	29.767	24.216	19.774

On opte les résultats de la formule de MALLET-GAUTHIER par ce qu'elle est proche de la moyenne

III.5.1.1. Hydrogramme de crue :

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

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

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKI qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une le temps de montée et l'autre pour la décrue.

➤ **Pour le temps de montée:**

$$Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (III.42)$$

Tm : Temps de montée qui est égale au temps de concentration. Tm=1.64 h

➤ **Pour la décrue:**

$$Q_{déc} = Q_{max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots (III.43)$$

Td = δ Tm (Sokolovski)

Td=2*1.64=3.28 h

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 .

Pour notre bassin δ=2.

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour sont représenté dans l'annexe A.

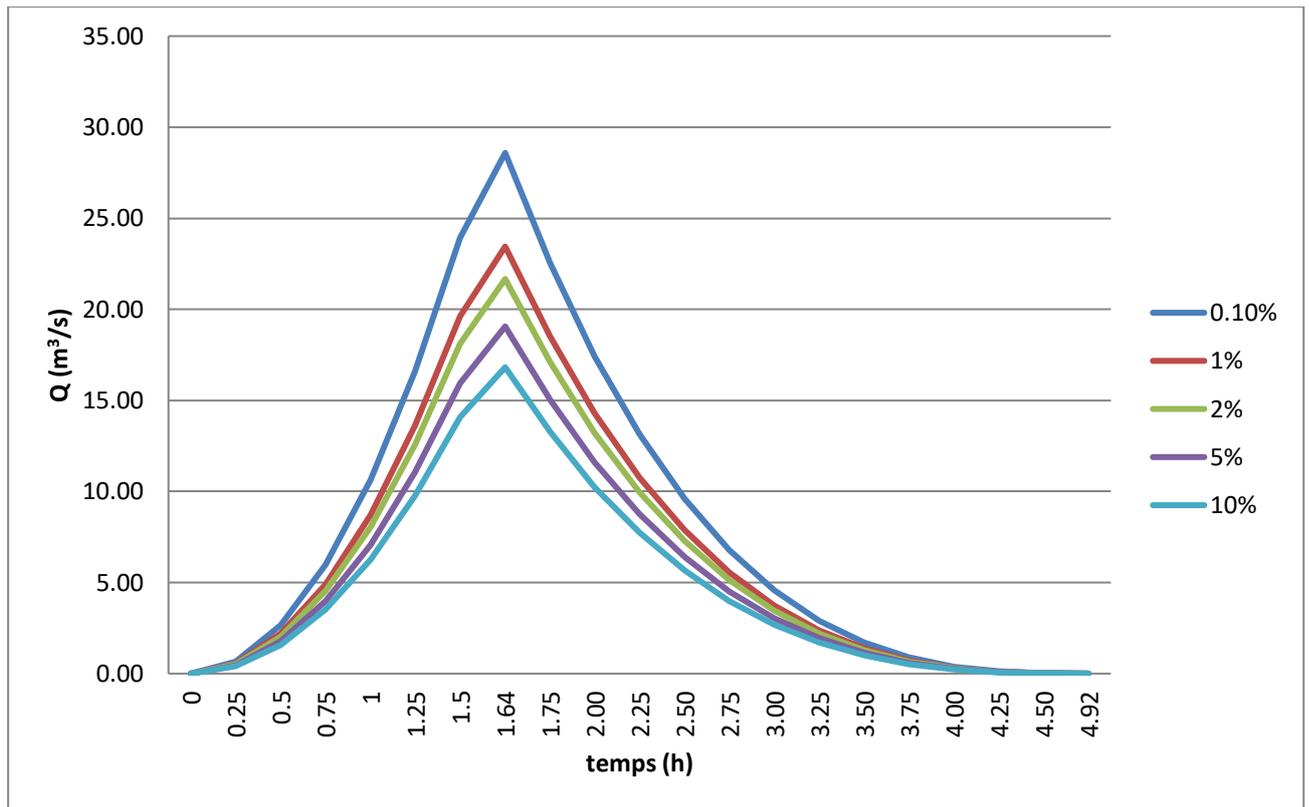


Figure III.13 : Hydrogramme de crues

III.5.2 Estimation de la crue de projet :

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen et on opte pour la crue centennale :

D'où $Q=23.45 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour la crue des travaux Nous adoptons crue de période de retour (T = 15 ans) :

$Q_{\text{crue travaux}} = 19.06 \text{ m}^3/\text{s}$

III.5.3 Transport solide :

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

➤ **Formule de TIXERONT :**

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

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (III.44)$$

Avec :

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

L_0 : la lame écoulée en (mm) ($L_0 = 38.4 \text{ mm}$)

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=350$ (moyenne à faible).

AN : **$T_s=604,95 \text{ (t/Km}^2/\text{an)}$.**

➤ **Formule de Fournier :**

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots (III.45)$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion en (t/Km²an)

P_m : Pluie mensuelle moyenne annuelle du moins le plus pluvieux =43,42mm;

P_A: Pluie moyenne annuelle = 339.58mm;

h= 45%(H_{max} - H_{min}) [m];

H_{max} : Altitude maximale = 1110m;

H_{min} : Altitude minimale = 621m;

S: Surface du bassin versant = 5,73 Km.

AN:

P_m= 43,42mm

P_A=339.58mm

h= 220,05m.

S=5,73 Km².

D'où **T_a=167,04 t/Km²/an**

III.5.4 Calcul du volume mort :

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

➤ **Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple) :**

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s.T.S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.46)$$

T : Durée de vie du barrage (15 ans);

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

S : Surface du bassin versant 5,73 Km²

D'où **V_m=32497,16 m³** Pour 15 ans d'exploitation.

➤ **Formule de TIXERONT :**

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots (III.47)$$

Q_s : Le débit solide (t/an).

δ_s : Poids spécifique de la vase humide (δ_s = 1.6 t/m³).

Q_s = T_s*S.

S : Superficie du bassin versant.

Q_s =3466,36 t/an

T : Délai de service ; T = 15 ans.

V_m=34121,98

Conclusion :

La formule de Tixeront est utilisée pour l'évaluation du seuil tolérable de l'érosion.

III.5.5 Courbe capacité hauteur et surface–hauteur :

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 621m et une côte maximale de 1110m.

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression : $\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3)

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Courbe capacité hauteur $H=f(V)$

Courbe surface hauteur. $H=f(S)$

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau III.24: Surface et volume en fonction de l'altitude.

Cote mNGA	Surface(Km^2)	Surface moy (Km^2)	H(m)	dv (Mm^3)	V (Mm^3)
621.000	0.000		4		0.000
625.000	0.006	0.003	5	0.012	0.019
630.000	0.019	0.012	5	0.062	0.081
635.000	0.039	0.029	5	0.145	0.227
640.000	0.061	0.050	5	0.250	0.477
645.000	0.088	0.074	5	0.371	0.848
650.000	0.119	0.103	5	0.517	1.365
655.000	0.161	0.140	5	0.700	2.066

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans les Figures III.14

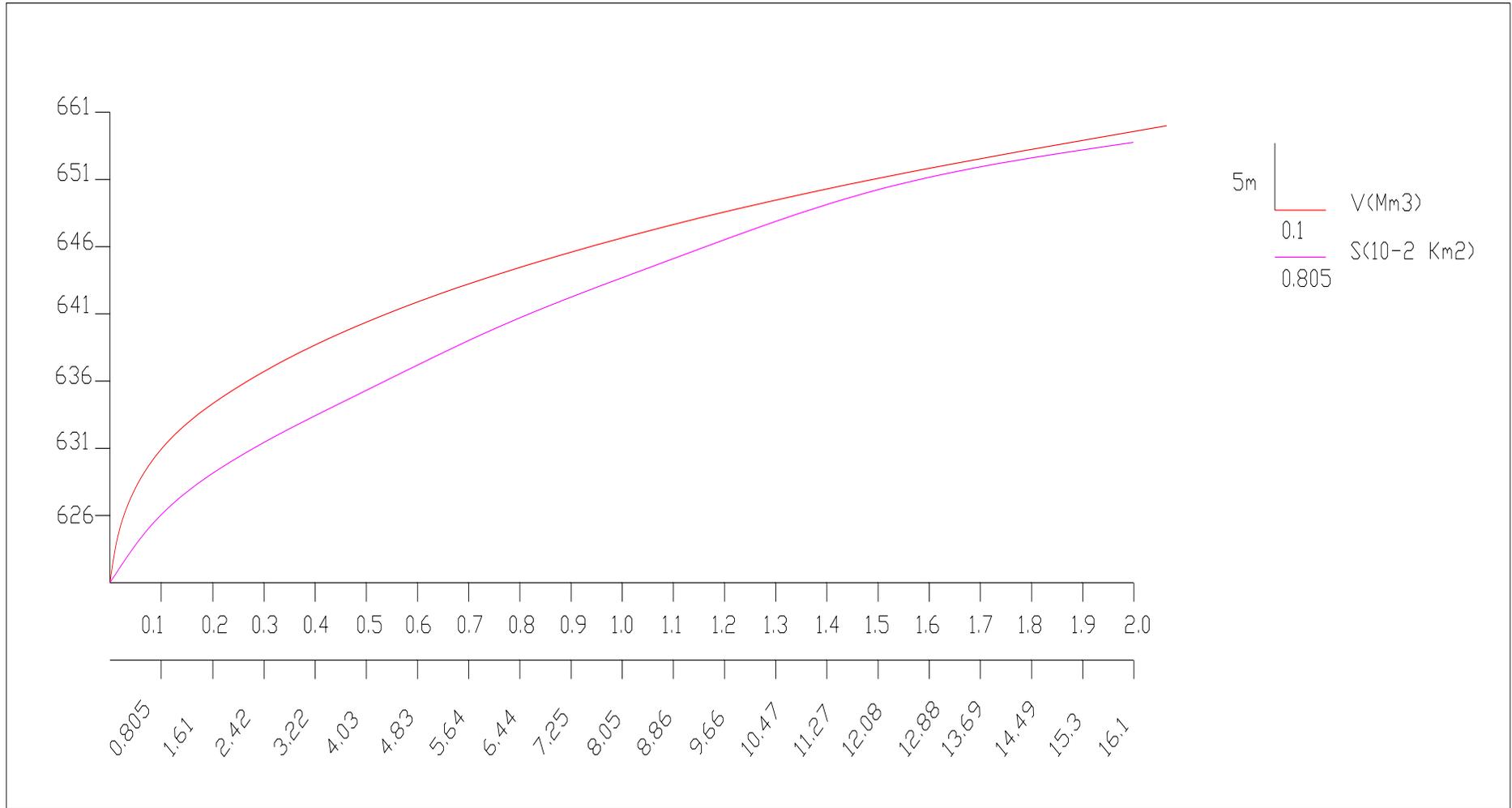


Figure III.14 : Courbes Capacité - Surface -Hauteur

III.6. Régularisation :

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que se soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ◆ La régularisation saisonnière.
- ◆ La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- ◆ L'apport ($A_{80\%}$ en $M m^3$).
- ◆ La consommation totale ($M m^3$).
- ◆ Les infiltrations et l'évaporation.
- ◆ Les courbes caractéristiques de la retenue (Fig III.14).

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

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

III.6.1 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ et de la consommation $U_{80\%}$:

La répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ est donnée dans le tableau (III.25).

Tableau III.25: La répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mars	Avr	Mais	Juin	Juil	Août
P (mm)	22.66	26.96	37.15	40.40	43.42	40.75	41.73	33.87	34.88	7.09	4.28	6.40
$A_{80\%}(mm)$	0.0227	0.0270	0.0372	0.0404	0.0434	0.0408	0.0417	0.0339	0.0349	0.0071	0.0043	0.0064

III.6.2 Répartition mensuelle de la consommation $U_{80\%}$:

La répartition mensuelle de la consommation est donnée dans le tableau (III.26)

Tableau (III.26): La Répartition mensuelle de la consommation

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	jan	fév	Mars	Avr	Mais	Juin	Juil	Août
$U_{80\%}(HM^3)$	0.03	0	0	0	0	0	0	0.01	0.03	0.04	0.05	0.04

Source : DRE

III.6. 3. Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes :

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

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

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

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

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

$$V_s = 0.3034 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0.1195 \text{ Mm}^3. \quad (\text{Voir annexe A})$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V_u = V_d = 0.1195 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0,1195 + 0,034122 = 0.153622 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 0,153622 \text{ Mm}^3 \quad \Leftrightarrow \quad \text{NNR} = 633 \text{ mNGA}$$

III.6.3.1 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 :

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{\text{moy}} \dots\dots\dots (\text{III.48})$$

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}).

$$V_{\text{moy}} : \text{volume moyenne. } V_{\text{moy}} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2}$$

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

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots (\text{III.49})$$

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

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminé d'après le tableau III.29.

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

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

Tableau III.27: Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol à forte perméabilité	≥ 100 à 200	≥ 20 à 40	$\geq 1,5$ à 3,0

$\delta=0,75$

C) Estimation de l'erreur :

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

$$\varepsilon = \frac{V_u' - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\%$$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

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

$V_s = 0.246371 \text{ Mm}^3$ Et $V_d = 0.121983 \text{ Mm}^3$. (Voir annexe A)

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que la l'excédent d'eau est plus grand que la déficit donc :

$V_u = V_d = 0.156105 \text{ Mm}^3$

$V_{NNR} = V_u + V_m = 0,121983 + 0,034122 = 0,156105 \text{ Mm}^3$

On a : $\varepsilon = 1.62\%$, donc la condition ($1\% < \varepsilon < 2\%$) est vérifiée.

III.7 Laminage de crues :

Technique pour analyser le mouvement d'une onde de crue au travers des éléments du réseau hydrographique.

Laminer - étaler une crue pour en atténuer la pointe - consiste toujours à stocker de l'eau à un moment donné pour la restituer à un moment plus favorable.

Pour abaisser le débit de pointe, il faut stocker un volume correspondant au débit retiré pendant toute la durée où le débit naturel est supérieur au débit acceptable (le volume excédentaire).

Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(III.50)$

Où :

Q : le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule a l'instant t est :

$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III.51)$

Où :

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

III.7.1 : Procédés de calcul :

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hedeblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, Patapov, Step by Step et d'autre méthodes.

A - Méthode de KOTCHERINE :

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

L'hydrogramme de crue est assimilé à un triangle, et l'hydrogramme d'évacuation est assimilé à un triangle.

Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire ; Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR ;

Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

A.1- Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_f = V_c \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%}\right) \dots\dots\dots (III.52)$$

Où :

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

VC : le volume de la crue correspondant au Q% en m³.

Q% : le débit de la crue en m³/s

qlam : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_f}{V_c}\right) \dots\dots\dots (III.53)$$

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

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

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

$$q = m \cdot l \cdot \sqrt{2g} H^{3/2} \dots\dots\dots (III.54)$$

Où :

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

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

L : la largeur de déversoir [m],

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,3 à 0,75 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 :

$$V_{moy} = \frac{q}{l \cdot (h + p)}$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule et L compris entre 20 et 70 mètres.

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_{moy}^2}{2g}$$

Où :

Ho : 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 accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables H et L, Les relations s'ajustent automatiquement.

Tableau III.28 : Données initiales

Données initiales	
g	9.81 m ² /s
α	1
Q _{1%}	23.45 m ³ /s
V _{crue1%}	0.554 Mm ³
m	0.49
p	1 (m)

Tous les calculs et résultats sont illustres ci :

Tableau III.29 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

données		largeur	hauteur	débit	surface	vitesse	wd
g	9.81	5	0.4	2.7454	9.5	0.2890	12000
α	1	10	0.8	15.5303	23	0.6752	26000
2g	19.62	15	1	32.5565	37.5	0.8682	33378
√2g	4.42945	20	1.2	57.0621	54	1.0567	40378
Q _{1%}	23.45	25	1.4	89.8831	72.5	1.2398	48378
W _{1%}	2.1E+0.7	30	1.5	119.6201	90	1.3291	52000
m	0.49						

Tableau III.30 : Détermination de H₀ et Q en fonction de b

Hauteur (m)	Vitesse (m/s)	Hauteur Tot(m)	Debits (m ³ /s)					
			5	10	15	20	25	30
0.4	0.2890	0.4043	2.7893	5.5787	8.3680	11.1574	13.9467	16.7360
0.8	0.6752	0.8232	8.1060	16.2119	24.3179	32.4238	40.5298	48.6357
1	0.8682	1.0384	11.4835	22.9669	34.4504	45.9339	57.4173	68.9008
1.2	1.0567	1.2569	15.2923	30.5847	45.8770	61.1693	76.4616	91.7540
1.4	1.2398	1.4783	19.5064	39.0128	58.5192	78.0256	97.5320	117.0384
1.5	1.3291	1.5900	21.7584	43.5168	65.2752	87.0336	108.7920	130.5504

Tableau III.31 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

H	V _{ch}	q	5	10	15	20	25	30
0.4	12000	22.9421	2.7893	5.5787	8.3680	11.1574	13.9467	16.7360
0.8	26000	22.3495	8.1060	16.2119	24.3179	32.4238	40.5298	48.6357
1	33378	22.0372	11.4835	22.9669	34.4504	45.9339	57.4173	68.9008
1.2	40378	21.7409	15.2923	30.5847	45.8770	61.1693	76.4616	91.7540
1.4	48378	21.4022	19.5064	39.0128	58.5192	78.0256	97.5320	117.0384
1.5	52000	21.2489	21.7584	43.5168	65.2752	87.0336	108.7920	130.5504

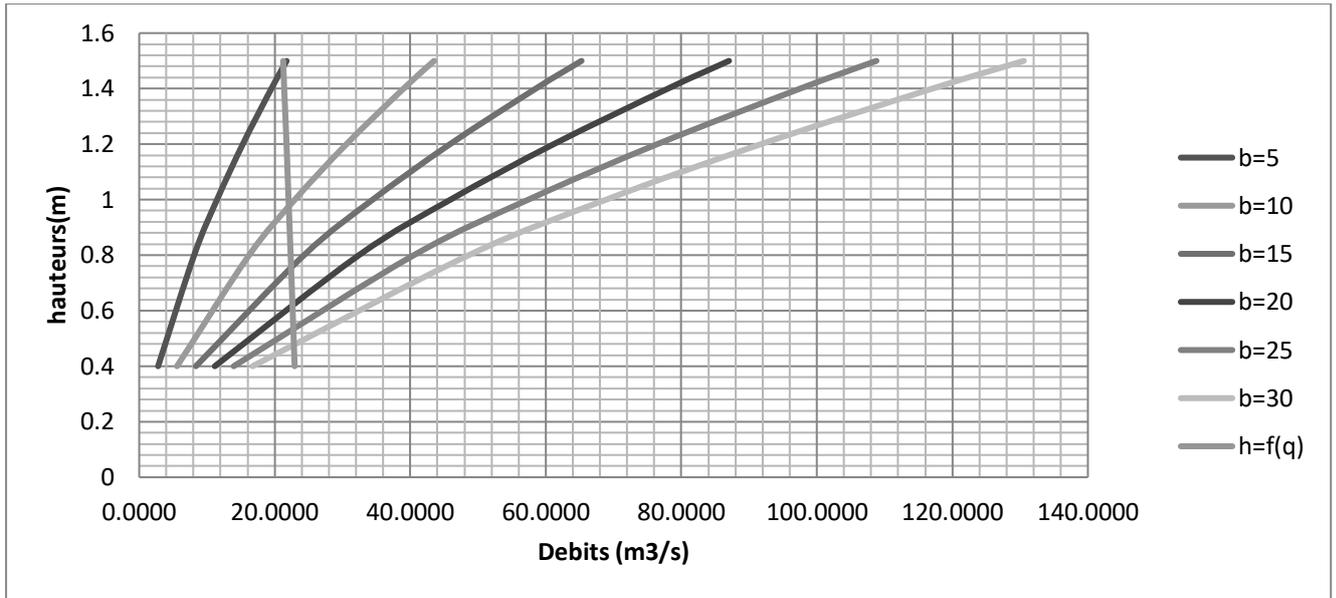


Figure III.15 : Courbes $H=f(Q,q)$

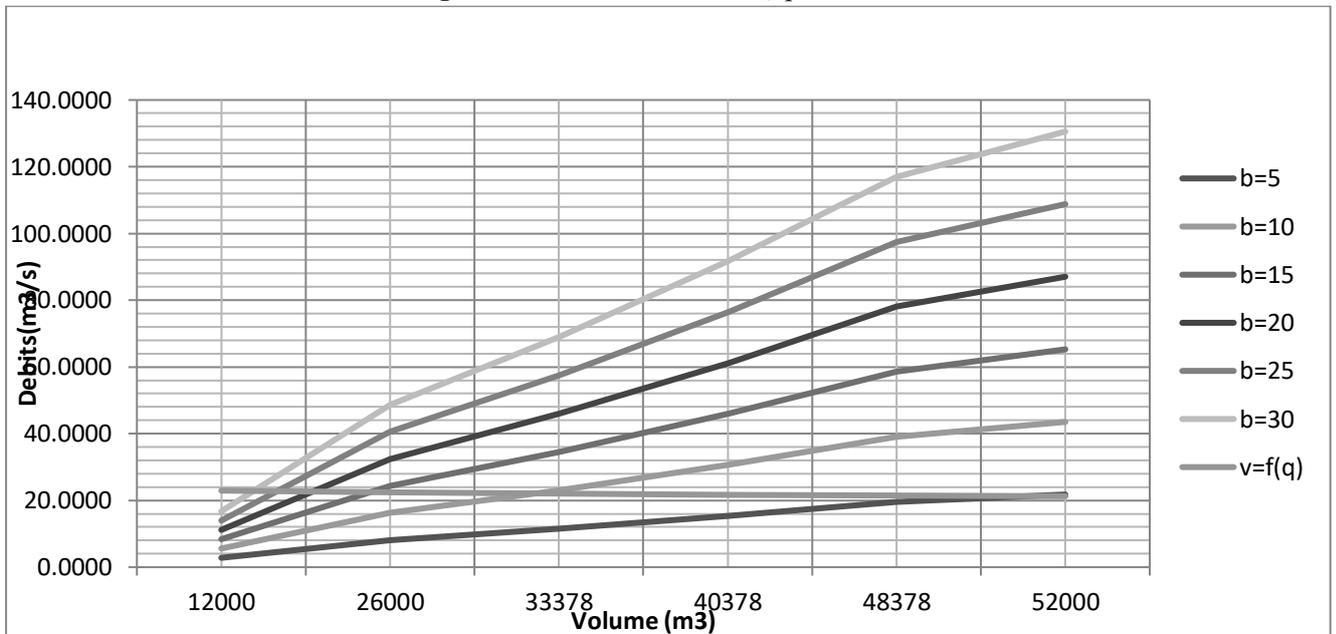


Figure III.16 : Courbes $V=f(Q,q)$

Les résultats de l'étude du laminage des crues centennales de l'oued Ouled Yakhlef sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.32 : Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE:

Largeur(m)	Hauteur(m)	Débit lam, m3/s
5	1.51	21.3
10	0.98	22
15	0.76	22.4
20	0.62	22.7
25	0.54	22.9
30	0.48	22.95

III.8 Etude d'optimisation :

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

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

III.8.1 Calcul du coût approximatif de la digue :

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

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L \dots \dots \dots (III.55)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

$$S_i : \text{Section transversale correspondante à la coupe } i \left[S_i = \frac{b + B_i}{2} H_i \right] \dots \dots \dots (III.56)$$

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

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

$$H_i : \text{Hauteur de la tranche au point } i [H_i = \text{NNR} - C_F + R + h_{dev} + t] \dots \dots \dots (III.57)$$

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 :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (III.58)$$

$$\text{Avec} \quad H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots \dots \dots (III.59)$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [$F = 0,378 \text{ km}$].

Donc : $R = 1,03 \text{ m}$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec :}$$

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots \dots \dots (III.60)$$

Donc : $R = 0,95 \text{ m}$

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots \dots \dots (III.61)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,378} = 1,18 \text{ m}$$

Conclusion :

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 m** .

III.8.1.2 Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPPEN T : $b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b}$ (III.62)

2) Formule de E- F-PREECE : $b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$ (III.63)

3) Formule Anonyme (simplifiée) : $b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3$ (III.64)

H_b : Hauteur du barrage [m];

$$H_b = NNR - C_F + R + h_{dev} + t$$

On admet une valeur de $t = 0,5$ mètre pour le tassement du retenue, le tableau n°III.35 nous donne les résultats du calcul pour les différents largeurs et lames déversantes.

Tableau III.33 : Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête

Largeur en crête du barrage (m)						
Largeurs déversantes (m)	Lames déversantes (m)	Tassements (m)	Hauteur du barrage (m)	Formules utilisées		
				KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFIEE
5	1.51	0.5	15.96	6.59	5.39	6.06
10	0.98	0.5	15.43	6.48	5.32	5.96
15	0.76	0.5	15.21	6.44	5.29	5.92
20	0.62	0.5	15.07	6.41	5.27	5.89
25	0.54	0.5	15.03	6.39	5.26	5.88
30	0.48	0.5	15	6.38	5.25	5.86

On opte pour une largeur de crête égale à : **7m**

III.8.1.3 Calcul le volume et le coût de la digue :

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

Tableau III.34 : Coût et volume de la digue.

Coût de la digue			
Largeur déversante (m)	Lames deversantes(m)	Volume de la digue (m ³)	Coût de la digue 10 ⁶ (DA)
5	1.51	85909.358	60.14
10	0.98	79732.046	55.81
15	0.76	77287.887	54.10
20	0.62	75767.25	53.04
25	0.54	74907.595	52.44
30	0.48	74280.422	52

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 700 DA.

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

III.8.2.1 Coût du déversoir :

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0.49$

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 :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1.80} \dots\dots\dots (III.65)$$

Ou :

- H : Charge sur le seuil (m).
- Y : Ordonnée du profil (m).
- X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$v_{dev} = S \cdot L$$

- S : Section transversale (m^2).
- L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à dissept mille dinars Algériens 22000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau III.35 : Coût de déversoir.

Coût du déversoir			
Largeurs déversantes (m)	surface (m^2)	Volume du déversoir (m^3)	Coût du déversoir 10^6 (DA).
5	5.76518	28.8259	0.6341698
10	3.74164	37.4164	0.8231608
15	2.90168	43.5252	0.9575544
20	2.36716	47.3432	1.0415504
25	2.06172	51.543	1.133946
30	1.83264	54.9792	1.2095424

III.8.2.2 Calcul du coût du coursier :

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 39 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{b\acute{e}ton} = S_{b\acute{e}ton} \times L_{cou} \dots\dots\dots (III.66)$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale respectivement à 0,5 et 0,5 mètre .

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{cou} = (Q_{e,max})^{0,4} \dots\dots\dots (III.67)$$

Le Tableau III.36 nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes. Ainsi, le coût total de la digue.

Tableau III.36 : Coût de coursier et le coût total de la digue

Largeurs déversantes (m)	Débits déversants (m ³ /s)	largeur de coursier(m)	S béton (m ²)	béton (m ³)	cout de béton (10 ⁶ DA)	coût d'évacuateur (10 ⁶ DA)	coût total (10 ⁶ DA)
5	21.3	3.40	3.49	136.24	3.00	3.63	63.77
10	22	3.44	3.53	137.51	3.03	3.85	59.66
15	22.4	3.47	3.54	138.22	3.04	4.00	58.10
20	22.7	3.49	3.56	138.75	3.05	4.09	57.13
25	22.9	3.50	3.57	139.10	3.06	4.19	56.63
30	22.95	3.50	3.57	139.19	3.06	4.27	56.27

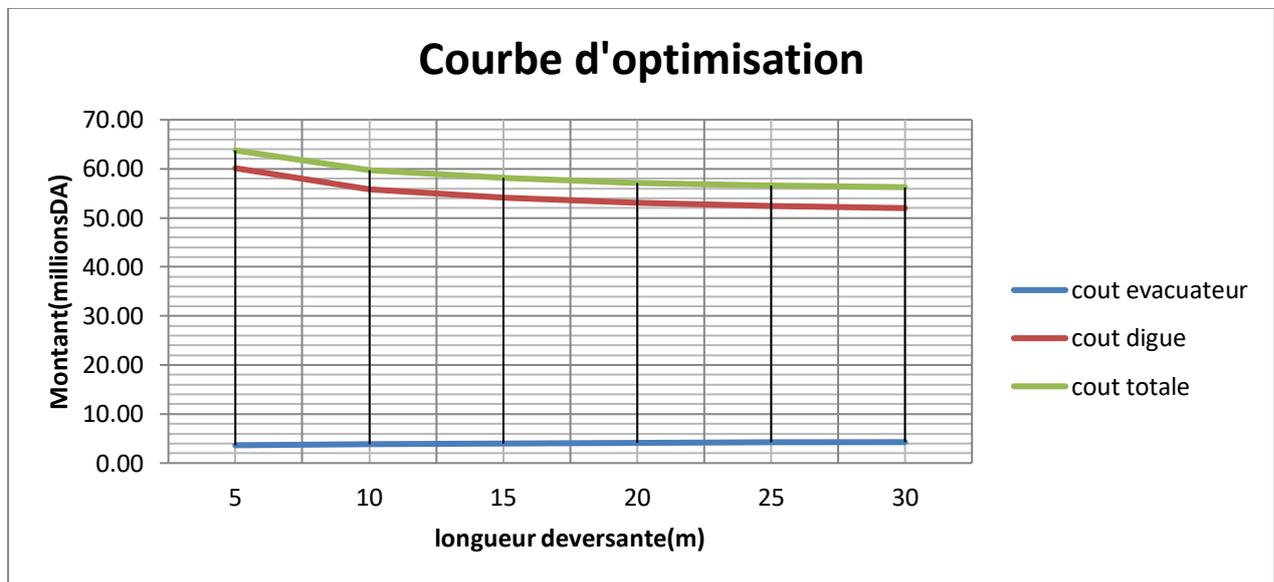


Figure III.17 : Courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure (III.17), la largeur déversante qui donne un coût minimum est **30.00m**.

Donc la hauteur du barrage est :

H_b = 15 mètre

Et le niveau de crête est :

▼Crête = 636 (NGA)

Tableau III.37 : les caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unité	Quantité
Volume mort	M.m ³	0.034122
Volume utile	M.m ³	0.121983
Volume au niveau normal de la retenue	M.m ³	0.156
Cote de fond (▼ fond)	m	621
Cote au niveau mort (▼NVM)	m	626.75
Cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	m	633
Cote de plus hautes eaux (▼NPHE)	m	633.48
Largeur de déversoir	m	30
La hauteur de charge déversé.	m	0,48
Le débit évacué	m ³ /s	23.45

III.9 Laminage pour un déversoir de largeur b=30 mètres :

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir est calculé et tracée.

Tableau III.38 : Volumes et débits déversants.

Cote (m)	H _d (m)	q(m ³ /s)	1/2.q .T(m ³)	V (Mm ³)	v+1/2.q.T (Mm ³)
633	0	0	0	156000	156000
633.1465	0.024	0.24	435.77	160000	160435.77
633.293	0.048	0.68	1232.54	163000	164232.54
633.4395	0.072	1.26	2264.32	168000	170264.32
633.586	0.096	1.94	3486.15	173000	176486.15
633.7325	0.12	2.71	4872.04	178000	182872.04
633.879	0.144	3.56	6404.47	183000	189404.47
634.0255	0.168	4.48	8070.55	188000	196070.55
634.172	0.192	5.48	9860.32	193000	202860.32
634.3185	0.216	6.54	11765.76	199000	210765.76
634.465	0.24	7.66	13780.22	204000	217780.22
634.6115	0.264	8.83	15898.10	212000	227898.10
634.758	0.288	10.06	18114.57	216000	234114.57
634.9045	0.312	11.35	20425.43	221000	241425.43
635.051	0.336	12.68	22826.97	227000	249826.97
635.1975	0.36	14.06	25315.88	233000	258315.88
635.344	0.384	15.49	27889.21	239000	266889.21
635.4905	0.408	16.97	30544.26	245000	275544.26
635.637	0.432	18.49	33278.59	251000	284278.59
635.7835	0.456	20.05	36089.98	259000	295089.98
635.93	0.48	21.65	38976.35	264000	302976.35

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir figure N° III.18.

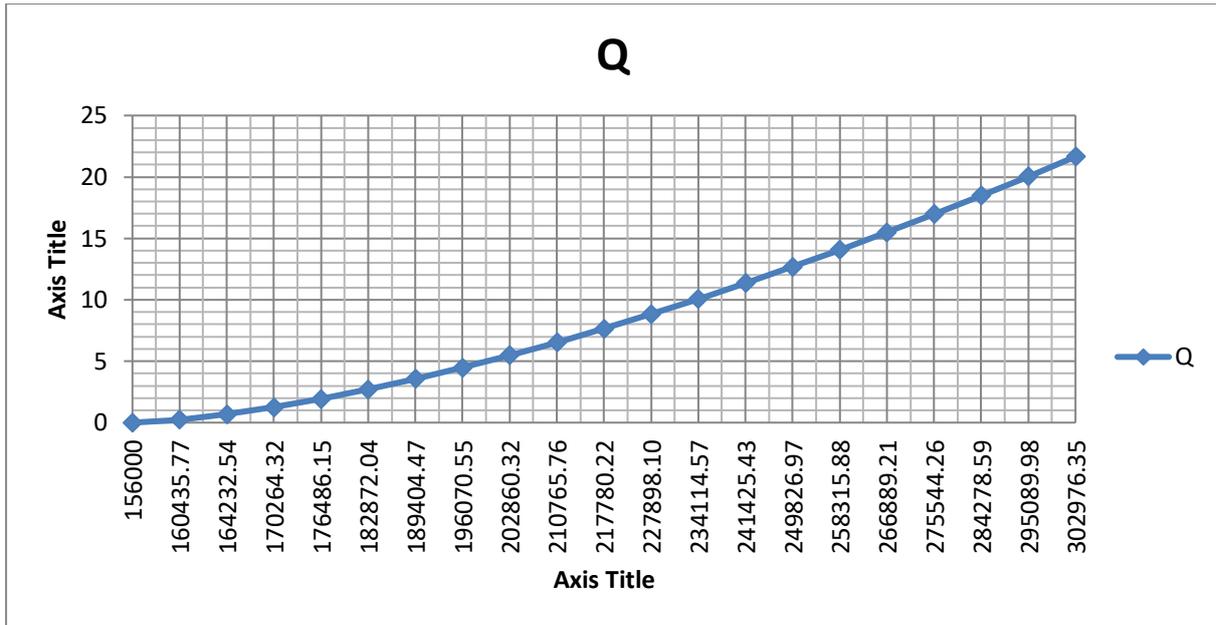
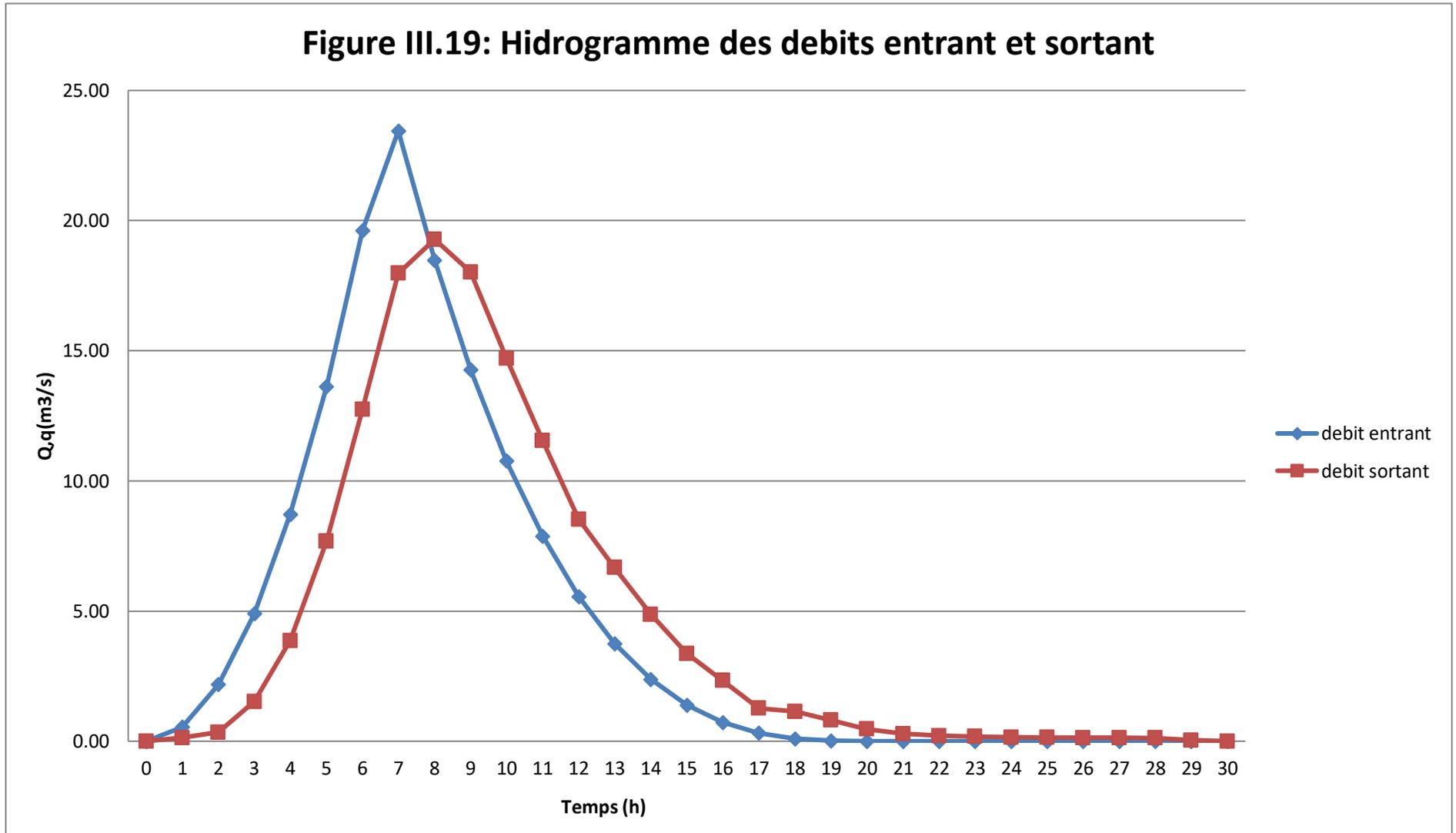


Figure III.18: Courbe des débits déversant

Le calcul de laminage est représenté dans l'Annexe A.

Figure III.19: Hidrogramme des debits entrant et sortant



CHAPITRE IV
CHOIX DE LA
VARIANTE

Généralités :

Les types des barrages peuvent être classés en différentes catégories selon le matériau de construction et selon le mode de résistance à la poussée de l'eau :

- Barrages en remblai homogènes drainés, zonés ou en enrochement;
- Barrages poids en béton, ou en BCR;
- Barrages voûtes;
- barrages à contre forts ou à voûtes multiples.

Les barrages en remblai sont des ouvrages souples. Les autres barrages sont rigides.

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du type de barrages sont les suivantes :

- la topographie et les apports du bassin versant;
- la morphologie de la vallée;
- les conditions géologiques et géotechniques;

Plusieurs types de barrages resteront possibles. Des conditions économiques permettront alors de départager les solutions.

IV.1 Choix du type de barrage :

IV.1.1 Barrage 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.

IV.1.2 Barrage à zones :

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 réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

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

IV.1.3 Barrage en enrochement avec masque en béton :

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

Le masque en béton est une paroi étanche plaquée 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...etc.

IV.2 Définition de profil général du barrage :

IV.2.1 Hauteur de barrage :

IV.2.1.1 Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche, les calculs ont été établis dans le chapitre III.

Tableau IV.01: récapitulatif des résultats de la revanche.

Formules	STEVENSON GAILLARD	MALLET et PAQUANT	Formule Simplifiée
Résultat	1,03	0,95	1,18

Conclusion :

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 m** .

$$H_b = NNR - C_f + h_{\text{dév}} + R + t. = 633 - 621 + 0.48 + 2 + 0,5 = 15 \text{ m}$$

On admet une valeur de t =0,5 mètre pour le tassement du barrage, donc pendant la construction, on devra prévoir une contre flèche de 50 cm au milieu de la digue.

IV.2.2 Largeur en crête :

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

1) **Formule de KNAPPEN :** $b_{\text{cr}} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b}$ (IV.1)

2) **Formule de E- F-PREECE :** $b_{\text{cr}} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$ (IV.2)

3) **Formule Anonyme (simplifiée) :** $b_{\text{cr}} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3$ (IV.3)

H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau IV.02 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b _{cr} (m)
KNAPPEN	6.38
EF PREECE	5.25
SIMPLIFIÉE	5.86
Moyenne	5.83

On opte pour une largeur de crête égale à :

$$b_{\text{cr}} = 7 \text{ m}$$

IV.2.3 La longueur en crête :

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

$$L = 122 \text{ m}$$

IV.2.4 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 optimales.

Tableau 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
$H \geq 20$	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

IV.3 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :

Les talus de la digue doivent nécessairement être protégés contre toute action pouvant contribuer à leur altération.

Les talus de la digue sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, 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 :**

On doit concevoir le revêtement pour éviter le possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

Pour sa protection, l'utilisation d'une (pierre) avec des épaisseurs entre 0,20 et 0,3 m est très commune.

la projection d'une rigole après le dispositif de drainage a pour fonction de véhiculer les eaux d'infiltration et les eaux superficielles vers le lit de l'oued.

- **Le talus 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 suivantes :

Où :

$$e = C \cdot V^2$$

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

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s] (3,09 m/s);

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique γ du matériau d'enrochement. ($\gamma_P = 2,5 \text{ g/cm}^2$)

La valeur de C est donnée par le tableau suivant :

Tableau IV.04 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

PENTE DU TALUS	VALEUR DE ' C ' POUR DIFFERENTS 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

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,27m$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,30m$.

IV.3.1 Etanchéité du barrage

A. Le Noyau :

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobé en bitumineux.

Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

Dimensionnement du noyau:

a) Niveau en crête :

$$N_{crN} = NPHE + (0,5-1) m = 633,48 + 0,5 = \mathbf{633,98m}$$

b) largeur en crête :

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

$$l_{n,s} = \frac{1}{6} H_b \Rightarrow l_{n,s} = 2.5 \text{ . On prend } b_{crN} = \mathbf{3m}$$

c) les pentes :

On prend $m_1=0.5$, $m_2 = 0.5$

B. Les drains :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

B.1. Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical placé au centre du barrage constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

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

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant, pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant. 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.

$$N_{dr} = NPHE = 633.48m \text{ NGA}$$

B.2. Dimensionnement du drain tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapi filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

La longueur du drain tapis est

de :

$$L_d = \frac{L_b}{3}$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres.

L_b : Longueur transversale du barrage en mètres.

AN :

$$l_d = \frac{122}{3} = 40.66m$$

B.3. Dimensionnement du prisme aval :

➤ **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div 1,75)$ on prend $m_1 = 1,5$

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

➤ la hauteur du drain :

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_{bcr}$$

Où :

H_{bcr} : Hauteur du barrage .

$$h_{dr} = 0,20 * 15 = 3m$$

➤ la largeur en sommet :

Elle est donnée par :

$$b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) h_{dr}$$

$$b_{dr} = \frac{1}{3} \cdot 3 = 1m$$

➤ largeur en base du drain :

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$$

$$B = 1 + (1,5 + 2,5) \cdot 3 = 13 m$$

IV.3.2 la clé d'étanchéité :

D'après les résultats obtenus au laboratoire, on peut dire que le fond de la vallée d'Oued Ouled Yakhleh est constitué généralement d'une couche alluvionnaire, où la présence d'un grand risque de pertes d'eau par infiltrations au dessous du corps de la digue.

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 de la digue. 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 0.30m. La largeur en base est de 3.0m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,0$.

IV.4 Etude technico-économique :

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 :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

Où :

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 :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi}$$

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.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d$$

d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

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

IV.4.1 Barrage homogène en argile avec drain prisme :

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 14.98m, on prend les pentes de talus amont et aval : $m_1=3$ et $m_2=2,5$. le volume du corps de la digue est représenté dans le tableau IV : 05

IV.4.2 Barrage zoné :

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à bon escient à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, bref on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure dans la conception de l'ouvrage.

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 14.98 m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=3$ et $m_2= 2.5$), le volume du noyau et des recharges sont respectivement : représentés dans le tableau IV : 05

IV.4.3 Barrage en enrochement avec masque en béton :

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

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivant : $e = 0,3 + 0,001 \cdot H$

H : hauteur de barrage égale 14.98m

$$\mathbf{A.N : \quad e = 0,32 \text{ m}}$$

Pour un barrage avec un masque en béton d'une hauteur de 14.98m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=3$ et $m_2=2,5$) ainsi que l'épaisseur du masque est prise égale à 0,32m, le volume du remblai et du masque en béton sont respectivement représentés dans le tableau IV :05

Tableau IV.05 : Etude comparative de différentes variantes :

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Totale (10 ⁶ DA)
homogène	Recharge (argile)	73495.80267	400	29.3983211	31.78
	Enrochement	1189.013	1200	1.4268156	
	Graviers (Filtre et drains)	1121.8663	600	0.67311978	
	Sables (Filtre et drains)	471.976	600	0.2831856	
Zoné	Recharge	70909.2994	400	28.3637198	36.97
	Noyau	3043.30684	500	1.52165342	
	rip-rap	1189.013	1200	6.4017492	
	Graviers (Filtre et drains)	565.64845	600	0.33938907	
	Sables (Filtre et drains)	565.64845	600	0.33938907	
Avec masque	Recharge (enrochement)	74280.422	1200	89.0007871	111.27
	masque en béton armée	1844.17094	12000	22.1300513	

IV.5 Comparaison financière des trois variantes :

A travers le Tableau récapitulatif N°IV.5, il apparaît clairement que nous ne pouvons que nous orienter vers la première variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement. Mais avant tout rappelons que la première 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.

Or d'après l'analyse des résultats des puits de reconnaissance pour les matériaux de construction, il ressort que la quantité totale d'argile disponible est suffisante par rapport au volume du remblai.

A travers toutes ces remarques, nous optons pour la première variante (Barrage Homogène) comme la plus économique pour la suite du projet.

Conclusion sur le choix du type de barrage :

En tenant compte de ces conditions, nous avons opté pour un barrage en terre homogène vu les avantages qu'il présente.

Ce barrage en terre homogène qu'a la rigueur remplit les conditions suivantes :

- avoir une imperméabilité suffisante ;
- insoluble dans l'eau ;
- avoir une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- avoir une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- Economique...

CHAPITRE V
ETUDE DE LA
VARIANTE
RETENUE

Description générale de l'aménagement :

Le site Ouled Yakhlef choisi pour la construction de ce petit barrage est situé à l'Est de la wilaya de Médéa dans le territoire de la commune de Bouchrahil à environ 5 Km au Nord du chef lieu de cette dernière sur oued Ouled yakhlef

De par sa situation géographique dans une zone agricole, l'aménagement offre un intérêt agro-économique certain est de garantir une réserve d'eaux pour assurer l'irrigation, l'exploitation des terres limitrophes.

-La retenue sera réalisée avec une digue en terre homogène.

V.1 Dimensionnement :

V.1.1 la revanche du barrage :

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par dessus la crête, sinon le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche ; ce risque de déferlement de vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le PHE et la cote de la crête.

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.

$$R=2m$$

V.1.2 Calcul des tassements d'un barrage en terre :

Le barrage a tendance à se tasser par l'influence de l'effort de son propre poids et de sa hauteur.

Par contre si on néglige le compactage des couches supérieures de la retenue, le risque de déstabilisation s'accroît à cause du filet de l'écoulement des eaux d'infiltrations dans la zone de la ligne phréatique.

Pour enfin parvenir à la limite maximale de tassement sur la courbe de compression du sol et aussi pour diminuer les dangers de tassement non contrôlé, il est nécessaire d'effectuer l'aplanissement du sol de remblai couche par couche après compactage en augmentant le volume du remblai de la digue de 1- 2 %.

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20 m on peut préalablement prendre le tassement égale à (0,5 à 1,5) % de la hauteur du barrage.

Pour les petits barrages (retenue collinaire) on calcule le tassement T après la formule :

$$T = 0,015 H_b \quad \text{où}$$

T = Tassement de la crête du barrage

H_b = Hauteur du barrage

V.1.3 la hauteur du barrage :

Elle est donnée par la relation :

$$H_b = h_{NNR} + h_d + R + T$$

H_{NNR} : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée;

h_d : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en [m] ;

R : Revanche du barrage en [m];

t : le tassement

$$H_b = 12 + 0.48 + 2 + 0.5 = 15 m$$

V.1.4 Choix des pentes des talus :

Les pentes des talus amont et aval sont en fonction des matériaux de construction utilisés et leur caractéristiques mécaniques et de la hauteur et la classe du barrage.

D'après le tableau IV.03, on trouve:

$m_1=3$, pour le talus amont

$m_2=2.5$, pour le talus aval

V.1.5 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 V.1 : 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 (V.volkov, 1986) notre barrage appartient à la classe III.

V.1.6 Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a lieu donc en général de prévoir une protection pour les talus.

➤ **le talus aval** : sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche de terre végétale de 30 cm. ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 30cm pour plus de sécurité.

➤ **le talus amont** : sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la méthode de « T. V.A. »

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le rip-rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace (CIGB, 1991).

V.1.6.1 Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement :

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

➤ **Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority):**

Où :

$$e = C.V^2$$

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

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s] (3.16 m/s);

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique γ du matériau d'enrochement. ($\gamma_p=2.5 \text{ g/cm}^2$)

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

Alors :

$$C=0.027$$

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,28\text{m}$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,30\text{m}$, donc pour la raison de la mise en place et pour une bonne protection. La protection du parement amont sera constituée par $0,30\text{m}$ d'enrochement et de $0,30\text{m}$ du filtre (lit de gravier et sable).

V.1.6.2 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.

$$Q = \frac{0.025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \sqrt{1+m^2}} \dots\dots\dots(V.02)$$

Avec :

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 d'après l'abaque

λ_0, h_0 : Respectivement la hauteur et la longueur calculer en eau profonde, ces expression sont données par :

$$h_0 = 0.073KV \sqrt{F\xi} \dots\dots\dots(V.3)$$

et
$$\lambda_0 = 0.073KV \sqrt{\frac{F}{\xi}} \dots\dots\dots(V.4)$$

K, ξ : des coefficient caractérisant l'intensité d'accroissement de la vague donnée par les relation : $K = 1 + e^{0.40.F/V} \dots\dots\dots(V.5)$

$$\xi = \frac{1}{9 + 19e^{-14/V}} \dots\dots\dots(V.6)$$

F : Longueur de l'élan ou longueur du fetch qui devra vérifier la condition suivante $[F < F_{cr} = 30 V^2 \epsilon]$.

V : Vitesse des vagues en m/s

AN : **Dp = 22cm**

V.2 Drainage de la digue :

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.

V.2.1 Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres" ; la référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI.

Elles s'énoncent comme suit :

- Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique
- Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

➤ Condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$

➤ Condition de non entraînement des fines $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4. d_{85} > D_{15} > 5. d_{15}$$

Le plus souvent pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on devra s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$$

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

V.2.1.1 Calcul des drains :

A-Dimensionnement du drain tapis :

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{3}$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b=90.4m$]

Donc :

$$L_d = \frac{90.4}{3} = 30.13m$$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{L^2 + H^2} - L \right)$$

L_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (m);

H : différence de charge entre la retenue et le drain (m).

$$L_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{60.26^2 + 15^2} - 60.26 \right) = 0.9m$$

B-Dimensionnement du prisme aval :

➤ **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 : 2)$ on prend $m_1 = 1,5$

$m_2 = (1,5 : 2,5)$ on prend $m_2 = 2,5$

➤ **la hauteur du drain :**

$H_{dr} = (0,15 : 0,2) H_{br}$ Où : H_{br} : Hauteur du barrage ;

$H_{dr} = 0,2 \times 15 = 3m$

Nous prenons une hauteur égale à **3m**

➤ **la largeur en sommet :**

Elle est donnée par :

$$b_{dr} = (1/3 : 1/4) \cdot h_{dr}$$

$$b_{dr} \frac{1}{3} \times 3 = 1m$$

➤ **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) \cdot h_{dr}$$

$$B = 1 + (1,5 + 2,5) \cdot 3 = 13m$$

V.2.2 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 corps de la digue. 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 0.30m. La largeur en base est de 3m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,0$.

V.3 Etude des infiltrations :

Généralités :

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.

V.3.1 Hypothèse de calcul :

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes : que le sol est homogène et isotrope, c'est à dire que la perméabilité horizontale est identique à la perméabilité verticale. que la ligne phréatique suit la loi de la parabole de Kozeny. que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

V.3.2 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 :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{Y_0^2} \dots\dots\dots (V.7)$$

En se reportant à la figure on a : $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V.8)$

Et $a = \frac{Y_0}{2}$ d'où $Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots\dots\dots (V.9)$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

$h = H_e = 12m$

d : étant la largeur en base de la partie mouillée diminuée de 0,7.b

$d = 35.06 m$ $y_0 = 2,01 m$

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

$$Y^2 = 4.02X + 4.04$$

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 :

$$a_0 = \frac{Y_0}{2} \quad \text{AN :} \quad a_0 = \frac{2.01}{2} = 1.005m$$

Tableau V.3 : coordonnées de la parabole de Kozeny

X	-1.00	-0.76	-0.01	1.23	2.98	5.21	7.95	11.18	14.92	19.14	23.87	29.09	34.82
Y	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00

V.3.3 Calcul du débit de fuite par infiltration :

a) digue :

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K.I.A \dots\dots\dots (V.10)$$

q_n : débit d'infiltration ($m^3 / s/ml$).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur. Le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \quad \text{et :} \quad A = y.I$$

Donc : $q_n = Ky \frac{dy}{dx}$ Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q_n = Ky_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

Sachant que : $K=2.1.10^{-7} \text{ m/s}$ $q_n=4,22. 10^{-7}\text{m}^3/\text{s/ml}$

$Q_{bar} = q_n.L_{cr}=5,15.10^{-5}\text{m}^3/\text{s}$

b) la fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy : $q_n = K.I.A$

Avec : K : Coefficient de perméabilité. ($K=2.10^{-7} \text{ m/s}$)

I : gradient hydraulique. $I=H_b/L_b \dots\dots\dots (V.11)$

($H_b=$ charge de la retenue, $L_b= 96.83\text{m}$ L'emprise de barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A=T.1$ ($T=5\text{m}$ Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q_n = K.I.T$

Tableau V.4 : Débit de fuite de la Fondation

$H_b(\text{m})$	I	K(m/s)	q(m ³ /s/ml)	Q(m ³ /s)
12	0.124	$2.1.10^{-7}$	$1.302.10^{-7}$	$1.59.10^{-5}$

Le débit total de fuite est de :

$Q_{tf} = Q_{bar} + Q_f$

AN: $Q_{tf}=5.15.10^{-5}+1.59.10^{-5}=6.74.10^{-5}\text{m}^3/\text{s}$

V.4 Calcul de la stabilité de la fondation :

La charge due a la digue est

$S = \gamma \frac{h_1^2 - h_2^2}{2} tg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$ Ou :

$\gamma = 1.88 \text{ t/m}^3$

$h_1 = H_b + H_f = 17 \text{ m}$

$h_2 = H_f = 5 \text{ m}$

Φ : Angle de frottement interne ($\Phi = 22^\circ$)

$S = 112.9 \text{ t}$

La charge moyenne s'exerçant sur la fondation est : $S_a = \frac{S}{b}$

$S_a = 1,17 \text{ t}$

b : étant l'emprise de barrage à : 96,83 m

La charge maximale est égale à :

$S_{a,max} = 1,40 S_a$ d'où : $S_{a,max} = 1,64 \text{ t}$

La charge maximale probable suit la loi suivante :

$S_{max} = C + \gamma.tg\Phi$ $S_{max} = 6,76 \text{ t}$

Le facteur de sécurité s'obtient par un rapport entre la charge maximale probable est la charge maximale admissible

$F_s \geq 1.5$ $F_s = \frac{S_{max}}{S_{a,max}}$ $F_s = 4,12 > 1.5$

V.4.1 Contrainte admissible :

➤ **Contrainte développée par le remblai**

Densité humide : $\gamma_h = \gamma_d(1 + wn)$ AN : $\gamma_h = 1,88 \times (1 + 0.126) = 1,12 \text{ t/m}^3$

Les dimensions de remblais : Largeur B=96,83 m ; Longueur L=122 m ; Hauteur H=12m

$q = \gamma_h \cdot H$ AN : **q=13.44 bars**

➤ **Contraint admissible :**

La contrainte admissible sous une semelle isolé (B/L<5) soumise à une charge verticale centré est donnée par la formule:

$$q_{ad} = \gamma_h \cdot D + \frac{(1 - 0,2 \cdot B/L) \cdot \gamma_h \cdot B/2 \cdot N_y + \gamma_h \cdot D \cdot (N_q - 1) + (1 + 0,2 \cdot B/L) \cdot C \cdot N_c}{F}$$

F : coefficient de sécurité (F=2)

γ_h : Densité humide

B et L : largeur et longueur de la plate forme du remblai de la digue

D : profondeur d'encrage

φ_u : Angle de frottement interne

C : cohésion du sol

Nc, Nq, Ny : facteurs de portance dépend de l'angle de frottement interne φ_u

Caractéristiques retenues pour le calcul

$\gamma_h = 1,12 \text{ t/m}^3$; $\varphi_u = 22^\circ$; $C = 6 \text{ T/m}^2$; $N_c = 16,9$; $N_q = 7,83$; $N_y = 6,68$; $D = 5 \text{ m}$

AN: **Qad=88,18 bars**

On a la pression développée par le remblai (13,44 bars) est inférieure à la contrainte admissible par le sol (88,18bars) , donc la condition est vérifiée.

Conclusion:

Le facteur de stabilité de la fondation est admissible, donc la stabilité de la fondation est vérifiée.

V.4.2 Vérification de la résistance à l'infiltration des sols du corps et de la fondation :

➤ **Corps du barrage :**

La vérification de la résistance d'infiltration dans le corps du barrage est effectuée d'après la condition :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta m} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (IV.12)$$

δm : Largueur moyenne du barrage **$\delta m = 48,195 \text{ m}$.**

ΔH : différence de la hauteur d'eau entre amont et aval $\Delta H = 12 \text{ m}$

I : Gradient hydraulique admissible tiré du tableau ($I_{adm} = 1.95$)

On trouve $I = 0,248 < 1.95$ Donc la condition est vérifiée.

La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

➤ **Fondation du barrage :**

Cette vérification s'effectue en utilisant l'expression suivante :

$$J_f \leq \frac{J_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (IV.13)$$

J_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de fondation d'après le tableau ci-dessous.

Tableau V.5 : détermination 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 V.5 : Détermination du coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1,25	1,2	1,15	1,1

J_f : Gradient d'infiltration dans la fondation dans du barrage déterminé par la formule suivante :

$$J_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \leq \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (IV.14)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c=5m$)

ΔH : charge d'eau ($H=12m$).

L : longueur à la base du barrage ($L=96,83m$).

On a donc : $I_f = 0,118$

Notre barrage appartient à la III classe ce qui donne ($K_s=1,15$).

La fondation marneuse argileuse, donc: $J_{cr}=1.2$.

On a donc : $\frac{I_{cr}}{K_s} = 1,09$

On remarque que, donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

V.5 Calcul des filtres (annexe C)

1. Règles des filtres : En tenant compte des critères TERZAGUI et des règles

suivantes $12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$ et $12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$, on calcule les filtres.

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence de renard.

Condition1 :

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

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux. ;

Condition 2 :

Vérification des suffisances de perméabilité:

$$K_F = (2 + \sqrt[6]{\eta} \cdot K) \quad (\text{m/s}) \quad \text{d'où} :$$

K : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s) ;

K_F : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

Et comme nous n'avons pas des matériaux pour confectionner les filtres on doit calculer les dimensions ou bien les fuseaux granulométriques des matériaux à mettre en place on doit déterminer la courbe granulométrique des filtres.

2. Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

$$\text{Selon les critères:} \quad 12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad \text{Et} \quad 12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15} : Diamètre de filtre ;

d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

A. Granulométrie de sol à protéger :

$$d_{15} = 0,004 \text{ mm} ; \quad d_{50} = 0,025 \text{ mm} ; \quad d_{85} = 0,08 \text{ mm} ;$$

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

$$0,048 \text{ mm} < D_{15} < 0,16 \text{ mm} ; \quad 0,3 \text{ mm} < D_{50} < 1,45 \text{ mm} ;$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0,104 \text{ mm} ; \quad D_{50} = 0,875 \text{ mm}.$$

La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche:

$$1,248 \text{ mm} < D_{15} < 4,16 \text{ mm} ; \quad 10,5 \text{ mm} < D_{50} < 50,75 \text{ mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes

$$D_{50} = 30,625 \text{ mm}. \quad D_{15} = 2,704 \text{ mm}$$

3. Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres :

➤ **Filtre N° 1 :**

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du RENARD il faut que :

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

D'après la courbe granulométrique de F_1 :

$d_5 = 0,07 \text{ mm}$; $d_{10} = 0,08 \text{ mm}$; $d_{17} = 0,091 \text{ mm}$; $d_{60} = 0,4 \text{ mm}$; $\eta = D_{60}/D_{10} = 5$ Coefficient d'hétérogénéité ;

$n_0 = 0,45$ d'où $n = 0,32$

$D_5/D_{17} = 0,77 > 0,21$.

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,104}{0,08} = 1,3 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée

➤ **Filtre N°2 :**

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du RENARD il faut que :

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

$D_5/D_{17} = 0,56 > 0,46$: pour $n = 0,25$; $\eta = 30,124$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD n'existe pas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) : $\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0,53 < 4$

La condition est vérifiée.

Conclusion:

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 15 cm.
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 15 cm.
- L'enrochement d'épaisseur = 30 cm.

V.6 Calcul de stabilité :

V.6.1 Généralités sur l'étude de stabilité des barrages :

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.

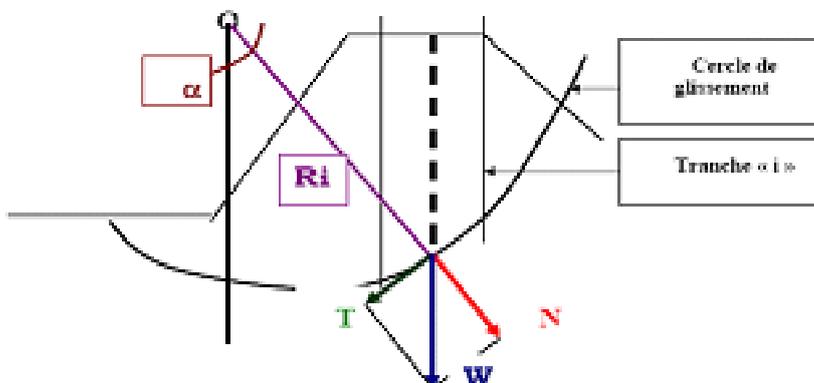


Figure V.1 : forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement

V.6. 2 Stabilité des talus :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR ...etc., 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 normal en service**, 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*
$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (IV.15)$$

➤ *Avec séisme*
$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (V.16)$$

***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*
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.17)$$

➤ *Avec séisme*
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (V.18)$$

P: Pression interstitielle.

$$P = \gamma_w \cdot h_n \cdot l_n \dots\dots\dots (V.19)$$

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 : $l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha n} \dots\dots\dots (V.30)$

***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*
$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.31)$$

• *Avec séisme*
$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (V.32)$$

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 après :

Tableau V.6 : Coefficient de stabilité admissible des talus :

Combinaison des charges Et des actions	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	IV
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 classe III, le coefficient admissible sera donc :

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

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

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 V.7 : Détermination 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 V.8 : Résultat de cas étudié.

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1	2,3	12	27,6
Aval	2,5	0,875	2,025	10,5	24,3

V.6.3 Ordre de calcul (Méthode de FELLENIUS) :

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 dessus 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 suivant :

Tableau V.9: Caractéristique géotechnique :

Paramètres	Unité	Corps du barrage
ϕ	Degré (°)	22°
C	T/m ²	6
γ_d	T/m ³	1,12
γ_{sat}	T/m ³	2,01
γ'	T/m ³	1,01

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.6.4 Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a. 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 :

- **$N = G \cdot \cos \alpha$** : qui est une force normale stabilisatrice.
- **$T = G \cdot \sin \alpha$** : 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 $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$. Sachant que : $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$

b. Forces de cohésion : $F_c = c \cdot l \dots\dots\dots (V.35)$

Avec : C: Cohésion du sol considéré.

c. Forces dues au séisme :

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.6.5 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices :

- **Force de frottement :** $F_1 = N \cdot \text{tg } \varphi$ (IV.37)
- **Force de cohésion :** $F_c = c \cdot l$ (IV.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 :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.37)$$

Remarque que : $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}}$

$$\text{Cos } \alpha = \sqrt{1 - \text{Sin}^2 \alpha}$$

Discussion sur les valeurs du coefficient de sécurité :

Une fois obtenu le coefficient de sécurité pour un talus, il convient de l'interpréter dans le cadre du cas de charge envisagée.

Le calcul est représenté dans l'annexe 'D'

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité Avec séisme	
Fin de construction	Talus aval	R = 25.94m	1.924
		R = 27.81 m	1.7239
		R = 28.2 m	1.741
		R = 22.21 m	2.187
		R = 24.98 m	1.429
Etat de service normal	Talus aval	R = 25.94m	1.924
		R = 27.81 m	1.7239
		R = 28.2 m	1.741
		R = 22.21 m	2.187
		R = 24.98 m	1.429
Vidange rapide	Talus amont	R = 31.2 m	2.483
		R = 33.31 m	2.458
		R = 31.5 m	2.695
		R = 26.91 m	2.643
		R = 33.73 m	2.411

Les coefficients admissibles de stabilité :

- sans séisme : $K_{SS,adm} = 1,15 - 1,10$
- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

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 D

V.6.6 Méthode de BISHOP :

Appréciation des calculs faits par la méthode précédente a été confirmée par utilisation d'un logiciel de stabilité (GSLOPE)

La recherche du cercle de glissement le plus défavorable est basée 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.11 : les cas de stabilité étudié :

	TALUS AMONT Avec séisme	TALUS AVAL Avec séisme
Fin de construction	-	1.257
Fonctionnement normal	-	1.217
Vidange rapide	1.674	-

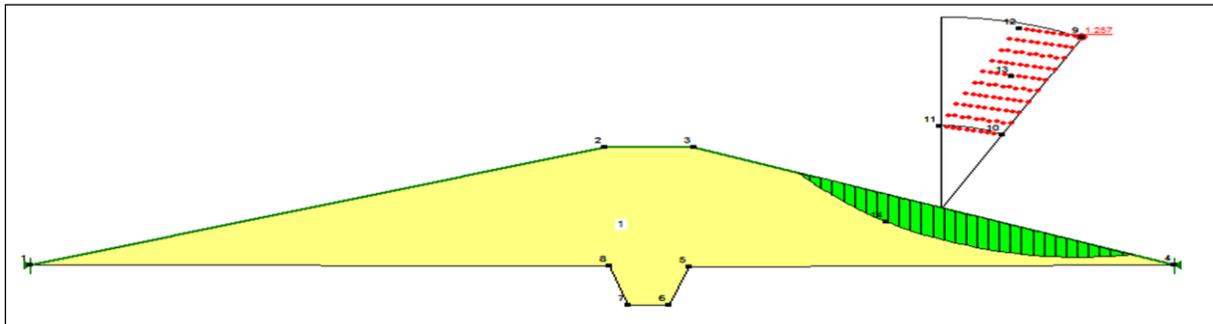


Figure V.2 : Cas de fin de construction avec séisme

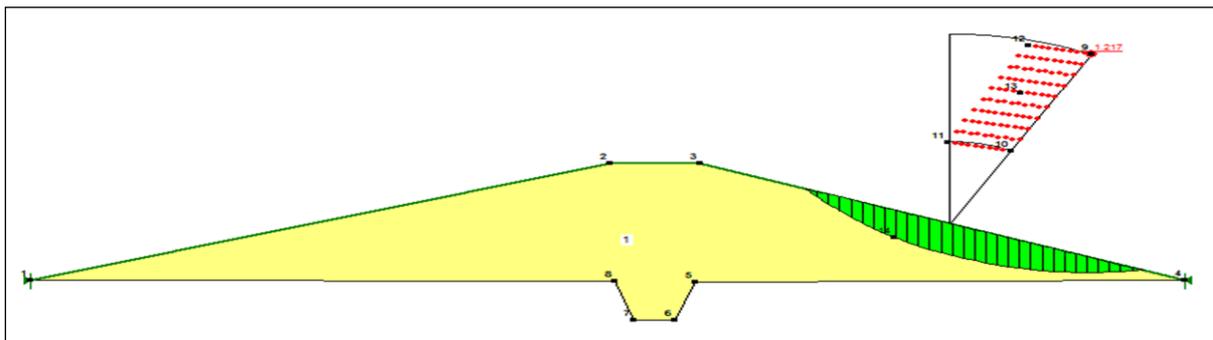


Figure V.3 : Cas de fonctionnement normal avec séisme

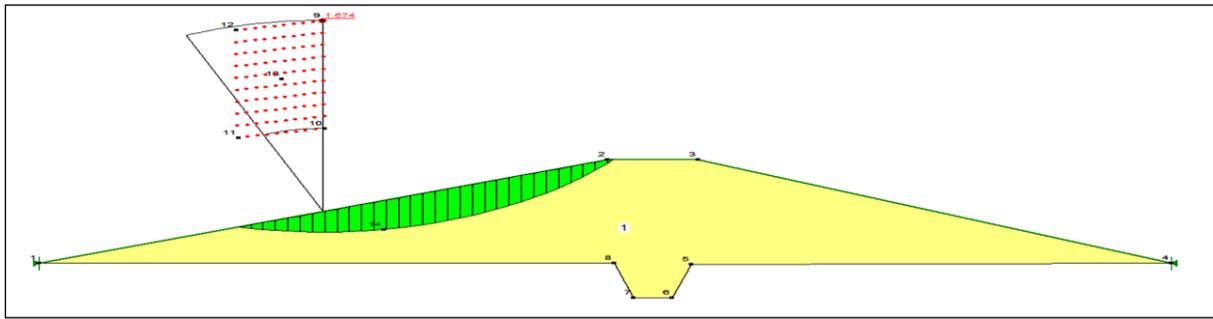


Figure V.4 : Cas de Vidange rapide avec séisme

V.7 Système D'auscultation Du Barrage :

La surveillance d'un barrage a pour but essentiel de connaître et, si possible, de prévenir toute dégradation afin de le maintenir en bon état de sécurité et ainsi apte à remplir ses fonctions.

Contrairement à l'observation visuelle essentiellement qualitative, l'auscultation est une méthode quantitative qui met en œuvre une instrumentation spécifique à l'ouvrage.

Ainsi les appareils d'auscultation ont pour objet de fournir des informations quantitatives sur le comportement du barrage et ses évolutions dans le temps.

Le système d'auscultation dans notre barrage comprend la possibilité de mesures éloignées avec la centralisation partielle ou totale et des mesures directes, effectuées manuellement pour la vérification (critère du double contrôle).

Le système de contrôle topographique est fondé sur des mesures directes au moyen d'un théodolite électronique et d'une série de mires fixes et mobiles placées aux endroits opportuns et reliées à la base topographique qui est prévue sur l'affleurement rocheux en rive gauche.

L'instrumentation géotechnique comprend essentiellement les tassomètres, les cellules piézométriques et les piézomètres ouverts dont deux sont placés à l'aval du barrage pour contrôler la nappe.

L'instrumentation hydrologique comprendra la registration des paramètres climatologiques à savoir : le vent ; la température ; l'humidité et les précipitations.

Notons enfin que tout l'ensemble des appareils à mesure est digital et relié à un logiciel pour la lecture, le contrôle et le stockage des données, cette unité sera placée dans la maison de garde.

CHAPITRE VI
ETUDE DE
DERIVATION
PROVISOIRE

Introduction :

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions.

VI.1 Type d'ouvrage de dérivation provisoire :

- 1) ° Galerie de dérivation :
- 2) ° Conduite de dérivation :
- 3) ° Canal de dérivation :

VI.2 Choix de la crue de dimensionnement :

Le débit maximum de cette crue est $Q_{\max(5\%)}=19.06 \text{ m}^3/\text{s}$.

VI.3 Succession des travaux :**➤ 1^{ère} étape :**

Mise en place d'un batardeau partielle pour la construction de la galerie.

➤ 2^{ème} étape :

Construction d'une galerie à section fer de cheval à ciel ouvert qui sera par la suite mise sous remblai (sur la rive gauche).

➤ 3^{ème} étape :

Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue qui sera par la suite incorporé dans la digue.

➤ 4^{ème} étape :

La mise en eau après la fin des travaux c'est ainsi que notre galerie de dérivation va nous assurer l'entretien de la vidange de fond et la prise d'eau.

VI.4 Dimensionnement de la dérivation provisoire :**VI.4.1 Dimensionnement de la galerie :**

L'écoulement dans la galerie est un écoulement libre qui passe en écoulement en charge.

➤ l'écoulement à surface libre :

L'écoulement sera régi par la formule suivante:

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{RI} \dots\dots\dots(V.1)$$

Où : Q : débit évacué

$$C_{cr} : \text{Coefficient de Chézy, } C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$$

n : Coefficient de rugosité, n= 0.014.

R : rayon hydraulique;

S : section mouillée;

I : pente du radier de la galerie ; I = 0,016

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\theta^0}{2}) \quad \text{Et} \quad \theta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right)$$

➤ **l'écoulement en charge :**

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régit par la formule suivante :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z} \dots\dots\dots(V.2)$$

Où : Q : débit évacué

S : section de la galerie $S = \pi \frac{D^2}{4}$

g : accélération de la pesanteur [m/s²].

Z : la dénivelée

μ : coefficient de débit

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2}$$

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [L = 170m]

I : pente de la galerie [I = 0,016]

On a :
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}}$$

* **coefficient de résistance singulière :** $\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie}$

À l'entrée : $\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5m$

λ: coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \text{ Sachant que : } n = 0,014m^{-1/3}.s$$

Tableau VI.1 : coefficient de débits

D _g (m)	$\sum \xi_i$	λ	λ.L/D	$(1 + \sum \xi_i + \lambda \cdot L/D)^{0,5}$	μ
1.5	1,5	0,0214	2,43	2,22	0,4505
2	1,5	0,0195	1,66	2,04	0,4902
2.5	1,5	0,0181	1,23	1,93	0,5181
3	1.5	0,0170	0,96	1,86	0,5376

Pour l'écoulement en charge : $Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$ Et $Z = H + (L \cdot I - D/2)$

Tableau VI.2 : Q = f(D):

D (m)	μ	S (m ²)	μ S √2g	Z (m)	Q (m ³ /s)
1.5	0,4505	1,766	3,52	H+1,97	3,52. √Z
2	0,4902	3,140	6,82	H+1,72	6,82. √Z
2.5	0,5181	4,906	11,26	H+1,47	11,26. √Z
3	0,5376	7,065	16,82	H+1,22	16,82. √Z

A partir de l'hydro gramme de la crue de fréquence (5%) on calcule le volume de la crue correspondant, et on tire toutes les hauteurs correspondantes a chaque volume de la courbe (capacité –hauteur).

Les résultats de calculs sont donnés par la méthode de HILDENBLAT pour chaque diamètre de la galerie.

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (VI-03).

Tableau VI.3 : $H_{dev} = f (T)$

Temps(h)	$Q_c(m^3/s)$	$Q_{moy}(m^3/s)$	$V(m^3/s)$	h_{dev}
0	0	0.885	3186	0.85
0.5	1.77			
1	7.09	8.86	3186	5.5
1.64	19.06	13.075	47070	6.85

Les résultats du laminage sont donnés dans le Tableau (VI-04).

Tableau VI.4 : Résultats de laminage.

D (m)	1,5	2	2,5	3
Hd (m)	8,82	8,57	8,32	8,07
Q (m ³ /s)	10,45	19,97	32,48	47,78

VI.4.1 Le batardeau :

VI.4.1.1 Type de batardeau :

Le batardeau est prévu d'être de même type que la digue

a- Calcul de la revanche du batardeau :

Tableau VI.5 : Récapitulatif des résultats de la revanche.

Formules	STEVENSON GAILLARD	MALLET et PAQUANT	Formule Simplifiée
Résultat	1,03	0,95	1,18

Pour les mesures de sécurité, on prend la valeur **R=2m** comme revanche.

b- Calcul de la largeur en crête du batardeau :

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

Formule de KNAPPEN : $b = 1,65\sqrt{H_b}$ (m)(V.3)

Formule de PREECE : $b = 1,1\sqrt{H_b} + 1$ (m)(V.4)

Formule simplifiée : $b = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3$ (m)(V.5)

Formule pratique : $b_{cr} = \frac{5}{3}\sqrt{H_b}$ (V.6)

Tableau VI.6 : Récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

Dg [m]	H _{bat} [m]	Largeur en crête b en [m]				
		F.Knappen	F.Preece	F.Simplifiée	Formule pratique	Valeur adaptée
1.5	10.87	5.44	4.63	4.97	5.49	5
2	10.62	5.38	4.58	4.91	5.43	5
2.5	10.37	5.31	4.54	4.85	5.37	5
3	10.12	5.25	4.50	4.79	5.30	5

VI.4.1.2 Calcul d'optimisation de la dérivation :

Le calcul d'optimisation se fait en variant les diamètres de la galerie et en fonction de ce diamètre on détermine le coût de la galerie ainsi que le coût du batardeau (tableau V.07)

Hypothèses de calcul

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Q_{max} et Q_{min}

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

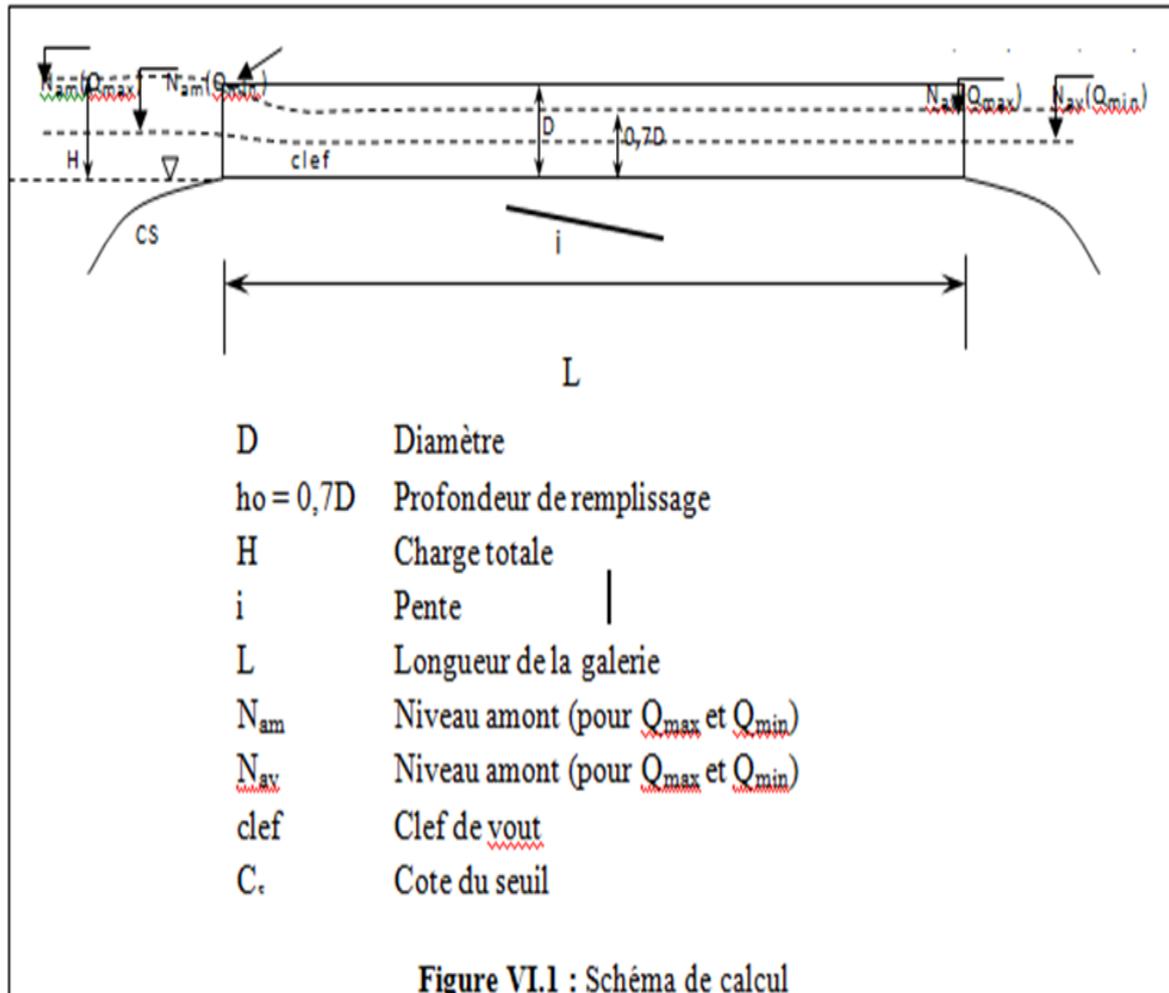


Tableau VI.7 : Paramètres de calcul d'optimisation.

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	A (m ²)
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m ²)
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chezy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max}/A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2/C^2R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2/2gj^2$ (m)
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
	12	Niveau amont pour Qmax	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau a l'entrée de tunnel	$N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_I - h_o$ (m NGA)
Calcul des volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau	$H_{bat} = N_{am} + R - C_f$ (m)
	16	Section du batardeau	$F_{bat} = (2b + 2mH_{bat}).H_{bat}/2$
	17	Longueur moyenne du batardeau	L^b_{moy} (m)
	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F$ (m ³)
	20	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0,1 V_t$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L. A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$
	22	Coût total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

Tableau VI.8 : Calcul d'optimisation.

	N°	Désignation	Valeurs			
			1,5	2	2,5	3
Paramètres hydrauliques	1	D [m]	1,5	2	2,5	3
	2	A [m ²]	1,77	3,14	4,91	7,07
	3	h ₀ [m]	1,05	1,40	1,75	2,10
	4	A _l	1,31	2,32	3,63	5,23
	5	R _h [m]	0,45	0,6	0,75	0,9
	6	C	62,53	65,60	68,08	70,19
	7	V [m/s]	7,98	8,61	8,95	9,14
	8	i	0,036	0,0287	0,023	0,0188
	9	h _l [m]	6,12	4,879	3,91	3,196
	10	Z _{ent} [m]	4,01	4,66	5,03	5,29
	11	Z ₀ [m]	10,13	9,539	8,94	8,486
	12	N _{am} [mNGA]	631,13	630,539	629,94	629,486
	13	N _l [mNGA]	616,99	616,34	615,97	615,71
	14	Cs [mNGA]	615,94	614,94	614,22	613,61
Calcul des Volumes des travaux	15	H _{bat} [m]	10,87	10,62	10,37	10,12
	16	F _{bat}	408,8207	391,4532	374,4607	357,8432
	17	L _b moy [m]	106,44	104,35	102,13	100,57
	18	V _{bat}	43514,875	40848,141	38243,6712	35988,291
	19	V' _{bat}	4351,4875	4084,8141	3824,3671	3598,8291
	20	V _{gal}	215,4825	383,08	598,5625	861,93
	21	V' _{gal}	323,22375	574,62	897,84375	1292,895
	22	∑V'	4674,7113	4659,434	4722,211	4891,724

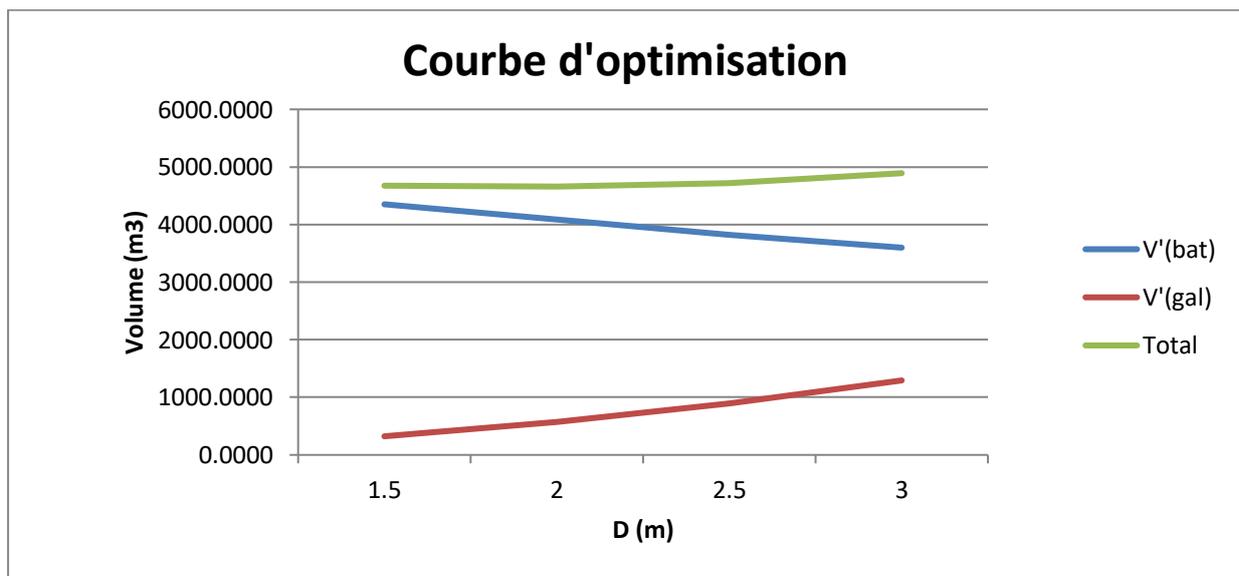


Figure VI.02 Courbe d'optimisation.

D'après le tableau et la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égale à **2 m**. Ce qui correspondant à une hauteur du batardeau égal à **10,62m**.

On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vis-à-vis la hauteur du barrage qui est ($H_b = 15m$).

VI.4.2 Construction du batardeau :

Crête du batardeau :

La crête du batardeau aura une largeur de **5 m** ce qui permettra la circulation des engins de terrassement, et puisque le batardeau est incorporé dans le corps du barrage cette crête sera immergée après la mise en eau du barrage donc il est inutile de mettre une couche de matières synthétiques.

Les talus du batardeau :

Les talus du batardeau auront des pentes identiques qui sont de 1 :3 c'est ainsi qui vont augmenter la stabilité du barrage.

Le drain du batardeau :

C'est un drain incorporé dans le batardeau, il est fait en enrochement avec une pente de talus externe qui est égale à celle du batardeau 1 :3 et une pente de talus interne qui de 1 :1.

Le drain doit contenir des filtres inverses qui ont une granulométrie identique à celle des filtres inverses du barrage lui-même.

Le drain aura une hauteur de 1m pour assurer la protection du talus aval du batardeau.

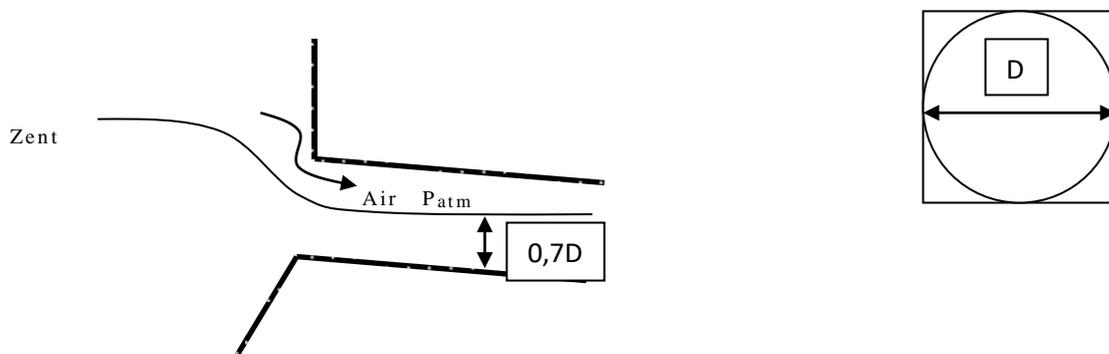
On construit le batardeau comme suit :

- Construction d'une banquette en béton
- Réalisation d'un filtre inverse (son rôle d'empêcher le retour d'eau)
- Remblayage du batardeau.

Portail d'entrée :

La galerie de dérivation est constituée d'un portail d'entrée (déversoir à large seuil), d'un ouvrage intermédiaire et d'un portail de sortie.

Pour une perte de charge supérieure à $0,3D$, l'entrée est noyée, au lieu d'un déversoir on aura un orifice noyé



Dans ce cas la ventilation est rompu, l'écoulement va aspirer l'air qui se trouve dans la galerie, donc il y'aura une dépression ($P < P_{atm}$) qui implique une vibration à l'intérieur.

Pente critique :

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots(V.7)$$

Le débit unitaire :

$$q = q/l \Rightarrow q = 9,98 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m.l}$$

La hauteur d'eau critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \Rightarrow y_c = 1,08\text{m}$$

S_{cr}: section critique;
 R_{cr}: rayon hydraulique critique;
 C_{cr}: coefficient de chezy.

A.N : $i_{cr}=0,026$

$I=0,016 \leq i_{cr}$, donc : $i \leq i_{cr}$:

Le portail d'entrée est un déversoir à large seuil à une section rectangulaire de largeur D. Ensuite devienne circulaire (s_{cir}).de cette condition on peut déterminer la hauteur c du portail. Donc les vitesses sont égales :

$$V_1 = V_2 = Q/S_o = Q/S_{cir}$$

$$S_o = (h_o - c).D = S_{cir} \Rightarrow C = h_o - \frac{S_{cir}}{D} \text{ sachant que: } h_o=1,4 \text{ m et } D=2 \text{ m}$$

AN: C=0.24 m

VI.4.3 Ouvrage de restitution :

L'objectif de l'ouvrage de restitution est la dissipation de l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation.

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est:

$$v = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots(V.8)$$

Où : Q: Débit laminé;
 S: Section de la galerie.

Q : débit laminé ; $Q = 19,97 \text{ m}^3/\text{s}$

S : section de la galerie ; $S = 3,14\text{m}^2$ · **D'où : V =6,36m/s.**

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots(V.09)$$

h: Hauteur d'eau à la sortie de la galerie.

h : hauteur d'eau à la sortie de la galerie ; $h = 1.4\text{m}$

D'où $F = 1,71$ Donc pour $1 < F < 1,7$

Pour $F = 1,7$. Le tirant d'eau à la sortie y_2 est de l'ordre de 2 fois celui à l'entrée y_1 , et la vitesse de sortie d'environ la moitié de la vitesse d'entrée. Aucun déflecteur n'est nécessaire, il suffit simplement de bétonner le canal sur une longueur de 4 à 6 fois à partir de l'endroit où la profondeur commence à se modifier.

$$\frac{y_2}{y_1} = 1,8 \Rightarrow y_2 = 2,52 \quad \text{Et} \quad \frac{L}{y_2} = 3,7 \Rightarrow L = 9,32\text{m}$$

On peut projeter un bassin de longueur égale à 9,32m tandis que La galerie ne nécessite pas un dimensionnement pour le bassin de dissipation il est recommandé de mettre des roches à l'aval car $Fr < 2$ dans tous les cas.

Pour un canal trapézoïdal on a :
$$h_{cr} = K(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105\sigma_{cr}^2)$$

Avec :
$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \quad \text{et} \quad \sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b} \dots\dots\dots(V.10)$$

m : fruit des talus du canal de fuite $m=1$.

Ce qui donne : $K=2,17$, $\sigma_{cr} = 1,085$ d'où **$h_{cr}=1,65m$**

La pente critique : Elle est donnée par :
$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots(V.11)$$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = S_c / P_c$;

P_c : périmètre critique $P_c = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

C_c : coefficient de Chezy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité $n=0,014$

Ce qui donne : $S_c=6,02m^2$, $P_c=6,67m$, $R_c=0,9m$ et $C_c=70,22$

La pente critique est **$I_{cr}=0,0036$** ou **$I_{cr}=0,36\%$**

Profondeur normale dans le canal :

Le canal projeté est de section trapézoïdale de largeur égale à 5 m et de pente 0,012

La formule de l'écoulement uniforme $Q = SC \sqrt{RI}$

Pour la hauteur normale, on a : $S_n = m h_n^2 + b \cdot h_n$; $c_n = \frac{1}{n} R_n^{1/6}$; $R_n = \frac{S_n}{P_n}$;

$$P_n = b + 2H_n \sqrt{1 + m^2}$$

Le calcul par itération donne : **$h_n = 1 m$**

Vitesse de l'eau dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m h_n^2 + b h_n} = 6,66 m/s > V_{adm} = (1,8 \div 2,2) m/s$$
 correspondante aux alluvions qui

constituent le canal de fuite. Donc, Nous sommes astreints de prévoir un revêtement en enrochement de diamètre supérieur pour réduire la vitesse et son effet sur les parements du canal.

Classification du mouvement et du régime d'écoulement :

$I=1.2\%$ ($h_n=1m$), $I_{cr}= 0,36\%$ ($h_{cr}=1.65m$)

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que $I > I_{cr}$ ($h_n < h_{cr}$) alors le régime d'écoulement est torrentiel.

CHAPITRE VII
ETUDE DES
VARIANTES DES
OUVRAGES
ANNEXES

Introduction :

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenants à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu seront.

L'ouvrage de vidange de fond.

L'ouvrage de prise d'eau.

L'ouvrage de l'évacuateur de crues.

L'ouvrage de la dérivation provisoire.

VII.1 Ouvrage de Prise d'eau :

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

VII.1.1 Type de prise :**01/Prise d'eau en charge :**

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de command au pied aval de la digue.

02/ Prise d'eau flottante :

Dons cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

03/ Tour de prise :

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle).

VII.2 Ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- * D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).
- * De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- * De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

VII.2.1 Conduite de vidange en charge :

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

VII.2.2 Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

A- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.

B- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

VII.2.3 Choix de la variante :

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien, la conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange :

Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.

Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'ont doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau (VII.1).

Tableau VII.1 : Type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	P V C ou Acier	160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 – 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en avale.

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m³].

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

L'ouvrage de vidange sera constitué d'une vanne en aval.

VII.3 Ouvrage d'évacuateur de crues :

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans créer d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

VII.3.1 Critères de choix de l'évacuateur de crues :

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- les difficultés de réalisation.
- les exigences topographiques du site.
- les exigences géologiques du site.
- la facilité d'entretien.
- le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :

*l'évacuateur à écoulement libre.

*L'évacuateur par puit noyé.

VII.3.2 Différents types des évacuateurs de crues :

01/ Evacuateur de crues en puit (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

02/ Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

03/ Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont : le coût peut élever et la difficulté de la modification

04/ Evacuateur de crues en siphon :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

VII.3.3 Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tout ces problèmes ramène à rejeter cette Variante, l'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral s'adapte au site du faite que les excavations seront réduites et plus économique qu'à entonnement frontal, l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc latéral à entonnement latéral.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

VII.4 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

VII.4.1 Calcul du débit de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période. Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots(VII.1)$$

V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange (15 < T < 21) jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N $Q_{vf} = \frac{0,156 \cdot 10^6}{18 \cdot 86400} + \frac{0,22 \cdot 10^6}{31,53 \cdot 10^6} = 0,107 \text{ m}^3/\text{s}$

VII.4.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et sa diamètre :

On a: $Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots(VII.2)$

D'où: $S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N :
$$S = \frac{0,107}{0,8 \cdot \sqrt{2,9,81 \cdot 12}} = 0,0087 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :
$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0087}{3,14}} = 0,105 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **$D_{vf} = 250 \text{ mm}$**

***Correction du coefficient de débit μ :**

On a :
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots(\text{VII.3})$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

***Coefficients des pertes de charge linéaires:**

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot s$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 250 \text{ mm}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 114 \text{ m}$).

AN : $\lambda = 0.039$, $\sum \xi_I = 17,78$

*** Coefficient des pertes de charge singulières:**

On a : $\xi_{entrée} = 0,5$ $\xi_{sortie} = 1$ $\xi_{vanne} = 0,1$

Donc : $\sum \xi_s = 1,6 \text{ m}$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (17,78 + 1,6)}} = 0,22$$

Et :
$$S = \frac{0,107}{0,22 \cdot \sqrt{2,9,81 \cdot 12}} = 0,032 \text{ m}^2$$

D'ou :
$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,032}{3,14}} = 0,202 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **$D_{vf} = 250 \text{ mm}$**

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :
$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}}$$

AN :
$$V_s = \frac{0,107}{0,032} = 3,34 \text{ m/s}$$

VII.5 Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau III.26 (partie hydrologique), le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 0,05 \text{ Mm}^3. \text{ Donc } Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0,05 \cdot 10^6}{31 \cdot 86400} = 0,019 \text{ m}^3/\text{s},$$

T : Temps de prise (T = 31 jours).

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots(\text{VII.4})$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

A.N :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,003}{3.14}} = 0,062 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

D = 100 mm

***Correction du coefficient de débit μ :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots(\text{VII.5})$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc : $\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$

AN : $\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{0,053 \cdot 114}{0,100} = 68,48\text{m}$

Donc : $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 68,48}} = 0,077$

$$S = \frac{0,019}{0,17 \cdot \sqrt{2.9,81 \cdot 12}} = 0,016 \text{ m}^2 \quad D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,01}{3.14}} = 0,143 \text{ m}$$

Donc :

D = 150 mm

*** Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :**

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\max}}{S} = \frac{0,019}{0,016} = 1,19 \text{ m/s}$$

VII.6 Resistance de la conduite aux sollicitations mécaniques :

$$S = \frac{\delta \cdot D \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \dots\dots\dots(\text{VII.6})$$

$$\delta = \gamma_h \cdot h \cdot k$$

γ_h : dencite humide ($\gamma_h = 1.88$)

H hauteur du barrage

K=(1.3-1.5)

D : diamètre de la conduite de vidange

L : longueur de la conduite de vidange

I : moment d'inertie circulaire

$$I = \frac{\pi d^4}{64}$$

E : module d'élasticité

$$E = 2,11 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$$

$$S = 0.1 \text{ m}$$

Alors la conduite se tasse avec 0.1m

Conclusion :

La conduite de prise d'eau a un diamètre de 150 mm.

Le prélèvement des eaux se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort (626,75) NGA. Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange (250 mm) au pied aval de la digue.

CHAPITRE VIII
ETUDE DE
LEVACUATEURE
DE CRUES

Introduction

Souvent lorsque les conditions géologiques et topographiques ne permettent pas de dimensionner un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal, on prévoit une variante d'évacuateur à entonnement latéral, qui s'étend généralement en longueur, pas en largeur ni en profondeur, limitant ainsi les travaux de terrassement ; Et cela notamment dans les terrains difficiles à travailler.

Dans ce chapitre nous allons essayer de dimensionner un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral pour le petit barrage d'Oued YAKHLEF (W.MEDEA). Ce choix est motivé par le fait que ce type ne possède pas beaucoup d'inconvénients, supporte les grands débits, il est économique et est souvent utilisé.

VIII.1 Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues

Données de départ :

- Longueur déversant : $L = 30 \text{ m}$.
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 23,45 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Charge hydraulique : $H = 0,48 \text{ m}$.
- Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 633 \text{ m}$.

VIII.1.1 Calcul de déversoir :

Pour les ouvrages qui doivent contrôler des débits importants, la géométrie du déversoir ne dépend pas seulement de considération hydraulique ; en effet, la stabilité de l'ouvrage, les caractéristiques du sous-sol, le type du barrage choisi et la topographie doivent être également pris en compte.

a. Calcul de la géométrie du déversoir

La proposition du USCE (United States Army, Corps of Engineers) pour le parement amont vertical une courbe de trois arcs circulaire au quadrant amont ($x < 0$) (figure VIII.1), et de la fonction de puissance (figure VIII.2) pour le quadrant aval.

$$-Z = \frac{1}{2} X^{1.85} \quad \dots(\text{VIII.1})$$

Les origines des arcs circulaires et les rayons sont indiqués au Tableau VIII.1.

➤ **Calcul du quadrant amont**

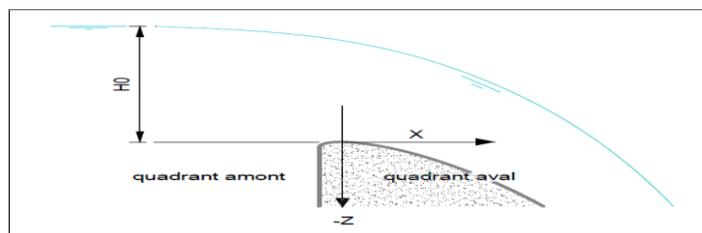


Figure VIII.1 : Définition du des coordonnées

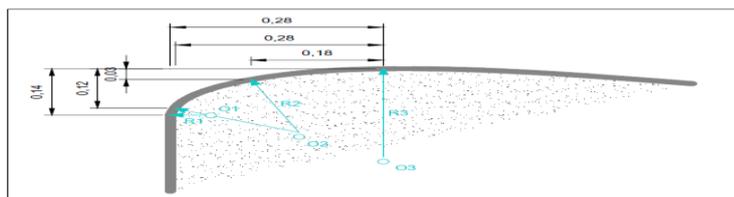


Figure VIII.2 : Détail du quadrant amont système

Tableau VIII.1 : origines O, rayons de validité relatifs à H_0 déversoir standard

I	O _i /H ₀		R _i /H ₀
1	-0.2418	-0.136	0.04
2	-0.105	-0.219	0.2
3	0	-0.5	0.5

I	O _i		R _i
1	-0.1161	-0.0653	0.0192
2	-0.0504	-0.1051	0.096
3	0	-0.240	0.24

On a :

$$N/H_0 > 0$$

$$M/N > \frac{1}{2}$$

$$M/H_0 > 0.6$$

$$\Rightarrow M = 0,3 \text{ m}, N = 0,5 \text{ m.}$$

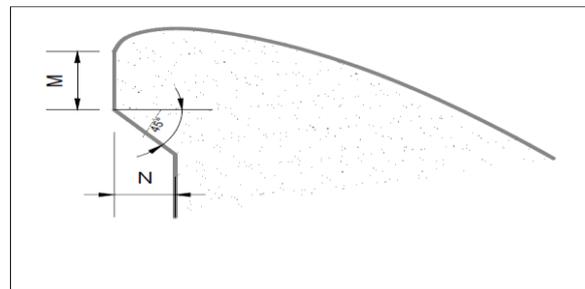


Figure VIII.3 : Déversoir standard à Parement surplombant

➤ **Calcul du quadrant aval**

Tableau VIII.2 : Calcul des coordonnées de profil de quadrant aval

X (m)	0	0.21	0.43	0.64	0.86	1.07	1.29	1.50
Z (m)	0.000	-0.029	-0.104	-0.221	-0.376	-0.568	-0.796	-1.059

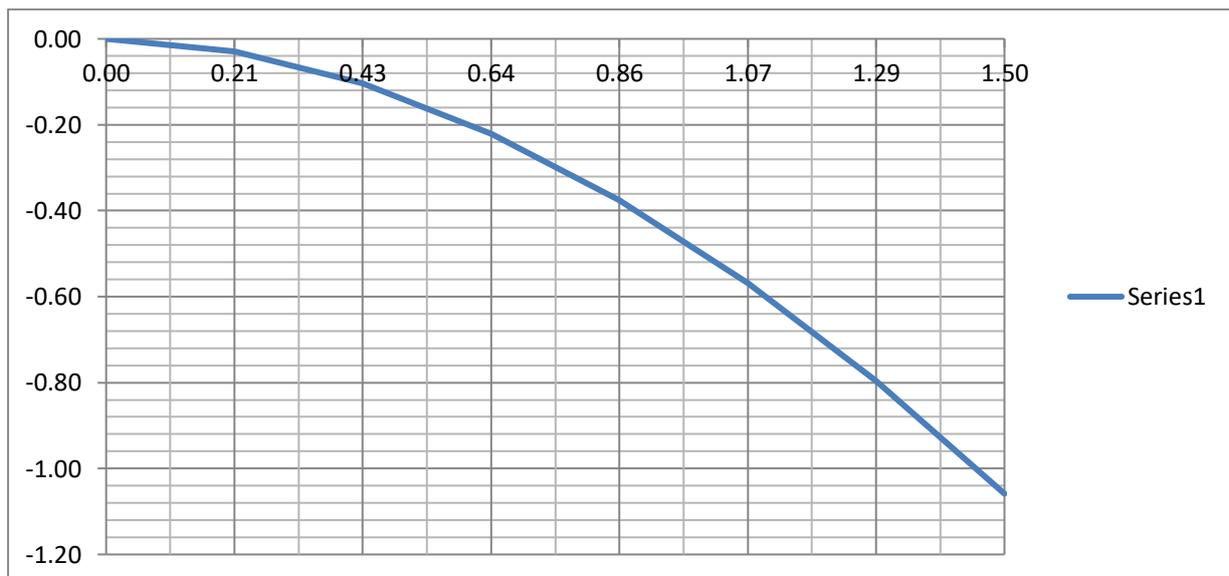


Figure VIII.4 : Profil de quadrant aval

➤ **Calcul du rayon de raccordement du déversoir**

Dans le cas de $P < 10$ m on prend $R = 0.5 P$.

On a : $P = 1,5$ m < 10 m

d'où : $R = 0.5 * 1,5$; ce qui donne : **$R = 0,75$ m.**

b. Calcul hydraulique du déversoir :

le calcul hydraulique de déversoir ce fait par plusieurs étapes :

a/ On divise la largeur déversant en 7 tronçons et on établit les distances au bout de la tranchée jusqu'à chaque site x_i .

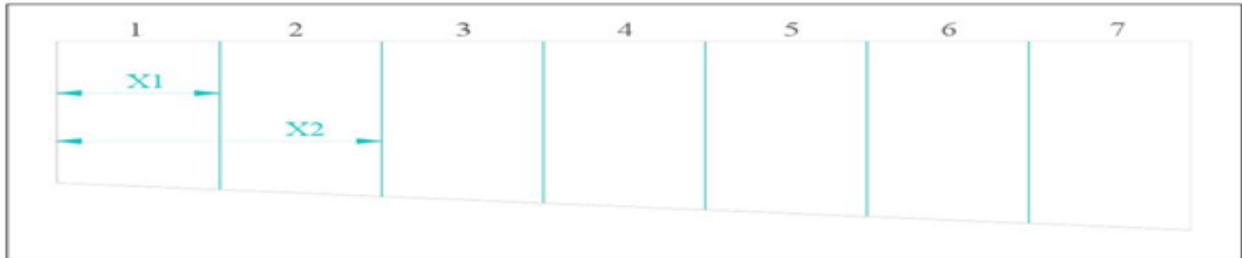


Figure VIII.5 : Représentation des tranchées

➤ **Le débit spécifique est donnée par**

$$q = \frac{Q}{L}$$

Donc : **$q = 0,78$ m²/s/ml.**

Le débit aux sites

$$Q_i = q * X_i$$

➤ **Coefficient de proportionnalité**

$$V_i = V_{in} + a(X_i - 1)$$

$$a = (V_f - V_{in}) / (L - 1)$$

Avec : a : coefficient de proportionnalité

$$V_{in} = (3 \div 5) \text{ m/s} \Rightarrow V_{in} = 4 \text{ m/s}$$

$$V_f = (8 \div 10) \text{ m/s} \Rightarrow V_f = 9 \text{ m/s}$$

D'où: $a = 0,13$.

➤ **Calcul des sections mouillées aux sites**

$$W_i = Q_i / v_i \text{ m}^2$$

➤ **Calcul de la largeur aux sites**

$$b_i = l_1 + \frac{X_i(L_0 - L_1)}{L}$$

On calcule les différentes largeurs

$$L_c = Q_{dev}^{0.4}$$

Donc : $L_c = 4$ m.

On a $L_0/L_c = 1$ et $L_1/L_0 = 0.75$

D'où **$L_0 = 4$ m** et **$L_1 = 3$ m.**

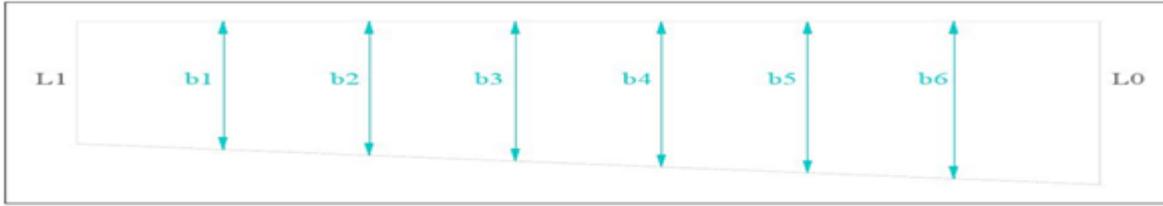


Figure VIII.6 : Représentation des largeurs

➤ Calcul de la profondeur d'eau aux sites

$$h_i = (-b_i + \sqrt{b_i^2 + 4 \cdot m \cdot W_i}) / 2m$$

Avec : m : pente du profil du versoir assimilé à un plan : m = 1/3.

➤ Calcul de la pente du fond pour chaque site

$$h_i = V_i^2 / C_i^2 * R_i$$

Avec : V_i : vitesse moyenne aux sites (m/s).

R_i : rayon hydraulique (m).

C_i : coefficient de charge seront donnée par :

$$\Delta h_i = I_i \cdot \Delta X_i \text{ (m)}$$

$$\Delta X_i = X_i - X_{i-1}$$

Tableau VIII.3 : Hauteurs d'eau et pertes de charge

N	X _i (m)	Q _i (m ³ /s)	V _i (m/s)	W _i (m ²)	b _i (m)	h _i (m)	P _i (m)	R _i (m)	C _i	l _i	Δh
1	4.29	3.343	4.427	0.76	3.14	0.23	3.64	0.208	54.964	0.001	0.006
2	8.57	6.686	4.984	1.34	3.29	0.39	4.11	0.326	46.091	0.004	0.016
3	12.86	10.029	5.541	1.81	3.43	0.50	4.49	0.403	47.749	0.005	0.023
4	17.14	13.371	6.099	2.19	3.57	0.58	4.80	0.457	48.756	0.007	0.031
5	21.43	16.714	6.656	2.51	3.71	0.64	5.06	0.496	49.429	0.009	0.039
6	25.71	20.057	7.213	2.78	3.86	0.68	5.29	0.525	49.905	0.011	0.047
7	30	23.400	7.770	3.01	4.00	0.71	5.50	0.548	50.252	0.013	0.056

Tableau VIII.4 : Cotes du plan d'eau et du fond de la tranchée

N	Δh	h _i (m)	Cote P,E (m)	Cote Fond (m)
0	0.000	0.00	633.48	633.48
1	0.006	0.23	633.47	633.25
2	0.016	0.39	633.46	633.09
3	0.023	0.50	633.46	632.98
4	0.031	0.58	633.45	632.90
5	0.039	0.64	633.44	632.84
6	0.047	0.68	633.43	632.80
7	0.056	0.71	633.42	632.77

VIII.1.2 Calcul Hydraulique du coursier

Le calcul été effectué à l'aide d'un logiciel CANAL21 les résultats de calcul sont résumés dans le tableau si dessous avec le graphique de la ligne d'eau

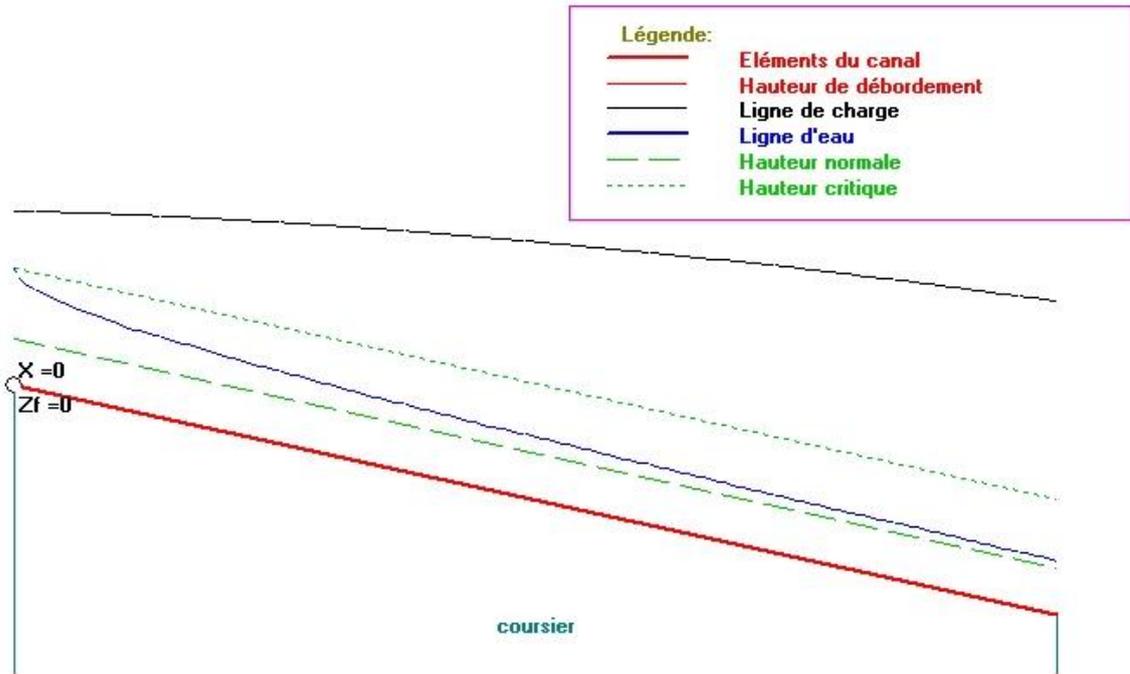


Figure VII.7 : Graphique de la ligne d'eau

Tableau VIII.5 : Calcul de la ligne d'eau

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L _{bief} (m)
23.45	71	0.05	0.719	1.519	NT	60

Tableau VIII.6 : Calcul de la ligne d'eau

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)
Amont	0	10	1.519	1	2.278
1	6	10	1.106	1.609	2.538
2	12	10	0.991	1.898	2.775
3	18	10	0.919	2.126	2.994
4	24	10	0.867	2.317	3.196
5	30	10	0.828	2.483	3.382
6	36	10	0.797	2.629	3.553
7	42	10	0.772	2.758	3.71
8	48	10	0.751	2.874	3.854
9	54	10	0.734	2.977	3.986
Aval	60	10	0.719	3.069	4.106

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}}$$

Où :

Fr : nombre de froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

AN :

$$V = \frac{23.45}{4 \cdot 0,719} = 8.15 \text{ m/s}$$

Donc :

$$Fr = \frac{8,15}{\sqrt{9,81 \cdot 0,719}} = 3,07$$

VIII.1.2.1 Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est inférieur à 4.5, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée ne dépasse 15 m/s, alors ai appeler à utiliser le bassin de type I .

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir Annexe F)

VIII.1.2.2 Dimensionnement du bassin :

De l'abaque de l'Annexe "F" On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 3,87 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0,719$$

Donc :

$$Y_2 = 3,87 \cdot 0,719 = 2,78 \text{ m}$$

✓ **Largeur du bassin :**

De l'abaque de l'Annexe "F" on a :

$$\frac{L_{\text{bas}}}{Y_2} = 5,3$$

Donc :

$$L_{\text{bas}} = 5,3 \times 2,78 = 14,73 \text{ m.}$$

On prend

$$L_{\text{bas}} = 14,73 \text{ m}$$

✓ **Dimensionnement des blocs Chicanes :**

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,719 \text{ m.}$
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 < Y_1 = 0,70 \text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = 2,5.l_1 = 1,75 \text{ m.}$
- La hauteur du seuil terminal : $h_2 = 1.25.y_1 = 0.9 \text{ m}$

VIII.1.2.3 Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente $I_c = 0,4 \%$ a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

✓ **La hauteur critique :**

$$h_{\text{cr}} = \left(1 - \frac{\sigma_{\text{cr}}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{\text{cr}}^2 \right) \cdot K.$$

Avec: $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$ et : $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$ [m = 1].

Donc : $K = \sqrt[3]{\frac{23,45^2}{g \cdot 5^2}} = 1,308$ et $\sigma = \frac{1,52 \cdot 1}{4} = 0,26$

D'où :

$$h_{\text{cr}} = \left(1 - \frac{0,26}{3} + 0.015 \cdot 0,26^2 \right) \cdot 1,308 = 1,2 \text{ m}$$

✓ **Pente critique :**

$$I_{\text{cr}} = \frac{Q^2}{S_{\text{cr}}^2 \cdot C_{\text{cr}}^2 \cdot R_{\text{cr}}}$$

$S_{\text{cr}} = m \cdot h_{\text{cr}}^2 + b \cdot h_{\text{cr}}$ donc : $S_{\text{cr}} = 7,44 \text{ m}^2$

$P_{\text{cr}} = b + h_{\text{cr}} \cdot \sqrt{1 + m^2}$ donc : $P_{\text{cr}} = 6.7 \text{ m}$

$R_{\text{cr}} = S_{\text{cr}} / P_{\text{cr}}$ donc : $R_{\text{cr}} = 1,11 \text{ m}$

$C_{\text{cr}} = \frac{1}{n} \cdot R_{\text{cr}}^{1/6}$ donc : $C_{\text{cr}} = 72.68$

$$I_{\text{cr}} = \frac{23,45^2}{7,44^2 \cdot 72.68^2 \cdot 1,11} \cdot 100\% = 0,17\%$$

✓ **La profondeur normale :**

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le « CANAL21 » et on a :

$$h_n = 0.48 \text{ m}$$

✓ **La vitesse de l'écoulement :**

$$V = Q/S = C\sqrt{RI}$$

A.N :

$$V = 72,68 \cdot \sqrt{1,11 \cdot 0,004} = 4,84 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VIII.1.3 Conception de l'évacuateur de crues :

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'apparition des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des bajoyers.

➤ **Canal à adduction latérale**

Sur le long du canal les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue $N_{cr} = 636 \text{ m} = H_m$.

➤ **Hauteur des murs au début du coursier :**

$$\text{On a : } h_m = h_e + r \quad \text{et} \quad r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$$

$$V = 23,45 / (4 \cdot 1,52) = 3,86 \text{ m/s}$$

$$h_m = 1,52 + 0,83 = 2,35 \text{ m}$$

➤ **Hauteur des murs a la fin du coursier :**

$$h_m = 0,72 + 0,83 = 1,55 \text{ m.}$$

➤ **Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :**

$$R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3}$$

$$V = 23,45 / (6 \cdot 2,78) = 1,41 \text{ m/s}$$

$$h_m = 2,78 + 0,77 = 3,55 \text{ m.}$$

Remarque :

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.2m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

VIII.1.4 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

➤ **entraînement de l'air naturel**

Le phénomène des écoulements aérés, revêt un grand intérêt dans le projet des canaux à forte pente (coursier), l'entraînement d'air dans l'écoulement, conduit à un mélange air-eau et le gonflement de l'écoulement non aéré.

Straub et Anderson ont démontré que l'aération de l'écoulement, commençait dans une zone, ou la couche limite atteignait la surface de l'eau, à partir d'une distance D de l'amont.

Des essais ainsi que des calculs, montrent que D, croit avec le débit spécifique q pour une rugosité et une pente du radier du coursier i données.

La position de D peut être exprimée par :

$$\frac{D}{n} = f\left(\left(\frac{q}{\sqrt{g \cdot n^3}}\right), i\right) \dots\dots\dots (VII.28)$$

q = 2,345 m²/s, n=0,014 d'où $\frac{q}{\sqrt{g \cdot n^3}} = 451,97$

D/n=9050 Ce qui donne **D=126,7m**

Sachant que la longueur de notre coursier ne dépasse pas 100 m, on peut conclure que le phénomène d'entraînement d'air n'apparaît pas.

➤ **Vérification de l'apparition des vagues roulantes :**

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$\frac{b}{h} \geq (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 \geq 40 .$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc :

$$\frac{b}{h} = 6 \leq (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 = 9,42 \leq 40$$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

CHAPITRE IX
ORGANISATION
DE CHANTIER

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 ;

IX.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les 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 :

IX.1.1 Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

IX.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciment nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

IX.1.3 Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

IX.1.4 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.

IX.1.5 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 :

- a) les compacteurs à pneus ;
- b) les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;

c) les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux

2. En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

a) la décapeuse automotrice (motor scraper) ;

b) la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloigné du barrage ou a un relief très marqué.

La méthode de construction d'une digue en argile se fait suivant la manière classique (terrassment et compactage) en respectant les normes ou exigences de règles d'humidité optimale et densité maximale.

IX.2 Planification :

IX.2.1 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.

IX.2.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

IX .2.2.1 méthodes basées sur le réseau :

IX.2.2.1.1 Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- Réseau à 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.

IX.2.2.1.2 Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- **Etablissement d'une liste des tâches :**
- **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.**

IX.2.2.1.3 Différentes méthodes basées sur le réseau :

IX.2.2.1.3.1 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.

IX.2.2.1.3.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) :

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

IX.2.2.1.3.3 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).

IX.2.2.2 les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

IX.2.2.2.1 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.

IX.2.2.2.2 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.

IX.2.2.2.3 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.

IX.2.2.2.4 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**

IX.2.3 les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ; **DCP** : date de commencement au plus tôt ;
DCPP : date de commencement au plus tard ; **DFP**: date de finition au plus tôt ;
DFPP : date de finition au plus tard ; **MT** : marge totale.

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

IX.2.3.1 Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

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

IX.2.3.2 Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

On pourra appliquer la formule suivante: $T = \frac{Q}{n.N}$

Avec :
$$\begin{cases} \mathbf{Q} = \text{Quantité de travail} \\ \mathbf{N} = \text{Rendement} \\ \mathbf{n} = \text{Norme de travail (8h/j)} \end{cases}$$

IX.2.3.3 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).

IX.3 délai 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.

IX.4 Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau ci après :

Tableau IX.01 : symboles des opérations

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Installation du chantier, implantation des axes des Murs et mise en place éventuelle des déviations de circulation.	A	1
Construction de la dérivation provisoire du cours d'eau et Décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage	B	1
Préparation des zones d'emprunt.	C	2
Déboisement et défrichage de la cuvette	D	2
Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel	E	3
Mise en place de la conduite de prise d'eau et de vidange de fond	F	1
Approvisionnement des matériaux filtrants	G	2
Mise en place du système de drainage horizontal.	H	1
Exécution du remblai de corps du barrage	I	4
Génie civil des ouvrages de prise d'eau et de restitutions	J	1
Génie civil de l'évacuateur de crues.	K	2
Mise en place de revêtement de talus.	L	1
Mise en place des équipements hydromécaniques.	M	3
Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagement des abords.	N	1

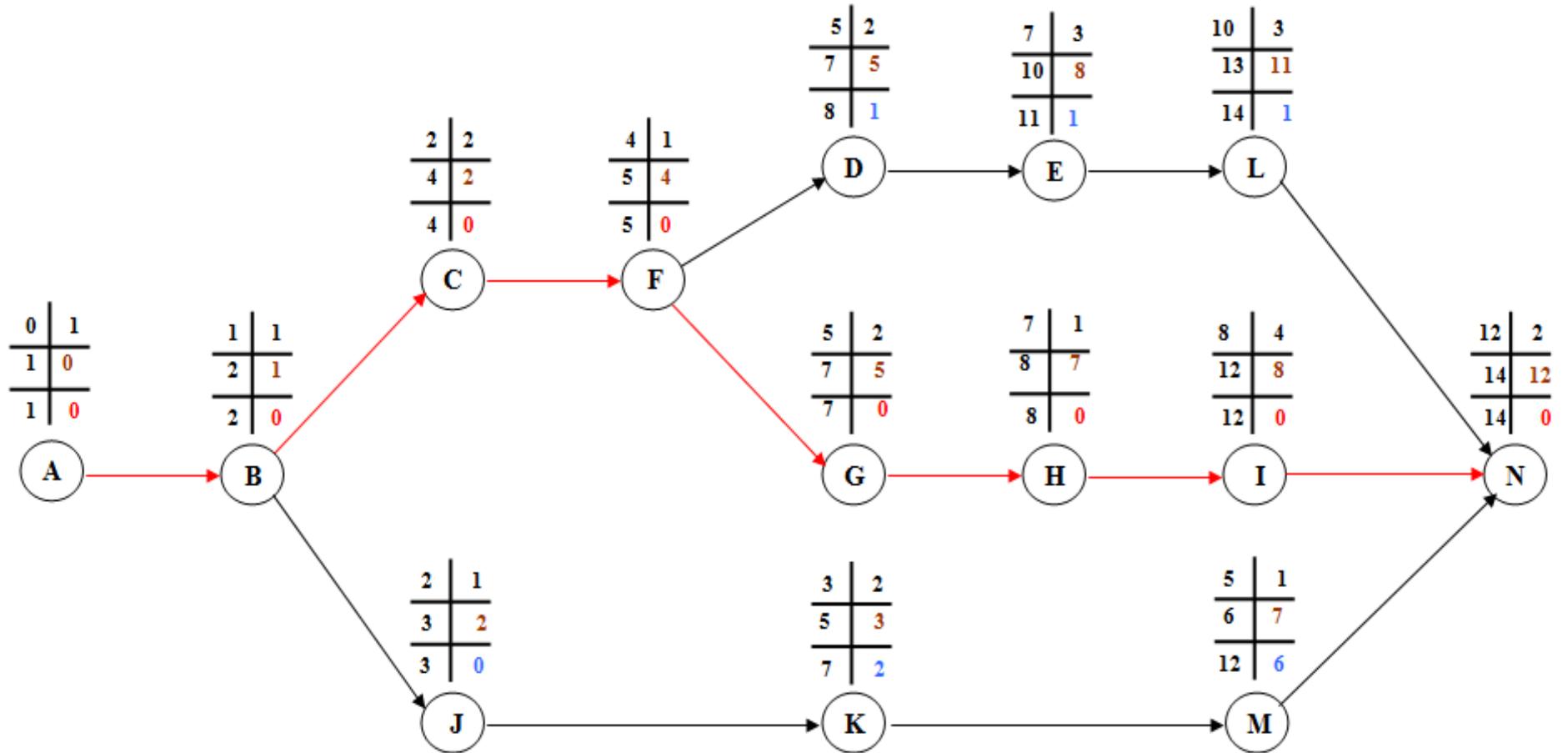


Figure IX.01 : Réseau à nœuds

IX.5 Détermination 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 IX.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	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	8	1
E	3	7	10	8	11	1
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	5	7	0
H	1	7	8	7	8	0
I	4	8	12	8	12	0
J	1	2	3	2	3	0
K	2	3	5	3	7	2
L	3	10	13	11	14	1
M	1	5	6	7	12	6
N	2	12	14	12	14	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à **14** mois.

Donc le chemin critique est : **A-B-C-F-G-H-I-N**

Tableau IX .03 Diagramme de GANTE

TRAVAUX		CALENDRIER							
		1 ^{ère} année				2 ^{ème} année			
		T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4
Installation du chantier, implantation des axes des Murs et mise en place éventuelle des déviations de circulation.	Ordre de déroulement des travaux	1							
Construction de la dérivation provisoire du cours d'eau et Décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage		1							
Préparation des zones d'emprunt.			2						
Déboisement et défrichage de la cuvette				2					
Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel					3				
Mise en place de la conduite de prise d'eau et de vidange de fond				1					
Approvisionnement des matériaux					2				
Mise en place du système de drainage horizontal.						1			
Recharge du barrage.							4		
Génie civil des ouvrages de prise d'eau et de restitutions			1						
Génie civil de l'évacuateur de crues				2					
Mise en place de revêtement de talus							3		
Mise en place des équipements hydromécaniques.					1				
Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagement des abords.								2	

CHAPITRE X
PROTECTION ET
SECURITE DE
TRAVAIL

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.

X.1 Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

X.1.1 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.

X.1.2 Causes techniques :

- ⊕ Les mauvaises conditions de travail.
- ⊕ Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- ⊕ Le manque d'éclairage.

X.2 Conditions dangereuses dans le chantier :

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

X-3 Actions dangereuses :

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

X.4 Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- ⊕ Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- ⊕ Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- ⊕ Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- ⊕ Les abris doivent être aérés et chauffés.

X.5 Calcul du débit d'air nécessaire à 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 m³ 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 (m³/h).

A_m : L'alimentation Minimum (A_m = 30 m³ / h / personne)

N: Nombre de personne dans le lieu à aéré.

X.5.1 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(X.01).

Tableau X.1 : vitesse de l'air dans les différentes 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'équi friction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour la détermination des différents diamètres des canalisations, on se référera à l'abaque de Wood.

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

X.5.2 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.

$$\text{On a encore : } Q = \frac{\pi.V.D^2}{4} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} \text{ (m)}.$$

Conclusion générale

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier les principales variantes des digues et les ouvrages annexes de barrage Oued YAKHLEF (Wilaya de Médéa).

- o La digue homogène en argile avec tapis dans le lit et sur les flancs de l'oued.

- o L'évacuateur de crue est de type latéral à entonnement latéral sur la rive droite.

- o Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort

- o La vidange de fond est assurée par une conduite en béton située dans la galerie qui antérieurement servi à la dérivation provisoire.

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

Pluies moyennes annuelles de la station EL OMAREA code 090205

annee	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mar	ave	mai	jun	jui	aot	annu
1974	4.90	40.60	43.30	1.40	19.80	72.40	108.20	23.20	63.60	32.20	4.28	6.40	420.27
1975	58.70	0.40	106.70	40.40	43.42	86.60	30.70	60.40	61.60	13.60	16.50	0.00	519.02
1976	17.10	74.20	37.15	62.30	28.30	20.10	6.10	71.40	24.00	10.00	0.00	0.60	351.25
1977	22.66	26.96	37.15	40.40	43.42	40.75	41.73	33.87	34.88	7.09	4.28	6.40	339.58
1978	0.00	67.30	72.60	18.30	46.50	78.00	82.40	21.50	11.60	13.00	0.00	2.30	413.50
1979	74.20	35.60	57.30	30.40	73.80	17.50	99.40	82.80	26.60	0.30	0.00	13.60	511.50
1980	7.30	12.50	32.10	139.80	12.90	41.60	28.10	29.50	11.80	9.70	0.00	35.50	360.80
1981	2.00	17.70	2.40	69.50	92.50	40.30	31.20	24.30	52.70	30.60	0.00	2.80	366.00
1982	15.10	63.10	37.15	63.80	0.00	22.10	41.73	26.00	1.30	0.00	11.30	20.40	301.99
1983	1.70	1.50	20.60	18.90	27.90	70.80	37.50	52.60	32.60	11.10	5.30	0.00	280.50
1984	4.40	48.60	38.20	77.90	17.00	42.40	62.90	7.70	73.10	0.00	0.00	0.00	372.20
1985	22.66	12.80	37.15	40.40	43.42	40.75	41.73	33.87	34.88	7.09	4.28	6.40	325.42
1986	22.66	26.96	37.15	40.40	43.42	40.75	41.73	33.87	34.88	7.09	4.28	6.40	339.58
1987	44.30	23.70	57.80	11.90	39.90	40.75	0.00	32.20	40.80	4.70	0.50	0.00	296.55
1988	21.50	6.70	16.90	125.20	7.90	17.40	14.20	43.00	9.40	11.60	0.00	18.00	291.80
1989	16.10	13.20	10.50	8.40	33.80	0.00	51.10	14.30	88.90	0.00	72.20	0.00	308.50
1990	1.10	5.30	14.30	47.80	26.40	56.10	35.40	7.00	21.70	4.50	0.00	32.10	251.70
1991	7.30	63.40	4.30	9.50	173.10	8.10	43.90	71.50	47.30	7.20	2.20	0.00	437.80
1992	10.80	20.20	32.00	23.40	10.80	17.30	9.30	31.10	32.70	0.00	0.00	0.00	187.60
1993	15.30	2.50	17.70	22.80	42.70	23.00	0.00	27.20	0.00	0.00	0.00	0.00	151.20
1994	48.70	54.40	28.50	21.00	97.70	13.70	76.00	1.40	0.00	6.50	0.00	0.00	347.90
1995	8.00	32.00	4.00	13.60	14.60	42.60	7.70	31.10	21.40	13.00	0.00	6.40	194.40
1996	12.00	0.00	0.00	0.00	8.00	0.00	0.00	42.00	18.00	0.00	0.00	6.40	86.40
1997	43.00	32.00	37.15	43.50	19.80	43.20	10.80	33.10	125.70	5.00	5.10	0.00	398.35
1998	17.60	26.96	41.20	21.00	57.40	74.90	39.80	0.00	11.00	0.00	0.00	12.90	302.76
1999	22.66	26.96	37.15	40.40	43.42	40.75	41.73	33.87	34.88	7.09	4.28	6.40	339.58
2000	22.66	26.96	37.15	43.50	98.40	15.30	0.00	47.60	10.10	0.00	0.00	12.10	313.78
2001	27.40	0.30	21.90	19.30	36.30	25.70	14.50	11.30	0.00	0.00	0.00	8.70	165.40
2002	3.00	6.50	60.10	44.50	98.90	50.50	2.30	21.80	15.30	0.00	0.00	0.00	302.90
2003	0.00	29.80	25.30	59.00	36.20	23.00	37.20	43.80	90.00	0.00	0.00	0.00	344.30
2004	0.00	21.50	34.50	73.50	39.80	40.75	41.73	33.87	34.88	14.00	0.00	0.00	334.53
2005	16.50	49.00	31.00	42.90	83.20	69.20	31.50	15.00	43.70	0.00	15.20	0.00	397.20
2006	45.00	0.00	21.00	46.00	6.20	56.30	188.80	59.30	16.50	10.00	0.00	6.00	455.10
2007	49.50	38.70	37.15	15.00	19.00	21.00	51.30	0.00	55.80	5.00	5.50	0.00	297.95
2008	32.70	52.90	41.60	50.80	57.00	23.30	51.20	53.20	25.90	0.00	0.00	6.40	395.00
2009	120.00	11.00	112.40	41.70	46.60	95.00	55.00	6.00	22.00	3.00	3.00	20.50	536.20
2010	0.00	31.40	64.00	34.50	45.90	86.00	36.50	53.00	61.30	36.00	0.00	0.00	448.60
2011	22.66	21.00	65.20	32.00	14.50	50.50	92.50	73.40	34.60	0.00	4.28	6.40	417.03
moy	22.66	26.96	37.15	40.40	43.42	40.75	41.73	33.87	34.88	7.09	4.28	6.40	339.58

Pluies maximales journalières de la station EL OMAREA code 090205

annee	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mar	ave	mai	jun	jui	aot	annu
1974	4.10	14.20	27.10	1.10	13.60	23.40	43.10	5.30	18.70	28.70	2.89	4.77	43.10
1975	24.00	0.40	26.40	13.33	17.62	18.50	9.10	11.20	17.60	7.10	11.30	0.00	26.40
1976	4.90	10.20	12.69	21.10	9.90	8.00	5.40	26.10	11.30	10.00	0.00	0.60	26.10
1977	12.72	12.84	12.69	13.33	17.62	14.32	17.64	13.25	13.51	5.19	2.89	4.77	17.64
1978	0.00	29.60	29.60	6.40	12.90	19.90	48.50	7.10	6.30	7.50	0.00	2.30	48.50
1979	53.50	5.50	14.40	10.50	36.50	6.20	55.70	18.90	10.50	0.30	0.00	8.20	55.70
1980	5.90	3.90	10.10	51.20	4.60	10.30	8.20	12.30	6.50	9.70	0.00	26.00	51.20
1981	1.30	7.90	1.30	29.00	27.40	15.90	7.60	23.10	13.00	15.10	0.00	2.80	29.00
1982	4.50	22.30	12.69	16.80	0.00	9.00	17.64	18.20	1.30	0.00	9.10	14.70	22.30
1983	1.70	1.50	9.20	6.20	9.40	47.50	14.30	17.30	14.90	11.10	5.30	0.00	47.50
1984	3.40	37.90	9.00	21.20	3.50	31.60	27.90	4.20	15.20	0.00	0.00	0.00	37.90
1985	12.72	5.40	12.69	13.33	17.62	14.32	17.64	13.25	13.51	5.19	2.89	4.77	17.64
1986	12.72	12.84	12.69	13.33	17.62	14.32	17.64	13.25	13.51	5.19	2.89	4.77	17.64
1987	44.20	16.20	18.50	8.70	29.00	14.32	0.00	14.20	21.80	4.00	0.50	0.00	44.20
1988	9.50	5.00	8.20	26.50	3.90	4.30	11.40	13.80	3.70	7.90	0.00	11.40	26.50
1989	9.70	12.00	5.50	3.50	6.80	0.00	21.50	4.20	40.00	0.00	41.20	0.00	41.20
1990	1.10	5.30	7.40	13.90	15.00	16.50	14.00	4.00	15.80	4.50	0.00	23.30	23.30
1991	4.80	37.50	2.20	5.60	107.70	6.00	15.50	27.10	22.50	4.00	1.50	0.00	107.70
1992	9.80	15.40	9.80	7.50	8.30	4.60	4.50	18.00	12.00	0.00	0.00	0.00	18.00
1993	4.80	2.50	7.10	10.00	20.00	10.00	0.00	11.50	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00
1994	28.50	25.50	14.50	14.00	36.00	8.60	29.60	1.40	0.00	6.50	0.00	0.00	36.00
1995	8.00	22.00	4.00	7.00	9.90	9.30	5.70	15.30	10.30	13.00	0.00	4.77	22.00
1996	12.00	0.00	0.00	0.00	8.00	0.00	0.00	15.00	18.00	0.00	0.00	4.77	18.00
1997	18.00	18.00	12.69	16.00	8.50	17.50	4.80	14.40	27.50	5.00	3.50	0.00	27.50
1998	9.50	12.84	11.10	10.00	30.50	42.00	13.90	0.00	8.30	0.00	0.00	12.90	42.00
1999	12.72	12.84	12.69	13.33	17.62	14.32	17.64	13.25	13.51	5.19	2.89	4.77	17.64
2000	12.72	12.84	12.69	14.00	21.50	6.20	0.00	19.50	4.30	0.00	0.00	6.80	21.50
2001	14.00	0.30	8.50	10.50	9.80	15.50	5.30	3.60	0.00	0.00	0.00	3.70	15.50
2002	2.50	6.50	8.90	12.80	20.00	15.00	1.30	9.20	11.50	0.00	0.00	0.00	20.00
2003	0.00	9.00	6.00	17.00	12.00	7.00	12.40	21.00	14.00	0.00	0.00	0.00	21.00
2004	0.00	16.50	23.00	20.00	30.80	14.32	17.64	13.25	13.51	10.00	0.00	0.00	30.80
2005	11.00	25.00	6.60	14.30	17.90	15.00	13.00	15.00	25.90	0.00	15.20	0.00	25.90
2006	38.00	0.00	21.00	12.00	3.20	18.50	94.00	16.00	11.00	10.00	0.00	5.00	94.00
2007	32.00	20.00	12.69	5.00	5.00	9.00	10.00	0.00	11.50	3.00	3.00	0.00	32.00
2008	20.50	12.00	10.00	13.00	15.00	7.00	18.20	13.00	10.50	0.00	0.00	4.77	20.50
2009	25.80	6.50	30.50	15.00	13.00	18.00	25.50	3.50	12.00	2.00	2.00	20.50	30.50
2010	0.00	16.00	20.00	10.00	20.00	24.00	8.00	30.00	34.00	17.00	0.00	0.00	34.00
2011	12.72	13.60	18.00	10.00	12.00	14.00	36.00	24.00	16.00	0.00	2.89	4.77	36.00
moy	12.72	12.84	12.69	13.33	17.62	14.32	17.64	13.25	13.51	5.19	2.89	4.77	33.33

Pluies et intensités de courte durée

Période	10		20		50		100		1000	
Pmaxj,p%(mm)	63.5		78.1		94.8		107		148	
T(h)	Pct	It								
0.5	13.08	26.16	16.09	32.18	19.53	39.06	22.04	44.08	30.49	60.98
1.64	27.97	17.05	34.40	20.97	41.75	25.46	47.13	28.73	65.18	39.75
3	31.97	10.66	39.32	13.11	47.73	15.91	53.87	17.96	74.51	24.84
4	35.15	8.79	43.24	10.81	52.48	13.12	59.24	14.81	81.94	20.48
5	37.84	7.57	46.54	9.31	56.49	11.30	63.76	12.75	88.20	17.64
6	40.19	6.70	49.43	8.24	60.00	10.00	67.72	11.29	93.67	15.61
7	42.29	6.04	52.01	7.43	63.13	9.02	71.25	10.18	98.55	14.08
8	44.19	5.52	54.35	6.79	65.97	8.25	74.46	9.31	102.99	12.87
9	45.94	5.10	56.50	6.28	68.59	7.62	77.41	8.60	107.08	11.90
10	47.57	4.76	58.50	5.85	71.01	7.10	80.15	8.02	110.86	11.09
11	49.09	4.46	60.37	5.49	73.28	6.66	82.71	7.52	114.41	10.40
12	50.52	4.21	62.13	5.18	75.42	6.28	85.12	7.09	117.74	9.81
13	51.87	3.99	63.79	4.91	77.44	5.96	87.40	6.72	120.89	9.30
14	53.15	3.80	65.37	4.67	79.35	5.67	89.56	6.40	123.88	8.85
15	54.38	3.63	66.88	4.46	81.18	5.41	91.63	6.11	126.74	8.45
16	55.55	3.47	68.32	4.27	82.93	5.18	93.60	5.85	129.46	8.09
17	56.67	3.33	69.70	4.10	84.60	4.98	95.49	5.62	132.08	7.77
18	57.75	3.21	71.03	3.95	86.21	4.79	97.31	5.41	134.60	7.48
19	58.79	3.09	72.31	3.81	87.77	4.62	99.06	5.21	137.02	7.21
20	59.79	2.99	73.54	3.68	89.26	4.46	100.75	5.04	139.36	6.97
21	60.76	2.89	74.73	3.56	90.71	4.32	102.39	4.88	141.62	6.74
22	61.70	2.80	75.89	3.45	92.12	4.19	103.97	4.73	143.81	6.54
23	62.61	2.72	77.01	3.35	93.48	4.06	105.51	4.59	145.94	6.35
24	63.50	2.65	78.10	3.25	94.80	3.95	107.00	4.46	148.00	6.17

débits fréquentielles pour la construction l'hydrogramme de crue

Temps	$Q_{0.1\%}(m^3/s)$	$Q_{1\%}(m^3/s)$	$Q_{2\%}(m^3/s)$	$Q_{5\%}(m^3/s)$	$Q_{10\%}(m^3/s)$
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	0.66	0.54	0.50	0.44	0.39
0.5	2.66	2.18	2.01	1.77	1.56
0.75	5.98	4.90	4.53	3.99	3.52
1	10.63	8.72	8.06	7.09	6.25
1.25	16.61	13.62	12.59	11.07	9.77
1.5	23.91	19.61	18.12	15.94	14.07
1.64	28.59	23.45	21.67	19.06	16.82
1.75	22.54	18.48	17.08	15.02	13.26
2.00	17.41	14.28	13.19	11.60	10.24
2.25	13.12	10.76	9.94	8.75	7.72
2.50	9.60	7.88	7.28	6.40	5.65
2.75	6.78	5.56	5.14	4.52	3.99
3.00	4.57	3.75	3.46	3.05	2.69
3.25	2.90	2.38	2.20	1.93	1.71
3.50	1.70	1.39	1.29	1.13	1.00
3.75	0.89	0.73	0.67	0.59	0.52
4.00	0.38	0.32	0.29	0.26	0.23
4.25	0.12	0.10	0.09	0.08	0.07
4.50	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01
4.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Laminage de la crue.

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	Q _{moy} - q (m ³ /s)	(Q _{moy} - q) Δt (m ³)	V+1/2.q.Δt (m ³)	q (m ³ /s)
0	0.00					
		0.27	0.27	980.694155	156000	0
1	0.54					
		1.36	1.23	4421.07078	156980.694	0.134
2	2.18					
		3.54	3.20	11525.024	161401.765	0.34
3	4.90					
		6.81	5.29	19045.3539	172926.789	1.52
4	8.72					
		11.17	7.31	26312.4604	191972.143	3.86
5	13.62					
		16.62	8.94	32174.3435	218284.603	7.68
6	19.61					
		21.53	8.79	31643.7896	250458.947	12.74
7	23.45					
		20.96	2.98	10744.4031	282102.736	17.98
8	18.48					
		16.38	-2.90	-10443.0714	292847.139	19.28
9	14.28					
		12.52	-5.50	-19808.8297	282404.068	18.02
10	10.76					
		9.32	-5.39	-19413.1157	262595.238	14.71
11	7.88					
		6.72	-4.82	-17364.1735	243182.123	11.54
12	5.56					
		4.65	-3.88	-13958.2473	225817.949	8.53
13	3.75					
		3.06	-3.61	-12983.5812	211859.702	6.67
14	2.38					
		1.89	-2.98	-10740.4191	198876.121	4.87
15	1.39					
		1.06	-2.31	-8317.00525	188135.701	3.37
16	0.73					
		0.52	-1.81	-6513.58371	179818.696	2.33
17	0.32					
		0.21	-1.06	-3826.39857	173305.112	1.27
18	0.10					
		0.06	-1.08	-3899.6939	169478.714	1.14
19	0.01					
		0.01	-0.80	-2889.7461	165579.02	0.81

20	0.00					
21	0.00	0.00	-0.47	-1692	162689.274	0.47
22	0.00	0.00	-0.29	-1044	160997.274	0.29
23	0.00	0.00	-0.21	-756	159953.274	0.21
24	0.00	0.00	-0.18	-648	159197.274	0.18
25	0.00	0	-0.15	-540	158549.274	0.15
26	0.00	0	-0.14	-504	158009.274	0.14
27	0.00	0	-0.13	-468	157505.274	0.13
28	0.00	0	-0.13	-464.4	157037.274	0.129
29	0.00	0	-0.13	-450	156572.874	0.125
30	0.00	0	-0.03	-122.873998	156122.874	0.03413167
31	0.00	0	0.00	0	156000	0

Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} et 2^{ème} consigne d'exploitation sans tenir compte des pertes

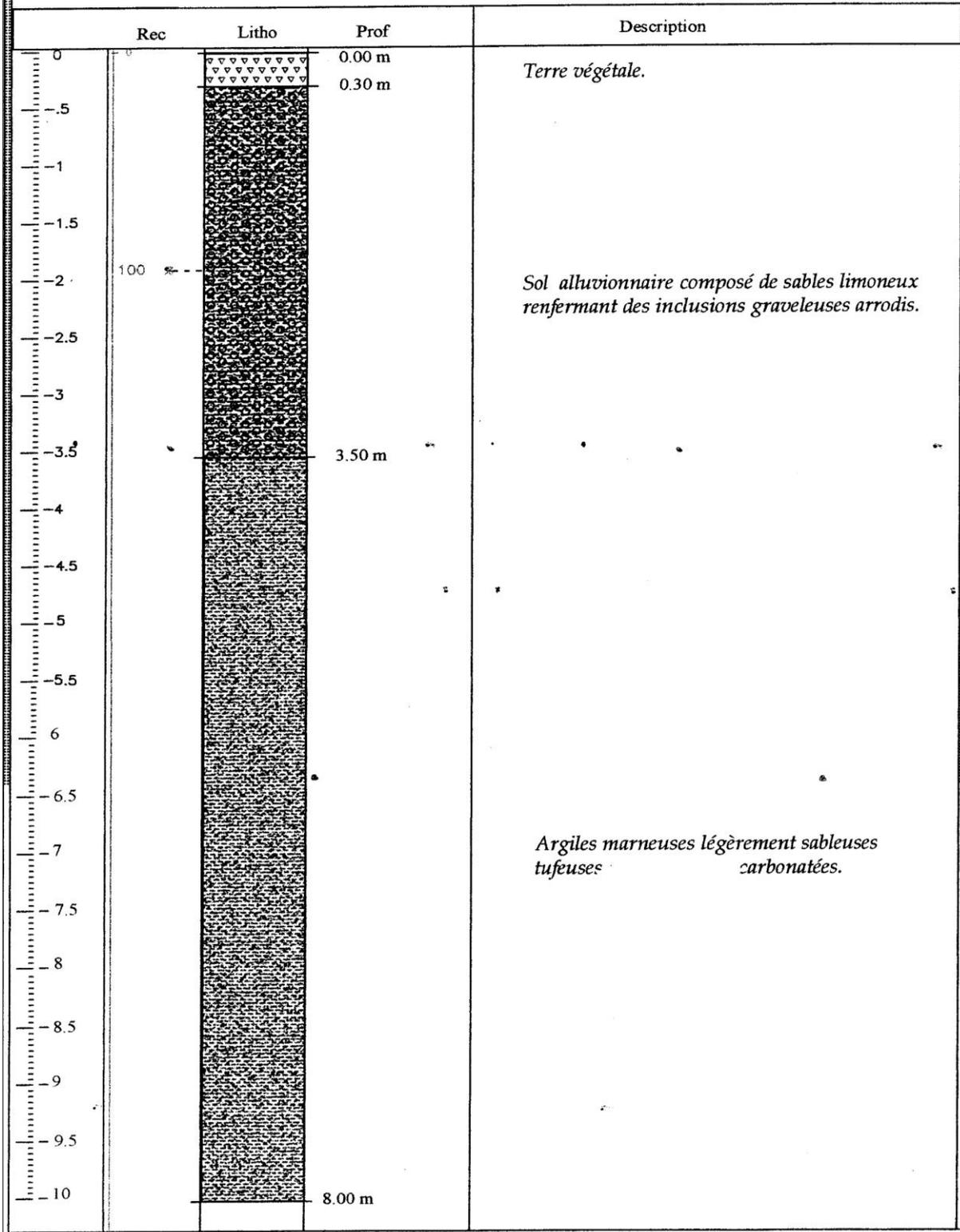
Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A-U (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
				V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
oct	0,027	0	0,027	0,034122	0,232406		0,034122		
nov	0,0372	0	0,0372	0,061122	0,061122		0,061122		
				0,098322	0,098322		0,098322		
dec	0,0404	0	0,0404	0,138722	0,138722		0,138722		-0.001078
jan	0,0434	0	0,0434	0,182122	0,153622	0,0285	0,042322		0,1398
fev	0,0408	0	0,0408	0,194422	0,153622	0,0408	0,083122		
Mars	0,0417	0	0,0417	0,195322	0,153622	0,0417	0,124822		
Avril	0,0339	0,01	0,0239	0,177522	0,153622	0,0239	0,148722		
Mai	0,0349	0,03	0,0049	0,158522	0,153622	0,0049	0,153622		
Juin	0,0071	0,04	-0,0329	0,120722	0,120722		0,120722		
Juil	0,0043	0,05	-0,0457	0,075022	0,075022		0,075022		
Août	0,0064	0,04	-0,0336	0,041422	0,041422		0,041422		
sep	0,0227	0,03	-0,0073	0,034122	0,034122		0,034122		
						0,1398			0,1398

ANNEXE B

Coupe de Sondage : SI "RIVE OUEST"

DECEMBRE 2010

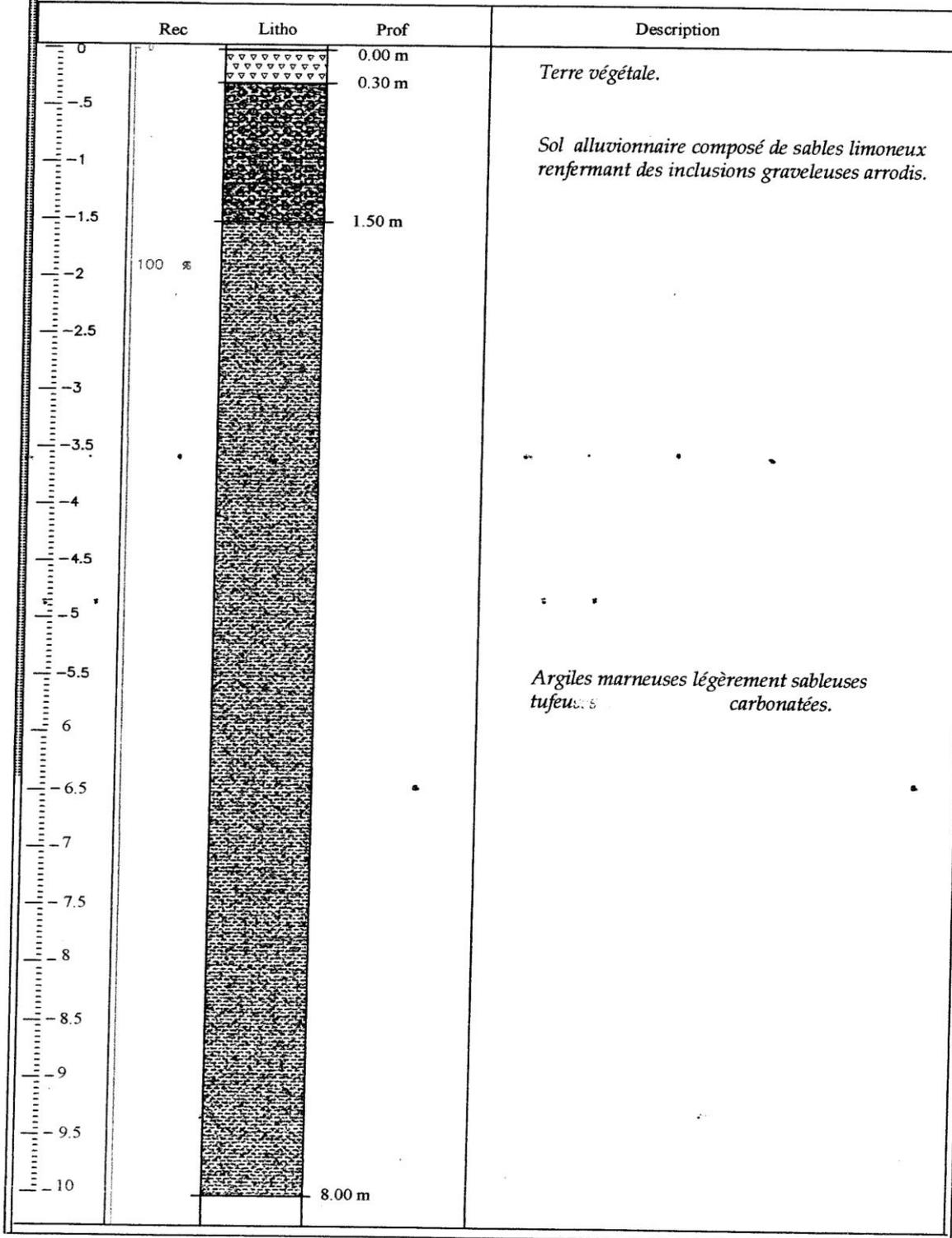
Projet : PETIT BARRAGE SUR OUED YEKHLEF COMMUNE DE BOUCHRAHIL - MEDEA



Coupe de Sondage : S2 "RIVE EST"

Projet : PETIT BARRAGE SUR OUED YEKHLEF COMMUNE DE BOUCHRAHIL - MEDEA

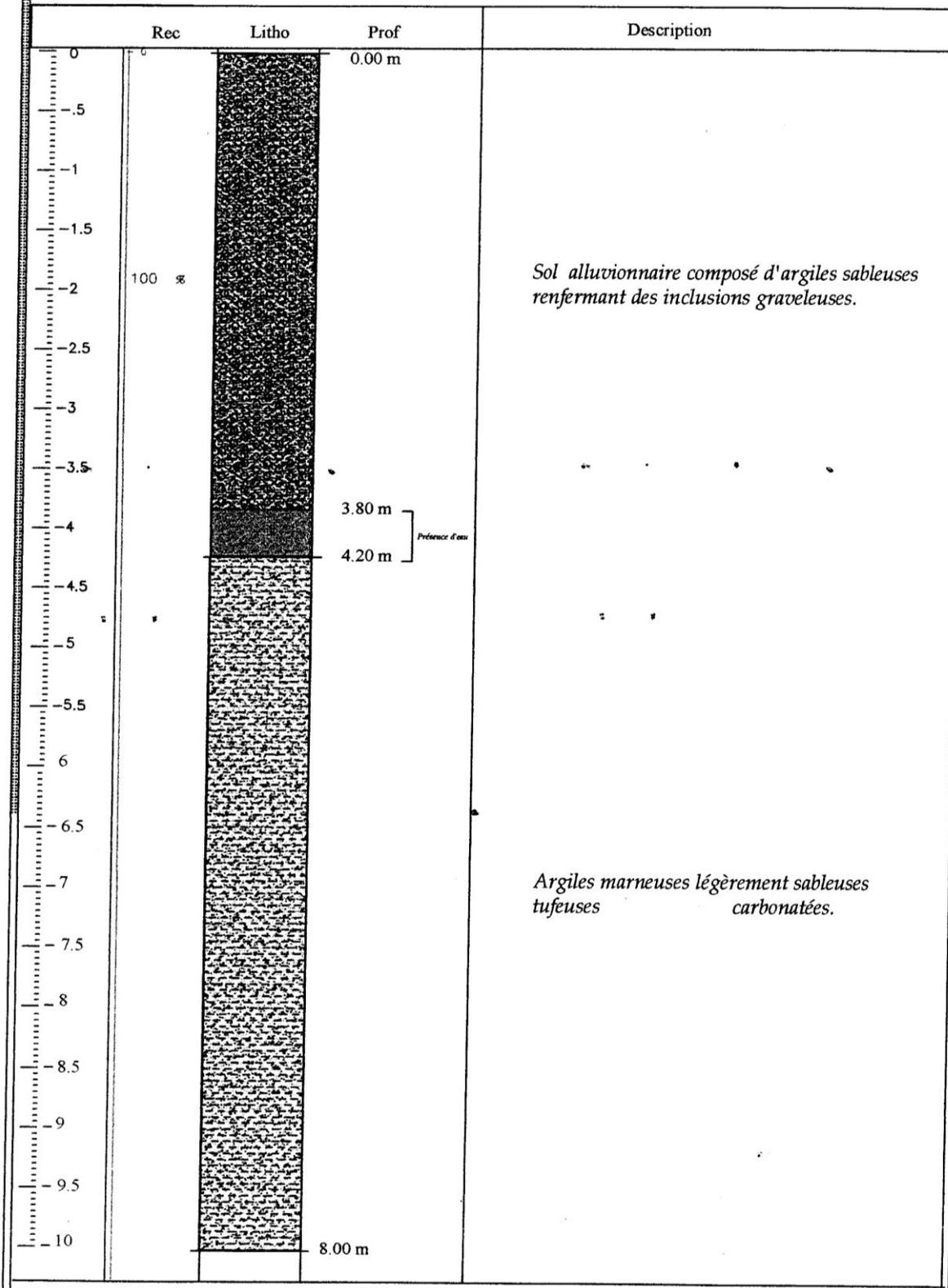
DECEMBRE 2019



Coupe de Sondage : S3 "AXE DU OUED"

DECEMBRE 2010

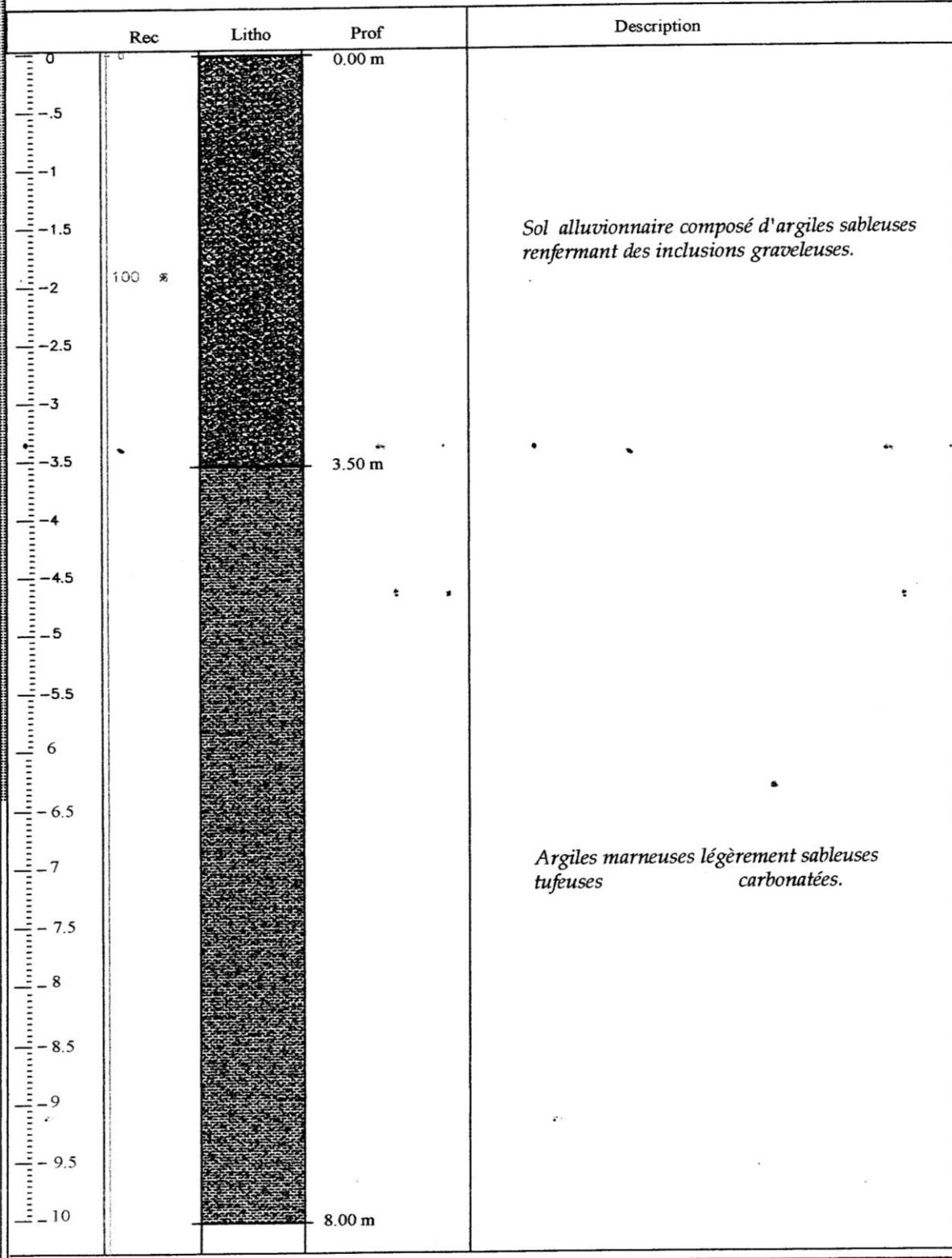
Projet : PETIT BARRAGE SUR OUED YEKHLEF COMMUNE DE BOUCHRAHIL - MEDEA



Coupe de Sondage : S4 "ANE DU OUED"

DECEMBRE 2010

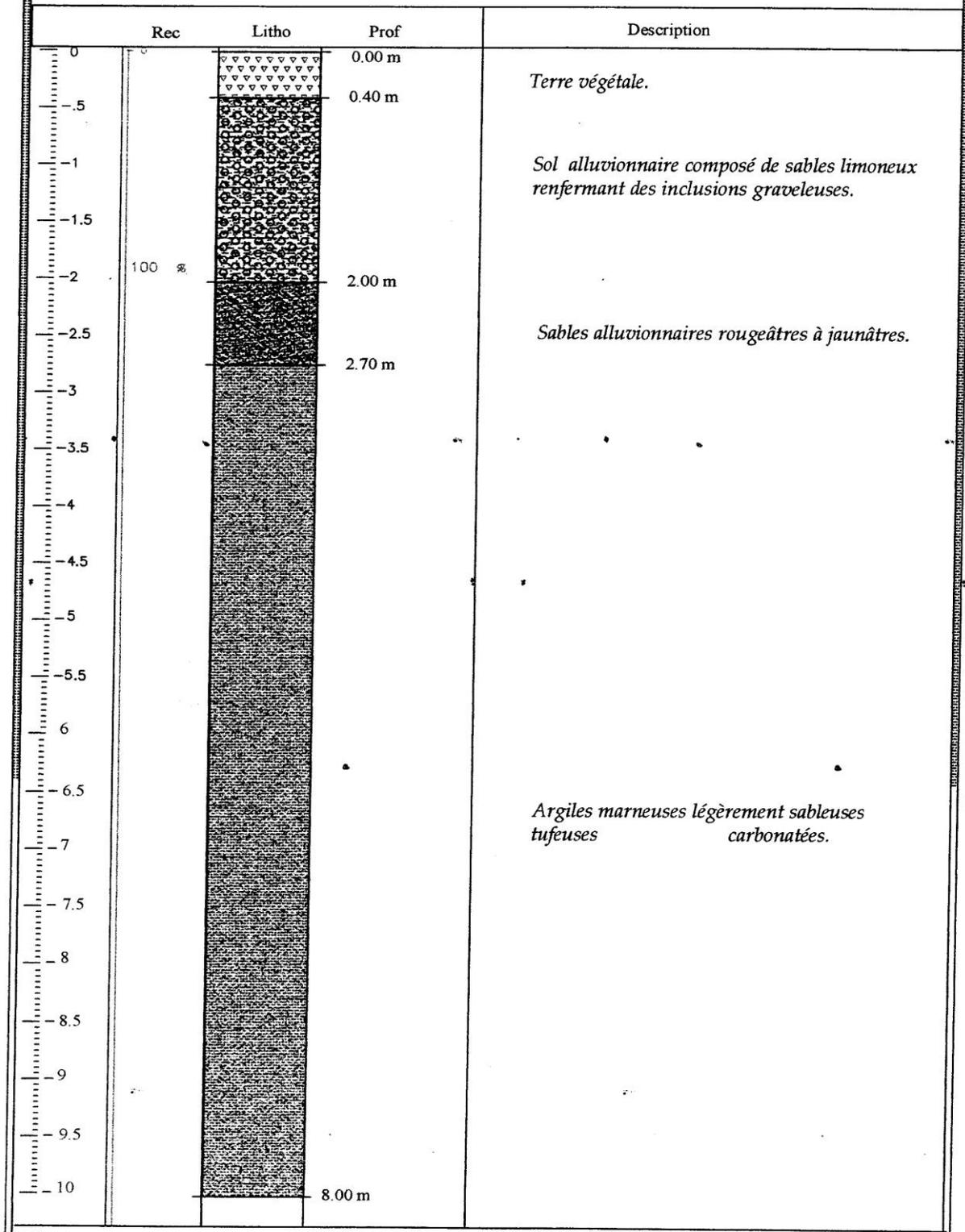
Projet : PETIT BARRAGE SUR OUED YEKHLEF COMMUNE DE BOUCHRAHIL - MEDEA



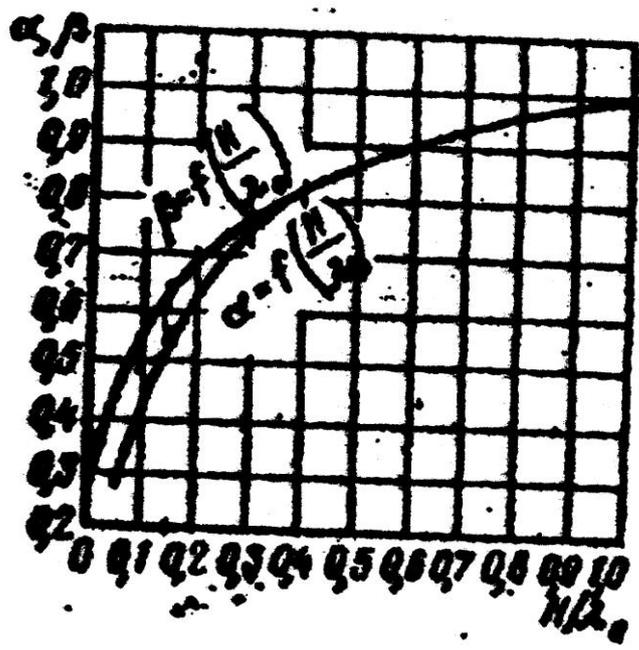
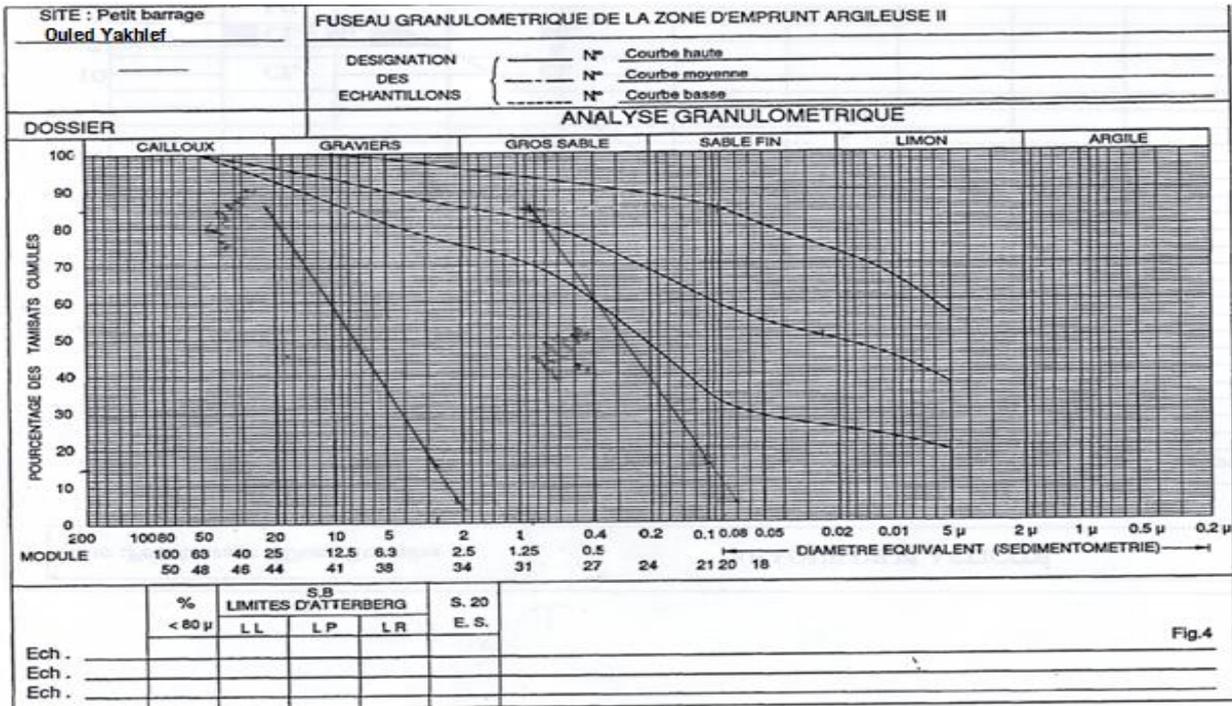
Coupe de Sondage : S5 "ZONE D'EMPRUNT"

DECEMBRE 2010

Projet : PETIT BARRAGE SUR OUED YEKHLEF COMMUNE DE BOUCHRAHIL - MEDEA



ANNEXE C



Abaque $\alpha, \beta = f\left(\frac{H}{\lambda_0}\right)$

ANNEXE D

Stabilité pour le cas de fin de construction aval R=22.21

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
-4	1.23	1.23	0	-0.286	0.95831	2.8443	-0.812643	2.7256889	1.2835	3.2721	0.4	1.090276	1.23	1.57871	0.63148349	21.65	9.23671
-3	2.221	2.12	0	-0.214	0.97677	8.852	-1.896861	8.6463943	2.2738	13.6429	0.4	3.458558	2.12	4.8205	1.92819807	21.22	28.176
-2	2.221	3.71	0	-0.143	0.98974	15.491	-2.213004	15.332144	2.244	13.4641	0.4	6.132858	3.71	8.3253	3.33011998	20.54	47.7279
-1	2.221	5.03	0	-0.071	0.99745	21.003	-1.50019	20.949018	2.2267	13.3601	0.4	8.379607	5.03	11.2002	4.48009543	19.78	62.3149
0	2.221	6.16	0	0	1	25.721	0	25.720957	2.221	13.326	0.4	10.28838	6.16	13.6814	5.472544	19.15	73.8834
1	2.221	6.98	0	0.0714	0.99745	29.145	2.081775	29.070406	2.2267	13.3601	0.4	11.62816	6.98	15.5423	6.21691175	18.65	81.5327
2	2.221	7.71	0	0.1429	0.98974	32.193	4.598993	31.862758	2.244	13.4641	0.4	12.7451	7.71	17.3014	6.92054583	18.4	88.8525
3	2.221	8.15	0	0.2143	0.97677	34.03	7.2921776	33.239676	2.2738	13.6429	0.4	13.29587	8.15	18.5316	7.41264823	18.29	93.3617
4	2.221	8.34	0	0.2857	0.95831	34.824	9.9495723	33.37188	2.3176	13.9057	0.4	13.34875	8.34	19.3289	7.7315467	18.36	95.9039
5	2.221	8.25	0	0.3571	0.93405	34.448	12.302754	32.175876	2.3778	14.2669	0.4	12.87035	8.25	19.617	7.84679811	18.61	96.1608
6	2.221	7.86	0	0.4286	0.90351	32.819	14.065403	29.652472	2.4582	14.7492	0.4	11.86099	7.86	19.3214	7.72856992	19.05	93.7811
7	2.221	7.07	0	0.5	0.86603	29.521	14.760322	25.565627	2.5646	15.3875	0.4	10.22625	7.07	18.1317	7.25266023	19.65	87.0121
8	2.221	5.78	0	0.5714	0.82065	24.134	13.791014	19.805836	2.7064	16.2383	0.4	7.922334	5.78	15.6429	6.25716285	20.41	73.8871
9	0.57	3.67	0	0.6429	0.76599	3.9328	2.5282106	3.0124487	0.7441	4.46483	0.4	1.204979	3.67	2.73099	1.09239581	21.3	12.5652
somme							58.628297			155.842		115.3252			66.9521217		770.932

Kss 3.48321
Kas 2.18787

**Stabilité pour le cas de service
R=24.98m**

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	3.04	2.38	0	-0.3	0.95394	13.602	-4.080653	12.975649	3.1868	3.2721	0.4	5.19026	2.38	7.58455	3.03382018	23.84	48.6414
-2	2.498	3.24	0	-0.2	0.9798	15.216	-3.043164	14.908396	2.5495	15.2971	0.4	5.963358	3.24	8.26041	3.3041657	23.41	53.4303
-1	2.498	4.75	0	-0.1	0.99499	22.307	-2.230714	22.195324	2.5106	15.0635	0.4	8.87813	4.75	11.9253	4.77011048	22.63	75.7216
0	2.498	6	0	0	1	28.177	0	28.17744	2.498	14.988	0.4	11.27098	6	14.988	5.9952	21.98	92.901
1	2.498	7	0	0.1	0.99499	32.874	3.287368	32.708899	2.5106	15.0635	0.4	13.08356	7	17.5741	7.0296365	21.48	105.919
2	2.498	7.75	0	0.2	0.9798	36.396	7.279172	35.660514	2.5495	15.2971	0.4	14.26421	7.75	19.7587	7.90348278	21.1	115.193
3	2.498	8.24	0	0.3	0.95394	38.697	11.609105	36.914602	2.6186	15.7117	0.4	14.76584	8.24	21.5774	8.63095676	21.01	121.954
4	2.498	8.45	0	0.4	0.91652	39.683	15.873291	36.370279	2.7255	16.3532	0.4	14.54811	8.45	23.0308	9.2123301	21.07	125.419
5	2.498	8.36	0	0.5	0.86603	39.261	19.630283	34.000648	2.8844	17.3067	0.4	13.60026	8.36	24.1139	9.64557386	21.38	125.909
6	2.498	7.91	0	0.6	0.8	37.147	22.288355	29.717807	3.1225	18.735	0.4	11.88712	7.91	24.699	9.87959	21.78	121.36
7	2.498	7.03	0	0.7	0.71414	33.015	23.110197	23.577117	3.4979	20.9874	0.4	9.430847	7.03	24.5902	9.83609382	22.42	111.028
8	2.498	5.57	0	0.8	0.6	26.158	20.926445	15.694834	4.1633	24.98	0.4	6.277934	5.57	23.1898	9.27590667	23.23	91.1477
9	0.25	2.8	0	0.9	0.43589	1.316	1.1844	0.5736311	0.5735	3.44124	0.4	0.229452	2.8	1.60591	0.64236405	24.31	4.79879
somme							115.83409			193.055		129.3901			88.5168668		1193.42

Kss 2.01951
Kas 1.4298

**Stabilité pour le cas de cas de service
R=25.94m**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	li*hi	P	P*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0.25	0.21	0	-0.308	0.95149	0.0987	-0.030369	0.0939117	0.2627	3.2721	0.4	0.037565	0.055	0.0145	0.0058	25.84	0.38256
-3	2.594	1.03	0	-0.231	0.97301	5.023	-1.159159	4.8874428	2.666	15.9957	0.4	1.954977	1.03	2.74594	1.0984	24.63	18.5576
-2	2.594	2.71	0	-0.154	0.98809	13.216	-2.033217	13.058573	2.6253	15.7515	0.4	5.223429	2.71	7.11444	2.8458	23.82	47.2205
-1	2.594	4.28	0	-0.077	0.99704	20.872	-1.605566	20.810517	2.6017	15.6103	0.4	8.324207	4.28	11.1353	4.4541	23.15	72.4793
0	2.594	5.58	0	0	1	27.212	0	27.212098	2.594	15.564	0.4	10.88484	5.58	14.4745	5.7898	22.63	92.3715
1	2.594	6.62	0	0.0769	0.99704	32.284	2.4833759	32.18823	2.6017	15.6103	0.4	12.87529	6.62	17.2233	6.8893	24.77	119.951
2	2.594	7.37	0	0.1538	0.98809	35.941	5.5294502	35.513537	2.6253	15.7515	0.4	14.20541	7.37	19.3481	7.7392	24.32	131.114
3	2.594	7.9	0	0.2308	0.97301	38.526	8.8906357	37.486212	2.666	15.9957	0.4	14.99448	7.9	21.0611	8.4244	23.51	135.862
4	2.594	8.12	0	0.3077	0.95149	39.599	12.184297	37.677859	2.7263	16.3576	0.4	15.07114	8.12	22.1372	8.8549	22.87	135.844
5	2.594	8.02	0	0.3846	0.92308	39.111	15.042806	36.102733	2.8102	16.861	0.4	14.44109	8.02	22.5375	9.0150	22.43	131.59
6	2.594	7.56	0	0.4615	0.88712	36.868	17.016001	32.70635	2.9241	17.5444	0.4	13.08254	7.56	22.106	8.8424	22.18	122.66
7	2.594	6.64	0	0.5385	0.84265	32.381	17.43615	27.286207	3.0784	18.4703	0.4	10.91448	6.64	20.4405	8.1762	22.13	107.49
8	1.37	5.13	0	0.6154	0.78823	13.213	8.1309711	10.414708	1.7381	10.4285	0.4	4.165883	5.13	8.91634	3.5665	22.29	44.1771
somme							81.885375			193.213		126.1754			75.7019		1159.7

Kss 2.97594
Kas 1.92497

**Stabilité pour le cas de cas de service
R=27.81m**

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	2.37	1.41	0	-0.25	0.96825	6.2824	-1.570599	6.0829038	2.4477	3.2721	0.4	2.433162	1.41	3.45129	1.38051717	27.14	25.5756
-2	2.781	2.36	0	-0.167	0.98601	12.339	-2.056457	12.166162	2.8204	16.9227	0.4	4.866465	2.36	6.65626	2.66250365	26.67	49.3611
-1	2.781	4.05	0	-0.083	0.99652	21.175	-1.764545	21.100883	2.7907	16.7442	0.4	8.440353	4.05	11.3024	4.52094507	25.81	81.9772
0	2.781	5.44	0	0	1	28.442	0	28.441843	2.781	16.686	0.4	11.37674	5.44	15.1286	6.051456	25.09	107.041
1	2.781	6.55	0	0.0833	0.99652	34.245	2.8537695	34.12612	2.7907	16.7442	0.4	13.65045	6.55	18.2791	7.31165191	24.54	126.057
2	2.781	7.38	0	0.1667	0.98601	38.585	6.4307844	38.045034	2.8204	16.9227	0.4	15.21801	7.38	20.8149	8.3259648	24.17	139.889
3	2.781	7.93	0	0.25	0.96825	41.46	10.365065	40.143725	2.8722	17.2332	0.4	16.05749	7.93	22.7766	9.11063251	23.99	149.195
4	2.781	8.16	0	0.3333	0.94281	42.663	14.220922	40.22284	2.9497	17.6982	0.4	16.08914	8.16	24.0695	9.62780754	24.03	153.778
5	2.781	8.06	0	0.4167	0.90906	42.14	17.558307	38.307703	3.0592	18.3552	0.4	15.32308	8.06	24.6572	9.86288087	24.28	153.474
6	2.781	7.56	0	0.5	0.86603	39.526	19.762898	34.230344	3.2112	19.2673	0.4	13.69214	7.56	24.2768	9.71073592	24.74	146.68
7	2.781	6.58	0	0.5833	0.81223	34.402	20.067881	27.942502	3.4239	20.5434	0.4	11.177	6.58	22.5292	9.01169153	25.4	131.072
8	1.07	4.81	0	0.6667	0.74536	9.6758	6.4505307	7.2119125	1.4356	8.61333	0.4	2.884765	4.81	6.90502	2.76200905	26.28	38.142
somme							92.318558			189.003		131.2088			80.338796		1302.24

Kss 2.59831
Kas 1.72391

Stabilité pour le cas de cas de service
R=28.2m

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	1.99	1.45	0	-0.25	0.96825	5.4247	-1.356185	5.2524819	2.0553	3.2721	0.4	2.100993	1.45	2.98013	1.19205263	27.49	22.3689
-2	2.82	2.07	0	-0.167	0.98601	10.974	-1.829052	10.820818	2.86	17.16	0.4	4.328327	2.07	5.9202	2.36808165	27.2	44.7752
-1	2.82	3.77	0	-0.083	0.99652	19.987	-1.665586	19.917512	2.8298	16.9791	0.4	7.967005	3.77	10.6685	4.26740319	26.34	78.9688
0	2.82	5.19	0	0	1	27.515	0	27.515304	2.82	16.92	0.4	11.00612	5.19	14.6358	5.85432	25.62	105.741
1	2.82	6.31	0	0.0833	0.99652	33.453	2.787758	33.336737	2.8298	16.9791	0.4	13.33469	6.31	17.8563	7.14252364	25.05	125.7
2	2.82	7.16	0	0.1667	0.98601	37.959	6.326576	37.428528	2.86	17.16	0.4	14.97141	7.16	20.4776	8.19104572	24.67	140.469
3	2.82	7.71	0	0.25	0.96825	40.875	10.218834	39.577374	2.9125	17.4749	0.4	15.83095	7.71	22.4552	8.98209904	24.49	150.156
4	2.82	7.95	0	0.3333	0.94281	42.148	14.04924	39.737251	2.9911	17.9464	0.4	15.8949	7.95	23.7789	9.51157616	24.52	155.019
5	2.82	7.85	0	0.4167	0.90906	41.618	17.34065	37.832832	3.1021	18.6126	0.4	15.13313	7.85	24.3515	9.74061822	24.76	154.568
6	2.82	7.34	0	0.5	0.86603	38.914	19.456872	33.700291	3.2563	19.5375	0.4	13.48012	7.34	23.9009	9.5603662	25.22	147.211
7	2.82	6.35	0	0.5833	0.81223	33.665	19.63801	27.343949	3.4719	20.8315	0.4	10.93758	6.35	22.0466	8.81865329	25.87	130.638
8	1.58	4.7	0	0.6667	0.74536	13.961	9.3072533	10.405826	2.1198	12.7188	0.4	4.16233	4.7	9.96302	3.98520979	26.71	55.9343
somme							94.27437			195.592		129.1476			79.6139495		1311.55
										Kss	2.60013						
										Kas	1.74116						

Stabilité pour le cas de cas de service R=22.21m

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
-4	1.23	1.23	0	-0.286	0.95831	2.8443	-0.812643	2.7256889	1.2835	3.2721	0.4	1.090276	1.23	1.57871	0.63148349	21.65	9.23671
-3	2.221	2.12	0	-0.214	0.97677	8.852	-1.896861	8.6463943	2.2738	13.6429	0.4	3.458558	2.12	4.8205	1.92819807	21.22	28.176
-2	2.221	3.71	0	-0.143	0.98974	15.491	-2.213004	15.332144	2.244	13.4641	0.4	6.132858	3.71	8.3253	3.33011998	20.54	47.7279
-1	2.221	5.03	0	-0.071	0.99745	21.003	-1.50019	20.949018	2.2267	13.3601	0.4	8.379607	5.03	11.2002	4.48009543	19.78	62.3149
0	2.221	6.16	0	0	1	25.721	0	25.720957	2.221	13.326	0.4	10.28838	6.16	13.6814	5.472544	19.15	73.8834
1	2.221	6.98	0	0.0714	0.99745	29.145	2.081775	29.070406	2.2267	13.3601	0.4	11.62816	6.98	15.5423	6.21691175	18.65	81.5327
2	2.221	7.71	0	0.1429	0.98974	32.193	4.598993	31.862758	2.244	13.4641	0.4	12.7451	7.71	17.3014	6.92054583	18.4	88.8525
3	2.221	8.15	0	0.2143	0.97677	34.03	7.2921776	33.239676	2.2738	13.6429	0.4	13.29587	8.15	18.5316	7.41264823	18.29	93.3617
4	2.221	8.34	0	0.2857	0.95831	34.824	9.9495723	33.37188	2.3176	13.9057	0.4	13.34875	8.34	19.3289	7.7315467	18.36	95.9039
5	2.221	8.25	0	0.3571	0.93405	34.448	12.302754	32.175876	2.3778	14.2669	0.4	12.87035	8.25	19.617	7.84679811	18.61	96.1608
6	2.221	7.86	0	0.4286	0.90351	32.819	14.065403	29.652472	2.4582	14.7492	0.4	11.86099	7.86	19.3214	7.72856992	19.05	93.7811
7	2.221	7.07	0	0.5	0.86603	29.521	14.760322	25.565627	2.5646	15.3875	0.4	10.22625	7.07	18.1317	7.25266023	19.65	87.0121
8	2.221	5.78	0	0.5714	0.82065	24.134	13.791014	19.805836	2.7064	16.2383	0.4	7.922334	5.78	15.6429	6.25716285	20.41	73.8871
9	0.57	3.67	0	0.6429	0.76599	3.9328	2.5282106	3.0124487	0.7441	4.46483	0.4	1.204979	3.67	2.73099	1.09239581	21.3	12.5652
somme							58.628297			155.842		115.3252			66.9521217		770.932

Kss 3.48321
Kas 2.18787

**Stabilité pour le cas de fin de construction
R=24.98m**

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	3.04	2.38	0	-0.3	0.95394	13.602	-4.080653	12.975649	3.1868	3.2721	0.4	5.19026	2.38	7.58455	3.03382018	23.84	48.6414
-2	2.498	3.24	0	-0.2	0.9798	15.216	-3.043164	14.908396	2.5495	15.2971	0.4	5.963358	3.24	8.26041	3.3041657	23.41	53.4303
-1	2.498	4.75	0	-0.1	0.99499	22.307	-2.230714	22.195324	2.5106	15.0635	0.4	8.87813	4.75	11.9253	4.77011048	22.63	75.7216
0	2.498	6	0	0	1	28.177	0	28.17744	2.498	14.988	0.4	11.27098	6	14.988	5.9952	21.98	92.901
1	2.498	7	0	0.1	0.99499	32.874	3.287368	32.708899	2.5106	15.0635	0.4	13.08356	7	17.5741	7.0296365	21.48	105.919
2	2.498	7.75	0	0.2	0.9798	36.396	7.279172	35.660514	2.5495	15.2971	0.4	14.26421	7.75	19.7587	7.90348278	21.1	115.193
3	2.498	8.24	0	0.3	0.95394	38.697	11.609105	36.914602	2.6186	15.7117	0.4	14.76584	8.24	21.5774	8.63095676	21.01	121.954
4	2.498	8.45	0	0.4	0.91652	39.683	15.873291	36.370279	2.7255	16.3532	0.4	14.54811	8.45	23.0308	9.2123301	21.07	125.419
5	2.498	8.36	0	0.5	0.86603	39.261	19.630283	34.000648	2.8844	17.3067	0.4	13.60026	8.36	24.1139	9.64557386	21.38	125.909
6	2.498	7.91	0	0.6	0.8	37.147	22.288355	29.717807	3.1225	18.735	0.4	11.88712	7.91	24.699	9.87959	21.78	121.36
7	2.498	7.03	0	0.7	0.71414	33.015	23.110197	23.577117	3.4979	20.9874	0.4	9.430847	7.03	24.5902	9.83609382	22.42	111.028
8	2.498	5.57	0	0.8	0.6	26.158	20.926445	15.694834	4.1633	24.98	0.4	6.277934	5.57	23.1898	9.27590667	23.23	91.1477
9	0.25	2.8	0	0.9	0.43589	1.316	1.1844	0.5736311	0.5735	3.44124	0.4	0.229452	2.8	1.60591	0.64236405	24.31	4.79879
somme							115.83409			193.055		129.3901			88.5168668		1193.42

Kss 2.01951
Kas 1.4298

Stabilité pour le cas de fin de construction
R=25.94 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	li*hi	P	P*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0.25	0.21	0	-0.308	0.95149	0.0987	-0.030369	0.0939117	0.2627	3.2721	0.4	0.037565	0.055	0.0145	0.0058	25.84	0.38256
-3	2.594	1.03	0	-0.231	0.97301	5.023	-1.159159	4.8874428	2.666	15.9957	0.4	1.954977	1.03	2.74594	1.0984	24.63	18.5576
-2	2.594	2.71	0	-0.154	0.98809	13.216	-2.033217	13.058573	2.6253	15.7515	0.4	5.223429	2.71	7.11444	2.8458	23.82	47.2205
-1	2.594	4.28	0	-0.077	0.99704	20.872	-1.605566	20.810517	2.6017	15.6103	0.4	8.324207	4.28	11.1353	4.4541	23.15	72.4793
0	2.594	5.58	0	0	1	27.212	0	27.212098	2.594	15.564	0.4	10.88484	5.58	14.4745	5.7898	22.63	92.3715
1	2.594	6.62	0	0.0769	0.99704	32.284	2.4833759	32.18823	2.6017	15.6103	0.4	12.87529	6.62	17.2233	6.8893	24.77	119.951
2	2.594	7.37	0	0.1538	0.98809	35.941	5.5294502	35.513537	2.6253	15.7515	0.4	14.20541	7.37	19.3481	7.7392	24.32	131.114
3	2.594	7.9	0	0.2308	0.97301	38.526	8.8906357	37.486212	2.666	15.9957	0.4	14.99448	7.9	21.0611	8.4244	23.51	135.862
4	2.594	8.12	0	0.3077	0.95149	39.599	12.184297	37.677859	2.7263	16.3576	0.4	15.07114	8.12	22.1372	8.8549	22.87	135.844
5	2.594	8.02	0	0.3846	0.92308	39.111	15.042806	36.102733	2.8102	16.861	0.4	14.44109	8.02	22.5375	9.0150	22.43	131.59
6	2.594	7.56	0	0.4615	0.88712	36.868	17.016001	32.70635	2.9241	17.5444	0.4	13.08254	7.56	22.106	8.8424	22.18	122.66
7	2.594	6.64	0	0.5385	0.84265	32.381	17.43615	27.286207	3.0784	18.4703	0.4	10.91448	6.64	20.4405	8.1762	22.13	107.49
8	1.37	5.13	0	0.6154	0.78823	13.213	8.1309711	10.414708	1.7381	10.4285	0.4	4.165883	5.13	8.91634	3.5665	22.29	44.1771
somme							81.885375			193.213		126.1754			75.7019		1159.7

Kss 2.97594
Kas 1.92497

**Stabilité pour le cas de fin de construction
R=27.81m**

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	2.37	1.41	0	-0.25	0.96825	6.2824	-1.570599	6.0829038	2.4477	3.2721	0.4	2.433162	1.41	3.45129	1.38051717	27.14	25.5756
-2	2.781	2.36	0	-0.167	0.98601	12.339	-2.056457	12.166162	2.8204	16.9227	0.4	4.866465	2.36	6.65626	2.66250365	26.67	49.3611
-1	2.781	4.05	0	-0.083	0.99652	21.175	-1.764545	21.100883	2.7907	16.7442	0.4	8.440353	4.05	11.3024	4.52094507	25.81	81.9772
0	2.781	5.44	0	0	1	28.442	0	28.441843	2.781	16.686	0.4	11.37674	5.44	15.1286	6.051456	25.09	107.041
1	2.781	6.55	0	0.0833	0.99652	34.245	2.8537695	34.12612	2.7907	16.7442	0.4	13.65045	6.55	18.2791	7.31165191	24.54	126.057
2	2.781	7.38	0	0.1667	0.98601	38.585	6.4307844	38.045034	2.8204	16.9227	0.4	15.21801	7.38	20.8149	8.3259648	24.17	139.889
3	2.781	7.93	0	0.25	0.96825	41.46	10.365065	40.143725	2.8722	17.2332	0.4	16.05749	7.93	22.7766	9.11063251	23.99	149.195
4	2.781	8.16	0	0.3333	0.94281	42.663	14.220922	40.22284	2.9497	17.6982	0.4	16.08914	8.16	24.0695	9.62780754	24.03	153.778
5	2.781	8.06	0	0.4167	0.90906	42.14	17.558307	38.307703	3.0592	18.3552	0.4	15.32308	8.06	24.6572	9.86288087	24.28	153.474
6	2.781	7.56	0	0.5	0.86603	39.526	19.762898	34.230344	3.2112	19.2673	0.4	13.69214	7.56	24.2768	9.71073592	24.74	146.68
7	2.781	6.58	0	0.5833	0.81223	34.402	20.067881	27.942502	3.4239	20.5434	0.4	11.177	6.58	22.5292	9.01169153	25.4	131.072
8	1.07	4.81	0	0.6667	0.74536	9.6758	6.4505307	7.2119125	1.4356	8.61333	0.4	2.884765	4.81	6.90502	2.76200905	26.28	38.142
somme							92.318558			189.003		131.2088			80.338796		1302.24
										Kss	2.59831						
										Kas	1.72391						

Stabilité pour le cas de fin de construction
R=28.2m

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	1.99	1.45	0	-0.25	0.96825	5.4247	-1.356185	5.2524819	2.0553	3.2721	0.4	2.100993	1.45	2.98013	1.19205263	27.49	22.3689
-2	2.82	2.07	0	-0.167	0.98601	10.974	-1.829052	10.820818	2.86	17.16	0.4	4.328327	2.07	5.9202	2.36808165	27.2	44.7752
-1	2.82	3.77	0	-0.083	0.99652	19.987	-1.665586	19.917512	2.8298	16.9791	0.4	7.967005	3.77	10.6685	4.26740319	26.34	78.9688
0	2.82	5.19	0	0	1	27.515	0	27.515304	2.82	16.92	0.4	11.00612	5.19	14.6358	5.85432	25.62	105.741
1	2.82	6.31	0	0.0833	0.99652	33.453	2.787758	33.336737	2.8298	16.9791	0.4	13.33469	6.31	17.8563	7.14252364	25.05	125.7
2	2.82	7.16	0	0.1667	0.98601	37.959	6.326576	37.428528	2.86	17.16	0.4	14.97141	7.16	20.4776	8.19104572	24.67	140.469
3	2.82	7.71	0	0.25	0.96825	40.875	10.218834	39.577374	2.9125	17.4749	0.4	15.83095	7.71	22.4552	8.98209904	24.49	150.156
4	2.82	7.95	0	0.3333	0.94281	42.148	14.04924	39.737251	2.9911	17.9464	0.4	15.8949	7.95	23.7789	9.51157616	24.52	155.019
5	2.82	7.85	0	0.4167	0.90906	41.618	17.34065	37.832832	3.1021	18.6126	0.4	15.13313	7.85	24.3515	9.74061822	24.76	154.568
6	2.82	7.34	0	0.5	0.86603	38.914	19.456872	33.700291	3.2563	19.5375	0.4	13.48012	7.34	23.9009	9.5603662	25.22	147.211
7	2.82	6.35	0	0.5833	0.81223	33.665	19.63801	27.343949	3.4719	20.8315	0.4	10.93758	6.35	22.0466	8.81865329	25.87	130.638
8	1.58	4.7	0	0.6667	0.74536	13.961	9.3072533	10.405826	2.1198	12.7188	0.4	4.16233	4.7	9.96302	3.98520979	26.71	55.9343
somme							94.27437			195.592		129.1476			79.6139495		1311.55
										Kss	2.60013						
										Kas	1.74116						

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide R=26.91m

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
-4	1.54	1.25	0	-0.308	0.95149	3.619	-1.113538	3.4434275	1.6185	9.71113	0.4	1.377371	1.25	2.02315	0.80926054	26.34	14.2987
-3	2.691	2.24	0	-0.231	0.97301	11.332	-2.615155	11.026462	2.7656	16.5939	0.4	4.410585	2.24	6.19505	2.47802149	25.86	43.9581
-2	2.691	3.98	0	-0.154	0.98809	20.135	-3.097714	19.895426	2.7234	16.3405	0.4	7.95817	3.98	10.8392	4.33568919	24.99	75.4766
-1	2.691	5.43	0	-0.077	0.99704	27.471	-2.113139	27.389409	2.699	16.194	0.4	10.95576	5.43	14.6556	5.86222158	24.23	99.8426
0	2.691	6.6	0	0	1	33.39	0	33.389928	2.691	16.146	0.4	13.35597	6.6	17.7606	7.10424	23.63	118.351
1	2.691	7.5	0	0.0769	0.99704	37.943	2.9187	37.830676	2.699	16.194	0.4	15.13227	7.5	20.2425	8.09699114	23.18	131.928
2	2.691	8.12	0	0.1538	0.98809	41.08	6.3199584	40.590668	2.7234	16.3405	0.4	16.23627	8.12	22.1142	8.84567744	22.9	141.109
3	2.691	8.47	0	0.2308	0.97301	42.85	9.8885556	41.693811	2.7656	16.5939	0.4	16.67752	8.47	23.425	9.37001876	22.83	146.741
4	2.691	8.52	0	0.3077	0.95149	43.103	13.262573	41.012241	2.8282	16.9692	0.4	16.4049	8.52	24.0963	9.6385326	22.97	148.513
5	2.691	8.24	0	0.3846	0.92308	41.687	16.033392	38.480141	2.9153	17.4915	0.4	15.39206	8.24	24.0217	9.608664	23.31	145.758
6	2.691	7.58	0	0.4615	0.88712	38.348	17.698997	34.019131	3.0334	18.2005	0.4	13.60765	7.58	22.9933	9.19730156	23.84	137.132
7	2.691	6.45	0	0.5385	0.84265	32.631	17.570574	27.496571	3.1935	19.161	0.4	10.99863	6.45	20.5981	8.23922064	24.55	120.164
8	1.48	4.7	0	0.6154	0.78823	13.077	8.0475569	10.307865	1.8776	11.2658	0.4	4.123146	4.7	8.82487	3.52994767	25.42	49.8637
somme							82.80076			207.202		146.6303			87.1157866		1373.13

Kss 4.273297
Kas 2.643939

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide R=31.20m

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
-4	0.32	0.25	0	-0.308	0.95149	0.1504	-0.046277	0.1431035	0.3363	2.0179	0.4	0.057241	0.25	0.08408	0.03363161	31.09	0.70139
-3	3.120	1.4	0	-0.231	0.97301	8.2118	-1.89504	7.9901902	3.2065	19.2393	0.4	3.196076	1.4	4.48917	1.79566775	30.55	37.6308
-2	3.120	3.42	0	-0.154	0.98809	20.06	-3.086208	19.82153	3.1576	18.9456	0.4	7.928612	3.42	10.799	4.31958547	29.62	89.1281
-1	3.120	5.1	0	-0.077	0.99704	29.915	-2.30112	29.825924	3.1293	18.7756	0.4	11.93037	5.1	15.9593	6.38371475	28.69	128.737
0	3.120	6.45	0	0	1	37.833	0	37.83312	3.12	18.72	0.4	15.13325	6.45	20.124	8.0496	27.98	158.786
1	3.120	7.49	0	0.0769	0.99704	43.933	3.379488	43.803171	3.1293	18.7756	0.4	17.52127	7.49	23.4382	9.37529872	27.48	181.093
2	3.120	8.29	0	0.1538	0.98809	48.626	7.480896	48.046925	3.1576	18.9456	0.4	19.21877	8.29	26.1764	10.4705741	27.18	198.247
3	3.120	8.62	0	0.2308	0.97301	50.561	11.668032	49.196743	3.2065	19.2393	0.4	19.6787	8.62	27.6405	11.0561828	27.05	205.153
4	3.120	8.68	0	0.3077	0.95149	50.913	15.665664	48.443391	3.2791	19.6745	0.4	19.37736	8.68	28.4624	11.3849715	27.18	207.574
5	3.120	8.35	0	0.3846	0.92308	48.978	18.8376	45.21024	3.38	20.28	0.4	18.0841	8.35	28.223	11.2892	27.54	202.327
6	3.120	7.59	2.8	0.4615	0.88712	53.343	24.619968	47.321887	3.517	21.102	0.4	18.92875	7.59	26.694	10.677606	28.11	224.922
7	3.120	6.28	0	0.5385	0.84265	36.836	19.834752	31.039832	3.7026	22.2156	0.4	12.41593	6.28	23.2524	9.30094248	28.89	159.629
8	1	4.17	0	0.6154	0.78823	7.8396	4.8243692	6.1793842	1.2687	7.61202	0.4	2.471754	4.17	5.29035	2.11614172	29.85	35.1018
somme							98.982124			225.543		165.9422			96.253117		1829.03

Kss 3.95511
Kas 2.483966

**Stabilité pour le cas du Vidange Rapide
R=31.50m**

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	2.14	1.47	0	-0.231	0.97301	5.9141	-1.364793	5.7544735	2.1994	13.1962	0.4	2.301789	1.47	3.23307	1.2932261	30.80	27.3232
-2	3.150	2.45	0	-0.154	0.98809	14.509	-2.232138	14.336169	3.188	19.1277	0.4	5.734468	2.45	7.81049	3.12419411	30.31	65.9647
-1	3.150	4.14	0	-0.077	0.99704	24.517	-1.885929	24.444437	3.1594	18.9562	0.4	9.777775	4.14	13.0798	5.23190197	29.45	108.304
0	3.150	5.51	0	0	1	32.63	0	32.63022	3.15	18.9	0.4	13.05209	5.51	17.3565	6.9426	28.77	140.816
1	3.150	6.56	0	0.0769	0.99704	38.848	2.9883323	38.733214	3.1594	18.9562	0.4	15.49329	6.56	20.7254	8.2901635	28.24	164.561
2	3.150	7.29	0	0.1538	0.98809	43.171	6.6417508	42.657417	3.188	19.1277	0.4	17.06297	7.29	23.2402	9.29607146	27.90	180.672
3	3.150	7.7	0	0.2308	0.97301	45.599	10.522938	44.368604	3.2374	19.4243	0.4	17.74744	7.7	24.9278	9.9711358	27.79	190.081
4	3.150	7.75	0	0.3077	0.95149	45.896	14.121692	43.668922	3.3106	19.8637	0.4	17.46757	7.75	25.6572	10.262895	27.90	192.073
5	3.150	7.43	0	0.3846	0.92308	44	16.923254	40.615809	3.4125	20.475	0.4	16.24632	7.43	25.3549	10.14195	28.23	186.32
6	3.150	6.65	0	0.4615	0.88712	39.381	18.175985	34.935947	3.5508	21.3049	0.4	13.97438	6.65	23.6129	9.44516877	28.78	170.009
7	3.150	5.33	0	0.5385	0.84265	31.564	16.99614	26.597626	3.7382	22.4292	0.4	10.63905	5.33	19.9246	7.96985616	29.52	139.767
8	0.640	3.22	0	0.6154	0.78823	3.8743	2.3841871	3.0538309	0.8119	4.87169	0.4	1.221532	3.22	2.61448	1.04579013	30.44	17.6901
somme							83.271418			216.633		140.7187			83.014953		1583.58

Kss 4.291405
Kas 2.675911

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide R=33.31m

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	2.38	1.64	0	-0.25	0.96825	7.338	-1.834504	7.1050034	2.4581	14.7483	0.4	2.842001	1.64	4.03121	1.61248305	32.53	35.8058
-2	3.331	2.67	0	-0.167	0.98601	16.72	-2.786715	16.486426	3.3783	20.2695	0.4	6.59457	2.67	9.01993	3.60797163	32.02	80.3075
-1	3.331	4.47	0	-0.083	0.99652	27.992	-2.332699	27.895026	3.3426	20.0558	0.4	11.15801	4.47	14.9415	5.97661629	31.11	130.626
0	3.331	5.91	0	0	1	37.01	0	37.010075	3.331	19.986	0.4	14.80403	5.91	19.6862	7.874484	30.38	168.655
1	3.331	7.02	0	0.0833	0.99652	43.961	3.6634338	43.808297	3.3426	20.0558	0.4	17.52332	7.02	23.4652	9.38609539	29.83	196.704
2	3.331	7.8	0	0.1667	0.98601	48.846	8.140964	48.162593	3.3783	20.2695	0.4	19.26504	7.8	26.3504	10.5401418	29.45	215.776
3	3.331	8.23	0	0.25	0.96825	51.539	12.884641	49.902	3.4402	20.6415	0.4	19.9608	8.23	28.3132	11.3252767	29.35	226.899
4	3.331	8.29	0	0.3333	0.94281	51.914	17.304767	48.945273	3.5331	21.1984	0.4	19.57811	8.29	29.2891	11.7156238	29.47	229.487
5	3.331	7.94	0	0.4167	0.90906	49.723	20.71771	45.200706	3.6642	21.9854	0.4	18.08028	7.94	29.094	11.6375857	29.82	222.409
6	3.331	7.12	0	0.5	0.86603	44.587	22.293717	38.61385	3.8463	23.0778	0.4	15.44554	7.12	27.3857	10.9542837	30.40	203.319
7	3.331	5.73	0	0.5833	0.81223	35.883	20.931671	29.145242	4.101	24.6062	0.4	11.6581	5.73	23.499	9.39958521	31.19	167.878
8	0.700	3.35	0	0.6667	0.74536	4.4086	2.9390667	3.2859764	0.9391	5.63489	0.4	1.314391	3.35	3.14615	1.25845906	32.23	21.3134
somme							101.92205			232.529		158.2242			95.2886063		1899.18

Kss 3.833843
Kas 2.458536

Stabilité pour le cas du Vidange Rapide R=33.73m

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	2.99	2.09	0	-0.25	0.96825	11.748	-2.937077	11.37525	3.0881	18.5284	0.4	4.5501	2.09	6.45404	2.58161709	32.73	57.6783
-2	3.373	3.14	0	-0.167	0.98601	19.911	-3.318582	19.632997	3.4208	20.5251	0.4	7.853199	3.14	10.7415	4.29658303	32.21	96.2024
-1	3.373	4.95	0	-0.083	0.99652	31.389	-2.615762	31.279958	3.3848	20.3086	0.4	12.51198	4.95	16.7546	6.70185086	31.28	147.278
0	3.373	6.41	0	0	1	40.647	0	40.647348	3.373	20.238	0.4	16.25894	6.41	21.6209	8.648372	30.55	186.266
1	3.373	7.54	0	0.0833	0.99652	47.813	3.9844125	47.646643	3.3848	20.3086	0.4	19.05866	7.54	25.5212	10.2084758	29.99	215.087
2	3.373	8.32	0	0.1667	0.98601	52.759	8.7931861	52.021191	3.4208	20.5251	0.4	20.80848	8.32	28.4614	11.3845767	29.62	234.409
3	3.373	8.76	0	0.25	0.96825	55.549	13.887316	53.785342	3.4836	20.9017	0.4	21.51414	8.76	30.5165	12.2066024	29.51	245.889
4	3.373	8.82	0	0.3333	0.94281	55.93	18.643246	52.731062	3.5776	21.4656	0.4	21.09242	8.82	31.5545	12.6217966	29.64	248.664
5	3.373	8.47	0	0.4167	0.90906	53.71	22.379293	48.825853	3.7104	22.2626	0.4	19.53034	8.47	31.4273	12.5709329	30.01	241.777
6	3.373	7.64	0	0.5	0.86603	48.447	24.223537	41.956396	3.8948	23.3688	0.4	16.78256	7.64	29.7563	11.9025238	30.61	222.445
7	3.373	6.23	0	0.5833	0.81223	39.506	23.045123	32.088011	4.1527	24.9165	0.4	12.8352	6.23	25.8716	10.3486529	31.43	186.251
8	0.510	3.47	0	0.6667	0.74536	3.327	2.218024	2.4798262	0.6842	4.10542	0.4	0.99193	3.47	2.3743	0.94972068	32.61	16.2742
somme							108.30272			237.454		173.788			104.421705		2098.22

Kss 3.797157
Kas 2.411851

ANNEXE E

Le devis estimatif :

LA DIGUE					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire(DA)	Montant (DA)
1	Décapage de la couche de terre végétale	m ³	6150.48	240	1464115.2
2	Excavation du para fouille	m ³	1835.29	240	439269.6
4	Recharges	m ³	88919.76	120	10670373
5	Enrochements	m ³	3494.43	3000	10483290
5	Graviers	m ³	1043.22	1200	1251864
6	Sable	m ³	911.2455	1200	1093494.6
7	Produit asphaltite	m ³	200	3000	600000
L'EVACUATEUR DE CRUES					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	9850.36	250	2462590
2	Remblai	m ³	1206.3	120	144756
3	Béton armé 350 kg/m ³	m ³	625.45	22000	13759900
4	Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	59.78	11000	657580
5	Enrochements	m ³	678.43	3000	2035290
6	Gravier	m ³	188.56	1200	226272
7	Waterstop	ml	469.18	300	105378
DERIVATION, VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	401.4	250	100350
2	Remblai	m ³	160.79	120	19294.8
3	Béton 350 kg/m ³	m ³	425.11	22000	6376650
4	Béton de propreté 150 kg/m ³	m ³	21.56	11000	237160
7	Conduite en acier Ø400	ml	106	45000	4770000
8	Conduite en acier Ø250	ml	10	35000	350000
9	Conduite métallique Ø150	ml	10	30000	300000
10	Vanne Ø250	u	2	45000	90000
11	Vanne Ø150	u	2	35000	70000
12	Grille	u	1	3000	3000
Montant totale du barrage : 47227238DA					

A partir de ces devis on trouve que le coût total de notre ouvrage est estimé à :**50 Million de DA.**

ANNEXE F

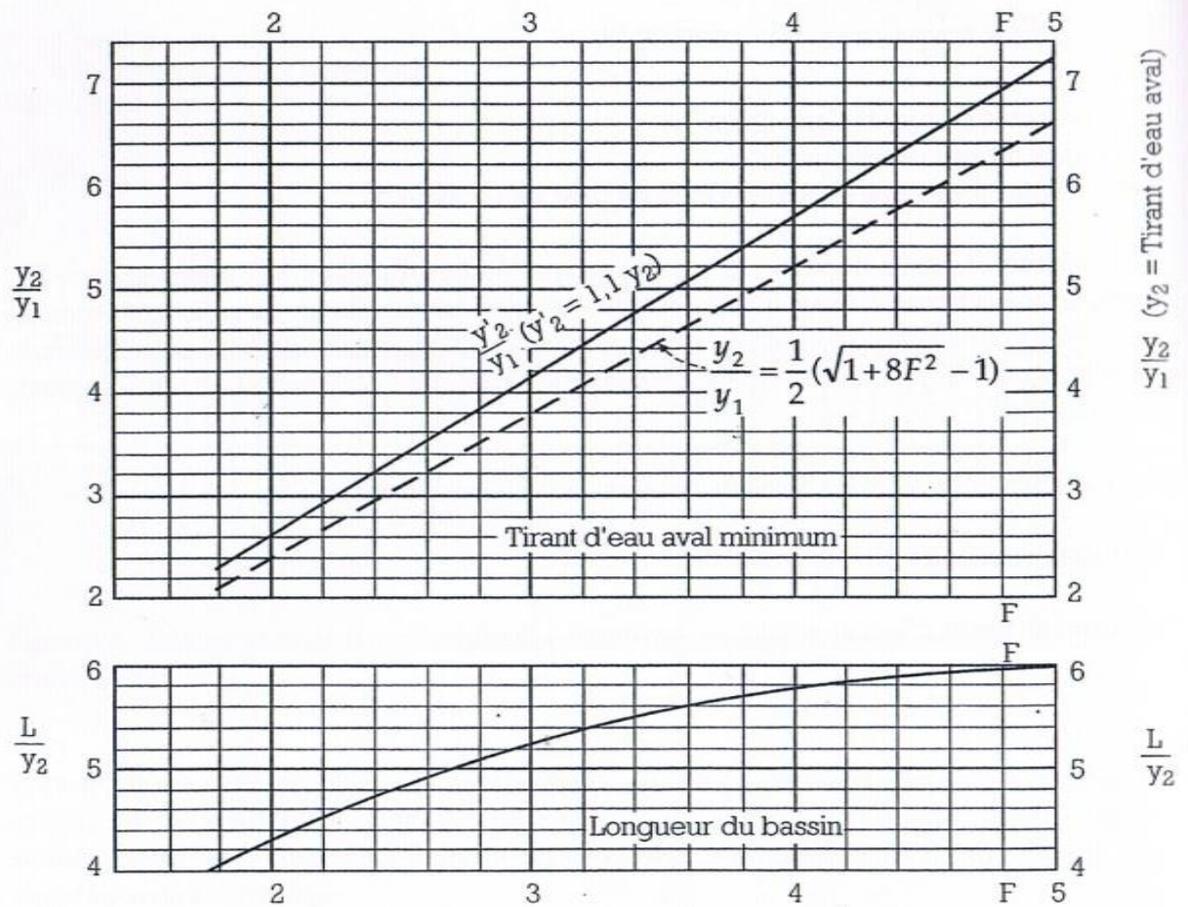
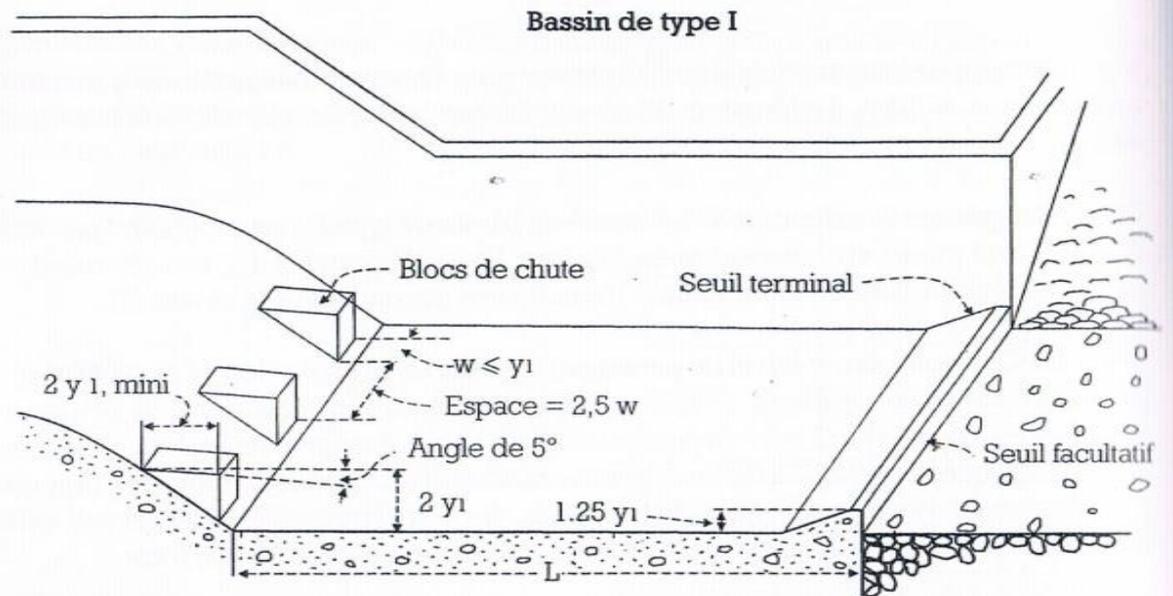


Figure 2.32 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude compris entre 2,5 et 4,5 (traduit de [5]).