

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

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI Abdellah »**

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE**

OPTION : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE
MAHOUANE SUR L'OUED EL-GUESSAR (W.Sétif)**

Présenté par :

M^r BENBOURICHE Zakarya

Promoteur:

M^r BENLAOUKLI.B

Devant le jury composé de :

Président: M^r M. K. MIHOUBI

Examineurs:

M^r : M. BACHIR CHERIF

M^{me} : N. HADJ SADOK

M^r : A. AMMARI

M^r : A. M.D.BENSALAH

Décembre 2011

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail à tous les adorables personnes dans ma vie sans exception, site :

- ❖ Celui qui représente pour moi l'exemple du courage, de volante, mon très cher grand père, ma deuxième mère, que Dieu les protèges et les garde ;
- ❖ Mes très chers frères : sifou et lahlou ;
- ❖ Mes très chères sœurs : nesrine, marieme, rahma, aicha, rado, hanen et aya ;
- ❖ Mes adorables nieces : halma, fadhila, fatiha, sadjia et nadjima ;
- ❖ Mes neveux : laamri, belkacem et nour eddine ;
- ❖ Ma grande famille ;
- ❖ Tous mes enseignants dès le primaire jusqu'à l'université
- ❖ Toutes mes amies sans particularité et spécialement à lounis, oussama, mustapha, hafa et nabil ;
- ❖ Tous les étudiants du l'ensh ;
- ❖ Toute la promotion de 2006-2011.

A 'vous.....merci.

Remerciement :

A l'issue de ce travail, je tiens à remercier en premier lieu le bon Dieu de m'avoir aidé afin de réaliser ce modeste travail ;

J'aimerais exprimer d'abord mes profonds remerciements à mon promoteur monsieur : BENLAOUKLI pour avoir accepté de m'encadrer et pour ses orientations et ses conseils qu'il m'a prodigué tout au long de ce travail, qu'il trouvé ici mes sentiments de gratitude et de profonde reconnaissance ;

Je remercie également monsieur : Mohamed HASSANE, maître de conférence à l'ENSH, qui m'a enseigné l'ouvrage hydrotechnique et hydraulique appliqué durant mon cursus ;

Mes respects s'adressent aux membres de jury messieurs :

Je remercie également l'ensemble des enseignants et tout le personnel de l'ENSH qui ont contribué à ma formation ;

Je remercie tout le personnel de l'ANBT surtout le département DET en particulier monsieur : ABBAS ;

Enfin, à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin je leur dit merci.

Liste des figures :

Chapitre I : Généralité sur les barrages.

Figure I.1 : Schéma représentant une vue en coupe dans un Barrage-poids.....	3
--	---

Chapitre II : Etude géologique.

Figure II-2 : La situation du barrage.....	6
Figure II-2 : Classification des zones sismiques (RP A99-V 2003).....	11
Figure II-3 : L'appareil à cisaillement rectiligne.....	18
Figure II-4 : L'odomètre et la courbe de compressibilité.....	19

Chapitre III : Hydrologie.

Figure III.1: Rectangle équivalent.....	30
Figure III.2 : Les courbes de niveau du bassin versant.....	32
Figure III.3 : La courbe hypsométrique	33
Figure III.4 : Le réseau hydrographique du bassin versant.....	41
Figure III.5 : Profil en long du cours d'eau principal.....	42
Figure III.6 : La répartition mensuelle des températures.....	44
Figure III.7 : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois.....	44
Figure III.8 : répartition mensuelle de l'évaporation.....	45
Figure III.9 : Répartition mensuelle des précipitations.....	46
Figure III.10 : représentation graphique de la loi de Gumbel.....	49
Figure III.11 : représentation graphique de la loi de log-normal (Galton).....	51
Figure III.12 : Pluies de Courte durée.....	54
Figure III.13 : Intensité –Durée –Fréquence	54
Figure III.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen	56
Figure III.15 : représentation graphique de la loi log-normale.....	58
Figure III.16 : Répartition mensuelle des apports 80% du site.....	59
Figure III.17 : Hydro-grammes des crues pures les différentes périodes de retour.....	64
Figure III.18 : Hydro-gramme de crue de projet a une période de retour 10 000 ans.....	66
Figure III.19 : Hydro-gramme de la crue de chantier.....	67

Figure VI.1 : Schéma explicatif des différents organes d'un barrage en terre	127
--	-----

Chapitre VII : Dérivation provisoire.

Figure VII.1 : Construction du batardeau.....	146
---	-----

Figure VII.2 : Courbe d'optimisation.....	150
---	-----

Chapitre VIII : Organisation de chantier.

Figure VIII.11 : Réseau à nœud.....	173
-------------------------------------	-----

Liste des tableaux :

Chapitre II : Etude topographique, géologique et géotechnique.

Tableau II.1 : Résultats des essais granulométrie.....	13
Tableau II.2 : Classification des sols fins selon la classification triangulaire de Taylor des Sols fins (contenant moins de 30% d'éléments de diamètre supérieur à 2mm).....	13
Tableau II.3 : Les conditions de chaque essai selon le moule retenu.....	16
Tableau II.4 : Résultats d'essai de Proctor.....	16
Tableau II.5 : Résultats d'essai chimiques.....	17
Tableau II.6 : Résultats des essais de cisaillement (UU, CD).....	18
Tableau II.7 : Le nombre et le type d'essai.....	19
Tableau II.8 : Les caractéristiques mécaniques et physiques d'enrochements.....	20
Tableau II.9 : Les caractéristiques du calcaire et les grès.....	20
Tableau II.10 : Récapitulation des paramètres d'état des argiles de noyau.....	21
Tableau II.11 : Récapitulation des calculs.....	22
Tableau II.12 : Récapitulation des paramètres d'identification des argiles.....	23
Tableau II.13 : Récapitulation des paramètres mécaniques.....	23
Tableau II.14 : Résultats des essais d'identification et mécanique Réalisés sur les calcaires.....	24
Tableau II.15 : Les caractéristiques de la fondation.....	25

Chapitre III : Hydrologie.

Tableau III.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	30
Tableau III.2 : Détermination de l'altitude moyenne.....	34
Tableau III.3 : détermination de la pente Roche Ip.....	35
Tableau III.4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	37
Tableau III.5 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux.....	38
Tableau III.6 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.....	42
Tableau III.7 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.....	42
Tableau III.8 : répartition mensuelle de la température.....	43
Tableau III.9 : Répartition mensuelle du vent.....	44
Tableau III.10 : répartition mensuelle de l'évaporation.....	45
Tableau III.11 : Données disponibles des stations situées dans la zone d'étude.....	45

Tableau III.12 : Station pluviométrique.....	46
Tableau III.13 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	46
Tableau III.14: Caractéristiques de la série pluviométrique (41ans).....	47
Tableau III.15: résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	49
Tableau III.16: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon...	50
Tableau III.17 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton.....	51
Tableau III.19: La pluie des courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	53
Tableau III.20: Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.....	55
Tableau III.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.....	55
Tableau III.22 : résultat de l'ajustement a la loi log-normale.....	57
Tableau III.23 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.	58
Tableau III.24 : récapitulatif de Volume annuel moyen.....	60
Tableau III.25 : Débits fréquentielles calculés.....	62
Tableau III.26 : Coefficient de forme de l'Hydro-gramme de crue δ.....	63
Tableau III.27 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps.....	63
Tableau III.28: Crue de projet recommandée.....	65
Tableau III.29 : La répartition mensuelle de l'apport 80%.....	68
Tableau III.30 : Répartition mensuelle des besoins en eau.....	68
Tableau III.31 : Courbe topographiques et volumétriques.....	68
Tableau III.32 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³).....	70
Tableau III.33 : Les volumes des pertes dans la retenue.....	72
Tableau III.34: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm³).....	73
Tableau III.35 : résultats de calcul du coefficient de débit.....	75
Tableau III.36 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	77
Tableau III.37 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b.....	78
Tableau III.38 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue pour T=10 000ans.....	78
Tableau III.39 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue pour T=1000ans.....	79
Tableau III.40: La revanche.....	80
Tableau III.41: calcul de la largeur en crête.....	81
Tableau III.42 : Tableau récapitulatif.....	82

Chapitre IV : Etude des variantes.

Tableau IV.1 : La revanche.....	90
Tableau IV.2 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	91
Tableau IV.3 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.....	91
Tableau IV.4 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	93
Tableau IV.5 : les coûts des variantes étudiées.....	94

Chapitre V : Etude de variante retenue.

Tableau V.1 : Epaisseur de l'enrochement en fonction des vagues.....	99
Tableau V.2 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	99
Tableau V.3 : Récapitulation des calculs.....	100
Tableau V.4 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.....	101
Tableau V.5 : Les bermes du barrage.....	101
Tableau V.6 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	104
Tableau V.7: Gradient hydraulique admissible.....	110
Tableau V.8 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.....	111
Tableau V.9 : Détermination de coefficient de sécurité.....	111
Tableau V.10 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	113
Tableau V.11 : Détermination des rayons : max et min.....	113
Tableau V.12 : Détermination des rayons : R_1 et R_2.....	114
Tableau V.13: Les caractéristiques géotechniques des sols.....	117
Tableau V.14 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	118

Chapitre VII : Dérivation provisoire.

Tableau VII.1 : Calcul du coefficient de débit.....	144
Tableau VII.2 : Calcul de dénivelé.....	144
Tableau VII.3 : Calcul de la charge déversant.....	145
Tableau VII.4 : Calcul des débits laminé.....	145
Tableau VII.5 : Récapitulatif des résultats.....	147
Tableau VII.6 : les paramètres.....	148
Tableau VII.7 : Calcul d'optimisation.....	149
Tableau VII.8 : Calcul la longueur de ressaut.....	153

Tableau VII.9 : calcul de la profondeur normale dans la risberme.....	154
--	------------

Chapitre VIII : Organisation de chantier.

Tableau VIII.1 : Types de chantiers.....	157
Tableau VIII.2 : Différentes installations dans chaque type de chantier.....	158
Tableau VIII.3 : Positionnement des différents postes.....	162
Tableau VIII.4: Engins et leurs taches.....	165
Tableau VIII.5: Symboles des opérations.....	172
Tableau VIII.6 : Détermination des chemins critiques.....	174
Tableau VIII.7 : DIAGRAMME DE GANT.....	175
Tableau VIII.8 : Devis estimatif de la digue.....	176
Tableau VIII.9 : Vidange de fond et prise d'eau.....	176

Table des matières :

Introduction générale

Chapitre I : Généralité sur les barrages.

Introduction.....	3
I.1 Généralités sur les barrages.....	3
I.1.1 Définitions.....	3
I.1.3 Objectifs des barrages.....	4
I.1.4 Choix du type de barrage.....	4
I.1.5 Choix du site de barrage.....	5
Conclusion.....	5

Chapitre II : Etude topographique, géologique et géotechnique.

Introduction.....	6
II.1 Situation géographique et topographique de site	6
II.1.1 La géographie de Sétif	6
II.1.2 La topographie à l'emplacement du barrage	6
II.1.2.1 Situation administrative	6
II.1.2.2 Situation géographique	6
II.1.2 La morphologie.....	7
II.1.3 Géologie de la zone d'étude	7
II.1.3.1 Objectif de l'étude géologique est d'assurer.....	7
II.1.3.2 Stratigraphie à l'emplacement du barrage	7

II.1.4 Contexte géologique de site d'implantation de l'ouvrage	8
II.1.4.1 Rive droite	8
II.1.4.2 Rive gauche.....	9
II.1.4.3 Lit de l'oued	9
II.1.5 La géologie de la cuvette	9
II.1.6 La géologie des zones d'emprunt	10
II.1.6.1 Zone d'emprunt des calcaires pour les éléments nobles	10
II.1.6.2 Zone d'emprunt des grès pour les recharges amont et aval	10
II.1.6.3 Zones d'emprunt des argiles pour le noyau.....	10
II.1.7 Etude géophysique	10
II.2 Sismicité	10
II 3 Caractéristiques géotechniques des matériaux d'emprunt.....	11
II.4 Étude géologique et géotechnique.....	11
II.4.1 Les procédures des différents essais géotechniques pour la zone de la cuvette (sol fin)	12
II.4.2 Les procédures des différents essais géotechniques pour Calcaire et grès ...	19
II.5 Les résultats des essais géotechniques	21
II.5.1 Les paramètres de nature	21
II.5.2 Les caractéristiques d'état	21
II.5.3 Caractéristiques d'identifications	23
II.6 Interprétation générale	23
II.6.1 Volume disponible	23

II.6.2 Zones d'emprunts	24
II.7 Les caractéristiques géotechniques de la fondation	24
Conclusion	25

Chapitre III : Etude hydrologique.

Introduction	27
III.1. Bassin versant	27
III.1.1. Caractéristiques physiques du bassin versant	27
III.1.2. Caractéristiques hydro-morphologiques	28
III.1.3. Hypsométrie du bassin versant	30
III.1.3.1 Le relief	30
III.1.4. Indices	35
III.1.5. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant	38
III.1.5.1. Le réseau hydrographique	38
III.1.6. Profil en long de l'Oued	41
III.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant	43
III.2.1 Température	43
III.2.2 Vitesse du vent	44
III.2.3. Evaporation	45
III.2.4 La pluviométrie	45
III.2.4.1. Stations et données disponibles	45
III.2.5. Les précipitations maximales journalières	46

III.3 Choix de la loi d'ajustement	47
III.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	47
III.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale)....	50
III.4. Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	52
III.5 Études des apports	54
III.5.1 Analogie avec la station de Fermatou (150601)	54
III.5.1.1 La Station Hydrométrique	54
III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement	56
III.5.3 Les apports fréquents	56
III.5.3.1 Ajustement de la série des apports à la loi log-normale	57
III.5.3.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% ...	58
III.5.4 Apport solide et l'estimation du volume mort	59
III.5.4.1 Apport solide en suspension	59
III.5.4.2 Le transport solide par charriage	61
III.6. Etude des crues	61
III.6.1 Hydro-gramme de crue	62
III.6.1.1 Détermination des Hydro-gramme de crues probables par la méthode de Sokolovski	62
III.6.2 Choix de la crue de projet	65
III.6.3 Choix de la crue de chantier	66
III.7 Régularisation	67
III.7.1 Régularisation saisonnière	68

III.7.1.1 Répartition mensuel de l'apport 80%	68
III.7.1.2 Répartition mensuel des besoins	68
III.7.1.3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»	68
III.7.1.3 Calcul du volume utile	69
III.7.1.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	69
III.7.1.5 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	71
III.7.2 Régularisation interannuelle	74
III.8 Laminage des crues	76
III.8.1 La méthode de KOCHERINE	76
III.9 La hauteur du barrage et sa largeur en crête	79
III.9.1 La revanche	79
III.9.2 Le tassement	80
III.9.3 La largeur en crête	80
III.9.4. La longueur en crête	81
Conclusion	82

Chapitre IV : études des variantes.

Introduction	84
IV.1 Le choix du site du barrage	85
IV.2 Le choix du type de barrage	85
IV.3 Les variantes à choisir	87
IV.4 Fixation du choix définitif du type de barrage	88

IV.5 Définition du profil général du barrage	89
IV.5.1 Hauteur de barrage	89
IV.5.1.1 Calcul de la revanche	89
IV.5.2 Largeur en crête	90
IV.5.3 La longueur en crête	91
IV.5.4 Pentes des talus	92
IV.6. Etude comparative	93
IV.6.1. Calcul des volumes	93
Conclusion sur le choix du type de barrage	94

Chapitre V : étude de variante retenue

Introduction	98
V.8. Etude de la variante retenue	98
V .8.1. Protection des talus	98
V.8.1.1. Talus aval	98
V.8.1.2. Talus amont	98
V.8.2. Diamètre moyen de l'enrochement	99
V.8.3 Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement (Parement en Rip-rap)	100
V.8.4 Les bermes	101
V.8.5. Protection de la crête	101
V.8.6.Clé d'étanchéité	101
V.8.7 Dispositif de drainage interne du remblai	102

V.9 Etude des infiltrations	103
V.9.1 Ligne de saturation	103
V.9.2 Calcul du débit de fuite par infiltration	105
V.9.3 Dispositifs de drainage	106
V.9.4 Lutte contre l'érosion interne: l'engendrement des filtres	109
V.9.5 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	110
V.9.5.1 Noyau du barrage	110
V.9.5.2 fondation du barrage	110
V.10 Calcul de stabilité	112
V.10.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	112
V.10.2 Conséquences de l'instabilité des talus	112
V.10.3 Ordre de calcul (Méthode des tranches)	113
V.10.4 Calcul des forces appliquées à chaque tranche	114
V.10.5 Classement des forces	115
V.10.6 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	116
Conclusion	118

Chapitre VI : Ouvrages annexes.

Introduction	120
VI.1 Etude des variantes des ouvrages annexes	120
VI.1.1 Ouvrages de prise d'eau et de vidange	120
VI.1.1.1 La vidange de fond	121
VI.1.1.2 La prise d'eau	125
VI.1.1.2.1 Choix du type de la prise d'eau	125
VI.1.1.2.2 Composants principaux de ces ouvrages.....	126
VI.1.1.2.3 Dimensionnement de la prise d'eau	128
Conclusion	131

Chapitre VII : Dérivation provisoire.

Introduction	141
VII.1 Dérivation provisoire	141
VII.1.2 Type d'ouvrage de dérivation provisoire	141
VII.1.3 Choix de la crue de dimensionnement	142
VII.1.4 Succession des travaux	142
VI.2 Calcul hydraulique de galerie	143
VII.3 Construction du batardeau	146
VII.3.1 Calcul de la revanche du batardeau	146
VII.3.2 Calcul de la largeur en crête du batardeau	147
VI.4 Calcul d'optimisation	147

VII.5 Portail d'entrée	150
VII.6 Choix et calcul de l'ouvrage de restitution.....	152
VII.7 Dissipateur d'énergie	152
VII.7.1 Conception d'un dissipateur de simple Type I ($1 < Fr1 < 1,7$).....	153
VII.7.2 Caractéristique de bassin dissipation	153
VII.7.3 Canal de restitution (risberme)	153
VI.3.1 Dimensionnement hydraulique de la risberme	154
VII.3.2 Vitesse dans la risberme	154
Conclusion	155

Chapitre VIII : Organisation de chantier.

Introduction	157
V.III.1 Généralité	157
V.III.1.3 Type de chantier	157
V.III.1.4 Installations clés	159
V.III.1.4.1 L'engin de levage	159
V.III.1.4.2 Équipement de mise en œuvre du béton	160
V.III.1.4.3 Installations du poste de ferrailage	160
V.III.1.4.4 Autres indications à transcrire sur le plan d'implantation	160
V.III.1.5 Installation du chantier	161
V.III.2 Travaux de réalisation	163
V.III.2.1 Travaux de terrassements	163

V.III.2.2 Travaux d'excavations	163
V.III.2.3 Travaux secondaires	163
V.III.3 Les moyens de chantier	164
VIII.4. Planification	166
VIII.4.1. Définition	166
Techniques de la planification	166
VIII.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau	166
VIII.4.2.1.1. Définition du réseau	166
VIII.4.2.1.2. Construction du réseau.....	167
VIII.4.2.1.3. Différentes méthodes basées sur le réseau	167
VIII.4.2.2 Méthodes basées sur le graphique	168
VIII.4.2.3 Les étapes de la planification	168
VIII.4.3 les paramètres de la méthode C.P.M	169
VIII.4.3.1 Chemin critique (C.C)	170
VIII.4.3.2 Attribution des durées de chaque opération	170
VIII.4.4 les plannings	170
VIII.5 Symboles des différentes opérations	171
VIII.7 Détermination des chemins critiques	174
VIII.8 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes :	176
Conclusion	177

Chapitre XI : Impact sur l'environnement.

Introduction	179
IX.1 Caractérisation des impacts	179
IX.2 Exemples d'impacts	180
IX.3 Mesures techniques.....	180
IX.4 Impact de barrage du Mahouane sur l'environnement	181
IX.5 Problèmes de réalisation de système Ouest.....	181
IX.6 Déplacement de la population.....	181
IX.5.1. Déplacement de la population.....	181
IX.5.2.Nuissances au voisinage des chantiers.	181
IX.5.3. Interruption d'infrastructures.....	182
IX.5.4. Modification des paysages	182
IX.5.5. Destruction de végétaux et d'habitats de la faune sauvage	182
IX.5.6 Réduction des débits transitant à l'aval des ouvrages	183
IX.5.7.Risque de dégradation de la qualité des eaux dans les retenues	183
IX.5.8. Risques sanitaires	183
IX.5.9. Modification des pratiques agricoles	184
Conclusion	230

Conclusion générale

Référence bibliographique

Annexes

المخلص:

السدود هي منشآت مائية موجهة لتخزين المياه من اجل استغلالها في مختلف الاستعمالات, يهدف عملنا الى دراسة جدوى لإنشاء سد على مستوى واد القصار (ولاية سطيف) من الناحية الجيولوجية و الهيدرولوجية و الاقتصادية من اجل الحاجة لمياه الشرب و السقي.

دراسة الجدوى تستلزم القيام بدراسة جيولوجية و هيدرولوجية, و بدراسة النماذج من اجل تحديد النمو المثالي لجسم السد, ثم قمنا بتصوير السدود (ارتفاع 69 متر و سعة 46.32 مليون متر مكعب) و حساب الابعاد التجهيزات الملحقة (مفرغ الفيضانات, مأخذ الماء, مفرغ القعر) ثم أتممنا بتنصيب الورشة.

Résumé :

Les barrages sont des ouvrages hydrauliques appelés à accumuler les eaux à fin de les utiliser pour différents usages, le présent travail porte sur l'étude de faisabilité d'un barrage réservoir sur l'oued de EL-GUESSER (Willaya de SETIF) de point de vue géologique hydrologique et économique, destiné à satisfaire la demande en eau potable et celle de l'irrigation.

L'étude de faisabilité consiste à faire une étude géologique hydrologique ainsi que une étude de variante pour fixer le type de la digue à concevoir. En suite procéder à la conception de la digue (hauteur de 69m et une capacité de 46.32 million m³), et le dimensionnement des organisations de chantier (dérivation provisoire, prise d'eau, vidange du fond).

En fin une étude d'organisation de chantier, et l'impact du barrage sur l'environnement ou été faite.

Abstract:

The dams are hydraulic structures required to store water at the end to use for different purposes, this work focuses on the feasibility study of a dam reservoir on the river GUESSER (Willaya of Setif) point of view geological, hydrological and economic, designed to satisfy the demand for drinking water and of irrigation.

The feasibility study is to make a geological and hydrological study of a variant to determine the type of dam design. In later proceed with the design of the dam (height of 69m and a capacity of 46.32 millionm³), and design organizations of construction (temporary diversion, water intake, drain from the bottom).

Finally a study of site organization and the impact of the dam on the environment have been made.

Introduction générale :

Sans eau, il n'y a pas de vie sur notre planète, mais sa répartition géographique est saisonnière et malheureusement inégale.

Dans certaines zones qui souffrent de sécheresse, la rareté de l'eau en fait un bien précieux, ailleurs, des cours d'eau en crue provoquent des inondations, menaçant les biens et les personnes.

Depuis toujours, les barrages-réservoirs ont permis de recueillir, stocker et restituer au bon moment l'eau nécessaire au développement et au maintien des civilisations.

Un des moyens les plus efficaces de gestion des ressources en eau pour répondre au besoin humain est la construction des barrages en vue de stockage et d'une distribution rationalisée de l'eau en fonction des besoins.

En Algérie, l'évolution démographique ainsi que la nécessité du développement du cote agricole de l'état obligent la création soit des retenues collinaires, ou l'engendrement des projets de transfert.

Permis les projets de transfert à travers le pays, le projet de transfert de 'Sétif-hodna' qui s'est basé sur deux systèmes ;

- Le système Est concernant le barrage de Draa Diss, et qui sera alimenté par le barrage de Jijel.
- Le système Ouest concernant le barrage de Mahouane et qui sera alimenté par le barrage de Kharrata.

Une gestion efficace de l'eau à l'échelle locale, régionale et mondiale est nécessaire afin de subvenir au besoin actuel et futur des populations la croissance démographique implique la réalisation de nouveaux barrages, notamment dans les pays en voie de développement et dans la vaste zone aride du monde. Une gestion de l'eau à l'échelle du bassin fluvial est essentielle pour l'obtention d'une fourniture optimale d'eau et la réalisation d'autres bienfaits.

En parallèle, certains barrages risquent d'entraîner des problèmes graves sur le milieu si les études de faisabilité, d'impact sur l'environnement et de stabilité à court et à long terme n'ont pas été suivies d'une attention particulière.

Cependant, il est possible d'éliminer ou au moins réduire ces effets négatifs en apportant un grand soin aux études de projet et en adoptant diverses mesures de prévention et d'atténuation.

Chapitre I

Généralités sur les barrages

INTRODUCTION GENERALE :

Sans eau, il n'y a pas de vie sur notre planète, mais sa répartition géographique est saisonnière et malheureusement inégale.

Dans certaines zones qui souffrent de sécheresse, la rareté de l'eau en fait un bien précieux, ailleurs, des cours d'eau en crue provoquent des inondations, menaçant les biens et les personnes.

Depuis toujours, les barrages-réservoirs ont permis de recueillir, stocker et restituer au bon moment l'eau nécessaire au développement et au maintien des civilisations.

Un des moyens les plus efficaces de gestion des ressources en eau pour répondre au besoin humain est la construction des barrages en vue de stockage et d'une distribution rationalisée de l'eau en fonction des besoins.

En Algérie, l'évolution démographique ainsi que la nécessité du développement du cote agricole de l'état obligent la création soit des retenues collinaire, ou l'engendrement des projets de transfert.

Permis les projets de transfert à travers le pays, le projet de transfert de 'Sétif-hodna' qui s'est basé sur deux systèmes ;

- Le système Est concernant le barrage de Draa Diss, et qui sera alimenté par le barrage de Jijel.
- Le système Ouest concernant le barrage de mahouane et qui sera alimenté par le barrage de Kharrata.

Une gestion efficace de l'eau à l'échelle locale, régionale et mondiale est nécessaire afin de subvenir au besoin actuel et futur des populations la croissance démographique implique la réalisation de nouveaux barrages, notamment dans les pays en voie de développement et dans la vaste zone aride du monde. Une gestion de l'eau à l'échelle du bassin fluvial est essentielle pour l'obtention d'une fourniture optimale d'eau et la réalisation d'autres bienfaits.

En parallèle certain barrage risque d'entraîner des problèmes graves sur le milieu si les études de faisabilité, d'impact sur l'environnement et de stabilité à court et à long terme n'ont pas été suivies d'une attention particulière.

Cependant, il est possible d'éliminer ou au moins réduire ces effets négatifs en apportant un grand soin aux études de projet et en adoptant diverses mesures de prévention et d'atténuation.

Introduction :

L'or bleu plus vital que le pétrole plus précieux que l'or, plus abondante que le charbon, c'est l'eau a toujours représente la source vitale, le plus important élément de la nature. Le développement de n'importe quel pays du monde se base essentiellement sur l'industrie et l'agriculture or ces derniers sont étroitement liées à l'existence de l'eau c'est pour cette raison que l'Algérie cherche à rentabiliser ces richesses en eau superficielles et souterraines en construisant les barrages et en exploitant les nappes souterraines.

I Généralités sur les barrages :

I.1 Définitions :

I.1.1 Définition d'un barrage :¹

Un barrage est un ouvrage hydraulique artificiel ou naturel (cause par accumulation de matériaux à la suite de mouvement de terrain) établie en travers du lit d'un cours d'eau, retenant ou pouvant retenir de l'eau.

Littéralement, le dictionnaire définit le mot « barrage » comme un ouvrage hydraulique artificiel qui barre ; sur toute la largeur d'une section d'une vallée ; le lit d'un cours d'eau, pour créer ainsi un lac artificiel (réservoir) dans une dépression topographique qu'on appelle cuvette, et qui doit être étanche.

Si on veut une définition complète, on peut se rapporter à celle qu'à donner le Professeur H.PRESS de Berlin : « un barrage est un ouvrage fixe de retenue qui partant de la Section du cours d'eau, ferme complètement la vallée et réalise un bassin de retenue utilisé comme réservoir ».

I.1.2 Définition d'un barrage-réservoir :

Toute structure permanente, construite en travers d'un cours intermittent ou non, afin de retenir, pendant un certain temps un volume d'eaux donnée et de relever la ligne d'eau d'un cours d'eau.

(Source : les barrages réservoirs en France-paragraphe 2).

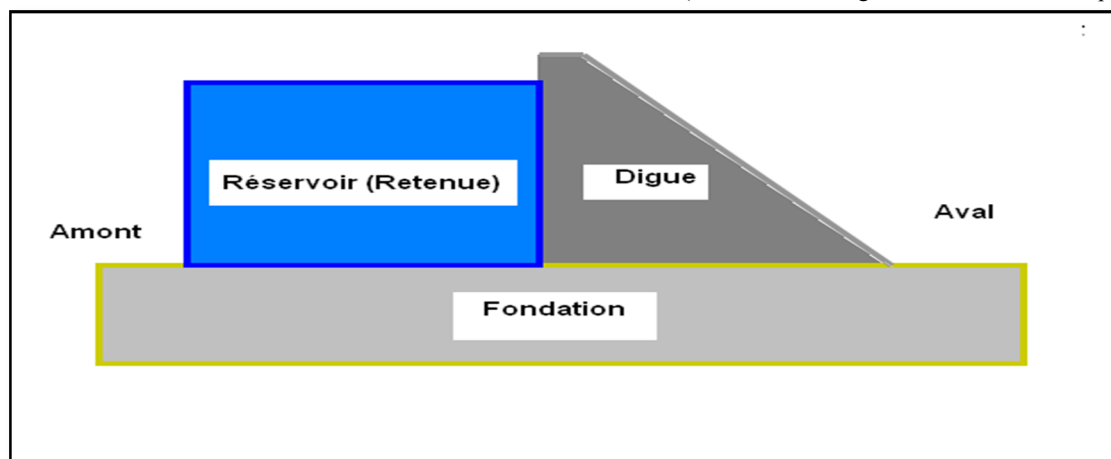


Figure I.1 : Schéma représentant une vue en coupe dans un Barrage-poids.

I.2 Objectifs des barrages :

Par la construction de barrages, l'homme influence de manière prépondérante l'écoulement naturel des eaux de ruissellement. Quatre raisons principales peuvent justifier cette intervention :

- La création d'une retenue.
Selon le volume utile de la retenue, le débit des apports et le mode d'utilisation de l'eau stockée. On distinguera les accumulations journalières, hebdomadaires, saisonnières ou inter saisonnières.
- La régulation des apports

Dans la plupart des régions du monde, la précipitation est concentrée sur des périodes courtes. Ces apports sont souvent très irréguliers d'une année à l'autre alors que les besoins en eau sont répartis de manière beaucoup plus homogène sur l'année. Il s'ensuit donc une succession de périodes de pénurie et d'excès que seule la réalisation d'une retenue permet de compenser. Par ailleurs, la régulation permet de prévenir des inondations en cas de crue.

- La surveillance du plan d'eau d'une rivière

La mise en place d'un barrage en travers d'un cours d'eau a pour effet de surélever le plan d'eau à l'amont. Cet effet est bien entendu utilisé pour la production hydroélectrique, mais également pour gérer la dérivation des eaux d'une rivière vers une prise d'eau, puis un canal d'amenée pour l'irrigation ou l'alimentation en eau potable.

- La création d'un plan d'eau

La réalisation d'un lac artificiel permet de disposer d'une surface qui peut être destinée aux loisirs, au troisième, à la pisciculture, à la navigation, à la protection incendie.

(Source : les barrages. Anton J. SCHLEISS ET HENRI POUGATSCH)

I.3 Choix du type de barrage

Parmi les critères de choix du type de barrage sont :

- ✓ Forme de la vallée
- ✓ Risque sismique
- ✓ Géologie et géotechnique
- ✓ Matériaux de construction
- ✓ Condition climatique
- ✓ Crue à maîtriser

I.4 Choix du site de barrage :

Le choix du site du barrage dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ Paramètre topographique
- ✓ Paramètre hydrologique
- ✓ Paramètre hydrotechnique
- ✓ Paramètre géologique et géotechnique
- ✓ Impacte du barrage sur l'environnement.

Le site doit remplir les conditions suivantes :

1. Avoir une grande capacité.
2. Les apports des rivières soient suffisants.
3. Le cout de barrage doit être justifié économiquement (Carons'intéresse beaucoup au prix du m³régularise ainsi qu'au rendement du barrage).

Conclusion

Construire est resté longtemps un "Art " qui nécessitait que des connaissances et des techniques relativement simples.

L'art de l'ingénieur consiste à construire un espace plein de matière pesante et résistante, et à le rendre capable de remplir les fonctions qu'on lui demande d'assurer.

Par exemple l'art de construire un barrage dépend des plusieurs techniques de reconnaissance sur l'espace, une réalisation à l'aide des matières bien sûr résistantes, et une surveillance lors et après la construction, pour arriver à réaliser un modèle étanche et résistant.

Outre, l'identification de n'importe quelle anomalie marquée, l'interprétation d'un intelligent ingénieur et le remède ordonné vont donner une très grande duré de vie à l'art réalisé.

Chapitre II

Etude topographique, géologique et
géotechnique

Introduction :

Avant de commencer l'exécution du projet, il est nécessaire d'avoir une connaissance des conditions topographiques, géologiques, hydrogéologiques, géophysique et géotechniques du site. Ces données sont à la base de la prise de décision concernant le type de barrage, l'emplacement de sa digue et même avec quoi on va le construire...etc.

II.1 Situation géographique et topographique de site :

II.1.1 La topographie à l'emplacement du barrage :

Le barrage de **Mahouane** qui se situe à **8km** au **Nord-Ouest** de la ville de **Sétif** et à **1km** presque du **village de Mahouane**, barre l'un des affluents d'Oued **Boussellem** appelé

El-Guessar. Le talweg de l'oued El-Guessar est en pente douce d'environ 1%. (Figure II.2)

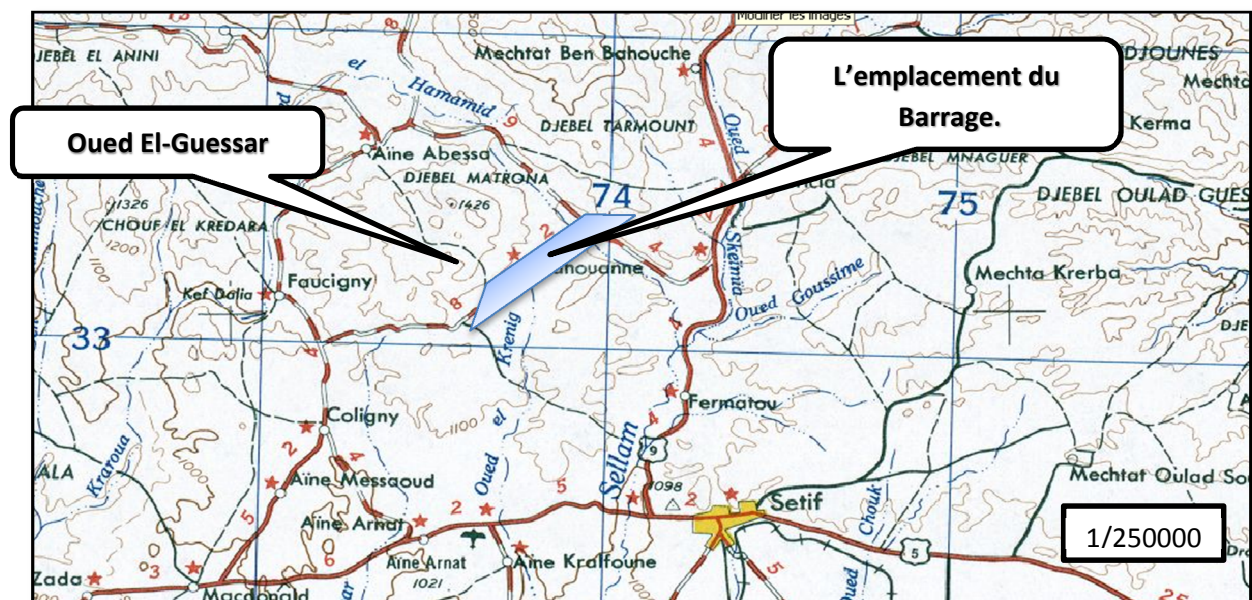


Figure II-2 : La situation du barrage.

Source : (A.N.R.H).

II.1.1.1 Situation administrative :

- Le lieu-dit : Mahouane
- Commune : Ouricia.
- Wilaya : Sétif.

II.1.1.2 Situation géographique :

II.1.1.2.1 Les coordonnées géographiques du site :

- Latitude : 33° 15'.
- Longitude : 05° 24'.
- Altitude : 1070m.

II.1.1.2.2 Les coordonnées cartographiques U.T.M :

- $X=713\ 630m$.
- $Y=4015\ 660m$.
- $Z=1070m$.

II.1.2 La morphologie :

Le site de mahouane sur l'oued de boussellem, est à morphologie aussi bien dans sa cuvette qu'au droit de l'unique resserrement notable sur le cours de l'oued.

La vallée présente au niveau de l'axe du barrage projeté une largeur au fond de l'ordre de 200m et des rives de pente environ 150° en rive gauche et 14° en rive droite se redressant à 40° entre les altitudes de 1125 et 1150 NGA.

La cuvette est vaste, à pente très douce, excepte quelque arbre.

II.1.3 Géologie de la zone d'étude :

II.1.3.1 Objectif de l'étude géologique est d'assurer :

- l'étanchéité de la cuvette ;
- l'emprise de la digue ;
- la stabilité des versants ;
- la qualité des matériaux d'emprunt.

II.1.3.2 Stratigraphie à l'emplacement du barrage :

D'après la carte géologique de Sétif (1/50.000) et la description qui a été fait par J.M. Vila dans la notice de cette carte, et selon les questions qu'on a posées et les réponses qu'on a reçues, la région où le barrage sera fondé connaît les formations suivantes :

II.1.3.2.1 Quaternaire :

Il est représenté par :

- **Les alluvions actuelles et récentes** : qui sont des limons, des sables, des graviers et des cailloutis qui représentent généralement le lit majeur de l'oued, surtout dans les régions septentrionales où le creusement reste actif.
- **Les terres arables, formations de pente, alluvions anciennes et quaternaire indéterminé** : qui sont des formations assez uniformément recouvertes de sols bruns qui rendent possible la culture.

II.1.3.2.2 Miot-pliocène :

Ce sont des sédiments composés par des couches de sables, graviers, limons, argiles et calcaires lacustres rougeâtres.

- **Flysch Kabyles** : il est représenté par la nappe numidienne formée d'argiles et des barres de grès grossiers à intercalations argileuses.
- **Nappe de Djemila** : elle est représentée sur le terrain par :
 - **Yprésien-Lutétien inférieur** : sous forme de calcaires bitumineux blancs à cassure noire et silex noirs.
 - **Maestrichtien supérieur à paléocène** : sous forme de marnes noires parfois à boules jaunes.

II.1.4 Contexte géologique de site d'implantation de l'ouvrage :

II.1.4.1 Rive droite :

II.1.4.1.1 Sommet de l'appui rive droite :

Les sondages effectués montrent que le sommet de cet appui est essentiellement constitué de calcaire rougeâtre (Mio-Pliocène), présentant cependant des faciès marneux qui sont qualifiés comme des Marino-calcaires.

De plus, ces sondages ont recoupé un horizon de calcaire à silex (Yprésien- Lutétien) à une cinquantaine de mètre de profondeur.

On revient au sommet des calcaires pour dire que la direction des bancs varie entre N070° et N100° vers l'Est.

À l'amont, le pendage est de 55° vers le S.SE, (c'est-à-dire vers l'aval du massif), alors que vers l'aval du massif, il est de 40° vers le Nord, (c'est-à-dire vers l'amont du massif). Ce changement de pendage se fait à la faveur d'un pli synclinal faillé.

II.1.4.1.2 Terrasse alluviale de la rive droite :

Pour arriver à connaître la lithologie, et par l'intermédiaire de la géotechnique, un sondage fait apparaître environ 4 à 5m d'argile brune à noire, limoneuse (**Miot-Pliocène**), avec quelque alluvion grossière (**Quaternaire**).

Après, il a été confirmé que l'épaisseur d'alluvions de la terrasse de la rive droite varie entre 5 et 9m.

II.1.4.2 Rive gauche :

II.1.4.2.1 Sommet de l'appui rive gauche :

Des marnes d'âge Maestrichtien sous-jacente au calcaire à silex. L'apparition des calcaires à silex de part et d'autre suppose l'existence d'un pli couché décalé par une faille.

On ajoute que le passage entre les marnes et les calcaires est un passage relativement sain.

De plus, l’affleurement des marnes altérées en partie supérieure de l’appui se fait à la faveur d’une faille.

II.1.4.2 Terrasse alluviale de la rive gauche :

Les sondages et les puits montrent des alluvions très fines de nature lithologique argilo-limoneuses avec quelque passées d’alluvions grossières, d’épaisseur de ce recouvrement superficiel varie entre 5 et 7m.

Quand on s’éloigne un peu plus loin du fond de l’oued, on rencontre des colluvions issues de l’altération des marnes, des grès... (Les formations se situant plus hautes).

II.1.4.3 Lit de l’oued :

Deux sondages ont été réalisées, deux sondages pressiométrique et plusieurs puits. Ils ont rencontré des alluvions avec une épaisseur de 7m à 14m à partir des sondages, alors dans les puits n’ont pas dépassé 3m de profondeur et n’ont donc jamais atteint le substratum. Ces alluvions sont à dominante argilo-limoneuse.

II.1.5 La géologie de la cuvette :

La cuvette de barrage de Mahouane sera remplie par un projet de transfert du barrage d’Ighil-Emda (Kherrata).

Sa majeure partie est constituée par la nappe de Djemila (rappelons que la nappe de Djemila est composée de formations marneuses et calcareuse (Crétacé sup- Campanien- à l’Éocène moyen). Dans la retenue –d’après la carte géologique- l’affleurement sont essentiellement marneux (Maestrichtien sup au Paléocène).

Ces marnes sont généralement recouvertes d’alluvions et colluvions de Quaternaires qui constituent l’essentiel des terrains directement en contact avec la retenue.

Ces formations récentes sont globalement imperméables (perméabilité de l’ordre de 10^{-7} m/s).

Dans sa partie nord, la retenue va ponctuellement baigner les flyschs de la nappe numidienne (barre de grès grossiers avec intercalations de couches argileuses).

II.1.6 La géologie des zones d’emprunt :

II.1.6.1 Zone d’emprunt des calcaires pour les éléments nobles :

Le périmètre d’exploitation du gisement des calcaires est situé à 6km au Nord-Ouest de la ville de Sétif et à 1km à l’Ouest du village de Mahouane. La superficie de ce gisement est de l’ordre de 20hectares.

II.1.6.2 Zone d’emprunt des grès pour les recharges amont et aval :

La future carrière des grès se situe à la rive gauche du barrage.

II.1.6.3 Zones d'emprunt des argiles pour le noyau :

L'étude a proposé quatre zones acceptables à l'exploitation en raison d'avoir un volume suffisant pour la conception du noyau.

Ces zones se situent sur des formations géologiques qui datent en principe le Quaternaire (comme le montre la suivante figure).

La zone la plus proche à l'axe du barrage est la 1^{ère} zone qui se situe à **150m** de l'axe du barrage, en rive droite de la cuvette. (Annexe II.1)

II.1.7 Etude géophysique :

Le terrain de barrage de Mahouane a été investigué par deux méthodes géophysiques en raison bien sûre de connaître la subsurface.

Ces deux méthodes sont :

- La sismique réflexion qui s'agit de créer des ondes artificielles par l'engendrement d'un choc d'après un vibrose ou un marteau piqueur. propagation de ces ondes dans les différentes couches de la subsurface par des vitesses différentes, plus les interceptes temps enregistrés par les géophones placés en surface permet le traçage d'un chronogramme.

L'utilisation des simples lois et règles géophysiques permet à l'ingénieur de connaître le sous-sol qu'est-ce qu'il contient.

- le sondage électrique vertical (S.E.V), est qui signifie la mesure d'une chute de potentiel, dans le but de connaître la variation verticale des résistivités des différentes formations traversées.

L'application toujours de simples lois et la comparaison des diagrammes tracés par des autres théories permettent le simple savoir à qui c'est ce qu'il cache en sous-sol.

II.1.8 Sismicité :

L'étude sismique est très importante avant la construction pour éviter les risques et les dégâts. La carte sismo-tectonique préparée en 1987 par l'université de STANFORD (USA) donne une idée sur la sismicité du Nord Algérien, cette carte nous donne une classification des zones sismiques, dont l'emplacement du barrage appartient à la zone II moyenne à forte sismicité. Cette étude est non fiable parce qu'elle est basée sur des données sismologiques, historiques et géologiques pas précises.

II.1.8.1 Séismicité historique :

L'Algérie du Nord a connu plusieurs séismes historiques dont certains ont été catastrophiques (1365, 1716, 1825, 1856, 1954, et 1980).

Karnik (1971) distingue trois zones particulièrement actives :

- La région d'Oran, Mascara, Relizane ;

- La zone s'étendant du massif de Dahra à la montagne de Hodna (triangle M'sila, Batna, Boussaâda) et des Aurès (Biskra).
- Une ligne de Kherrata, Constantine, Guelma.

II.1.8.2 Séismicité des nappes sétifiennes :

D'après **A. Caire**, les nappes Sétifiennes englobent les nappes Épi telliennes et le sous numidiens. Il s'agit principalement de la nappe de Djemila et de la klippe Numidienne Du Djebel Megrès. C'est une zone source surfacique qui se caractérise par une sismicité diffuse superficielle, peut être liée à l'accident NE-SW de Sétif ou au décrochement conjugué qui lui est associé dans la couverture. (Annexe II.2)

II.10 Caractéristiques géotechniques des matériaux d'emprunt :

Les contraintes économiques ont toujours obligé les projeteurs et les entreprises de réalisation des barrages à rechercher les matériaux de construction aux environs du site.

La réalisation en terre à noyau étanche et recharges en enrochement, exige les matériaux de construction suivants :

- Les argiles pour noyau : La zone d'emprunt envisagée pour fournir l'argile à noyau est implantée en rive droite de la cuvette à environ 150m de l'axe du barrage, en bordure de l'oued Gueusard
- Calcaire pour les recharges,
- Les enrochements pour la protection des talus ;
- Agrégats à béton.

La zone d'emprunt ne peut être trop éloignée du site sinon, son matériau s'avère trop cher à l'utilisation.

Généralement, une distance de 5km entre la zone d'emprunt et le site est considérée comme raisonnable.

II.11 Étude géologique et géotechnique :

Il est nécessaire de souligner l'importance des études géologiques et géotechniques au plan de la sécurité des ouvrages et du coût. La prospection géotechnique (sondages et puits) et les essais de laboratoire doivent confirmer les résultats de la reconnaissance et de l'étude géologique.

On peut définir la géotechnique comme un ensemble des disciplines qui doivent synthétiser les informations nécessaires permettant de résoudre les problèmes supposés, soit du site, soit de la nouvelle structure.

L'étude géotechnique doit être complétée par les données géologiques et hydrogéologiques, elle permet la détermination des terrains en question, leur état de contrainte in situ, de prévoir leur comportement pendant l'exécution et l'exploitation de la construction concernée, et finalement de définir les méthodes de réalisation, de type de fondation et les dimensionner, les précautions et les traitements à envisager pendant l'exécution.

(Source : J.P.Magnan, 2001, G.Philopponat).

II.11.1 Les procédures des différents essais géotechniques pour la zone de la cuvette (sol fin) :**II.11.1.1 La granulométrie (nf p94-056) :**

C'est un essai physique en vue de déterminer les proportions de grains de différentes tailles dans le sol.

Elle s'effectue par :

- Une voie sèche après le lavage du sol et faire un tamisage pour les grains d'un diamètre supérieur à 80 μm .
- Sédimentation pour les grains inférieurs ou égaux à 80 μm .

On trace un diagramme dans un papier semi-logarithmique dont :

- En abscisses : on met les dimensions de l'ouverture des tamis en valeurs Croissantes ;
- En ordonnées : on met les pourcentages des passants.

Et on détermine par ce diagramme le suivant :

- La dimension des plus gros éléments (d_{max}) ;
- Le % de tamisât à 2mm et à 80 μm ;
- Le facteur d'uniformité de Hazan : $C_u = d_{60}/d_{10}$;
- Le facteur de courbure : $C_c = (d_{30})^2 / (d_{10} \cdot d_{60})$.

19 essais sont effectués au cours de cette phase sur des échantillons ramenés des puits sur une zone susceptible d'être une zone d'emprunt d'argile et les résultats de ces essais sont représentés dans le tableau II.1.

Tableau II.1 : Résultats des essais granulométrie

Diamètre des grains	Pourcentage de la fraction granulométrique (moyenne en%)
Argile <0.002 mm	26
Limon 0.002-0.02 mm	18
Sable 0.02-2 mm	41
Éléments grossiers >2 mm	3
Élément <0.08 mm	84

Commentaire :

Le pourcentage des matériaux argileux et limoneux est aux alentours de 50% ($26+18=44$). Ce sol contient plus de 50% d'éléments de grains de dimension inférieure à 80 μm ce qui conduit à une

imperméabilité (sol relativement étanche) ; donc pour un noyau étanche on peut dire qu'il est convenable.

Classification des sols fins selon la classification triangulaire de Taylor des Sols fins est représentée dans le tableau II.2

Tableau II.2 : Classification des sols fins selon la classification triangulaire de Taylor des Sols fins (contenant moins de 30% d'éléments de diamètre supérieur à 2mm).

N° des puits	Argile%	Silt%	Sable%	élément>2mm%	La classification de sol
P1 (1.2m)	43	29	27	1	
	43	29	27		Argile
P2 (2.5m)	0	0	95	5	
	0	0	100		Sable
P3 (2.5m)	45	29	23	3	
	46	30	24		Argile
P4 (2.5m)	0	0	99	1	
	0	0	100		Sable
P5 (2m)	11	19	57	13	
	13	22	66		Limons sableux
P6 (2m)	0	0	100	0	
	0	0	100		Sable
P7 (2m)	70	20	0	0	
	78	22	0		Argile
P8 (2m)	0	0	0	0	
	0	0	0		
P10 (2m)	37	32	30	1	
	37	32	30		Limon argileux
P11 (1m)	49	26	23	2	
	50	27	23		Argile
P11 (1.9m)	23	43	26	8	
	25	47	28		Limons
P12 (2m)	59	29	0	0	
	67	33	0		Argile
P13 (2.5m)	0	0	0	0	
	0	0	0		
P14 (1.5m)	34	21	37	8	
	37	23	40		Limon argileux
P14 (3m)	20	24	48	8	
	22	26	52		Limon argilo-sableux
P15 (1.9m)	28	27	42	3	
	29	28	43		Limon argileux
P16 (1.5m)	0	0	96	4	
	0	0	100		Sable

N° des puits	Argile%	Silt%	Sable%	élément>2mm%	La classification de sol
P17 (2m)	37	27	32	4	
	39	28	33		Limon argileux
P18 (2m)	32	23	41	4	
	33	24	42		Limon argileux

Commentaire :

L'analyse granulométrique des échantillons qu'on a prélevés dans les différents puits permet de classer le sol comme limon argileux.

II.11.1.2 Sédimentométrie (nf p94-057) :

L'essai consiste à laisser en suspension le sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau, plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente conformément à la loi de Navier Stokes sur la vitesse de chute de billes sphériques dans l'eau.

La mesure de la densité de la suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion des grains de chaque diamètre.

Les analyses de sédimentométrie montrent que l'on est en présence de limons fortement argileux fortement carbonates plutôt qu'à des argiles pures.

II.11.1.3 limites d'atterberg (nf p94-051) :

La consistance d'un sol fin varie avec sa teneur en eau. La limite de liquidité w_L (teneur en eau pondérale) sépare l'état liquide de l'état plastique, la limite de plasticité W_P (teneur en eau pondérale) sépare l'état plastique de l'état solide.

Limite de retrait W_r est la teneur en eau pondérale au-dessous de laquelle le volume de l'échantillon ne varie plus.

Les limites d'Atterberg sont effectuées sur le seul mortier (diamètre des grains inférieur à $400\mu\text{m}$). La limite de liquidité est déterminée soit à la coupelle de Casagrande (NF P 94-051), soit au pénétromètre à cône (NF P 94-052-1).

La limite de liquidité déterminée à la coupelle de Casagrande w_L est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle l'entaille pratiquée dans l'échantillon se referme de 10mm sous 25 coups appliqués à une vitesse normalisée.

On détermine graphiquement que la limite de liquidité w_L , correspondant à un nombre de coup égal à **25**, est de **35,01%**.

La limite de liquidité déterminée au pénétromètre à cône W_L est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle le cône s'enfonce de **17mm**.

On détermine graphiquement que la limite de liquidité W_L , correspondant à un enfoncement du cône à **17mm**, est de **36%**.

La limite de plasticité W_p (NFP94-051), est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle un rouleau du sol de 3 mm de diamètre et de 100 mm de longueur se fissure ou s'émiette. La limite de retrait conventionnelle W_r (XPP94-060-1) ne concerne que les sols remaniés. C'est la teneur en eau pondérale de dessiccation au-dessous de laquelle le volume de l'échantillon ne varie plus. Le domaine de plasticité de l'argile est défini par l'indice de plasticité :

$$I_p = W_L - W_p$$

II.11.1.4 L'essai Proctor :

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale.

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage. L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau ; puis on trace une courbe en raison de représenter un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche optimale. Pour ces essais on peut utiliser, selon la finesse des grains du sol, deux types de moules :

Le moule Proctor:

Le diamètre de moule intérieur = 101,6 mm / H = 117 mm (sans rehausse) ;

V moule Proctor = 948 cm³.

Le moule CBR:

Moule = 152 mm / H = 152 mm (sans rehausse) dont disque d'espacement de 25,4 mm d'épaisseur, soit une hauteur H utile = 126,6 mm

V moule CBR = 2 296 cm³.

Avec chacun de ces moules, on peut effectuer deux types d'essai (choix par rapport à l'énergie de compactage) :

- L'essai PROCTOR NORMAL,
- L'essai PROCTOR MODIFIÉ.

Le choix de l'intensité de compactage est fait en fonction de la surcharge que va subir l'ouvrage au cours de sa durée de vie :

- Essai Proctor normal : Résistance souhaitée relativement faible, du type remblai non ou peu chargé,
- Essai Proctor modifié : Forte résistance souhaitée, du type chaussée autoroutière.

Les conditions des deux essais selon le moule retenu sont représentées dans le tableau II.3.

Tableau II.3 : Les conditions de chaque essai selon le moule retenu.

Proctor	Masse de la dame (Kg)	Hauteur de chute (Cm)	Nombre de coup par couche	Nombre de couche	Énergie de compactage (kg/m ³)
---------	-----------------------	-----------------------	---------------------------	------------------	--

Normal	2.49	30.5	25 (moule Proctor) 55 (moule CBR)	3 3	587 533
Modifie	4.54	45.7	25 (moule Proctor) 55 (moule CBR)	5 5	2680 2435

10 essais Proctor normal pour déterminer les poids volumiques sec et la teneur en eau a l'optimum Proctor normal et les résultats d'essai de Proctor sont représentés dans le tableau II.4.

Tableau II.4 : Résultats d'essai de Proctor.

Caractéristique	Symbole	Min	max	moy	n° d'essai
Poids volumique sec a l'optimum Proctor	$\gamma_{\max}$	1.5	1.7	1.61	10
Teneur en eau a l'optimum Proctor normal	W_{OPN}	18.8	23	20.83	10
Rapport teneur en eau naturel/teneur en eau de l'optimum Proctor normal	W_n/W_{OPN}	0.82	1.53	1.2	

Commentaire :

Les sols A_2 , A_3 se trouvent naturellement a une teneur en eau proche de celle de l'optimum si sa teneur en eau est comprise entre 0,9 à 1,2 fois la teneur en eau de l'optimum Proctor normal. Mais la fourchette de tolérance de se sol est de 0,82 à 1,53 donc ce sol est classe comme un sol humide, et peut être réutilise en remblai mais il faut d'abord prendre des dispositifs particulières (aération, traitement, etc...).

II.11.1.5 Essai chimique pour la matière organique :

Les résultats d'essai chimique sont représentés dans le tableau II.5

Tableau II.5 : Résultats d'essai chimiques.

caractéristique	pourcentage		
Teneur en matière organique	min	max	moy
	0.37	2.6	1.19
	0.37	1.75	0.91

Commentaire :

La teneur globale en matière organique ne dépasse pas 2% (acceptable), Au-delà de 2 à 3% de matière organique, l'utilisation des sols en remblais peut engendrer des problèmes de tassement à long terme comme le sol trouve dans le puits n° 7 ou la valeur de la teneur en matière organique est de 2,6% donc de préférence proscrire le sol autour ce dernier.

II.11.1.6 Essai de cisaillement :

- **Essai non consolidé non drainé (UU) :**

L'essai non consolidé non drainé (UU) correspond au comportement à court terme du sol.

L'application de la pression hydrostatique δ_3 et le cisaillement sont effectués à drainage fermé.

La résistance au cisaillement du sol est généralement constante ($\varphi = 0$). Elle est appelée « cohésion non drainée » et notée C_u . Elle traduit la résistance du sol dans son état actuel et permet de déterminer la capacité portante immédiate d'une fondation, d'étudier la stabilité immédiate d'un talus, d'un mur de soutènement...

- **Essai consolidé non drainé (CU) :**

Chaque éprouvette est consolidée (à drainage ouvert) sous une pression hydrostatique δ_3 puis cisailée à volume constant, donc à drainage fermé, sous cette même pression.

L'essai permet d'étudier la variation de la résistance au cisaillement non drainé du sol, en fonction de la pression de consolidation, à partir des caractéristiques C_{cu} et φ_{cu} . En outre, en mesurant la pression interstitielle, on détermine en cours de cisaillement le caractéristique inter granulaires ou effectives C' et φ' des sols satures, sans avoir recours à l'essai consolidé drainé ci-après toujours très long lorsque le sol est peu perméable. (Figure II.4)

Les résultats des essais de cisaillement (UU, CD) sont représentés dans le tableau II.6.

Tableau II.6 : Résultats des essais de cisaillement (UU, CD).

Type d'essai	caractéristique	Symbole	Unités	min	max	moy	N° d'essai
Dans l'essai non consolidé non drainé (UU)	Cohésion non drainée	C_u	bar	0,75	1	0,85	2
	L'angle de frottement interne	φ_u	degré	9	12	10,5	2
Dans l'essai consolidé drainé (CD)	Angle de frottement effectif	φ'	bar			22	1
	Cohésion drainée	C'	degré			0,32	1

Commentaire :

Les caractéristique à court terme C_u et ϕ_u obtenues à partir de l'essai triaxial UU, d'autre part à long terme les caractéristiques C' et ϕ' sont obtenues à partir de l'essai CD, le bon choix des paramètres géotechniques de calcul est fondamental pour calculer le coefficient F, CU est de l'ordre de 100kpas et ϕ_u supérieur à 10° .

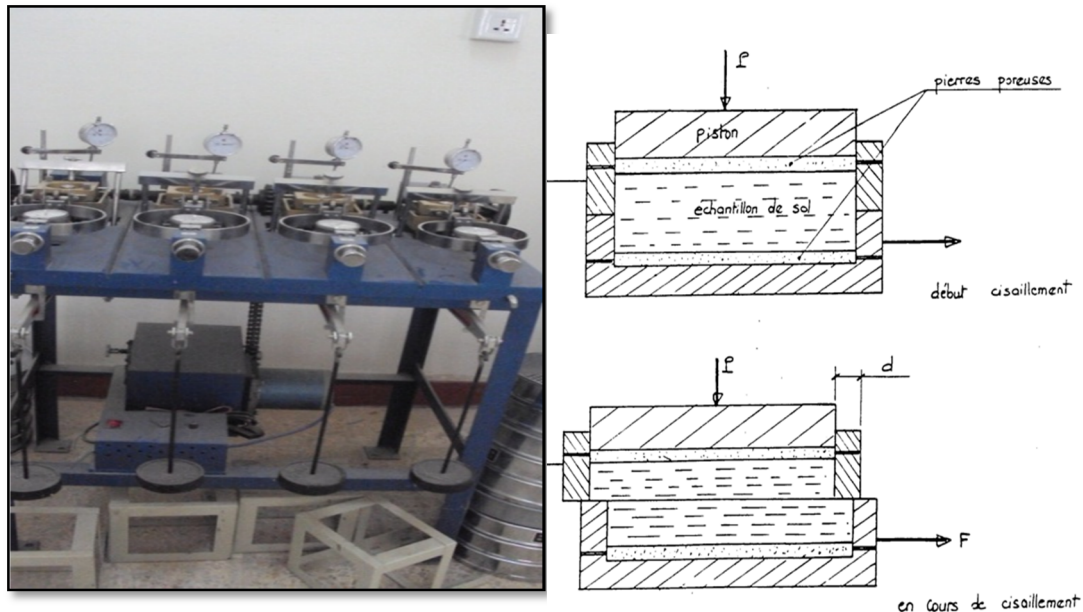


Figure II-4 : L'appareil à cisaillement rectiligne.

II.11.1.7 L'essai de compressibilité a l'odomètre (NF p94-090) :

Il permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution.

Le principe de l'essai consiste à mesurer le tassement d'une éprouvette de sol cylindrique soumise à une compression uni axiale croissante en empêchant toute déformation latérale. Les deux faces inférieure et supérieure de l'échantillon sont drainées.

Généralement l'essai est réalisé sur des échantillons saturés.

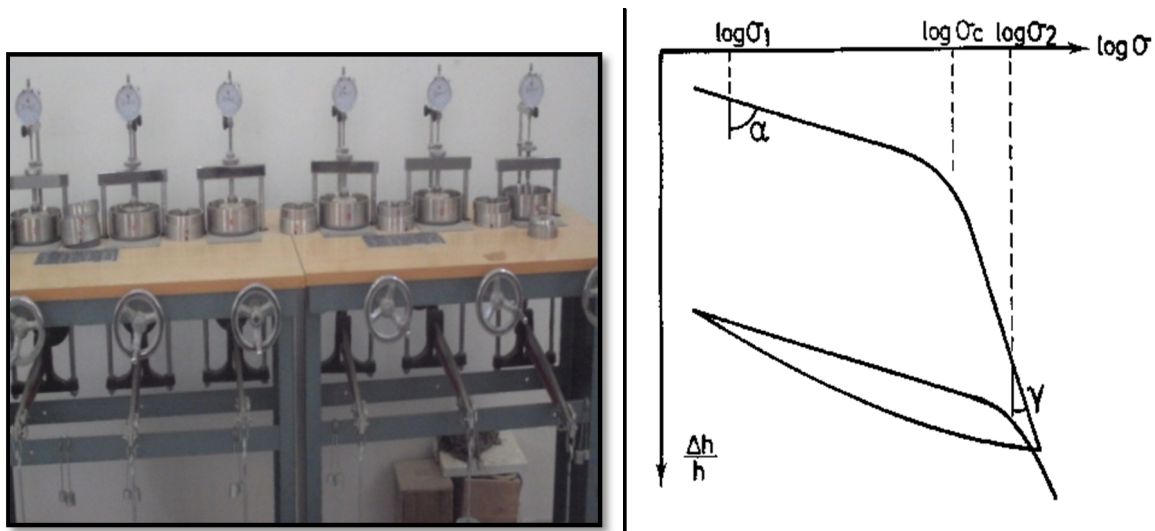


Figure II-5 : L'odomètre et la courbe de compressibilité. (Annexe II.3)

II.11.2 Les procédures des différents essais géotechniques pour CALCAIRE ET GRES :

Le nombre et le type d'essai sont représentés dans le tableau II.7.

Tableau II.7 : Le nombre et le type d'essai.

Nature	Type d'essai					
	identification	Compression simple	brésilien	Los angles	Micro deval	minéralogique
Calcaire	5	4	4	1	1	1
grès	2	4	3	1	1	1

II.11.2.1 Essai los Angeles (NF P 18-573) :

L'essai consiste à mesurer la masse m d'éléments inférieurs à 1,6 mm, produits par la fragmentation des matériaux testés (diamètre compris entre 4 et 50 mm) et que l'on soumet aux chocs de boulets normalisés, dans le cylindre de la machine Los Angeles en 500 rotations. Si M est la masse du matériau soumis à l'essai et m la masse des éléments inférieurs à 1,6mm produits au cours de l'essai, la résistance à la fragmentation aux chocs s'exprime par le coefficient Los Angeles LA :

$$LA = (m/M).100.$$

II.11.2.2 Essai Micro-Deval (NF P18-572) :

L'essai consiste à mesurer l'usure des granulats produite par frottements mutuels, en présence d'eau et d'une charge abrasive, dans un cylindre en rotation.

Si M est la masse de matériau soumise à l'essai (diamètre compris entre 4 et 50mm), on mesure après abrasion et usure dans un cylindre de rotation (12000 tours en 2heures), la masse m des éléments inférieurs à 1,6 mm produits, soit à sec, soit en présence d'eau.

La résistance à l'usure s'exprime par le coefficient Micro- Deval MDE :

$$MDE = (m/M).100.$$

Les résultats obtenus au le laboratoire sur les caractéristiques physique et mécaniques sont représentées au tableau II.8 :

Tableau II.8 : Les caractéristiques mécaniques et physiques d enrochements.

nature	W%	γ_h	γ_s	e	R_c (bar)	R_t (bar)	Los ANGLES	MDE
Grès	2.78	2.39	2.65	0.14				
		2.42	2.65	0.13	723	11	80	61
		2.42	2.64	0.12	406			
		2.43	2.65	0.12	663	41		
		2.39	2.63	0.13	452			
calcaire	0.17	2.64	2.692	0.01	425	51		
		2.64			734	57		

Commentaire :

Le

calcaire et les grès sont les deux types de matériau naturel qui peuvent être collectés à proximité du barrage et utiliser comme matériaux de construction. Ils ont les caractéristiques qui sont représentés dans le tableau II.9 :

Tableau II.9 : Les caractéristiques du calcaire et les grès.

Grès	Calcaire
Rive gauche (droit du barrage)	2.5km ouest
Bancs fissures de 1-3m	Aspect massif-bancs métrique
Relativement dense	Dense
Caractéristiques mécanique Moyennes Friable (LA-MDE)	Caractéristiques mécanique Moyennes diminuent avec la Saturation Peu friable
Enrochement	Rip-rap, agrégats.

Les valeurs médiocres obtenues à partir de l'essai LA-MDE donnent aux grès la classe F, (L_A-M_{DE}) dans la classification des granulats selon la résistance aux chocs et à l'usure. Cette classe (mauvaise classe) est interdite à utiliser comme agrégats à béton et rip-rap. Ils peuvent être utilisés comme enrochement mais cela nécessite d'effectuer autres essais pour confirmer.

II.12 Les résultats des essais géotechniques :

II.12.1 Les paramètres de nature :

Les analyses granulométriques et sédiment métriques réalisées montre que :

- La teneur moyenne en fines argileuses ($< 2\mu$) fait 35%.
- La teneur en limons ($2-80\mu$) fait 53%.

Alors, on conclut que ce type de sol est un limon fortement argileux et n'est pas une argile pure.

II.12.2 Les caractéristiques d'état :

Ces caractéristiques seront récapitulées dans le tableau II.10 :

Tableau II.10 : Récapitulation des paramètres d'état des argiles de noyau.

Le paramètre	symbole	La valeur
Le poids volumique apparent ou humide	γ_h	1.94 g/cm ³
Le poids volumique sec	γ_d	1.61 g/cm ³
Le poids volumique des grains solides	γ_s	2.57 g/cm ³

D'après ces paramètres, et à l'aide des formules en mécanique des sols, on peut connaître :

- **L'indice de vide :**

C'est le rapport entre le volume des vides et le volume des solides.

Selon les relations entre les différentes caractéristiques d'état :

$$\gamma_d = \gamma_s / (1+e)$$

$$e = \gamma_s - \gamma_d / \gamma_d$$

Application numérique :

$$e = 2.67 - 1.61 / 1.61 = 0.66.$$

$$e = 66\%.$$

- **La porosité :**

C'est le rapport entre le volume des vides et le volume total de l'échantillon.

$$n = e / (1+e)$$

Application numérique :

$$n = 0.66 / (1+0.66) = 40\%.$$

- **Le degré de saturation :**

C'est le rapport entre le volume des eaux dans l'échantillon et le volume des vides.

$$\gamma_h (1+e) = \gamma_s + e \cdot S_r$$

$$\gamma_h (1+e) - \gamma_s = e \cdot S_r$$

$$S_r = (\gamma_h (1+e) - \gamma_s) / e$$

Application numérique :

$$Sr = 1.94 (1+0.66) - 2.67 / 0.66$$

$$Sr = 98.54\%$$

- **La teneur en eau naturelle :**

Toujours c'est le rapport entre le poids des eaux dans l'échantillon et le poids des solides.

$$W = Sr \cdot e / \gamma_s$$

Application numérique :

$$W = 0.9854 \cdot 0.66 / 2.67$$

$$W = 25.30\%$$

- **La densité déjàugée :**

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = (1-n) (\gamma_s - \gamma_w)$$

Application numérique :

$$\gamma' = (1-0.4) (2.57-1)$$

$$\gamma' = 0.94 \text{ t/m}^3$$

Les résultats des calculs des paramètres sont récapitulés dans le tableau II.11.

Tableau II.11 : Récapitulation des calculs.

paramètre	symbole	RESULTAT
L'indice	e	66%
La porosité	n	40%
Le degré de saturation	Sr	98.54%
La teneur en eau	w	25.30%

Interprétation : on peut dire que ces argiles sont donc totalement saturées.

II.12.3 Caractéristiques d'identifications :

Ces caractéristiques seront récapitulées dans le tableau II.12, à partir de la détermination des limites d'Atterberg.

Tableau II.12 : Récapitulation des paramètres d'identification des argiles.

paramètre	symbole	La valeur
Limite de liquidité	W_L	50%
Limite de plasticité	W_P	25%
L'indice de plasticité	I_P	25%

Interprétation : selon le degré de la plasticité, cette argile est peu plastique.

- **L'essai Proctor :**

Les essais Proctor réalisés par LTPE et CEMAGREF sur les argiles pour le noyau mettent en évidence une teneur moyenne à l'optimum Proctor de 20.5 pour une densité sèche de 1.63.

- **Les caractéristiques mécaniques :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau II.13.

Tableau II.13 : Récapitulation des paramètres mécaniques.

paramètre	symbole	La valeur
La cohésion drainée	C'	0
L'angle de frottement interne	φ'	20
La cohésion sèche	C_u	0.5
L'angle de frottement interne	φ_u	0

II.13 Interprétation générale :

On constate, donc que ces matériaux, de couleur noire, présentent clairement des caractéristiques d'argiles peu plastiques, même s'ils comportent un pourcentage considérable des limons.

Il peut être y avoir l'effet de la forte teneur en Smectite.
Les Smectites étant des argiles relativement actives, elles contribuent à rendre le matériau relativement plastique, même s'il la teneur en fines ($<2\mu$) est faible.

II.13.1 Volume disponible :

La zone d'emprunt des argiles de la cuvette a été investiguée sur une superficie de 1 à 1.5km². Sur cette aire, les argiles semblent utilisables comme terre à noyau sur une épaisseur de 2m. Donc, le volume disponible est de l'ordre de 2 à 3 millions m³.

II.13.2 Zones d'emprunts :

➤ Zones d'emprunts de mio-pliocène, de farmatou et du col de takouka :

On peut récapituler les caractéristiques des argiles des trois zones d'emprunt complémentaire reconnues.

- Les matériaux de la zone de Farmatou apparaissent comme étant nettement plus limoneux que ceux de la cuvette, et donc moins plastiques ;
- Les argiles de la zone de col de Takouka sont un peu plus argileuses ($45\% < 2\mu$).
- Les argiles de la zone du Miot-Pliocène sont relativement proches de celles de la zone de la cuvette.

➤ **Les zones d'emprunt des enrochements, Rip-rap et agrégats pour Béton, ainsi que les matériaux nobles :**

Il a été envisagé deux possibilités :

- Grès de la nappe numidienne, situé à la rive gauche du barrage ;
- Calcaire provenant de la carrière près de Mahouane.

II.13.3 Calcaire de la carrière de Mahouane :

Rappelons que cette carrière est située à 6 km à l'ouest du site de barrage au Nord-Ouest de localité de mahouane.

Le tableau II.14 résume les résultats des essais d'identification et mécanique réalisés sur ces calcaires.

Tableau II.14 : Résultats des essais d'identification et mécanique Réalisés sur les calcaires.

Paramètre	$\gamma_d(\text{KN/m}^3)$	$\gamma_h(\text{KN/m}^3)$	$\gamma_{\text{sat}}(\text{KN/m}^3)$	$\gamma'(\text{KN/m}^3)$	$\Phi (^{\circ})$	C (KN/m ²)
calcaires de recharge	23	26.4	26.4	16.4	45	0

Interprétation :

Ce qui concerne le volume disponible, de même les calcaires peuvent largement subvenir aux besoins de matériaux pour les agrégats.

II.14 Les caractéristiques géotechniques de la fondation :

On a déjà signalé que la fondation de barrage de mahouane est une fondation très hétérogène et anisotrope.

Le tableau II.15 récapitule les différentes caractéristiques géotechniques des marnes de cette fondation.

Tableau II.15 : Les caractéristiques de la fondation.

Matériau		$\delta_h (\text{kn/m}^3)$	C (kpa)	$\phi (^{\circ})$	K (m/s)	n (%)
Colluvion / Alluvion		21	0	15	10^{-7}	46
Marnes argileuses Et altérées	RG	20.7	15	22	10^{-5}	20
	RD	20.7	20	25	10^{-5}	20
	Fond de l'oued	20.7	20	25	10^{-5}	20
Marnes saine		24	50	25	10^{-7}	10

Conclusion :

L'analyse de tous les matériaux nécessaire à la construction, afin d'obtenir les différents paramètres géotechniques caractérisant l'état, la nature ainsi que la résistance, nous permettent de dire que :

- ❖ L'argile choisie pour construire le noyau, et les matériaux choisis pour mettre les deux parements vont jouer ; successivement ; le rôle de l'étanchéité parce qu'il possède une perméabilité très faible, ainsi qu'une plasticité moyennement élevée, et le rôle de la stabilité.
- ❖ La valeur de la perméabilité mesurée pour les échantillons des alluvions et des colluvions formant la majeure partie de la cuvette indique une imperméabilité de la cuvette.

Chapitre III

Etude hydrologique

Introduction :

L'hydrologie est la science de la terre qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est-à-dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol. On parle d'hydrosphère pour désigner la partie de la planète dans laquelle l'eau se trouve. Les cycles hydrologiques sont donc présents dans l'hydrosphère. Au titre des échanges entre l'atmosphère, et la surface terrestre, l'hydrologie s'intéresse aux précipitations (pluie et neige...ect), à la transpiration des végétaux et à l'évaporation directe de la couche terrestre superficielle.

L'hydrologie de surface étudie le ruissellement, les phénomènes d'érosion, les écoulements des cours d'eau et les inondations.

L'étude hydrologique fournit également le volume et le débit maximal des crues très rares, qu'il faut considérer pour tous les ouvrages, même ceux n'ayant en principe aucun rôle de protection contre les crues : on impose généralement que le barrage une fois construit soit en mesure de supporter une crue ayant une période de récurrence de 10 000 ans (cela surtout pour les barrages en remblai qui ne peuvent supporter une submersion sans risque de ruine). Par extension, l'étude hydrologique comprend également les informations sur le régime des transports solides de la rivière, dus à l'érosion des sols du bassin versant, on évalue ainsi la rapidité de comblement de la « tranche morte » du réservoir.

III.1. Bassin versant :

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour suivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par l'exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

Les travaux cités sont effectués sur des cartes d'état-major :
Sétif (Nord-Ouest) à l'échelle 1/25000.
Bougaa Ouest à l'échelle 1/25000.

III.1.1. Caractéristiques physiques du bassin versant :**A - caractéristiques géomorphométriques :**

Nous avons trouvées :

1 - Surface du bassin versant:

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

$$S = 20.7 \text{ Km}^2$$

2 - Périmètre du bassin versant:

$$P = 20.4 \text{ Km}$$

3 - Longueur du talweg principal:

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

$$L_p = 8 \text{ Km}$$

III.1.2. Caractéristiques hydro-morphologiques :**1 - Indice de compacité de Gravelius "Kc":**

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

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

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.2)$$

P : Périmètre du bassin versant (Km) ;

S : surface du bassin versant (Km²) ;

K_C : indice de Gravelius ; **K_C = 1,25.**

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

si K_C = 1 => bassin parfaitement circularisé ;

si K_C = 1.128 => bassin ramassé ;

si K_C > 1.128 => bassin allongé.

Selon la valeur de K_C = 1.25, on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

2-Coefficient d'allongement :

Il est donné par la formule suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (III.3)$$

L : la longueur du talweg principal ;

S : la superficie du bassin versant.

Donc : C_a = 3.1.

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 côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés. (Figure III.1)

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

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

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

$$K_C = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \rightarrow (2) \dots\dots\dots(III.5)$$

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

La longueur est donnée par la formule :

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

La largeur est donnée par la formule :

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

Avec L : longueur du rectangle équivalent en (Km) ;

l : largeur du rectangle équivalent en (Km) ;

S : Surface du bassin versant (Km²).

K_C : Indice de compacité de Gravelius.

On obtient :

$$L_r = 7.22 \text{ km}$$

$$l_r = 2.87 \text{ km}$$

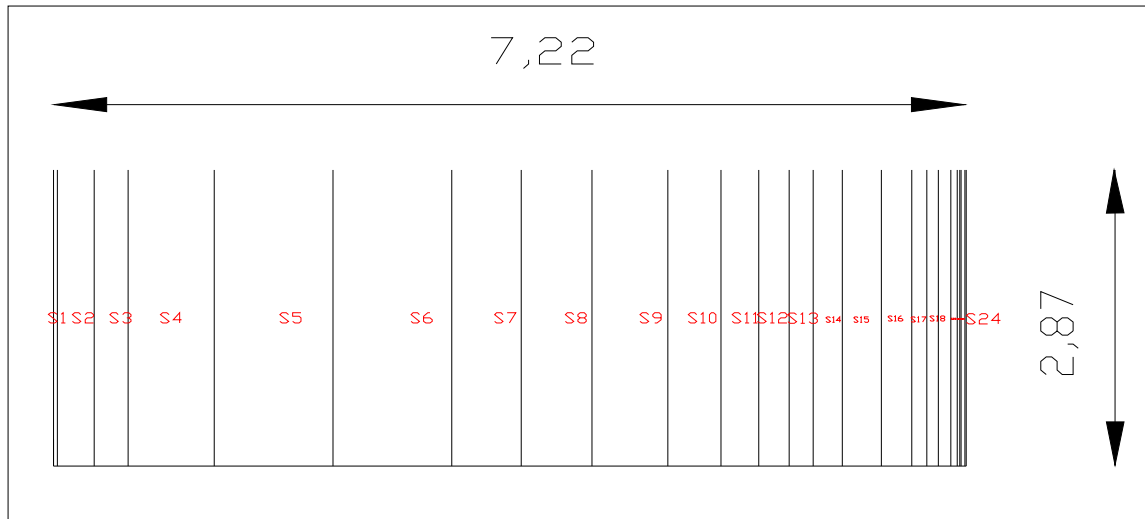


Figure III.1: Rectangle équivalent

III.1.3. Hypsométrie du bassin versant :

III.1.3.1 Le relief :

A - Répartition et courbe hypsométrique :

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

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

Les coordonnées des courbes hypsométriques sont représentées au tableau III.1

Tableau III.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.

Altitude (H_i) (m)	Altitude moyen $H_i - H_{i-1}$ (m)	Surfaces partielles (S) (km^2)	Surfaces partielles (S) (%)	Surfaces cumulées (km^2)	Surfaces cumulées (%)
1070-1080	10	0,074	0,36	0,074	0,36
1080-1100	20	0,818	3,95	0,892	4,31
1100-1120	20	0,789	3,81	1,681	8,12

Tableau III.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.(suite)

Altitude (H_i) (m)	Altitude moyen $H_i - H_{i-1}$ (m)	Surfaces partielles (S) (km²)	Surfaces partielles (S) (%)	Surfaces cumulées (km²)	Surfaces cumulées (%)
1120-1140	20	1,965	9,49	3,646	17,61
1140-1160	20	2,709	13,09	6,355	30,70
1160-1180	20	2,685	12,97	9,04	43,67
1180-1200	20	1,589	7,68	10,629	51,35
1200-1220	20	1,601	7,73	12,23	59,08
1220-1240	20	1,721	8,31	13,951	67,40
1240-1260	20	1,209	5,84	15,16	73,24
1260-1280	20	0,85	4,11	16,01	77,34
1280-1300	20	0,69	3,33	16,7	80,68
1300-1320	20	0,54	2,61	17,24	83,29
1320-1340	20	0,66	3,19	17,9	86,47
1340-1360	20	0,882	4,26	18,782	90,73
1360-1380	20	0,676	3,27	19,458	94
1380-1400	20	0,357	1,72	19,815	95,72
1400-1420	20	0,265	1,28	20,08	97,00
1420-1440	20	0,275	1,33	20,355	98,33
1440-1460	20	0,143	0,69	20,498	99,02
1460-1480	20	0,062	0,30	20,56	99,32
1480-1500	20	0,02	0,10	20,58	99,42
1500-1520	20	0,095	0,46	20,675	99,88
1520-1546	26	0,025	0,12	20,7	100

Les courbes de niveau du bassin versant sont représentées dans la figure III.2

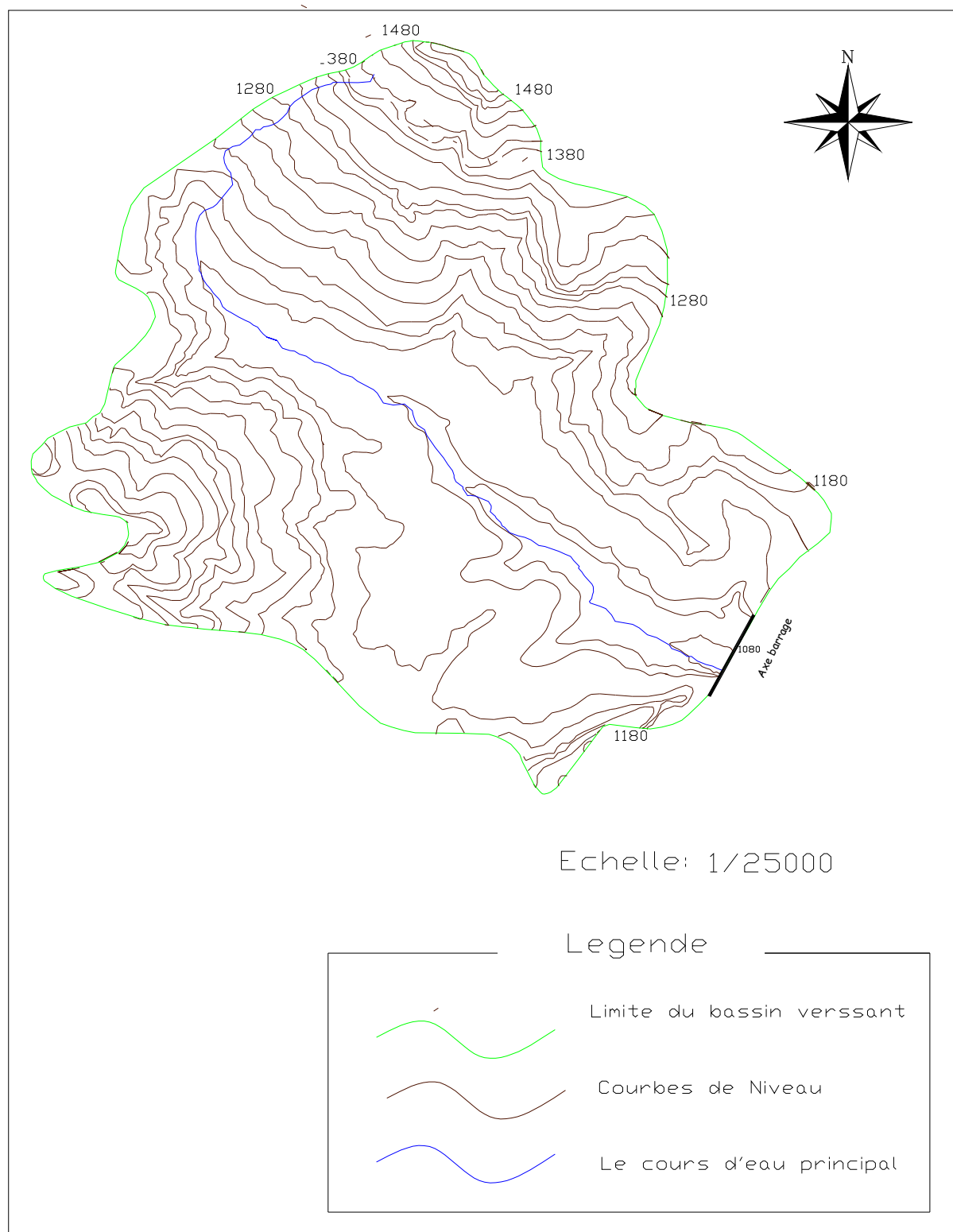


Figure III.2 : Les courbes de niveau du bassin versant

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure III.3.

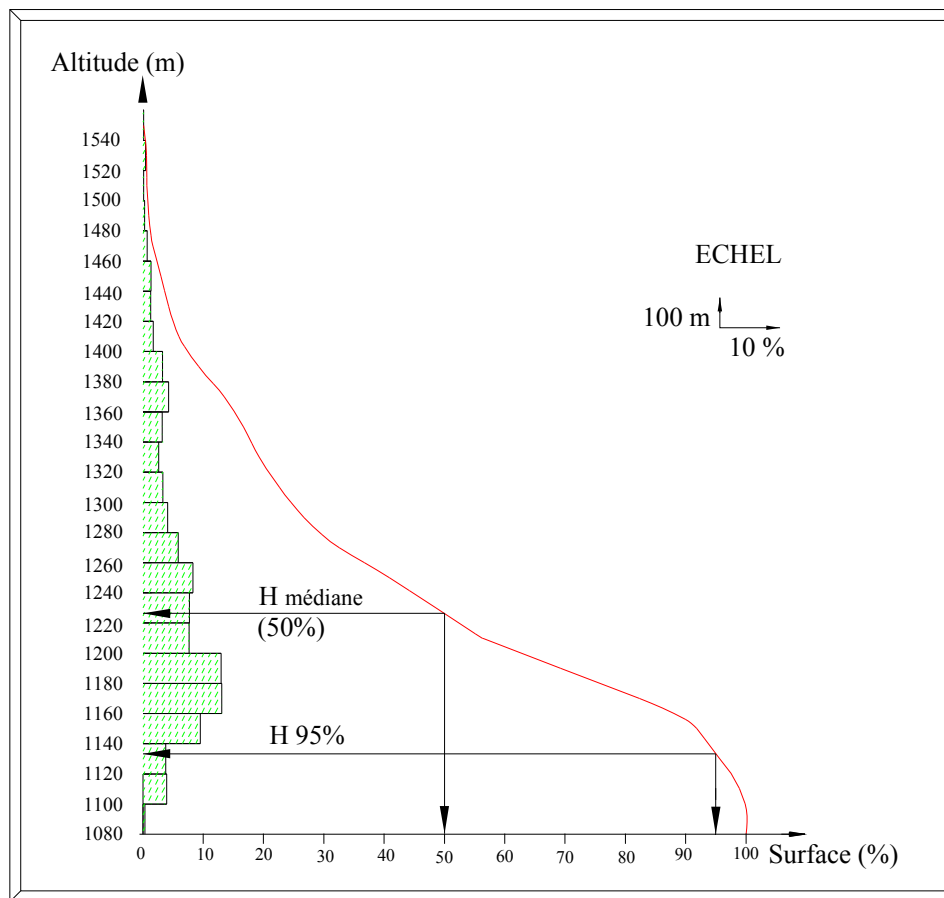


Figure III.3 : La courbe hypsométrique

B - Altitude médiane :

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

$$H_{\text{méd}} = 1413.5 \text{ m NGA.}$$

C - L'altitude moyenne :

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S} \dots \dots \dots (III.8)$$

Avec :

H_{moy} : altitude moyenne du bassin (m) ;

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau (km^2) ;

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

S : superficie totale du bassin versant (km²).

Les paramètres permettant le calcul de l'altitude moyenne du bassin versant sont représentés au tableau III.2

Tableau III.2 : Détermination de l'altitude moyenne

Altitude (H) (m)	Hi (m)	Si (km²)	Si. Hi (km².m)
1070-1080	1075	0,074	79,55
1080-1100	1090	0,818	891,62
1100-1120	1110	0,789	875,79
1120-1140	1130	1,965	2220,45
1140-1160	1150	2,709	3115,35
1160-1180	1170	2,685	3141,45
1180-1200	1190	1,589	1890,91
1200-1220	1210	1,601	1937,21
1220-1240	1230	1,721	2116,83
1240-1260	1250	1,209	1511,25
1260-1280	1270	0,85	1079,5
1280-1300	1290	0,69	890,1
1300-1320	1310	0,54	707,4
1320-1340	1330	0,66	877,8
1340-1360	1350	0,882	1190,7
1360-1380	1370	0,676	926,12
1380-1400	1390	0,357	496,23
1400-1420	1410	0,265	373,65
1420-1440	1430	0,275	393,25
1440-1460	1450	0,143	207,35
1460-1480	1470	0,062	91,14
1480-1500	1490	0,02	29,8
1500-1520	1510	0,095	143,45
1520-1546	1533	0,025	38,325

H_{moy}=1218.6m.

D - L'altitude maximale et minimale :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique on a : $H_{\max} = 1546 \text{ m NGA}$; $H_{\min} = 1080 \text{ m NGA}$

III.1.4. Indices

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

A - Indices de pente de ROCHE I_p :

La pente de Roche est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondéré par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i et H_{i+1} .

Il est donné par la formule suivante :

$$L_P = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{A_i D_i} \dots \dots \dots (III.9)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Les différents paramètres permettant le calcul de la pente Roche I_p sont représentés dans le tableau III.3

Tableau III.3 : détermination de la pente Roche I_p .

$H_i - H_{i-1}$	$D_i = H_i - H_{i-1}$	$S_i \text{ (Km}^2\text{)}$	$A_i = S_i / S \text{ (%)}$	$\sqrt{D_i A_i}$
1070-1080	10	0,074	0,36	1,89
1080-1100	20	0,818	3,95	8,89
1100-1120	20	0,789	3,81	8,73
1120-1140	20	1,965	9,49	13,78
1140-1160	20	2,709	13,09	16,18
1160-1180	20	2,685	12,97	16,11
1180-1200	20	1,589	7,68	12,39

Tableau III.3 : détermination de la pente Roche Ip. (suite)

Hi _ Hi-1	Di=Hi-Hi-1	Si (Km2)	Ai=Si/S (%)	$\sqrt{D i A}$
1200-1220	20	1,601	7,73	12,44
1220-1240	20	1,721	8,31	12,89
1240-1260	20	1,209	5,84	10,81
1260-1280	20	0,85	4,11	9,06
1280-1300	20	0,69	3,33	8,16
1300-1320	20	0,54	2,61	7,22
1320-1340	20	0,66	3,19	7,99
1340-1360	20	0,882	4,26	9,23
1360-1380	20	0,676	3,27	8,08
1380-1400	20	0,357	1,72	5,87
1400-1420	20	0,265	1,28	5,06
1420-1440	20	0,275	1,33	5,15
1440-1460	20	0,143	0,69	3,72
1460-1480	20	0,062	0,3	2,45
1480-1500	20	0,02	0,1	1,39
1500-1520	20	0,095	0,46	3,03
1520-1546	26	0,025	0,12	1,77
Somme		20,7	100	192,3

$I_p = 0.023 \%$

B - Indice de pente globale I_g :

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

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ tel que : $D = H_{5\%} - H_{95\%}$

$H_{5\%} = 1506,4 \text{ m}$

$H_{95\%} = 1218,4 \text{ m}$

$L = 7.22 \text{ Km}$

$I_g = 4\%$

C - Indice de pente moyenne I_{pm} :

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots \dots \dots (III.11)$$

(P. Dubreuil, 1974)

$I_{pm} = 6.6\%$.

D - Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tous les bassins versant de déférant surface.

La classification O.R.S.T.O.M des types reliefs est donnée dans le tableau III.4

Tableau III.4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).

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

$$D_s = I_s \sqrt{S} \dots \dots \dots (III.12)$$

$$D_s = 182m < 250$$

Remarque:

Le relief de notre bassin versant est à modéré relief.

E - Pente moyenne du bassin versant :

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0,5 L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0,5 L_n)}{S} \dots \dots \dots (III.13)$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

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

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

Les résultats des mesures sont récapitulés dans le tableau III.5 :

Tableau III.5 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux.

N°	cote de la courbe (m)	ΔH (m)	Longueur (Km)
1	1080	20	1.25
2	1100		6.88
3	1120		9.44
4	1140		14.13
5	1160		18.26
6	1180		19.95
7	1200		21.47
8	1220		19.51
9	1240		19.18
10	1260		20.21
11	1280		19.51
12	1300		20.52
13	1320		20.21
14	1340		21.24
15	1360		21.38
16	1380		21.39
17	1400		21.37
18	1420	20	20.69
19	1440		20.62
20	1460		20.54
21	1480		20.42
22	1500		20.51
23	1520		20.40
24	1540		20.40

$$I_{moy} = 0,41 \%$$

III.1.5. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant :

III.1.5.1. Le réseau hydrographique

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ». (Figure III.4)

A - Densité de drainage D_d :

C'est le rapport entre la longueur totale 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 .

$$D_s = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III.14)$$

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 44.515 Km.

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

$$D_d = 2.15 \text{ km/km}^2$$

(B.TOUAIBIA: Manuel pratique hydrologie: ENSH BLIDA; Mars 2004)

B - Densité du thalweg élémentaire :

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.15)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1 ; $N_1=41$;

S : Superficie du bassin versant.

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

C - Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III.16)$$

$$C_t = 4.3 \text{ Km}^{-3}$$

(B.TOUAIBIA: Manuel pratique hydrologie : ENSH BLIDA; Mars 2004)

D - La longueur moyenne des versants :

$$L_i = \frac{L}{n_i} \dots\dots\dots (III.17)$$

D_d : densité de drainage en Km/Km^2

L : longueur de rectangle équivalent en Km

$$L_i = 1.68 \text{ Km}$$

E - La pente moyenne de cours d'eau principale :

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

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots \dots \dots (III.18)$$

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

ΔL : La distance entre ces deux points.

$$I = 3.47 \% \quad (B.TOUAIBIA: \text{Manuel pratique hydrologie : ENSH BLIDA; Mars 2004})$$

F - Temps de concentration du bassin versant t_c :

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire, il existe plusieurs formules. Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI** (1937) soit :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 15 L_{ep}}{0.5\sqrt{H_{mo} - H_{min}}} \dots \dots \dots (III.19)$$

Avec : S : surface du bassin versant (Km^2).

L_{ep} : longueur de cours d'eau principal (Km).

T_c : temps de concentrations exprimé en heure.

H_{moy} : altitude moyenne (m).

H_{min} : altitude minimale (m).

$$t_c = 3.11 \text{ heures.} \quad (B.TOUAIBIA: \text{Manuel pratique hydrologie : ENSH BLIDA; Mars 2004})$$

G - Vitesse de ruissellement :

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots \dots \dots (III.20)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km) (B.TOUAIBIA: Manuel pratique hydrologie : ENSH BLIDA; Mars 2004)

T_c : Temps de concentration (h)

$$V_r = 2.57 \text{ Km/h}$$

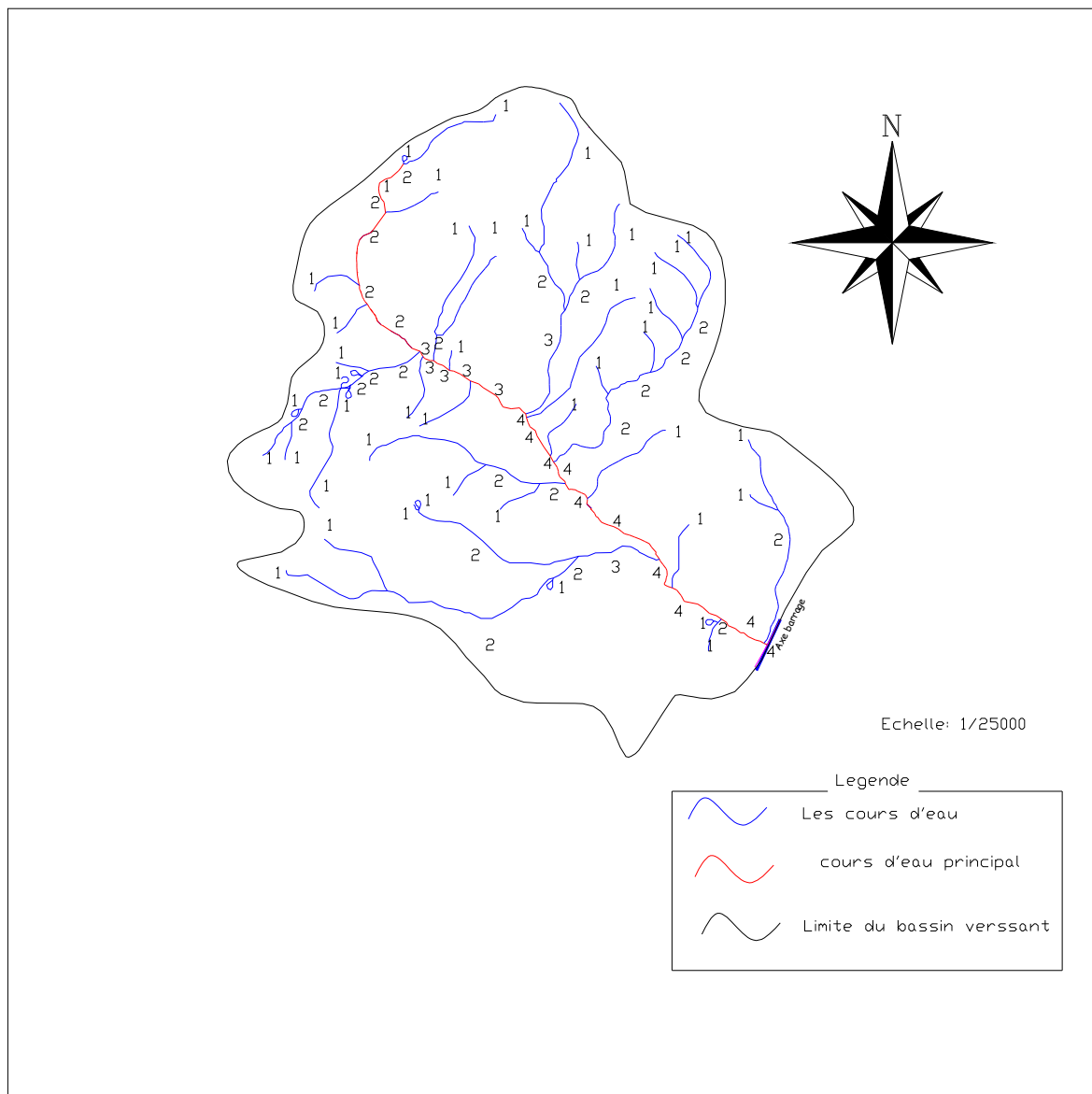


Figure III.4 : Le réseau hydrographique du bassin versant.

III.1.6. Profil en long de l'Oued :

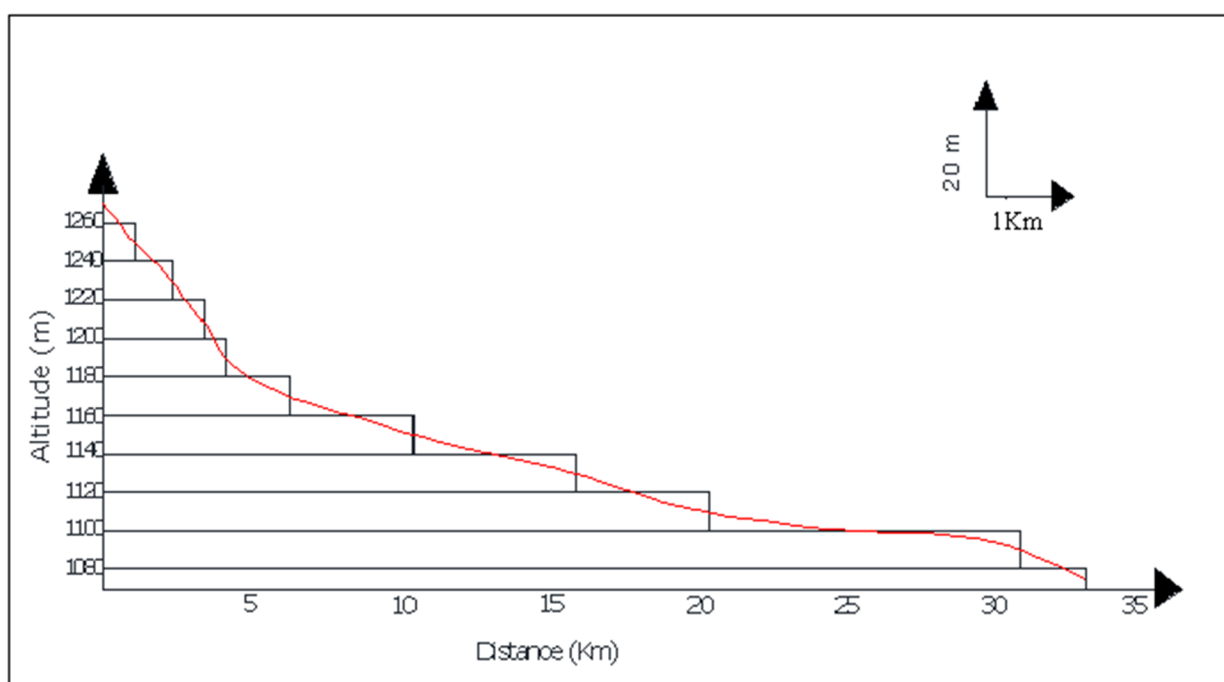
L'Oued de El-Guessar présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques légères ruptures en pente .Ce profil est tracé à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/25000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu'à l'exutoire. (Figure III.5)

Les longueurs intermédiaires du cours d'eau principal ainsi que les longueurs cumulées sont représentées au tableau III.6

Tableau III.6 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.

N°	Courbe de niveau (m)	Distance (Km)	Distance cumulée (Km)
1	1070-1080	0.44	6.66
2	1080-1100	2.12	6.22
3	1100-1120	0.9	4.1
4	1120-1140	1.09	3.2
5	1140-1160	0.85	2.11
6	1160-1180	0.43	1.26
7	1180-1200	0.15	0.83
8	1200-1220	0.21	0.68
9	1220-1240	0.26	0.47
10	1240-1260	0.21	0.21
11	1260-1280	0	0

Le profil en long du cours d'eau principale est représenté dans la figure III.5

**Figure III.5** : Profil en long du cours d'eau principal.

Les caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant sont données dans le tableau III.7

Tableau III.7 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
Superficie	S	km ²	20.7
Périmètre	P	km	20.4

Tableau III.7 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant. (suite)

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Longueur du thalweg principal		L	km	8
Indice de compacité		KC	-	1.25
Coefficient d'allongement		Ca	-	4
Rectangle équivalent	longueur	Lr	km	7.22
	largeur	lr	Km	2.87
Altitudes	maximale	Hmax	m	1546
	moyenne	Hmoy	m	1218.6
	médiane	Hmed	m	1413.5
	minimale	Hmin	m	1070
Indice de pente de Roche		IP	%	71.56
Indice de pente globale		Ig	%	4
Indice de pente moyenne		Ipm	%	6.6
Densité de drainage		Dd	Km/Km2	2.15
Coefficient de torrencialité		Ct	-	4.3
Temps de concentration		Tc	h	3.11
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	2.57

III.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant :

Les caractéristiques climatologiques de la zone d'étude sont estimées par les données disponibles à des stations climatologiques dans le bassin versant.

III.2.1 Température :

Les caractéristiques climatiques de la région du bassin versant ne sont enregistrées qu'à la station de Setif - Sfiha. Les répartitions mensuelles des températures enregistrées à cette station se présentent comme suit :

La répartition mensuelle des températures sont représentées dans le tableau III.8

Tableau III.8 : répartition mensuelle de la température.

SETIF	Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle
	Tmax °C	23.4	19.9	14.9	9.4	7.7	10.4	11.1	14.8	21	24.7	28.5	28.6	17,87
	Tmin °C	18.1	13.6	8.4	3.7	3.5	2.8	7.5	9.3	12.1	18.3	22.8	23.5	11,97
	Tmoy °C	20.7	16	10	6.3	5.3	6.3	9.1	11.6	17	22.4	26.2	25.9	14,73

Source : O.N.M

Comme le montre le tableau III.8, la température moyenne annuelle pour notre région d'étude est de **14.73 °C**.

La répartition mensuelle des températures est aussi représentée par la figure III.6

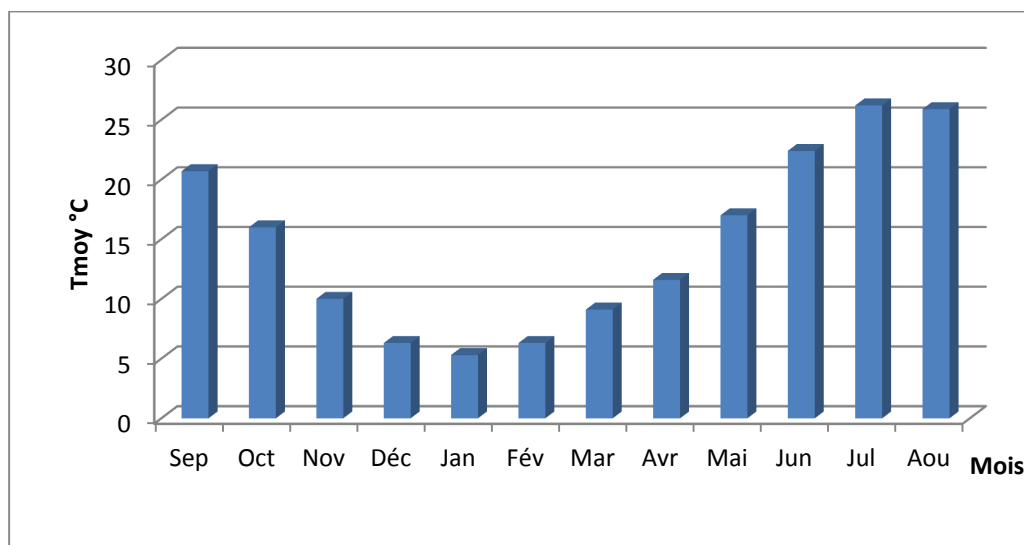


Figure III.6 : La répartition mensuelle des températures.

III.2.2 Vitesse du vent :

D'après le tableau la vitesse moyenne du vent est de 2,7m/s. Elle présente un maximum en Mai (3.1m/s).et un minimum en Novembre (1.7m/s).

La répartition des vitesses moyennes mensuelles du vent sont données dans le tableau III.9

Tableau III.9 : Répartition mensuelle du vent.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle
V (m/s)	2.5	2.3	2.7	2.7	2.6	2.9	2.8	3.2	3	2.8	2.7	2.7	2.7

Source : O.N.M

La répartition mensuelle du vent est aussi représentée par la figure III.7

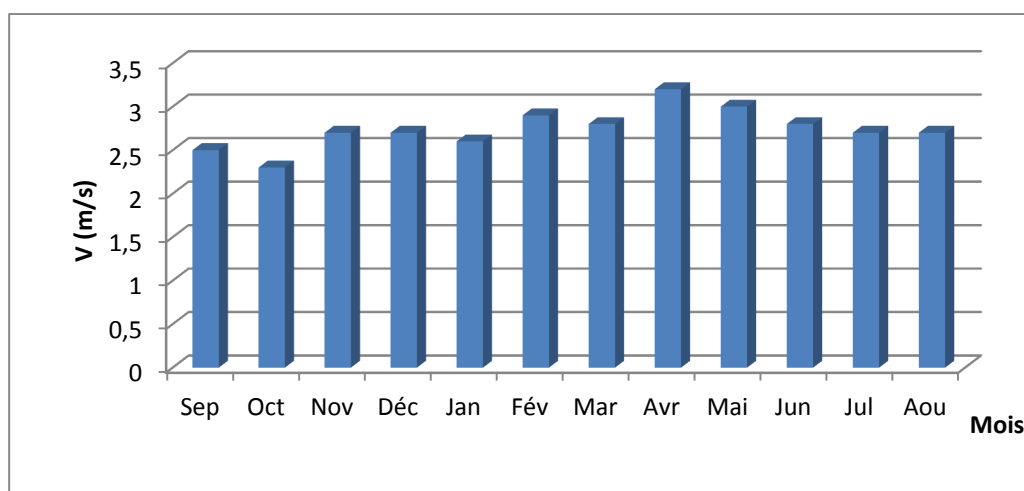


Figure III.7 : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois.

III.2.3. Evaporation :

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

La répartition mensuelle de l'évaporation est représentée dans le tableau III.10

Tableau III.10 : répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Ans
Ev(mm)	52.4	65.2	101.9	121	175.5	253.4	327.8	301.5	177.9	127	70.5	48.8	1827
Ev(%)	2.87	3.58	5.59	6.64	9.63	13.9	17.98	16.54	9.76	6.97	3.87	2.68	100

Source : O.N.M

La répartition mensuelle de l'évaporation est aussi représentée dans la figure III.8

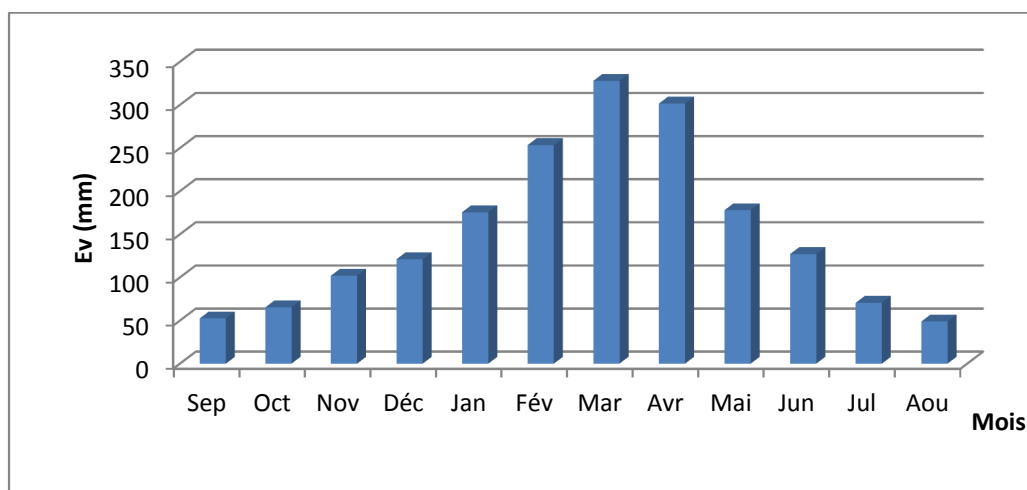


Figure III.8 : répartition mensuelle de l'évaporation.

III.2.4 La pluviométrie :

La pluviométrie qui prévaut au bassin versant du barrage d'Oued Guessar est établie en utilisant l'information disponible de la région à étudier.

III.2.4.1. Stations et données disponibles:

Nous disposons de données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant.

Les identités des différentes stations situées dans la zone d'étude sont représentées dans le tableau III.11.

Tableau III.11 : Données disponibles des stations situées dans la zone d'étude.

Station	Code de la station	Altitude (m)	Années de fonctionnement
MAHOUANE	15.06.11	1150	41
AMOUCAS	03.02.04	800	41
AIN ROUA	03.02.05	1100	40

Source : A.N.R.H

Les caractéristiques de la station choisie pour l'étude hydrologique du bassin versant sont données dans le tableau III.12

Tableau III.12 : Station pluviométrique.

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
MAHOUANE	15.06.11	A.N.R.H	737.75	432.95	1150	1968-2009	41

La station de MAHOUANE est la plus proche du site avec une période d'observation allant de 1968-2009 soit 41 ans.

Le tableau III.13 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année : (Annexe III.1)

Tableau III.13 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
P (mm)	25.84	27.28	30.18	37.33	37.40	27.66	33.72	25.88	26.33	12.05	9.21	7.84	301.16
P %	8.58	9.06	10.02	12.54	12.42	9.18	11.20	8.59	8.74	4.00	3.06	2.6	100

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure III.9.

On note une pointe au mois de **Décembre**.

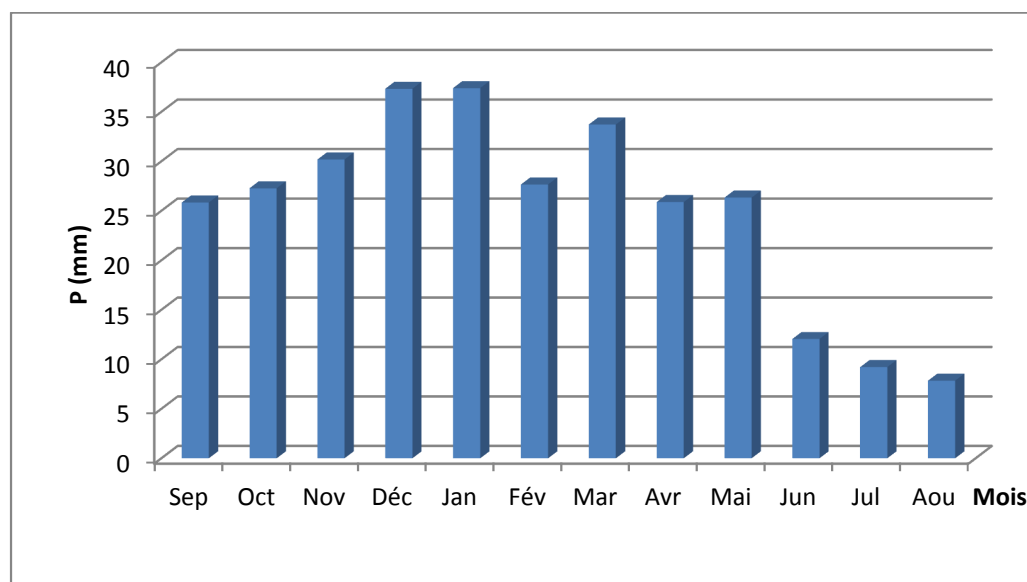


Figure III.9 : Répartition mensuelle des précipitations.

III.2.5. Les précipitations maximales journalières :

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.

Pour notre étude, on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau III.14.

Tableau III.14: Caractéristiques de la série pluviométrique (41ans).

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{max,j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=41} X_i$	2898.4mm
la moyenne des $P_{max,j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=41} X_i}{n}$	69mm
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_{\bar{X}} = \left[\frac{\sqrt{\sum_{i=1}^{N=41} (X_i - \bar{X})^2}}{42} \right]$	46.36
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	2,12
L'exposant climatique	$b=0.41$	

III.3 Choix de la loi d'ajustement :

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

Les lois d'ajustement choisies sont :

la loi de GALTON (log-normal).

la loi de GUMBEL

III.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

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

$$F(X) = e^{-\frac{X-\delta}{\alpha}} \dots \dots \dots (III.21)$$

Tel que: $Y = \frac{X-\delta}{\alpha}$

Avec :

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

Y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : paramètre de position (mode)

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

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

Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3, ..., n.

Calculer, pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

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

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations (42)

Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

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

Calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »

Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

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

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha) y + x_0 \dots \dots \dots (III.23)$$

Avec :

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

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau III.15

- **Quantiles :**

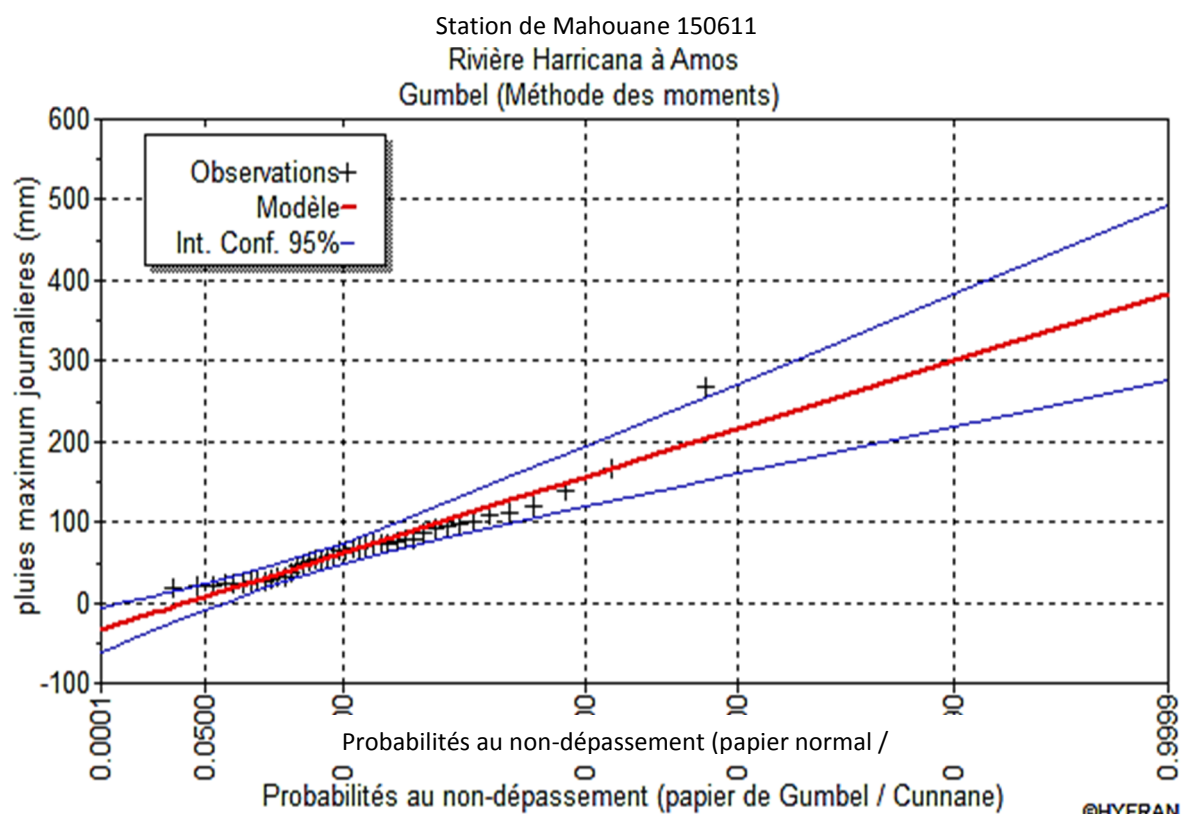
q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/ (1-q)

Tableau III.15: résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0,999	384	55.4	276 – 493
1000	0,998	300	41.8	218 – 382
200	0,995	241	32.4	178 – 305
100	0,99	216	28.4	160 – 271
50	0,98	190	24.4	142 – 238
20	0,95	156	19.1	119 – 194
10	0,9	130	15.1	100 – 159
5	0,8	102	11.2	80,5 - 124

La représentation graphique des résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel est donnée par la figure III.10.

**Figure III.10 :** représentation graphique de la loi de Gumbel.

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et des caractéristiques de l'échantillon est donnée par le tableau III.16.

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

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	17.0
Maximum	Aucun	269
Moyenne	68.6	68.6
Ecart-type	46.9	46.9
Médiane	60.9	65.0
Coefficient de variation (Cv)	0.683	0.683
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	2.13
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	8.78

III.3.2. 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 papier log-normale, comme le montre la figure III.11.

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2}\pi} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots \dots \dots (III.24)$$

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

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

$\log x(p\%) = \bar{\log} X + \sigma \cdot \log u(p\%)$

$$\log x \approx \frac{\sum_{i=1}^n \log x_i}{N} \dots \dots \dots (III.25)$$

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

- Quantiles :**

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

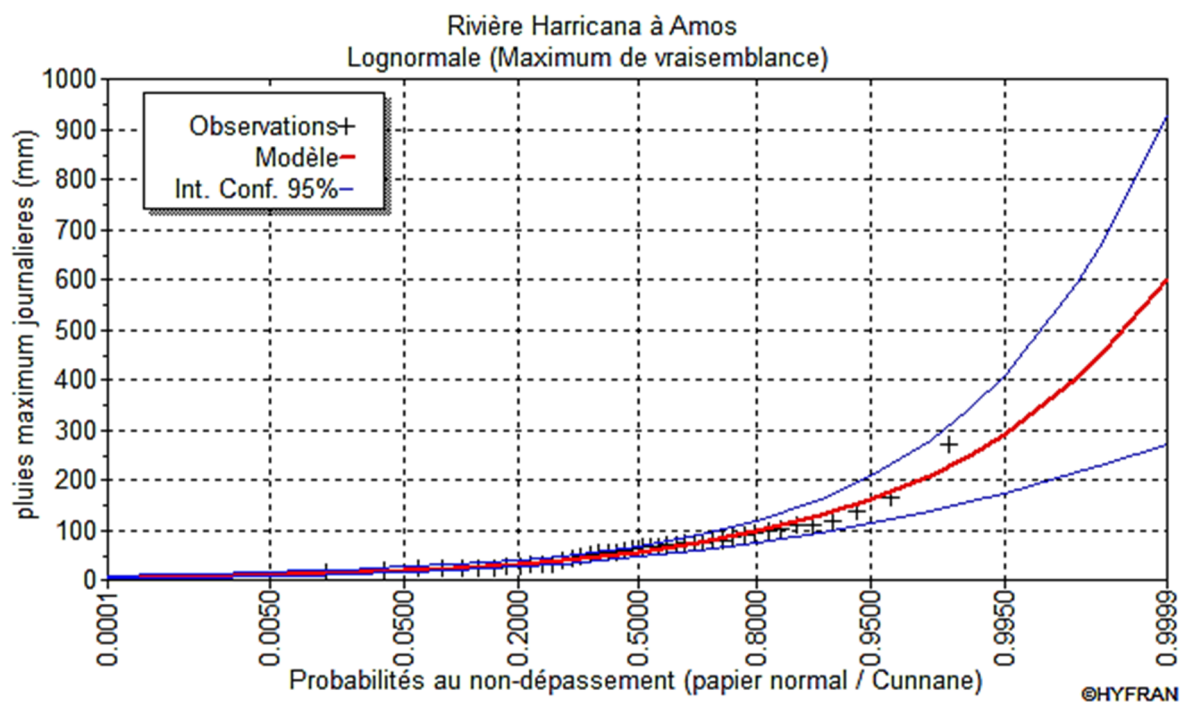
$T = 1/(1-q)$

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau III.17 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	602	168	272-931
1000	0.9990	403	96.1	215-592
200	0.9950	291	59.9	173-408
100	0.9900	248	47.3	155-341
50	0.9800	209	36.4	137-280
20	0.9500	161	24.4	113-209
10	0.9000	128	17.0	94.3-161
5	0.8000	96.4	11.1	74.8-118

La représentation graphique des résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel est donnée par la figure III.11

**Figure III.11** : représentation graphique de la loi de log-normal (Galton).

La comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et ceux de l'échantillon est donnée par le tableau III.18

Teste d'adéquation d'une loi théorique :

Test de χ^2 (khi-deux)

Pour pouvoir faire des prévisions à l'aide d'un échantillon de données, on émet l'hypothèse H_0 que cet échantillon appartient à une population dont les caractéristiques (moyenne et écart-type pour une loi gumbel, par exemple) sont égales à celles de l'échantillon.

Pour confirmer ou infirmer cette hypothèse, on utilise le test de Pearson, encore appelé le test de χ^2 . Il permet de juger de la qualité de l'ajustement d'une distribution théorique à une distribution expérimentale.

Les résultats statistiques $\chi^2 = 5,77$;

p-value $P = 0,45$;

Degrés de liberté = 6 ;

Nombre de classes = 9.

Comme le χ^2 calculé est plus petit que celui donné par la table (12,59) on conclut que la loi log normale choisie s'ajuste bien à notre échantillon.

Conclusion :

D'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi Gumbel, car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

III.4. Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$P_{m \text{ à } x\%} = P_{m \text{ à } x\%} (\%) \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.26)$$

b : Exposant climatique (pour notre région $b = 0.41$)

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau III.19

Tableau III.19: La pluie des courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.

Période	10		20		50		100		1000	
Fréquence (%)	10		5		2		1		0,1	
Pmaxj,p (mm)	128		161		209		248		403	
T (h)	Pmaxj,p%	I ₀	Pmaxj,p%	I ₀	Pmaxj,p%	I ₀	Pmaxj,p%	I ₀	Pmaxj,p%	I ₀
	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)
0.5	27,21	54,42	34,22	68,45	44,43	88,85	52,72	105,44	85,67	171,33
1	35,9	35,9	45,16	45,16	58,62	58,62	69,56	69,56	113,04	113,04
2	47,37	23,69	59,59	29,79	77,35	38,68	91,79	45,89	149,15	74,58
3	55,72	18,57	70,08	23,36	90,97	30,32	107,95	35,98	175,42	58,47
4	62,51	15,63	78,63	19,66	102,07	25,52	121,11	30,28	196,81	49,2
5	68,35	13,67	85,97	17,19	111,6	22,32	132,42	26,48	215,18	43,04
6	73,52	12,25	92,47	15,41	120,04	20,01	142,44	23,74	231,46	38,58
7	78,19	11,17	98,35	14,05	127,67	18,24	151,5	21,64	246,18	35,17
8	82,48	10,31	103,75	12,97	134,68	16,83	159,81	19,98	259,69	32,46
9	86,46	9,61	108,75	12,08	141,18	15,69	167,52	18,61	272,22	30,25
10	90,18	9,02	113,43	11,34	147,25	14,73	174,73	17,47	283,94	28,39
11	93,69	8,52	117,84	10,71	152,97	13,91	181,52	16,5	294,97	26,82
12	97,01	8,08	122,02	10,17	158,39	13,2	187,95	15,66	305,42	25,45
13	100,16	7,7	125,98	9,69	163,55	12,58	194,06	14,93	315,35	24,26
14	103,18	7,37	129,78	9,27	168,47	12,03	199,9	14,28	324,84	23,2
15	106,06	7,07	133,41	8,89	173,18	11,55	205,5	13,7	333,93	22,26
16	108,84	6,8	136,9	8,56	177,71	11,11	210,87	13,18	342,66	21,42
20	119	5,95	149,68	7,48	194,3	9,72	230,56	11,53	374,66	18,73
21	121,34	5,78	152,63	7,27	198,13	9,43	235,1	11,2	382,04	18,19
22	123,62	5,62	155,49	7,07	201,85	9,18	239,52	10,89	389,22	17,69
23	125,84	5,47	158,28	6,88	205,47	8,93	243,81	10,6	396,2	17,23
24	128	5,33	161	6,71	209	8,71	248	10,33	403	16,79

Les pluies de courte durée pour différentes fréquences sont représentées par la figure III.12

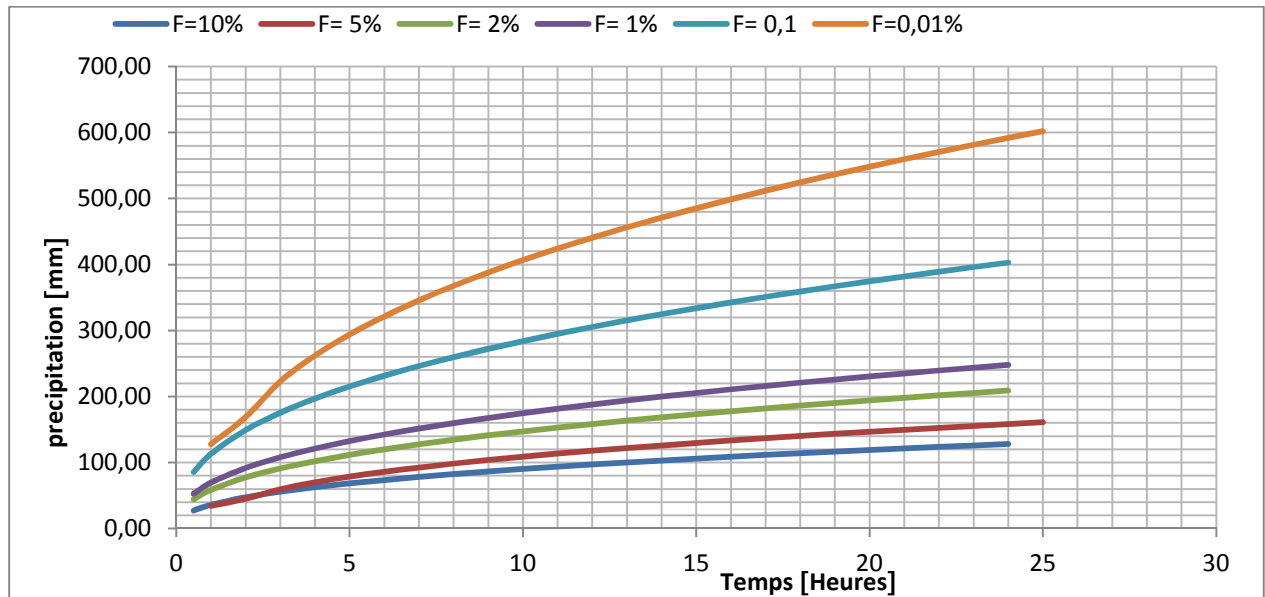


Figure III.12 : Pluies de Courte durée

Les courbes Intensité-Durée-Fréquence sont représentées dans la figure III.13

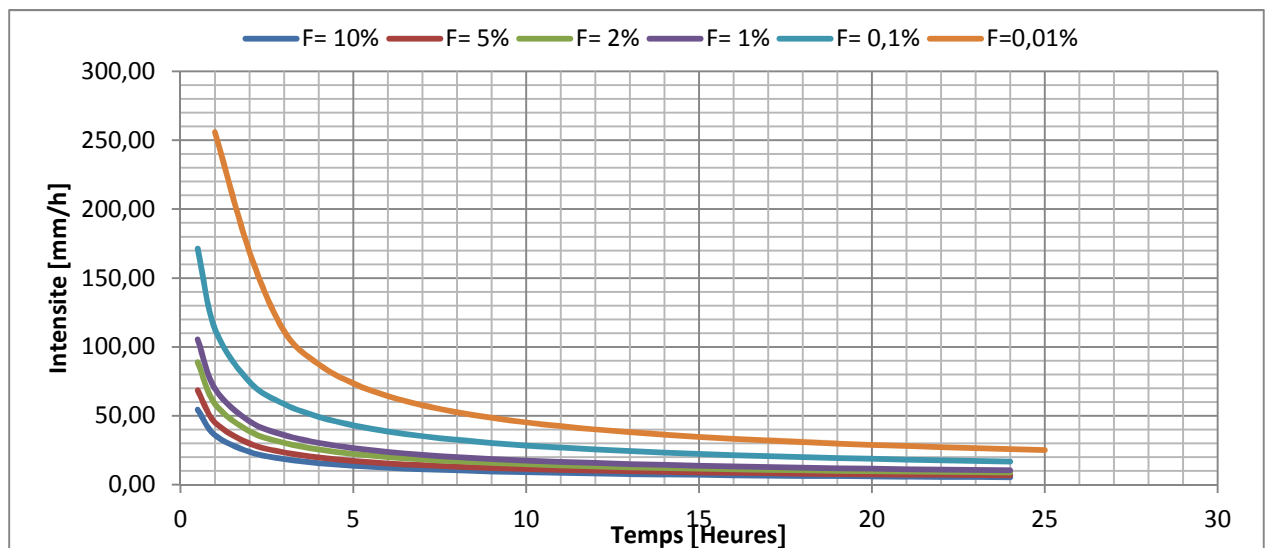


Figure III.13 : Intensité –Durée –Fréquence.

III.5 Études des apports :

III.5.1 Analogie avec la station de Fermatou (150601) :

Vu l'absence de la station hydrométrique au niveau de notre site, on a optée a la méthode d'analogie qui est basée sur les informations des apports de la station hydrométrique de Fermatou. (Tableau III.20)

III.5.1.1 La Station Hydrométrique :

La série des apports liquides est représentée dans l'Annexe du mémoire.

L'apport moyenne annuelle de la station est de : 12.76 Mm³

La répartition mensuelle des apports moyens de la station hydrométrique de Fermatou est représentée par le tableau III.20 (Annexe III.2)

Tableau III.20: Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
A (Mm ³)	0,21	0,16	0,25	0,87	2,45	3,04	2,60	1,61	0,76	0,37	0,25	0,17	12,76
Apport (%)	1,67	1,29	1,97	6,82	19,19	23,86	20,37	12,65	5,96	2,92	1,95	1,35	100

L'apport moyen annuel du site est calculé par la formule suivante :

$$A_{site} = A_{st} \left(\frac{S_{BV}^{site}}{S_{BV}^{st}} \right) \dots \dots \dots (III.27)$$

Avec

A_{site} : apport moyen annuel estimé du site

A_{st} : apport moyenne annuelle de la station (150601)

S_{BV}^{site} : surface du bassin versant du site est de 20.7 Km²

S_{BV}^{st} : surface du bassin versant où se trouve la station (150601) est de 105 Km²

$$A_{site} = 2.5 \text{ Mm}^3$$

La répartition mensuelle des apports du bassin versant à étudier est représentée au tableau III.21

Tableau III.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
A (Mm ³)	0,042	0,032	0,050	0,172	0,483	0,600	0,512	0,318	0,150	0,073	0,049	0,034	2,516
Apport (%)	1,67	1,29	1,97	6,82	19,19	23,86	20,37	12,65	5,96	2,92	1,95	1,35	100,00

Les apports mensuels du site sont représentés dans la figure III.14

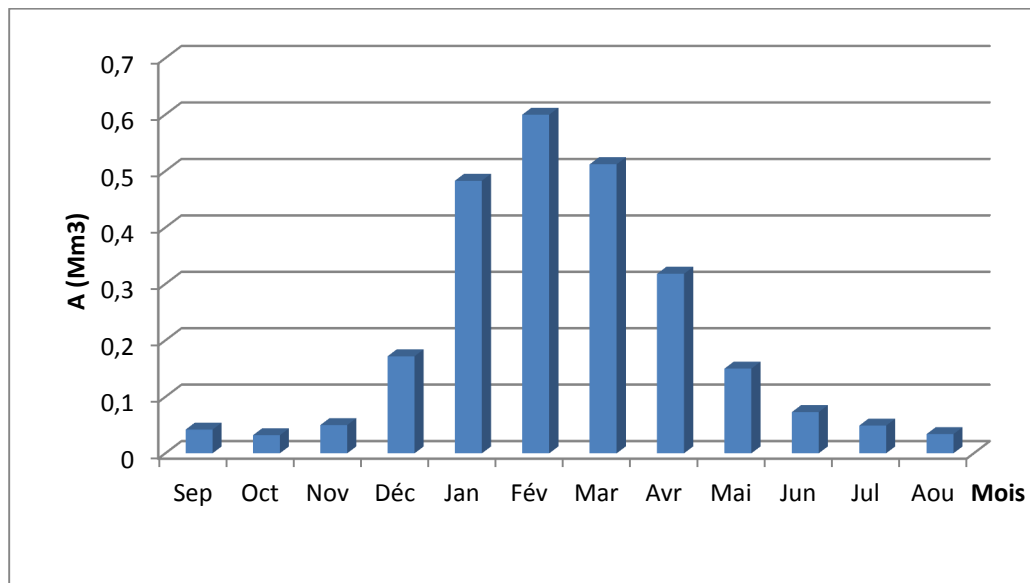


Figure III.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement :

A - Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (III.28)

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

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

Donc : $Me = 79.27$ l/s.

B - Module de l'écoulement relatif :

On a : $M_0 = Me / S$ (III.29)

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

Donc : $M_0 = 3.83$ l/s/ Km^2

C - Lamé d'eau écoulée :

$Le = A_0 / S$ (III.30)

$Le = 121$ mm.

D - Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy}$ (III.31)

$Ce = 0.074$

III.5.3 Les apports fréquentiels :

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports

III.5.3.1 Ajustement de la série des apports à la loi log-normale :

L'ajustement de la série des apports par la loi log-normale est donné dans le tableau III.22

Tableau III.22 : résultat de l'ajustement à la loi log-normale.

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
5,63	1,36	1	0,014	-2,190	1,36	1,04	0,66	1,46
13,88	1,80	2	0,043	-1,719	1,80	1,63	1,12	2,20
25,66	1,85	3	0,071	-1,466	1,85	2,08	1,48	2,74
15,57	2,05	4	0,100	-1,282	2,05	2,49	1,81	3,22
4,57	2,36	5	0,129	-1,133	2,36	2,87	2,13	3,68
11,96	3,05	6	0,157	-1,006	3,05	3,24	2,44	4,12
8,36	3,05	7	0,186	-0,894	3,05	3,62	2,75	4,56
3,75	3,53	8	0,214	-0,791	3,53	3,99	3,07	5,01
5,18	3,75	9	0,243	-0,697	3,75	4,37	3,39	5,46
3,05	4,57	10	0,271	-0,608	4,57	4,76	3,72	5,92
6,15	4,64	11	0,300	-0,524	4,64	5,16	4,06	6,41
20,02	5,18	12	0,329	-0,443	5,18	5,58	4,41	6,91
8,36	5,63	13	0,357	-0,366	5,63	6,01	4,78	7,44
25,19	5,87	14	0,386	-0,290	5,87	6,47	5,17	7,99
37,58	6,15	15	0,414	-0,216	6,15	6,95	5,57	8,58
4,64	8,36	16	0,443	-0,143	8,36	7,45	5,99	9,21
30,30	8,36	17	0,471	-0,071	8,36	7,99	6,44	9,87
2,05	9,82	18	0,500	0,000	9,82	8,55	6,91	10,59
19,04	11,09	19	0,529	0,071	11,09	9,16	7,41	11,37
1,85	11,96	20	0,557	0,143	11,96	9,82	7,95	12,22
14,56	12,60	21	0,586	0,216	12,60	10,54	8,53	13,14
9,82	13,88	22	0,614	0,290	13,88	11,31	9,16	14,17
14,42	14,42	23	0,643	0,366	14,42	12,17	9,84	15,30
3,53	14,56	24	0,671	0,443	14,56	13,11	10,59	16,58
12,60	14,94	25	0,700	0,524	14,94	14,17	11,42	18,02
11,09	15,57	26	0,729	0,608	15,57	15,37	12,35	19,67
1,80	19,04	27	0,757	0,697	19,04	16,74	13,41	21,59
5,87	20,02	28	0,786	0,791	20,02	18,34	14,62	23,86
14,94	24,16	29	0,814	0,894	24,16	20,24	16,04	26,60
2,36	25,19	30	0,843	1,006	25,19	22,55	17,76	30,01
3,05	25,66	31	0,871	1,133	25,66	25,49	19,90	34,41
1,36	29,70	32	0,900	1,282	29,70	29,41	22,70	40,43
44,60	30,30	33	0,929	1,466	30,30	35,11	26,70	49,41
24,16	37,58	34	0,957	1,719	37,58	44,81	33,31	65,28
29,70	44,60	35	0,986	2,190	44,60	70,54	50,04	110,05

L'ajustement à la loi log-normale est représenté dans la figure III.15

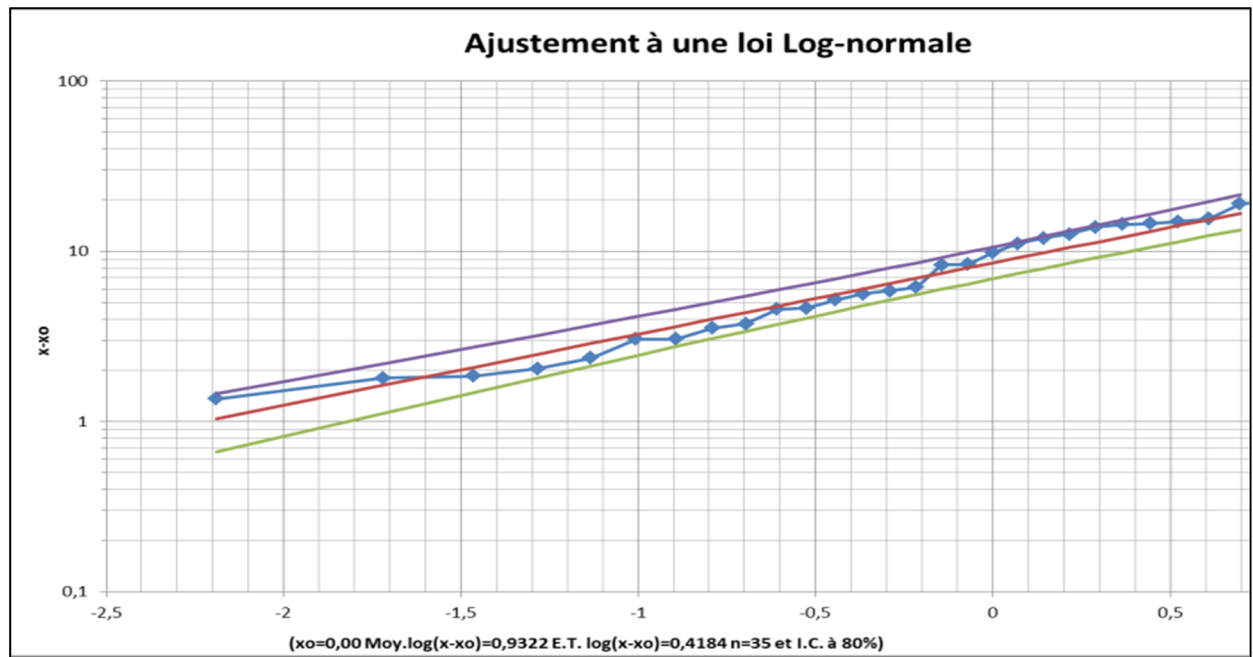


Figure III.15 : représentation graphique de la loi log-normale

$$A_{80\% \text{ site}} = A_{80\% \text{ at}} \left(\frac{S_{BV}^{\text{site}}}{S_{BV}^{\text{at}}} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \dots \dots \dots (III.32)$$

$$A_{80\% \text{ site}} = 3.77 \text{ Mm}^3$$

III.5.3.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% du site :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\% \text{ site}} = 3.77 \text{ Mm}^3$

Remplissage garanti de 8 années sur 10.

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

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
$A_{80\%}$	0,06	0,05	0,07	0,26	0,72	0,90	0,77	0,48	0,22	0,11	0,07	0,05	3,77

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80% est donnée par la figure III.16.

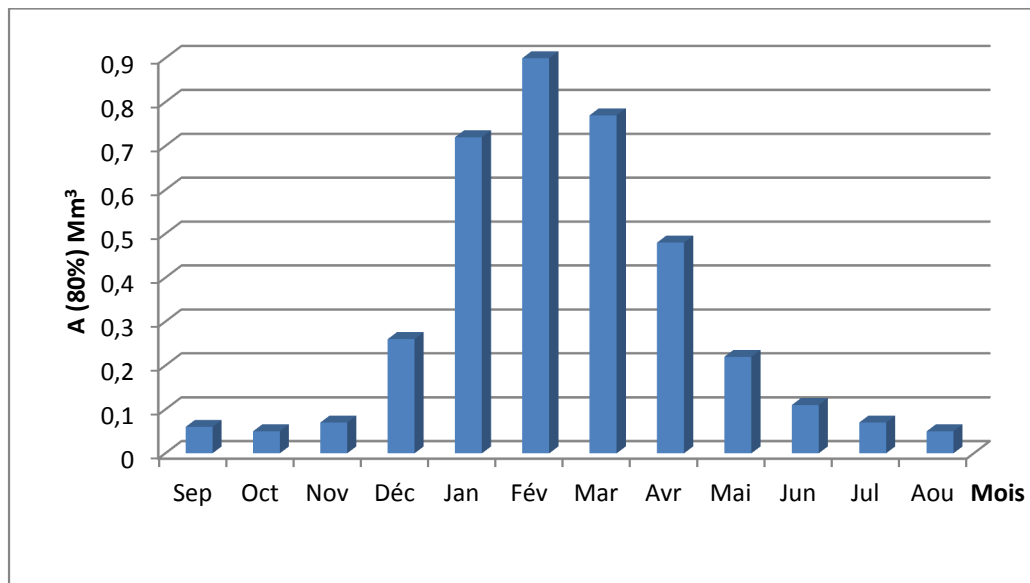


Figure III.16 : Répartition mensuelle des apports 80% du site.

III.5.4 Apport solide et l'estimation du volume mort :

Le manque des données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures. Tel que les eaux du cours d'eaux transportent les sédiments sous deux formes :

- en suspension
- par charriage

III.5.4.1 Apport solide en suspension :

A - Formule de Fournier :

$$T_a = \frac{1}{3} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2,6} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,6} \dots\dots\dots (III.33)$$

Avec :

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km² /an) ;

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux ;

PA: Pluie moyenne annuelle ;

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

S: Surface du bassin versant.

AN:

h= 214.2 m

D'où Ta=59.26 t/Km²an

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.6 \text{ T/m}^3$. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_S = \frac{T_a \cdot S}{\gamma_s} = 766.68 \text{ m}^3/\text{an}$$

B - Formule de Taxeront (1960) :

La formule de Taxeront est recommandée pour la région de l'Est algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion:

$$T_a = 92 \cdot L_e^{0.21} \dots\dots\dots (III.34)$$

$$T_a = 251.87 \text{ T/km}^2/\text{an}$$

Où:

T_a – Taux d'abrasion, $\text{T/km}^2/\text{an}$.

L_e : la lame d'eau écoulée en mm

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments $\gamma = 1.6 \text{ T/m}^3$. Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_S = \frac{T_a \cdot S}{\gamma} = 3258.57 \text{ m}^3/\text{an}$$

Tableau III.24 : récapitulatif de Volume annuel moyen

Formule de	Taux d'abrasion	Volume annuel moyen
Fournier	59.26 $\text{T/km}^2/\text{an}$	766.68 m^3/an
TIXERONT	251.87 $\text{T/km}^2/\text{an}$	3258.57 m^3/an

❖ Résultats et discussion:

La comparaison entre ces formules est difficile du point de vue de leurs conditions d'application

La relation de Fournier est sous-estimée: ce qu'a montré DEMMAK. « Les 5 bassins susceptible d'être classés comme appartenant à la zone semi-aride (régions Hodna, Aurès et Chélif Occidental) sortent pratiquement des limite de validité des relations de Fournier »

A partir de la classification de TIXERONT (1960) des zones de l'érosion qui se basant sur la répartition pluviométrique annuelle, le bassin d'étude appartient à la zone d'érosion très active ($300 < P_{an} = 301.16 \text{ mm} < 700$). On adopte pour la valeur trouvée par cette formule puisque on a $P_{an} = 301.16 \text{ mm}$ donc nous dans le même intervalle d'application de cette formule.

Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période

La garde d'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 50 ans

- Pour 15 ans, $V_m = 0,049M \text{ m}^3$

$$V_{m \text{ o r } \bar{t}} = n \cdot V_S = 15.3258,57 = 48878,55 \text{ m}^3$$

- Pour 30 ans, $V_m = 0,098M \text{ m}^3$

$$V_{m \text{ o r } \bar{t}} = n \cdot V_S = 30.3258,57 = 97757,1 \text{ m}^3$$

- Pour 50 ans, $V_m = 0,16M \text{ m}^3$

$$V_{m \text{ o r } \bar{t}} = n \cdot V_S = 50.3258,57 = 162928,5 \text{ m}^3$$

III.5.4.2 Le transport solide par charriage

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie de (30 % à 40%) du transport solide en suspension, donc:

Le transport solide par charriage = 35% du transport solide en suspension

Donc Le transport solide par charriage = 0.057 Mm^3

Le volume mort total est estimer alors $V_m = 0.16 + 0.057 = 0.22 \text{ Mm}^3$

Doc le volume mort estimé à 50 ans est de **0.22 Mm³**

III.6. Etude des crues:

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

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

Les paramètres définissant une crue est :

- Le débit maximum (débit de pointe).
- Le volume.
- Le temps.
- La forme (Hydrogramme de crues).

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passant par l'ajustement de la série des débits maximal à la loi de Gumbel.

La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe du mémoire.

Les débits calculés pour les crues de différentes périodes de retours sont donnés dans le tableau III.25 (Annexe III.3)

Tableau III.25 : Débits fréquentielles calculés :

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10 000
$Q_{\max}$ (m ³ /s)	14,83	20,11	25,04	31,54	36,47	52,44	68,61

III.6.1 Hydro-gramme de crue :

III.6.1.1 Détermination des Hydro-gramme de crues probables par la méthode de

Sokolovski :

L'Hydro-gramme de crue est une identité de la crue, il nous détermine ses caractéristiques principales qui sont:

Le volume.

La durée.

Le débit maximum (débit de pointe).

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

Pour le temps de la montée:

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (III.35)$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

Pour la décrue:

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots (III.36)$$

Avec :

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

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

t_m : temps de la montée de la crue en heures ;

t_d : temps de la décrue en heures ;

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

x, y : Puissance des courbes ;

$x=2$ pour la montée de la crue.

$Y=3$ pour la décrue.

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

$t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

$t_d = \delta t_m$;

Ou δ : coefficient de forme de l'Hydro-gramme de crue

($\delta=2$; voir le Tableau III.24).

$t_d = 2 \cdot 3.11 = 6.22$ heures.

Le tableau III.26 indique les différentes valeurs du coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Tableau III.26 : Coefficient de forme de l'Hydro-gramme de crue δ .

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

Le tableau III.27 représente les variations du débit des différentes crues en fonction du temps.

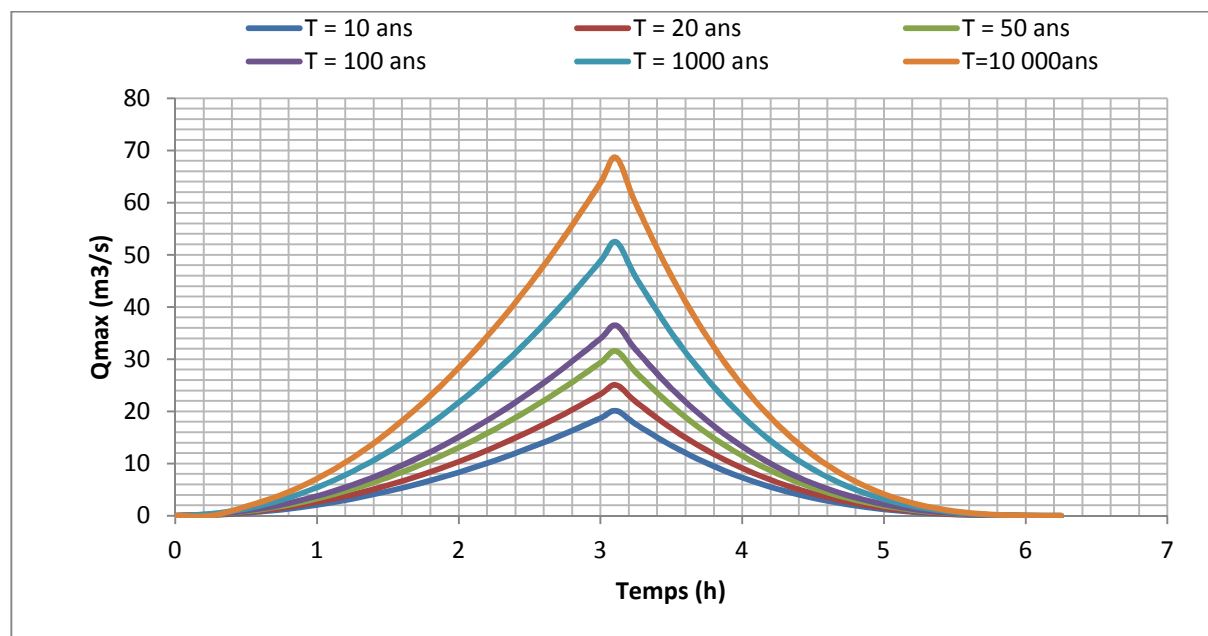
Tableau III.27 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps.

Temps (h)	10	20	50	100	1000	10000
0	0	0	0	0	0	0
0,25	0,13	0,16	0,20	0,24	0,34	0,00
0,5	0,52	0,65	0,82	0,94	1,36	1,77
0,75	1,17	1,46	1,83	2,12	3,05	3,99
1	2,08	2,59	3,26	3,77	5,42	7,09
1,25	3,25	4,04	5,10	5,89	8,47	11,08
1,5	4,68	5,82	7,34	8,48	12,20	15,96
1,75	6,37	7,93	9,99	11,55	16,60	21,72
2	8,32	10,35	13,04	15,08	21,69	28,37
2,25	10,53	13,10	16,51	19,09	27,45	35,91

Tableau III.27 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps. (suite)

Temps (h)	10	20	50	100	1000	10000
2,5	12,99	16,18	20,38	23,57	33,89	44,33
2,75	15,72	19,58	24,66	28,52	41,00	53,64
3	18,71	23,30	29,35	33,94	48,80	63,84
3,11	20,11	25,04	31,54	36,47	52,44	68,61
3,25	17,51	21,81	27,47	31,76	45,67	59,75
3,5	13,45	16,75	21,10	24,40	35,08	45,90
3,75	10,07	12,54	15,80	18,27	26,27	34,37
4	7,31	9,11	11,47	13,27	19,07	24,95
4,25	5,11	6,36	8,02	9,27	13,33	17,44
4,5	3,40	4,24	5,34	6,17	8,87	11,61
4,75	2,12	2,64	3,33	3,85	5,54	7,24
5	1,21	1,51	1,90	2,20	3,17	4,14
5,25	0,61	0,76	0,96	1,11	1,59	2,08
5,5	0,25	0,31	0,39	0,45	0,65	0,85
5,75	0,07	0,09	0,11	0,13	0,18	0,24

Les hydro grammes de crues pour les différentes périodes de retour sont représentés par la figure III.17

**Figure III.17** : Hydro-grammes des crues pures les différentes périodes de retour.

III.6.2 Choix de la crue de projet :

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

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

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

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

- La qualité et la quantité des données.
- La précision
- La bonne estimation.

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

Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Le tableau III.28 représente le choix des fréquences de la crue de projet.

Tableau III.28: Crue de projet recommandée.

Catégories des dommages		Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Élevés	- Perte de vie - Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants	- Pas de perte de vie - Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles	- Pas de perte de vie - Dommages légers	1/1000 à 1/100

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1'0000 ans. Donc pour un débit qui vaut $Q_{0.01\%} = 68.61 \text{ (m}^3/\text{s)}$

La figure III.18 représente la crue du projet de période de retour de 10000ans

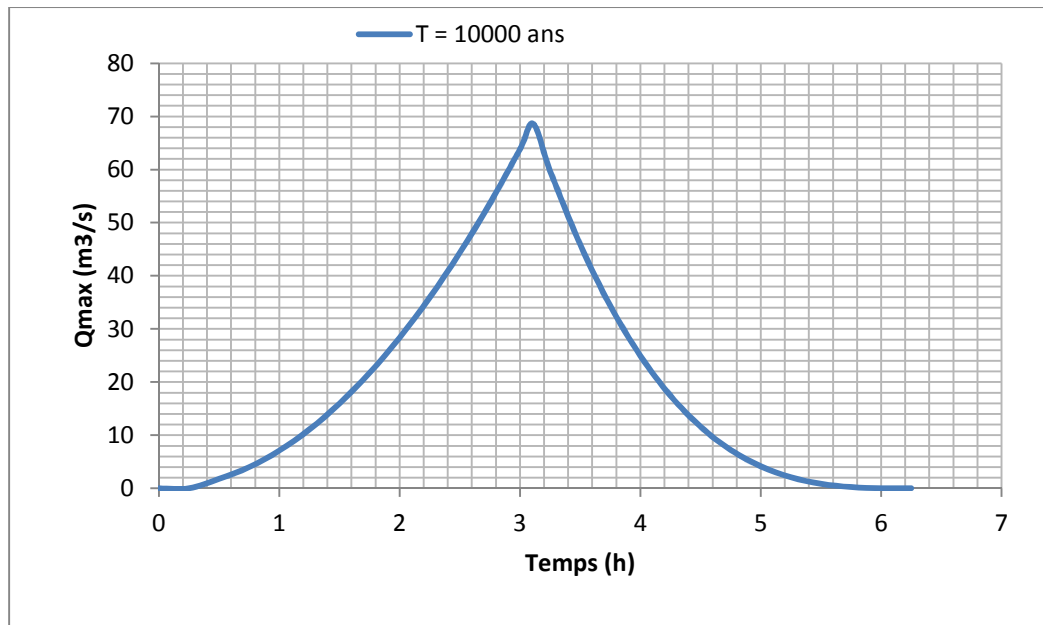


Figure III.18 : Hydro-gramme de crue de projet a une période de retour 10 000 ans.

III.6.3 Choix de la crue de chantier :

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

En cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation ; sur le coût de l'ouvrage de dérivation, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquantenales ou même centennales, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est incluse dans la digue on peut lui attribuer une petite sur élévation car il va être

un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue là il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est mis provisoirement. (Figure III.19)

La figure III.19 représente l'hydrogramme de la crue du chantier estimée pour une période de retour de 50ans.

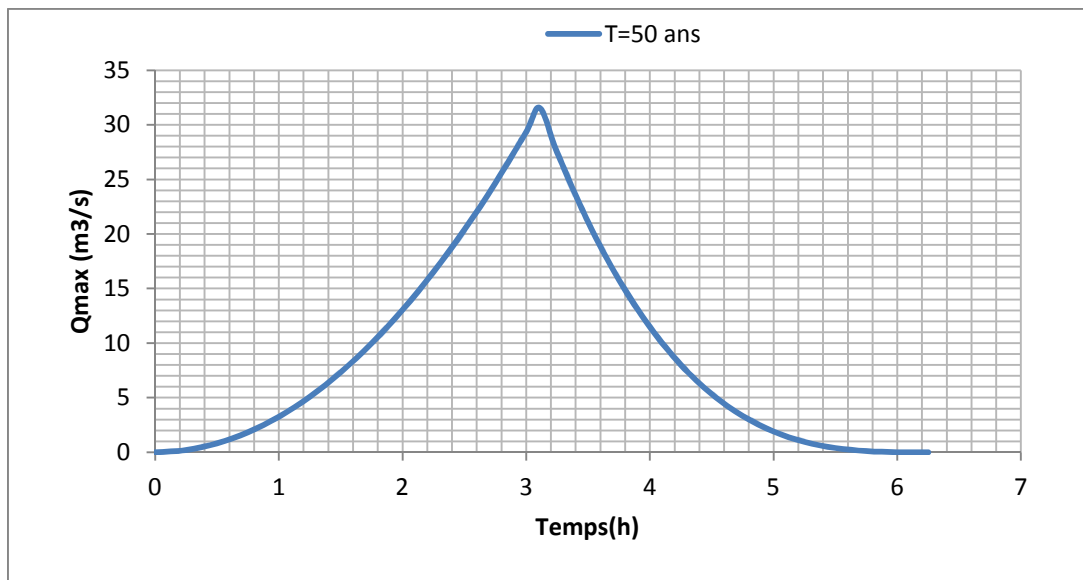


Figure III.19 : Hydro-gramme de la crue de chantier.

Donc vu toutes ces exigences je vais choisir la crue (50 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

$$Q_{0.01\%} = 31.54 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.7 Régularisation :

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

Différents types de régularisation sont utilisés :

La régularisation saisonnière.

La régularisation interannuelle.

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

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

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport ($A_{80\%}$ en M m^3) ;

- La consommation totale ($M m^3$) ;
- Les infiltrations et l'évaporation ;
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.7.1 Régularisation saisonnière :

III.7.1.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :

La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau III.29.

Tableau III.29 : La répartition mensuelle de l'apport 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
A80%(%)	8,13	8,12	8,14	8,29	8,67	8,81	8,70	8,47	8,26	8,17	8,14	8,12
A 80%	9,98	9,97	9,99	10,17	10,64	10,82	10,68	10,39	10,14	10,03	9,99	9,97

III.7.1.2 Répartition mensuel des besoins :

La répartition des besoins mensuels en eaux est donnée dans le tableau III.30 (Annexe III.4)

Tableau III.30 : Répartition mensuelle des besoins en eau :

Mois	Sep	Octs	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Besoin en %	10,98	2,03	2,03	2,03	2,03	2,03	2,03	6,51	14,22	17,20	21,68	17,20
Besoin en Mm^3	12,96	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	7,68	16,78	20,3	25,58	20,3

III.7.1.3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces» :

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H$$

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 niveaux successives.

ΔV : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm^3 .

Tableau III.31 : Courbe topographiques et volumétriques.

Côtes (mNGA)	S (Km^2)	S_{moy} (Km^2)	ΔH	V_{part} (Mm^3)	V_{cum} (Mm^3)
1070	0	0,074	10	0,49	0
1080	0,074	0,447	20	8,94	0,49

Tableau III.31 : Courbe topographiques et volumétriques. (suite)

Côtes (mNGA)	S (Km2)	Smoy (Km2)	ΔH	Vpart (Mm3)	Vcum (Mm3)
1100	0,82	0,805	20	16,1	9,43
1120	0,79				25,53
1140	1,97	1,38	20	27,6	53,13
1160	2,7	2,335	20	46,7	99,83

La courbe capacité hauteur est représentée dans l'Annexe III.5

III7.1.3 Calcul du volume utile :

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

- L'apport annuel A80% ;
- La consommation totale ;
- Le volume mort de la retenue.

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

- Procédé de calcul:

Détermination de la période à bonne hydraulité.

Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.

Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".

Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulité est celle du mois d'Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

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

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

III7.1.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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

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

1^{ère} Consigne d'exploitation :

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

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

2^{ème} Consigne d'exploitation :

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

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans par tableau III.32.

Tableau III.32 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³).

Mois	A (80%)	U20%	A-U	1 ère consigne			2ème consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
oct	9,97	2,40	7,57	7,79	0,22	-	0,22		4,77
					7,79		3,02	0,00	0,00
nov	9,99	2,40	7,59	15,38	15,38	-	10,61	0,00	0,00
dec	10,17	2,40	7,77	23,15	23,15	0,00	18,38	0,00	0,00
jan	10,64	2,40	8,24	31,39	31,39	0,00	26,62	0,00	0,00
fev	10,82	2,40	8,42	39,81	39,81	0,00	35,04	0,00	0,00
mar	10,68	2,40	8,28	48,09	46,03	2,06	43,32	0,00	0,00
avr	10,39	7,68	2,71	48,74	46,03	2,71	46,03	0,00	0,00
mai	10,14	16,78	-6,64	39,39	39,39	0,00	39,39	0,00	0,00
juin	10,03	20,30	-10,27						

Tableau III.32 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³). (suite)

Mois	A (80%)	U20%	A-U	1 ère consigne			2ème consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
juil	9,99	25,58	-15,59	29,12	29,12	0,00	29,12	0,00	0,00
				13,53	13,53	-	13,53	0,00	0,00
aou	9,97	20,30	-10,33	3,20	3,20	-	3,20	0,00	0,00
				0,22	0,22	-	0,22	0,00	0,00
sept	9,98	12,96	-2,98						
						4,77	-	-	4,77

Du tableau (III.32) on a:

$$V_s = 50.58 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 45.81 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d$$

D'ou : $V_u = V_d$

Alors :

$$V_u = 45.81 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$V_{NNR} = 46.03 \text{ Mm}^3$$

III.7.1.5 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: $V_S = E_S \cdot S_{moy}$ (III.37)

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

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

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

B - Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \delta \cdot V_{moy} \quad \text{.....(III.38)}$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

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

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

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau (III.33) :

Tableau III.33 : Les volumes des pertes dans la retenue.

Mois	Vmoy	Smoy	Es	Vep	Vinf	perte
oct	4,01	0,68	0,0086	0,0058	0,005	0,011
Nov	11,59	1,71	0,0048	0,0081	0,013	0,021
dec	19,27	2,21	0,0033	0,0073	0,017	0,024
jan	27,27	2,57	0,0035	0,0091	0,019	0,028
fev	35,60	2,91	0,0044	0,0128	0,022	0,035
Mars	43,95	3,21	0,0069	0,0221	0,024	0,046
Avr	48,42	3,36	0,0082	0,0274	0,025	0,053
Mai	44,07	3,21	0,0118	0,0380	0,024	0,062
Jun	34,26	2,86	0,0171	0,0489	0,021	0,070
Juil	21,33	2,31	0,0221	0,0511	0,017	0,068
Aout	8,37	1,38	0,0203	0,0281	0,010	0,038
Sep	1,71	0,27	0,012	0,0032	0,002	0,005

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau (III.34) ci-dessous :

Tableau III.34: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm^3).

Mois	A(80%)	U(80%)	Pert Mm^3	A-(U+P)	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
sept	9,97	2,40	0,005	7,57	7,79	0,22		0,22		4,31
oct	9,99	2,40	0,011	7,58		-	-	3,48	-	-
nov	10,17	2,40	0,021	7,75	15,36	-	-	11,06	-	-
dec	10,64	2,40	0,024	8,22	23,11	-	-	18,80	-	-
jan	10,82	2,40	0,028	8,39	31,33	-	-	27,02	-	-
fev	10,68	2,40	0,035	8,25	39,72	-	-	35,41	-	-
mar	10,39	7,68	0,046	2,66	47,97	46,32	1,65	43,66	-	
avr	10,14	16,78	0,053	-6,69	48,98	46,32	2,66	46,32	-	-
mai	10,03	20,30	0,062	-10,33	39,63	-	-	39,63	-	-
juin	9,99	25,58	0,070	-15,66	29,30	-	-	29,30	-	-
juil	9,97	20,30	0,068	-10,40	13,64	-	-	13,64	-	-
aou	9,98	12,96	0,038	-3,02	3,24	-	-	3,24	-	-
					0,22	-	-	0,22	-	-
							4,31			4,31

Du tableau (III31) : on a

$$V_s = 50.41 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 46.1 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

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

Alors :

$$V_u = 46.1 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$V_{NNR} = 46.32 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (46.32 - 46.03) / 46.03 = 0.63\% < 2\%$$

Donc le volume utile est de 46.32 Mm³.

III.7.2 Régularisation interannuelle :

On fait une régularisation interannuelle quand la consommation dépasse l'apport, on accumule les eaux durant les années humides et on la restitue pendant les années sèches, le cycle de remplissage et de la restitution peut durer plusieurs années.

Puisque les apports (l'apport de l'Oued + l'apport transféré à partir du barrage Ighil-Emda) sont supérieurs à ceux de consommation, on prend la valeur de volume mort celle calculer par la régularisation saisonnière.

Pour le calcul de la régularisation interannuelle, on opte pour la méthode de KRISTEKLY MENKEL.

Méthode de KRISTEKLY M pour le calcul du volume utile:

Le volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle est égal :

$$V_u(\text{inter}) = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) W_0 = \beta_s W_0 + \beta_{\text{plur}} W_0 \quad \dots\dots\dots (\text{III}38)$$

Avec : β_s : Composante saisonnière du volume utile.

β_{Pa} : Composante pluriannuelle du volume utile.

W_0 : Apport moyen interannuel. $W_0 = 1.06$

On a :

V_{uS} = volume utile saisonnier.

$$V_{uS} = \beta_s W_0 = 45.81 \text{ Mm}^3$$

$$\beta_{in} = (\alpha - K_p^n) n = \max[\alpha - (F_p \cdot C_v + 1)] n \dots\dots\dots (\text{III}39)$$

Avec : K_p^n : coefficient de débit pour n années de régularisation.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau N°I.34

D'après le tableau N°III.34

$$\beta_{\text{plur}} = 1,3$$

Donc la capacité dans le cas d'une régularisation interannuelle est :

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} W_0 = 1,3 \cdot 1,06 = 1,38 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{uint}} = V_s + V_{\text{plur}} = 45,81 + 1,38 = 47,19 \text{ Mm}^3$$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{\text{NNR}} = V_m + V_{\text{uint}}$ implique que :

$$V_{\text{NNR}} = 0,22 + 47,19 = 47,41 \text{ Mm}^3$$

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

$$V_{\text{NNR}} = 47,41 \text{ Mm}^3$$

A partir de la courbe capacité – hauteur on tire le niveau normal du barrage :

$$\text{NIVEAU NNR} = 1136,33 \text{ NGA}$$

Les résultats de calcul du coefficient de débit sont donnés dans le tableau III.35 ci-dessous :

Tableau III.35 : résultats de calcul du coefficient de débit

						zp = (α-kp)n	
n	n^{0.5}	CV	cs	F80%	KP=CV.FP+1	0,7	0,9
1,000	1,000	0,850	1,700	-0,850	0,278	0,423	0,623
2,000	1,414	0,601	1,202	-0,850	0,489	0,422	0,822
3,000	1,732	0,491	0,981	-0,850	0,583	0,351	0,951
4,000	2,000	0,425	0,850	-0,850	0,639	0,245	1,045
5,000	2,236	0,380	0,760	-0,850	0,677	0,116	1,116
6,000	2,449	0,347	0,694	-0,850	0,705	-0,030	1,170
7,000	2,646	0,321	0,643	-0,850	0,727	-0,188	1,212
8,000	2,828	0,301	0,601	-0,850	0,745	-0,356	1,244
9,000	3,000	0,283	0,567	-0,850	0,759	-0,533	1,268
10,000	3,162	0,269	0,538	-0,850	0,772	-0,715	1,285
11,000	3,317	0,256	0,513	-0,850	0,782	-0,904	1,296
12,000	3,464	0,245	0,491	-0,850	0,791	-1,097	1,303
13,000	3,606	0,236	0,471	-0,850	0,800	-1,295	1,305
14,000	3,742	0,227	0,454	-0,850	0,807	-1,497	1,303
15,000	3,873	0,219	0,439	-0,850	0,813	-1,702	1,298

Remarque : d'après les calculs on remarque que les apports annuelles sont bien supérieurs à la demande, pour cela on utilise la régularisation saisonnière.

III.8 Laminage des crues :

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Ce type de calcul optimise la capacité de stockage temporaire du barrage et le débit progressive de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit:

$$Qdt = q \cdot dt + S \cdot dt \dots \dots \dots (III39)$$

Ou: Q : le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulée à l' instant 't'est:

$$Q - q = S \cdot \left(\frac{dh}{dt} \right) \dots \dots \dots (III40)$$

Ou:

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

Il existe plusieurs procédés de laminage, on cite la méthode de Kotcherine, et celle de Hildenblate qui sont des méthodes grapho-analytique. (B.TOUAIBIA et B.BENLOUKLI introduction au dimensionnement des retenus collinaires .ensh Blida .Avril2004)

III.8.1 La méthode de KOCHERINE :

La méthode se base sur les principes suivants:

- 1-l'Hydrogramme de crue est considérée comme un triangle ou un trapèze.
- 2-les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- 3-le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- 4-les pertes par infiltration et évaporation sont concéderait comme nulles au moment de la crue.

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

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots (III.41)$$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.49.

b: largeur du déversoir (m).

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (III42)$$

H_0 :charge globale.

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

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec: } S = b.H \quad (\text{B.TOUAIBIA et B.BENLOUKLI introduction au}$$

dimensionnement des retenues collinaires .ensh Blida .Avril2004)

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci-après:

Tableau III.36 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE :

données		largeur	hauteur	débit	surface	vitesse	Wd(Mm ³)
g	9,81	1	0,5	0,77	0,5	1,53	0,81
α	1	5	1	10,85	5	2,17	1,65
2*g	19,62	10	1,5	39,87	15	2,66	2,5
2.g ^{0,5}	4,429	15	2	92,08	30	3,07	3,37
Q _{0.01%}	36,47	20	2,5	171,59	50	3,43	4,25
W _{0.01%}	768157,56	30	3	338,34	90	3,76	5,15
m=	0,49	40	3,5	568,47	140	4,06	6,05
		50	4	868,17	200	4,34	6,97
		60	4,5	1243,13	270	4,60	7,9
		70	5	1698,63	350	4,85	8,84
		80	5,5	2239,65	440	5,09	9,79
		90	6	2870,88	540	5,32	10,76
		100	6,5	3596,79	650	5,53	11,74

On fait le calcul on variant la largeur (**b**) de (1 à 50) m selon la formule: $Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$ les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau III.37 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b

hauteur m	vitesse m/s	hauteur total m	Débit (m^3/s)							
			1	5	10	15	20	30	40	50
0,5	1,53	0,620	1,1	5,3	10,6	15,9	21,2	31,8	42,4	53,0
1	2,17	1,240	3,0	15,0	30,0	45,0	59,9	89,9	119,9	149,9
1,5	2,66	1,860	5,5	27,5	55,1	82,6	110,1	165,2	220,3	275,3
2	3,07	2,480	8,5	42,4	84,8	127,2	169,6	254,3	339,1	423,9
2,5	3,43	3,100	11,8	59,2	118,5	177,7	237,0	355,4	473,9	592,4
3	3,76	3,720	15,6	77,9	155,7	233,6	311,5	467,2	623,0	778,7
3,5	4,06	4,340	19,6	98,1	196,3	294,4	392,5	588,8	785,0	981,3
4	4,34	4,960	24,0	119,9	239,8	359,7	479,6	719,4	959,1	1198,9
4,5	4,60	5,580	28,6	143,1	286,1	429,2	572,2	858,4	1144,5	1430,6

Tableau III.38 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue pour $T=10\ 000$ ans.

h	Vch	q	1	5	10	15	20	30	40	50
0,5	0,81	-3,56	1,1	5,3	10,6	15,9	21,2	31,8	42,4	53,0
1	1,65	-78,41	3,0	15,0	30,0	45,0	59,9	89,9	119,9	149,9
1,5	2,5	-154,15	5,5	27,5	55,1	82,6	110,1	165,2	220,3	275,3
2	3,37	-231,67	8,5	42,4	84,8	127,2	169,6	254,3	339,1	423,9
2,5	4,25	-310,08	11,8	59,2	118,5	177,7	237,0	355,4	473,9	592,4
3	5,15	-390,28	15,6	77,9	155,7	233,6	311,5	467,2	623,0	778,7
3,5	6,05	-470,47	19,6	98,1	196,3	294,4	392,5	588,8	785,0	981,3
4	6,97	-552,44	24,0	119,9	239,8	359,7	479,6	719,4	959,1	1198,9

Tableau III.39 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue pour T=1000ans.

h	Vch	q	1	5	10	15	20	30	40	50
0,5	0,81	-19,55	1,1	5,3	10,6	15,9	21,2	31,8	42,4	53,0
1	1,65	-94,21	3,0	15,0	30,0	45,0	59,9	89,9	119,9	149,9
1,5	2,5	-169,76	5,5	27,5	55,1	82,6	110,1	165,2	220,3	275,3
2	3,37	-247,09	8,5	42,4	84,8	127,2	169,6	254,3	339,1	423,9
2,5	4,25	-325,31	11,8	59,2	118,5	177,7	237,0	355,4	473,9	592,4
3	5,15	-405,30	15,6	77,9	155,7	233,6	311,5	467,2	623,0	778,7
3,5	6,05	-485,29	19,6	98,1	196,3	294,4	392,5	588,8	785,0	981,3
4	6,97	-567,06	24,0	119,9	239,8	359,7	479,6	719,4	959,1	1198,9
4,5	7,9	-649,72	28,6	143,1	286,1	429,2	572,2	858,4	1144,5	1430,6

Remarque :

On voit d'après les tableaux ci-dessus que les valeurs des débits « q » sont négatives, ça s'explique que la lame déversé pour les différentes périodes de retour n'excède 0,5m .

III.9 La hauteur du barrage et sa largeur en crête :**III.9.1 La revanche :**

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

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(III.43)$$

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

Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots(III.44)$$

F: le Fetch F = 5 Km

Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots(III.45)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 130 Km/h.

Formule de Mallet-paquant :

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots(III.46)$$

Le tableau III.41 donne le calcul de la revanche par les différentes formules citées au dessus.

Tableau III.40: La revanche.

Formule	H (m)
Stevenson	1,12
Molitor	1,16
Mallet-paquant	1,23

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

$$V = 1.5 + 2H \dots \dots \dots (III.47)$$

H : hauteur des vagues (m).

R= 2 m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage

III.9.2 Le tassement :

On calcule le tassement d' après les formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2}$$

où

T=Tassement de la crête du barrage

H_b=Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés à 0.5 m.

Donc :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots \dots \dots (III.48)$$

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

$$H_b = 1135.78 - 1070 + 0,5 + 2 + 0.5 = \mathbf{69 \text{ m.}}$$

Avec H_b : Hauteur du barrage [m]

III.9.3 La largeur en crête :

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

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

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

Formule T.KNAPPEN $b = 1.65 H_b^{0.5}$ (III.49)

Formule E.F.PREECE $b = 1.1 H_b^{0.5} + 1$ (III.50)

Formule SIMPLIFIEE

$$b = 3.6 \cdot H_b^{1/3} - 3 \text{ (III.51)}$$

le tableau III .41 récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête

Tableau III.41: calcul de la largeur en crête.

Formule	b_{ert} (m)
KNAPPEN	13,71
EF PREECE	10,14
Anonyme	11,77
PRATIQUE	10,38

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{\text{ert}} = 12 \text{ m.}$

III.9.4. La longueur en crête :

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

$$L = 743.75 \text{ m.}$$

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.42 : Tableau récapitulatif.

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	0,22
Volume utile	Mm ³	46,1
Volume au NNR	Mm ³	46,32
Côte du fond	m.NGA	1070
Côte NVM	m.NGA	2,56
Côte NNR	m.NGA	1135,78
Côte NPHE	m.NGA	1136,3
Côte en crête	m.NGA	1138,5
Largeur en crête	m	12

Conclusion

Dans ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage. Mais, on voit une différence entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité faite par le bureau d'étude Français Electricité De France(EDF), cette divergence est due à plusieurs facteurs qui se rapportent à :

l'avais du concepteur.

La différence entre les méthodes et formules utilisées dans les deux études.

l'étendu de la série pluviométrique.

Les erreurs constatées dans l'évaluation du périmètre et la surface du bassin versant.

La sur estimation qui a lieu dans l'étude de faisabilité pour des raisons de sécurité.

On a éliminé l'étude d'optimisation qui a le but d'évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversant correspondantes aux différentes hauteurs de la digue, car pour des hauteurs déversant supérieure à 0,5m les volumes déversés sont supérieure a ceux de la crue, même pour la crue déca-milléniale (68,61m³/s)ce qui fait tout volume arrive au barrage sera absorbé par la retenue donc la réalisation du l'évacuateur n'aura pas lieu dans ce projet.

Compte tenu de la superficie importante de la retenue (530 ha) et du faible volume d'eau engendré par la crue déca-milléniale ($\sim 0,77\text{hm}^3$), le volume de crue traversant le déversoir est nul, et du fait que la crue déca-milléniale peut être absorbée totalement par stockage dans une tranche réduite disponible entre la cote de retenue normale (R.N. 1135,78 NGA) et celle des plus hautes eaux (P.H.E. 1136,28 GA) on peut s'affranchir d'un déversoir et réaliser une économie importante sur le coût global de l'aménagement de Mahouane.

Chapitre IV

Etude des variantes

Introduction :

Les barrages en terre (digues) sont constitués essentiellement de matériaux granulaires naturels meubles prélevés à proximité immédiate de l'ouvrage.

On distingue deux catégories de barrage en remblai :

Les barrages en terre, réalisés essentiellement à partir de sols naturels meubles prélevés dans des gravières ;

Les barrages en enrochements, dont la majeure partie est constituée de matériau de carrière concassé.

Le choix du type de barrage est une tâche complexe qui nécessite la prise en compte d'un nombre particulièrement important de paramètres et d'informations. L'objectif est de proposer la solution la plus économique tout en garantissant le plus haut degré de sécurité et en minimisant les impacts causés par l'ouvrage, le chantier et l'exploitation.

Le choix du type de digue à implanter dépend essentiellement des études topographiques, géologiques, géotechniques et l'aspect technico-économique. L'étude topographique permet la localisation des axes probables sur le site ; L'étude géologique donne un aperçu sur les formations géologiques des couches qui seront à la suite une future assise du barrage ; L'étude géotechnique donne l'estimation de la quantité des matériaux disponibles tout autour du site et leurs caractéristiques.

La construction d'un barrage en matériaux disponibles aux alentours du site est le premier des choix à prendre en considération.

D'après les résultats des essais géotechniques, la capacité portante du massif des deux rives n'est pas très importante, le site ne s'y prête pas pour un grand barrage en béton.

Toutefois, pour notre cas où la digue dépasse les 40 m, il est impossible de réaliser un tel type d'ouvrage. D'où l'exclusion de la variante digue en béton. De ce fait ; on pourra avoir les variantes suivantes :

Barrage en enrochements avec noyau en argile ;

Barrage en terre homogène (en argile) ;

Barrage en enrochement avec masque en béton.

A - Avantages des digues en terre :

Utilisation du sol comme matériau local pour la construction de la digue ;

Possibilité d'utiliser n'importe quel sol ;

Possibilité de construire ces digues pratiquement dans toutes les régions géographiques ;
Possibilité de construire la digue avec n'importe quelle hauteur ;
Tous les procédés de construction sont mécanisés .

B - Inconvénients des digues en terre :

Présence de l'écoulement souterrain dans le corps de la digue, qui crée les conditions de déformation du corps de la digue ;
Grandes pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables ;
L'utilisation des dispositifs contre la filtration.

IV.1 Le choix du site du barrage :

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

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

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

La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement ;

L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

IV.2 Le choix du type de barrage :

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

La topographie du site:

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

La morphologie de la vallée :

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que

les appuis du barrage soient sains (resserrement indépendant d'une zone d'éboulement ou d'un glissement). Ce type de site est peu fréquent, soit parce qu'il n'existe pas toujours de resserrement de vallée dans la nature, soit parce que le choix du site n'obéit pas toujours aux seules considérations techniques.

En première approximation, une vallée large conviendra mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai. Un site étroit conviendra aussi à un barrage poids et un site très étroit conviendra aussi à une voûte. Tout cela bien sûr sous réserve que les fondations le permettent.

Les conditions géologiques et géotechniques :

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs souvent déterminants dans la sélection du type de barrage.

- Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.
- Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.
- Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

Les matériaux de construction :

La disponibilité sur le site, ou à proximité, de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage a une incidence considérable, souvent même prépondérante sur le choix du type de barrage :

- sols utilisables en remblai ;
- enrochements pour remblai ou protection de talus (rip-rap) ;
- agrégats à béton (matériaux alluvionnaires ou concassés) ;
- liants (ciment, cendres volantes ...).

La possibilité d'extraire ces matériaux de l'emprise du barrage permet d'accroître la capacité de stockage. En outre, cela minimise généralement les coûts de transport et de remise en état des zones d'emprunts.

D'une manière générale, si l'on dispose de sols limoneux ou argileux de qualité et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné en réservant les matériaux les plus grossiers en recharge aval - s'impose comme la plus économique, du moins tant que les débits de crue à évacuer demeurent modestes.

Si l'on dispose de matériaux imperméables en quantité limitée, et par ailleurs de matériaux grossiers ou d'enrochements, il est envisageable de construire un barrage en terre zoné ou en enrochements avec noyau. Cette solution présente

l'inconvénient d'une mise en œuvre par zones, d'autant plus compliquée que le site est restreint et contrarie l'évolution des engins.

Si l'on ne dispose que de matériaux grossiers, ceux-ci peuvent être exploités pour édifier un remblai homogène, l'étanchéité étant assurée par une paroi au coulis construite après montée du remblai en son centre, ou par une étanchéité amont artificielle (béton, membrane ou béton bitumeux).

Si l'on ne dispose que d'enrochements, un barrage en enrochements compactés avec étanchéité rapportée sur le parement amont éventuellement adouci (membrane, masque en béton hydraulique ou béton bitumineux) conviendra. La solution béton, en particulier la solution BCR, peut également s'avérer compétitive, sous réserve de fondation suffisamment bonne (rocher ou terrain compact) ne nécessitant pas de fouilles excessives.

(G. DEGOUTTE : petits barrages. Edition Cemegref. France. 1997)

IV.3 Les variantes à choisir :

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

A –Barrage en enrochements avec noyau en argile :

L'existence, juste aux environs du site, d'un calcaire de bonne qualité et en quantité suffisante, ainsi que l'existence des matériaux argileux, dans la cuvette du barrage permettent d'envisager une telle alternative.

Entre le noyau et la recharge, il est prévu une couche de transition (filtre) constituée par un matériau granulaire sélectionné, qui sera obtenu des alluvions du lit de l'oued.

B - Barrage en terre homogène(en argile) :

L'existence des matériaux argileux adéquats, pour la réalisation d'une digue homogène, et en quantité suffisante dans la cuvette du barrage, juste à proximité de l'axe de la digue, permet d'envisager une telle alternative.

Le profil type sera constitué d'une recharge homogène d'argile et d'un dispositif de drainage efficace dans la partie aval de la digue composé d'un drain tapis assurant le drainage de la fondation et l'évacuation des eaux d'infiltration.

La protection du talus amont contre les vagues sera assurée par un rip-rap.

Le talus aval sera protégé contre l'érosion par une couche d'enrochements de 30cm d'épaisseur disposé sur un filtre.

C -Barrage en enrochement avec masque en béton :

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

- Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage.
- Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité.....etc.

(G. DEGOUTTE : petits barrages. Edition Cemegref. France. 1997)

IV.4 Fixation du choix définitif du type de barrage :

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

Il ne s'agit donc pas de véritables zones délimitées avec précision. Par exemple, on pourra réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval ; ou bien les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement comme les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés.

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières.

Cette type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut contrarier l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle (type 3). Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géomembrane et la paroi moulée.

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

- facilité de la réalisation ;
- zones d'emprunts ;
- existences de carrière de matériaux de construction ;
- distance des zones d'emprunts ;

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

IV.5 Définition du profil général du barrage :

IV.5.1 Hauteur de barrage :

IV.5.1.1 Calcul de la revanche :

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

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.1)$$

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

A - Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34 \sqrt{F} - 0.26 \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (IV.2)$$

F: le Fetch $F = 5 \text{ Km}$

B - Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032 \sqrt{U.F} - 0.27 \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (IV.3)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; $U = 130 \text{ Km/h}$.

C - Formule de Mallet et Paquant :

$$H = 0.5 + 0.33 \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.4)$$

$$R = 0.75H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.5)$$

D - Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0.3 \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.6)$$

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

$$V = 1.5 + 2H \dots \dots \dots (IV.7)$$

H : hauteur des vagues (en m).

Les résultats de calcul de La revanche sont représentés dans le tableau IV.1.

Tableau IV.1 : La revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1,12	3,74	1,83
Molitor	1,16	3,82	1,9
Mallet et Paquant	1,23	3,96	2,03
Formule Simplifiée	-	-	1,67

R= 2 m est la valeur qui est considérée dans le dimensionnement du barrage
Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1,00m à 2m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas on opte une valeur de **2 m**.
Donc :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots \dots \dots (IV.8)$$

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

$$H_b = 1135.78 - 1070 + 0,5 + 2 + 0.5 = \mathbf{69 \text{ m.}}$$

IV.5.2 Largeur en crête :

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

A - Formule de KNAPPEN T :

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{H} b \dots \dots \dots (IV. 9)$$

B - Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = 1,1 \sqrt{H} b + 1 \dots \dots \dots (IV. 10)$$

C - Formule Anonyme:

$$b_{cr} = 3,6 \sqrt[3]{H} b - 3 \dots \dots \dots (IV.11)$$

D - Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{4}{5} \sqrt{H} b \dots \dots \dots (IV.12)$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage [m];

Les résultats de calcul de largeur en crête sont représentés dans le tableau IV.2.

Tableau IV.2 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{crt} (m)
KNAPPEN	13,71
EF PREECE	10,14
Anonyme	11,77
PRATIQUE	10,38
MOYENNE	12

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{crt} = 12 \text{ m}$.

IV.5.3 La longueur en crête :

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

$L = 733.64 \text{ m}$.

C - Le noyau :

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

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} < I_{adm} \dots \dots \dots (IV.13)$$

Avec:

I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau ;

b_{moy} : largeur moyenne du noyau ;

ΔH : la charge d'eau.

Le tableau IV.3 permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible.

Tableau IV.3 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la II^{ème} classe alors, on prend $I_{adm}=1,5$.

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H_1 - H_2}{b_{moy}} \dots \dots \dots (IV.14)$$

Avec:

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2=0$);

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont ($H_1=66.5$ m).

$$b_{moy} = \frac{H_1}{I_{adm}} = \frac{66.5}{1.5} = 44.33 \text{ m}$$

Largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \cdot H_b \Rightarrow L_{n,s} = 11.5 \text{ m} \dots \dots \dots (IV.15)$$

D'où les pentes des talus du noyau :

$$b_{base} = b_{cr} + 2 \cdot m_n \cdot H_n$$

Avec:

m_n : Fruit du noyau ;

H_n : Hauteur du noyau.

$$m = \frac{b_{moy} - b_{cr}}{2 \cdot H_n} = \frac{44.33 - 11.5}{2.68} = 0.24 \dots \dots \dots (IV.16)$$

D'où : $m_1=m_2=0.25$.

D -La cote en crête du noyau :

$$N_{CN} = C_{fond} + 68 = 1138 \text{ mNGA}$$

La profondeur du noyau dans la parafouille est de: $H_p = H_f + H_a$

H_p : profondeur de la parafouille (en m) ;

H_f : profondeur de la fondation ($H_f = 4.5$ m) ;

H_a : profondeur d'ancrage du noyau dans le substratum ($h_a = 0.5$ m). $H_p = 5$ m.

(R. ROLLEY. Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris. 1997)

IV.5.4 Pentes des talus :

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

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales, comme montre le tableau IV.4 :

Tableau IV.4 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2,0
	- A zones	2,0	2,0
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2,0	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
H >20	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisit les pentes des talus, ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

IV.6. Etude comparative :

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

IV.6.1. Calcul des volumes :

Pour calculer le volume du corps des digues, on se dispose du profil longitudinal de l'axe du barrage.

Le volume du corps du barrage est donné par la formule suivante: $V_b = \sum V_i$

Tel que :

$$V_i = \frac{[w_i + w_{i+1}]}{2} L_i \dots\dots\dots (IV.17)$$

Vi: volume du barrage dans la coupe i;

Wi: section transversale du barrage dans la coupe i;

Li: distance entre deux coupes voisines.

$$w_i = \frac{[b_{cr} + B_{pi}]}{2} H_{bi} \dots\dots\dots (IV.18)$$

b_{cr} : largeur du couronnement;

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) H_{bi} \dots \dots \dots (IV.19)$$

m_1 : pente du talus amont;

m_2 : pente du talus aval.

a.1 barrage homogène :

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 69m, en prend les pentes de talus amont et aval : $m_1=2$ et $m_2=2$ le volume du corps de la digue est calculé avec : $V_b=3277564,77 \text{ m}^3$.

a.2 barrage zoné :

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 69m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2$ et $m_2=2$), le volume du noyau et des recharges sont respectivement : $V=2762567,69 \text{ m}^3$ et $V_{zar}=664024,11 \text{ m}^3$.

a.3 barrage en enrochement avec masque en béton :

Pour un barrage avec un masque en béton d'une hauteur de 69m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2$ et $m_2=2$) ainsi que l'épaisseur du masque est prise égale à 0,5m, le volume du remblai et du masque en béton sont respectivement : $V=2762567 \text{ m}^3$ et $V_{3m.b r}=94370,361 \text{ m}^3$.

Les résultats sont représentés dans le tableau IV.5 :

Tableau IV.5 : les coûts des variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Total (10 ⁶ DA)
homogène	recharge (argile)	342209,24	400	1368,84	2761,53
	enrochement	21913,89	1200	26,30	
	Rip-rap	20453,65	1200	24,30	
	Gravier (filtre et drains)	118095,13	1000	118,1	
	Sable (filtre et drains)	23752,82	1000	23,75	
Digue a noyau d'argile	recharge	2566137,5	800	2052,91	2533,86
	noyau	703582,99	400	218,43	
	Rip-rap	19615,23	1200	23,54	
	Gravier (filtre et drain)	46309,45	1000	46,31	
	enrochement	89659,53	1200	107,59	
	Sable (filtre et drains)	22081,87	1000	22,081	
Avec masque	Recharge (enrochement)	3605473,26	1200	4326,57	4613,48
	Masque en béton	23909,01	12000	286,91	

Conclusion sur le choix du type de barrage :

Du point de vue topographique, par un relief relativement doux. Le talweg de l'oued El-Guessar est en pente douce, d'environ 1%. La vallée présente, au niveau de l'axe du barrage projeté, une largeur en fond de l'ordre de 200 m et des rives de pentes environ 15° en rive gauche et 14° en rive droite se redressant à 40° entre les altitudes 1125 et 1150 NGA. En rive droite, un éperon à l'aval sert de butée au barrage et limite le volume de matériaux. La longueur développée totale de la crête du barrage est de l'ordre de 865 m.

Du point de vue géologique, par une fondation constituée essentiellement de marnes, mais avec les distinctions suivantes :

- * en fond de vallée : fondation constituée de marnes saines en profondeur, sous une couche de marnes fracturées (par décompression) de 4 m d'épaisseur environ, recouvertes d'alluvions argilo-limoneuses sur environ 9 m d'épaisseur moyenne.
- * en rive droite : jusqu'à la cote 1125 NGA, fondation constituée de marnes argileuses fracturées, recouvertes d'alluvions, de colluvions ou d'argiles sur environ 9 m d'épaisseur moyenne. Au-delà de 1125 NGA, les calcaires sont affleurant.
- * en rive gauche : fondation constituée de marnes fortement altérées sur une grande hauteur, recouvertes d'alluvions et de colluvions, sensiblement plus graveleuses que les alluvions de fond de vallée et de rive droite, sur environ 12 m d'épaisseur moyenne. Comme en rive droite, les sondages réalisés n'ont pas rencontrés de marnes saines.

En raison des conditions topographiques et surtout géologiques (fondation souple) ainsi que des matériaux présents à proximité du site, le choix du type de barrage s'est porté sur un barrage en remblai zoné, constitué d'un noyau central en argile avec filtres et drains et de recharges amont et aval en enrochements. Les argiles constituant le noyau étanche proviennent d'une zone d'emprunt en rive droite de la cuvette.

Pour les recharges, les enrochements ont été préférés aux alluvions et colluvions du fait d'hétérogénéité de ces dernières et du fait de la disponibilité, à proximité du site, de calcaires de la nappe numidienne facilement exploitables en rive gauche ainsi que de grès, actuellement exploités à proximité du village de Mahouane. Afin de diminuer les coûts d'évacuation et de stockage des alluvions et des colluvions extraites en grande quantité des fouilles du barrage, une partie de celles-ci est réutilisée pour la création d'une banquette d'une vingtaine de mètres de hauteur et d'une largeur d'environ 60 m dans le fond de vallée en pied aval du barrage. Précisons que cette recharge est fondée directement sur les matériaux meubles de surface.

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

Ce barrage en terre hétérogène qu'à la rigueur remplit les conditions suivantes :

Corps du barrage très flexible s'adaptant aux conditions de terrain ;

Structure très peu sensible aux tassements et aux séismes ;

- Excavations limitées ;
- Contraintes très faibles sur le sol de fondation ;
- Gradient hydraulique faible dans le noyau et dans la fondation ;
- Volume de matériau à mettre en place très important ;
- Mise en place du noyau argileux impossible lors de conditions météorologiques défavorables ;
- 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 : plus économique que le barrage à masque.

Chapitre V

Etude de la variante retenue

Introduction :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme "terre" couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tel que des latérites, des schistes et grès tendres.

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

V.8. Etude de la variante retenue :

V .8.1. Protection des talus:

Les talus d'un barrage en terre sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, et au renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage.

Pour le parement amont, la sensibilité est un peu plus importante à celle du parement aval car il est concerné à l'attaque des vagues, ainsi que la vidange rapide.

V.8.1.1. Talus aval:

Généralement, on prévoit des risbermes parallèles à la ligne de crête, avec une légère pente vers la digue pour pouvoir évacuer les eaux de pluies.

A notre avis, il sera mieux d'éviter la plantation du parement aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus qui peuvent rendre des glissements d'argile.

V.8.1.2. Talus amont:

Théoriquement, ce talus sera protégé en fonction d'éviter tout risque des effets de vidange rapide, de battillage des vagues et de même pour les averses violentes.

On rencontre pas mal de types de protection tel que La protection en béton, en béton armé, en enrochement.

Dans ce barrage, on a choisi de mettre un enrochement qui est un revêtement perméable (en calcaire) repose sur un filtre (couche drainante en calcaire).

Cette protection est destinée à éviter l'érosion des matériaux terreux (argile), et d'autre part le filtre a pour but de faciliter le drainage du massif tout arrêtant les éléments qui pourraient être entraînés à travers les vides de l'enrochement lors de la vidange.

L'épaisseur du filtre est en fonction de la pente et de l'angle de frottement interne du matériau de construction de la digue.

L'épaisseur de cet enrochement varie de 0.3m à 1m, à condition que les éléments de celui-ci doivent être valables que 50% des pierres aient un $D > 20\text{cm}$ et les éléments les plus petits n'aient pas un $D < 10\text{cm}$.

La qualité de ces matériaux extraits de la carrière doit répondre aux principaux critères suivants :

- insoluble dans l'eau ;
- avoir une forte résistance au cisaillement ;
- avoir une forte densité.

V.8.2. Diamètre moyen de l'enrochement:

Pour arriver à connaître le diamètre moyen des enrochements, on doit suivre les deux méthodes suivantes:

A. Première méthode:

Cette méthode consiste à déterminer l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales du bloc en fonction de la hauteur des vagues en prenant les valeurs directement du tableau V.1.

(Source: Comité des grands barrages -1997- petits barrages: CEMAGREF-ENGREF. Paris, France).

Tableau V.1 : Epaisseur de l'enrochement en fonction des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimal de la couche (m)	D ₅₀ minimal (m)
0.3	0.3	0.20
0.55	0.4	0.25
0.8	0.5	0.3
1.05	0.6	0.4
1.30	0.7	0.45
1.55	0.8	0.5

❖ Commentaire :

Comme la hauteur des vagues de ce barrage fait **1.23m**, l'épaisseur minimale est entre **0.60 -0.70m** avec un diamètre minimal de **0.4m**.

• Deuxième méthode :

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau V.2 donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau V.2 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	Dmin (m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25

Tableau V.2 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues. (Suite)

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	Dmin (m)
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,40
1,8 ÷ 2,4	0,70	0,45
2,4 ÷ 3,0	0,8	0,55

❖ **Commentaire:**

La hauteur de ce barrage est de l'ordre de **1.23m**, donc, elle se situe dans l'intervalle de **1.2-1.8m**, c'est-à-dire l'épaisseur minimale est de **0.55m** avec un diamètre de **0.40m**.

Alors, on ne remarque pas un grand écart entre les deux méthodes, mais c'est préférable d'avoir la valeur moyenne qui sera résumée dans le tableau V.3.

Tableau V.3 : Récapitulation des calculs.

La méthode	Epaisseur minimal de la couche (m)	D50 minimal (m)
Première méthode	0.65	0.4
Deuxième méthode	0.55	0.4
La valeur adoptée	0.60	0.4

(R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997)

V.8.3 Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement (Parement en Rip-rap):

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, on va utiliser une méthode appelée **T.V.A: (Tennessee-Valley-Authority)**.

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec:

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

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

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

La valeur de C est donnée par le tableau V.4.

Tableau V.4 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma=2,50 \text{ g/cm}^3$	$\gamma=2,65 \text{ g/cm}^3$	$\gamma=2,80 \text{ g/cm}^3$
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 $e=0,4 \text{ m}$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,4 \text{ m}$.

V.8.4 Les bermes :

Pour les barrages de grandes hauteurs on prévoit des bermes, celles-ci servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction, (Faciliter l'accès à tout endroit de bief).

On disposera une berme pour chaque talus.

Les bermes du barrage sont représentés dans le tableau V.5.

Tableau V.5 : Les bermes du barrage.

Les bermes	Talus aval	Talus amont	largeur
Deux bermes	1106.5 m NGA	1107 m NGA	3m

V.8.5. Protection de la crête :

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compactés, Pour un barrage zoné, on s'attachera à prévoir une épaisseur recouvrement suffisante du plafond du noyau par les matériaux de la couche de crête.

L'objectif est de circonscrire tous risque de dessiccation du sommet du noyau qui pourrait nuire à son étanchéité ultérieure. La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (Infiltration dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de **(3 à 4) %** qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

V.8.6. Clé d'étanchéité :

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue.

Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage, dont ce dernier est réalisé sur une épaisseur de l'ordre de $0,3\text{m}$.

La hauteur de la clé d'étanchéité est de 3m et sa largeur en base est de $4,0\text{m}$, indispensable pour la circulation des engins.

La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,0$.

V.8.7 Dispositif de drainage interne du remblai :

V.8.7.1 Le filtre et le drain :

- ❖ Le filtre: aussi son épaisseur est de l'ordre de 20cm pour des raisons constructives, il est disposé à l'amont et à l'aval du noyau.
- ❖ Le tapis drainant: pour des raisons constructives, l'épaisseur du tapis drainant doit être fait au moins de 2.5m telle que la capacité drainante du tapis soit égale à 2 fois le débit qui traverse le barrage.

IV.8.7.2 Choix des granulats:

Pour ces matériaux de classe ou noble, on cherche une composition granulométrique bien définie qu'on trouve rarement dans la nature.

Alors la préparation comprend successivement les opérations de concassage, triage sur des cribles vibrantes arrosées et enfin un lavage normalement énergique toujours nécessaire pour éliminer les éléments fin en excès.

Donc qui dit le choix des matériaux de construction, dit la détermination des courbes granulométriques appropriées à la satisfaction des deux fonctions: filtre et drain.

Afin de déterminer le fuseau des granulats du filtre, l'utilisation des règles établies par Terzagui est nécessaire. (Annexe V.0)

Ces règles sont:

$$4 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 20$$

$$5 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 10$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$$

Sachant que:

D50, D15: sont respectivement les diamètres du tamis laissant passer 50% et 15% des grains les plus fins du matériau du filtre.

d85, d50 et d15: sont respectivement les diamètres du tamis laissant passer 85%, 50% et 15% des grains les plus fins du matériau à protéger.

Sans oublier que pour les drains, la règle granulométrique de **Terzagui** qui doit être vérifiée est:

D15 > 5B15 avec: D15: est le diamètre du matériau drainant à 15%;

B15: est le diamètre du matériau à drainer à 15%.

(G. DEGOUTTE : petits barrages. Edition Cemegref. France .1997)

V.9 Etude des infiltrations :

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours des infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, et d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence d'un renard qui est un processus d'érosion régressive souterraine.

L'eau s'infiltrant sous une certaines conditions permet l'apparition des cheminements à travers des particules fines et des pressions de filtration.

Les méthodes hydrauliques sont largement utilisées pour déterminer la position de la ligne phréatique, les débits de fuites à travers le corps et la fondation du barrage, les valeurs moyennes de vitesse et de gradient d'infiltration.

Donc, il est très nécessaire de déterminer le tracé de la ligne phréatique pour estimer le débit de fuite à travers le barrage, et apprécier les risques d'émergence de l'eau pratiquement dangereux le long du talus aval, ce tracé est effectué à partir de considérations théoriques simples, et parmi ces considérations-là, l'étude de **Kozeny**.

❖ Hypothèse de calcul :

La digue est isotrope du point de vue hydraulique (coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions).

V.9.1 Ligne de saturation :

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi la ligne phréatique.

Elle est déterminée sur la base de la parabole de **Kozeny** qui nous permet de délimiter la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau du barrage. Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant, la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne de saturation est une parabole dont l'équation est:

$$X = \frac{y^2 + y_0^2}{2a} \quad , y_0 = \sqrt{H^2 + d^2}$$

$$\text{Et } a = \frac{y_0}{2} \quad \text{d'où } y = \sqrt{2ax + y_0^2}$$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale. Et pour la hauteur des plus hautes eaux qui est un cas exceptionnel et de durée relativement courte.

Avec :

d : Largeur de base du noyau diminuée de 0,7b (d = 33,53m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b=16.37m

(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont (h=65.5m).

On trouve $Y_0 = 40$ m.

a = 20m

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

$$Y^2 = 80X + 1600 \dots \dots \dots (V.2)$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau V.6 :

Tableau V.6 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.

X [m]	Y [m]
0	40
3	42,9
6	45,61
9	48,17
12	50,60
15	52,92
18	55,14
21	57,27
24	59,33
27	61,32
30	63,25
33,53	65,5

Le point C d'intersection de la face amont du drain cheminé est déterminé par l'équation polaire de cette parabole.

$$c = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} \dots \dots \dots (V.3)$$

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} \dots \dots \dots (V.4)$$

α : C'est l'angle de face amont du drain cheminé avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de Cazagrande on détermine « c ».

$$\alpha = 76^\circ \quad \text{et} \quad c = 0,29$$

$$a + \Delta a = 52,77\text{m} \quad \text{d'où :} \quad \Delta a = 15.62 \text{ m.} \quad \text{et} \quad a = 37.15\text{m.}$$

V.9.2 Calcul du débit de fuite par infiltration :

a)- digue :

Pour arriver à calculer ce débit, il suffit d'appliquer la loi de Darcy:

$$Q = K \times I \times A \dots \dots \dots (V.5)$$

Avec: **Q** : est le débit d'infiltration en m^3/s ;

K: est la perméabilité du noyau;

I: est le gradient hydraulique $\frac{dy}{dx}$

A: est la section d'infiltration par unité de longueur ($A=y.1$);

Donc, la loi de Darcy devient : $Q = K \times y \times \frac{dy}{dx}$

Et : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

Alors : $Q = k.y_0$

Sachant que: $y_0 = 40\text{m}$ et $k = 5.10^{-8} \text{ m/s}$;

On obtient ensuite un débit d'infiltration qui égale à : $Q = 2.10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$

b)- Fondation :

Encore, pour calculer ce débit, il faut d'appliquer la loi de Darcy:

$$Q = K \times I \times A$$

Mais le gradient hydraulique ici sera calculé par la formule suivante:

$$I = \frac{H}{L_b}$$

Avec:

H : la hauteur normale d'eau en m;

Lb: l'emprise de barrage calculé par la formule qui suit:

$$l_b = m_1 H_b + b_c r + m_2 H_b + 2.3$$

m1: le fruit du talus amont (2H/1V);

m2: le fruit du talus aval (2H/1V);

Hb: la hauteur du barrage (69m);

bc: la largeur en crête (12m);

Et la section A égale à la profondeur du sol perméable multipliée par l'unité de longueur (cette profondeur égale à 9m).

La perméabilité de la fondation marneuse fait : $K = 1,01 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$

Application numérique:

$$L_b = 2.69 + 12 + 2.69 + 2.3 ;$$

$$= 295 \text{ m.}$$

$$I = 65.5/295 = 0.22.$$

$$Q = 1,01 \cdot 10^{-5} \cdot 0.22 \cdot 9 = 2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}.$$

Alors, le débit total sera égal à la sommation des deux précédents multiplié par la longueur totale de la digue (824m).

$$Q = (2 \cdot 10^{-6} + 2 \cdot 10^{-5}) \cdot 824 = 2,2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

V.9.3 Dispositifs de drainage :

En raison de contrôler et de rendre la maximum possible les pressions interstitielles afin d'améliorer les conditions de stabilité globale, le placement à l'intérieur bien sûr du remblai des zones de forte perméabilité, appelées les drains sera la solution.

L'eau s'infiltré dans le massif du barrage et à travers les fondations du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage.

Le choix des matériaux de construction et de l'emplacement de la digue aura été fait de tel sorte que les débits d'infiltrations soit négligeables, toutes fois, ceux-ci ne sont jamais nuls, et il est important de s'assurer que les urgences à l'aval des eaux infiltrées ne nuisent pas la stabilité du barrage.

Pour ce qu'il, faut d'une part que ses eaux nous causent des destructions locales en entraînant des particules de terre du talus aval, d'autre part les sous pressions en aval tendent à soulever le pied de la digue.

Vu notre situation ; il faudrait un tapis filtrant, drain de pied, un drain vertical et une tranchée drainante.

Ce tapis filtrant est formé d'une ou plusieurs couches de matériaux. Chaque couche jouant le rôle d'un filtre vis-à-vis de la précédente. Ce rôle est de laisser passer l'eau sans entraîner des particules, soit de la couche précédente, soit de terrain ou de la digue pour la première. Si les vides d'une couche sont beaucoup plus gros que les grains fins de la précédente, ces derniers risquent d'être entraînés à l'aval. S'ils sont de même ordre de grandeur, il y a risque de colmatage, et le filtre ne joue plus son rôle.

La granulométrie de chaque couche ne peut être donc quelconque. Les règles appliquées sont assez différentes dans le détail, mais donnent des résultats satisfaisants. Ce tapis est constitué de gravier perméable.

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

- Mesure du coefficient de friabilité des sables.
- Essai Los Angeles (chocs) et l'essai Micro-Deval (usure) pour les graviers.
- Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau).
- Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage.

Les prismes de drainages permettent de :

- Recevoir et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- Rabattre la ligne phréatique le plus bas possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

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

1. Une fondation assez plastique renfermant des pressions interstitielles considérables.
2. Le talus aval du barrage est toujours sous menace des déformations dues aux pressions (sous-pressions et pressions interstitielles) et aux infiltrations si certaines mesures ne sont pas prises.

V.9.3.1 Drain prisme :

C'est le type de drain le plus répandu, ayant donné des satisfactions en pratique pour son efficacité. Sa réalisation est difficile et demande une grande main d'œuvre.

La section transversale du drain prisme a une forme trapézoïdale avec des pentes des parements du côté amont du barrage pas moins de 1,25 et du côté aval pas moins de 1,5.

La largeur en crête du drain prisme doit être fixée selon les normes de construction, mais ne pourra en aucun cas être utilisée comme route ou piste. La largeur en crête du drain prisme est de l'ordre de $1/4$ - $1/3$ de sa hauteur, mais pas moins de 1.

Approximativement on considère que la hauteur du drain prisme atteint 0,15-0,20 fois la hauteur du barrage.

➤ Dimensions du drain prisme :

Pente du côté amont : $m_1=2$.

Pente du côté aval : $m_2=2,5$.

La hauteur : $H=13\text{m}$.

La largeur en crête : 3m.

V.9.3.2 Drain tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapis filtrant.

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage. Le dispositif d'étanchéité étant choisi, Il emporte de réaliser un dispositif de drainage efficace.

L'avantage du drain tapis est sa capacité de drainer les fondations du barrage. Ce drain est destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

En considérant la mise en place, et le nivelage des filtres avec des engins, l'épaisseur de chaque couche ne doit pas être inférieure à 0,2m.

a) Choix des granulats du tapis :

Afin de déterminer le fuseau des granulats du filtre, nous utilisons les règles établis à la suite des essais effectués initialement par Terzagui, puis ultérieurement par « le bureau of réclamation et « corps of ingénieur ».

- $5 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 10$
- $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$
- $4 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 20$

Avec :

D50 et D15 sont respectivement les diamètres du tamis laissant passer 50% et 15% du poids des grains les plus fins du filtre.

d85, d50 et d15 sont respectivement diamètres du tamis laissant passer 85%, 50% et 15% des grains les plus fins constituant le matériau à protéger.

Un filtre ne doit ni se dégrader par entraînement de ses éléments, ni se colmater. Alors il est conseillé d'utiliser des sables dont le coefficient d'uniformité : $\frac{D_{60}}{D_{10}} < 2$.

Avec la courbe granulométrique du matériau constituant chaque couche du filtre doit être à peu près parallèle à celle du matériau de la couche précédente, et l'épaisseur de chaque couche doit être au moins de 20 à 30cm (d'autre façon : >50 fois le diamètre D₁₅).

b) Calcul de l'épaisseur du tapis filtrant :

Pour des raisons constructif, l'épaisseur de tapis doit être au moins égale à 30cm et doit être telle que la capacité drainante du tapis soit égale à 2 fois le débit qui traverse le barrage (la digue).

On a : $q = 1,21 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$

Appliquant la loi de Darcy :

$$q = K.I.A$$

Avec : K=perméabilité du drain (gravier) ;

I=gradient hydraulique

$$I = \frac{\Delta H}{L_f} = \frac{e + H}{2} \dots \dots \dots (V.6)$$

A= Section moyenne d'écoulement

$$A = \left(\frac{H_r + e}{2} \right) . 1 \dots \dots \dots (V.7)$$

$$Q_{\text{filtre}} = 2.q = K \left(\frac{e - H}{L_f} \right) \times \left(\frac{e + H}{2} \right) \dots \dots \dots (V.8)$$

Avec : $H_r = 0$ par approximation

$$\text{Donc :} \quad Q = \frac{K e^2}{L_f} \text{ d ou } e = 2 \sqrt{\frac{q L_f}{K}} \dots \dots \dots (V.9)$$

A.N : $e = 2,45$ on prend $e = 2,5m$.

V.9.4 Lutte contre l'érosion interne: l'engendrement des filtres:

Si on place des drains en calcaire (0.15-0.4mm) directement au contact des matériaux de granulométrie fine comme la terre à noyau en argile (2 μ m), l'eau en écoulement entrainerait les particules fine à travers les vides inter granulaire du drain et on obtiendra ensuite une érosion interne nommée le renard.

Ce phénomène est très dangereux lorsqu'il est accéléré, tel qu'au début de l'érosion diminue la perméabilité, donc la vitesse de l'eau augmente, ce qui accroît la vitesse d'érosion. La solution préventive consiste à disposer des filtres en calcaire (0.1-0.4mm) sur le noyau argileux.

- ✓ Le filtre: aussi son épaisseur est de l'ordre de 3m pour des raisons constructives, il est disposé à l'amont et à l'aval du noyau.
- ✓ Le tapis filtrant: pour des raisons constructives, l'épaisseur du tapis filtrant doit être fait au moins de 30cm telle que la capacité drainante du tapis soit égale à 2 fois le débit qui traverse le barrage.

V.9.5 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :**V.9.5.1 Noyau du barrage :**

La résistance à l'infiltration du noyau de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots \dots \dots (V.10)$$

ΔH : perte de charge dans le noyau.

δn : épaisseur moyenne de noyau.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau V.7.

Tableau V.7: Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.6	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

(V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida.1986)

Notre barrage appartient à la III classe, alors on prend $I_{adm}=1.8$

Donc:

$$\Delta H=65,5m; \delta n=45m; I = 1,45 \leq I_{adm}$$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du noyau est assurée.

V.9.5.2 fondation du barrage :

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$$

I_{cr} : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation. Il est donné par le tableau V.8 :

Tableau V.8 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.

Sol de fondation	Icr
Argile	1.2
Limon	0.65
Sable gros	0.45
Sable moyen	0.38
Sable fin	0.29

(V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida.1986)

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d'après le tableau V.9 :

Tableau V.9 : Détermination de coefficient de sécurité.

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

I_f : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 8 T_c} \dots \dots \dots (V.11)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c=9m$)

H : charge d'eau ($H=65,5m$).

L : longueur à la base du barrage ($L=824m$).

On a donc : $I_f = 0,08$

Notre barrage appartient à la III classe ce qui donne ($K_s=1.15$).

La fondation est en limon ce qui donne ($I_{cr}=0.9$).

On a donc : $\frac{I_{cr}}{K_s} = 0.8$

On remarque que : $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$, donc la condition est vérifiée et la résistance à l'infiltration à travers les fondations est assurée.

(V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida.1986)

V.10 Calcul de stabilité :

V.10.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1/-soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.

2/- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus : Il existe plusieurs types

a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

Ce dernier type se manifeste lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

- l'instabilité mécanique en fondation.

V.10.2 Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe) ;
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau ;
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont) ;
- Fonctionnement normal (Talus amont et talus aval) ;
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « K_{adm} » déterminé d'après le tableau V.10.

Tableau V.10 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	La classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séismes)	1.2-1.3	1.15-1.2	1.1-1.15	1.05-1.1
Spéciales (Avec séismes)	1.05-1.1			1.05

Notre barrage fait partie de la III^{ème} classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,10 - 1,15$
- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

(V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida.1986)

V.10.3 Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

Détermination des zones de cercles de glissement :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=69m$).

(K_1-K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau V.11 :

Tableau V.11 : Détermination des rayons : max et min.

Pente du talus	1	2	3	4	5	6
$R_{min} = H_b * K_1$	0.75	0.75	1	1.5	2.2	3
$R_{max} = H_b * K_2$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Pour notre cas :

Détermination des rayons : R_1 et R_2 Sont représentés dans le tableau V.12.

Tableau V.12 : Détermination des rayons : R_1 et R_2 .

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	2	0.75	1.75	51.75	120.75
Aval	2	0.75	1.75	51.75	120.75

Le centre des rayons étant le point « B ».

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

(V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida.1986)

V.10.4 Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

V.10.4.1 Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 . h_1 + \gamma_2 . h_2 + \gamma_3 . h_3) \dots \dots \dots (V.12)$$

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

V.10.4.2 Force de pression interstitielle :

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (**NNR**).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots (V.13)$$

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\delta_w = 1 \text{ g/cm}^3$.

h : hauteur de la tranche.

V.10.4.3 Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V.14)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

V.10.4.4 Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (V.15)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.10.5 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

V.10.5.1 Les forces stabilisatrices :

a. Force de frottement :

$$F_f = N_n \tan \varphi - U \cdot dl \tan \varphi \dots\dots\dots (V.16)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V.17)$$

Avec :

$$dl = \frac{2\pi R \beta}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement.

B : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \, dl) \, \text{tg} \phi + c \, dl] R \dots\dots\dots (V.18)$$

V.10.5.2 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 :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.19)$$

Remarque que :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numero de la section divisee}}{n}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

V.10.6 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement:

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

A - Fin de construction (talus amont et aval) :

L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

$$\text{Sans séisme} \quad K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum c \, dl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.20)$$

$$\text{Avec séisme} \quad K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum c \, dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (V.21)$$

(Annexe V.1 jusqu'à Annexe V.8)

B - Fonctionnement normale (talus aval) :

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations. Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$\text{Sans séisme} \quad K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg} \phi + \sum c \, dl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.22)$$

$$\text{Avec séisme } K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (\text{V.23})$$

(Annexe V.9 jusqu'à Annexe V.12)

C - Vidange rapide (talus amont) :

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

$$\text{Sans séisme } K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (\text{V.24})$$

$$\text{Avec séisme } K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (\text{V.25})$$

(Annexe V.13 jusqu'à Annexe V.16)

(CIGB : Barrage en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95.1994)

Les caractéristiques géotechniques des sols sont représentés dans le tableau V.13 :

Tableau V.13: Les caractéristiques géotechniques des sols.

Paramètres	Unité	Corps du barrage
ϕ	Degré (°)	34°
C	t/m ²	3,90

Tableau V.13: Les caractéristiques géotechniques des sols. (Suite)

Paramètres	Unité	Corps du barrage
γ_{sat}	t/m ³	2.7
γ_d	t/m ³	2.3
γ_{fond}	t/m ³	3.2

Les résultats du calcul manuel sont regroupés dans le tableau V.14 et les schémas de calcul de stabilité sont représentés dans la planche N° 06.

Tableau V.14 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Avec séisme 1,05÷1,1	Sans séisme 1,15 ÷ 1,2
Fin de construction	Talus amont		
	R= 109,17m	1.62	2.62
	R= 133,8m	1.85	3.25
	R= 135,22m	1.71	2.9
	R= 135,26m	1.86	3.2
	Talus aval		
	R= 100m	2.23	4.1
	R= 104,26m	2.25	4.13
	R= 107,9m	1.66	2.7
	R= 109,96m	2.10	3.7
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R= 100m	1.67	2.61
	R= 104,26m	2.29	4.27
	R= 107,9m	1.66	2.7
	R= 109,96m	2.10	3.76
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 109,17m	1.62	2.62
	R= 133,8m	1.83	3.24
	R= 135,22m	1.68	2.82
	R= 135,26m	1.83	3.13

Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre VI

Etude des variantes des ouvrages
annexes

Introduction :

Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont par des conduites et des galeries pour cet objectif on utilise la charge effective disponible dans les limites d'un cours tronçon du lit naturelle ou artificiel. On préconise les dimensions, la conception et la composition de ces ouvrages, par le débit de projet, la charge effective la topographie et la géologie du site.

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant 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 la retenue 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.

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux. Un barrage s'il retient l'écoulement, il doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnels, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge, on prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crues.

VI.1 Etude des variantes des ouvrages annexes :

VI.1.1 Ouvrages de prise d'eau et de vidange :

A) Les fonctions :

La fonction principale des ouvrages de prise d'eau et de vidange est de contrôler la sortie du volume d'eau stockée du réservoir au moment voulu, en plus, il servira pour la dérivation des eaux pendant la période de construction du barrage.

Les ouvrages de prise d'eau et de vidange doivent être capables de véhiculer toute sorte de débits à la demande des utilisateurs. Dans le cas d'un réservoir régulateur, les prises d'eau peuvent laisser sortir les débits en eau d'une manière progressive mais dans un réservoir de dérivation, son rôle est de

dévier les eaux vers les canaux ou la tuyauterie pour son usage en aval du barrage tout en travaillant en toute sécurité. Parfois dans cet ouvrage, on peut avoir les applications suivantes:

- a) On peut utiliser l'ouvrage de prise d'eau et de vidange de fond comme un évacuateur de crues, en combinaison avec un évacuateur auxiliaire ou secondaire.
- b) Pendant les grandes crues l'ouvrage de prise d'eau et la vidange de fond travaille avec l'évacuateur pour augmenter la capacité d'évacuation.
- c) Baisser le niveau du barrage sous le N.N.R (niveau normal de retenue) avant la crues.
- d) Vider le barrage pour le contrôle et la maintenance, rendre des réparations possibles du barrage ou une autre structure inondée.
- e) Assurer le débit écologique dans la rivière en aval du barrage.

B) Choix de l'emplacement :

Flanc droit :

On propose que les ouvrages de prise et de vidange soient places sur le flanc droit. Les résultats de la dernière investigation géologique indiquent des profondeurs d'excavation allant jusqu'à 5m avant de trouver des conditions aux fondations acceptables. Le chenal de retour vers la rivière sera d'une longueur d'environ 100m et d'une profondeur de 3m dans un mauvais matériau, ce qui demandera protection de la pente importante.

Flanc gauche :

Un tracé alternatif est proposé sur le flanc gauche plus ou moins le long de la ligne passant par les sondages. Les profondeurs d'excavation varieront de 6 à 10m dans la moitié amont de la conduite. Du béton de masse pourrait être nécessaire sous la conduite où le niveau de fondation minimal se trouve en dessous du niveau d'excavation de la conduite. Il existe peu d'information sur les profondeurs de fondation dans moitié aval de la conduite. Ces conditions devront être vérifiées en réalisant des forages supplémentaires pendant la phase de conception détaillée. Le chenal de retour serait très court.

VI.1.1.1 La vidange de fond :

La plupart des barrages réservoirs doivent être munis d'un ouvrage de vidange placé au fond de la retenue et ayant une capacité d'évacuation plus importante. Les rôles de cet organe sont les suivants :

- Laisser passer le débit courant de la rivière ou une petite crue éventuelle, pendant la construction du barrage.
- Vider la retenue pour la surveillance, l'entretien et les réparations du barrage et de ses ouvrages annexes, ou en cas de danger.
- Accessoirement remplacer la prise d'eau ou permettre la répartition de celle-ci en cas de défaillance.

Un dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage de retenue qui représente un investissement notable.

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre. Les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

VI.1.1.1.1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

a) 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 :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots(VI.1)$$

V_u : volume utile en $[m^3]$.

T : temps de vidange ($15 < T < 21$) jours. $T=21$ jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N :

$$Q_{vf} = \frac{46,32.10^6}{21.86400} + 0,20 = 25,73 m^3/s$$

b) Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

On a:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH} \dots\dots\dots (VI.2)$$

D'où:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gH}}$$

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 :

$$S = \frac{25,73}{0,82 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 65,5}} = 0,87 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,87}{\pi}} = 1,05 \text{ m}$$

On prend:

$$D_{vf} = 1000 \text{ mm}$$

c) Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}} \dots\dots\dots (VI.3)$$

$\sum \xi_i$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

- Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots\dots\dots (VI.4)$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{1,25}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (VI.5)$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [$D = 1 \text{ m}$].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 422,62 \text{ m}$).

A.N :

$$\lambda = 0.024$$

$$\sum \xi_{s1} = 7.73\text{m}$$

- Coefficients de pertes de charge singulière:

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5$$

$$\xi_{\text{sortie}} = 1$$

$$\xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :

$$\mu = \frac{\sum \xi_s = 1,7}{\sqrt{1 + (7,73 + 1,7)}} = 0,3$$

Et :

$$S = \frac{25,55}{0,3 \cdot \sqrt{2g \cdot 65,5}} = 2,38\text{m}^2$$

D'où :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2,38}{\pi}} = 1,7\text{m}$$

On prend un diamètre normalisé : $D_{vf} = 1700 \text{ mm}$.

Remarque :

Nous avons obtenu un diamètre de vidange important alors la vidange de fond servira de chenal ouvert avec un régime d'écoulement supercritique. Une seule galerie sera proposée afin d'évacuer le débit de dérivation.

La vanne aura une hauteur d'1m et une largeur de 1,71m. Elle sera actionnée à partir du bas de la tour. Des rainures seront pourvues dans le bouchon en amont pour l'installation de batardeau. Une conduite d'aération directement derrière les vannes et jusqu'au toit de la tour de prise sera pourvues.

Pour la mise en sécurité, on prévoit deux vidanges de fond et ce si l'une des vannes devrait être hors service.

Chaque vidange de fond sera capable de décharger un débit de 25.73 m³/s lorsque le niveau dans la cuvette sera au NNR.

V.1.1.2 La prise d'eau :

L'ouvrage de prise peut être de plusieurs types tels que :

a) 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 commande au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

b) Prise d'eau flottante :

Dans 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 car elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique des pièces hydromécaniques.

c) 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), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

VI.1.1.2.1 Choix du type de la prise d'eau :

La tour sera une structure indépendante dont le diamètre intérieur sera égal à 5m. L'accès de la tour sera pourvu à travers la conduite.

Pour permettre de tirer une eau de qualité du niveau supérieure, deux prises seront mises en place. Chaque prise sera protégée par une grille grossière fixe et une grille fine amovible. Si les vannes papillon dans la tour doivent être retirées, la grille fin à une prise particulière sera remplacée par un batardeau utilisant les mêmes rainures. Ceci veut dire que toutes les grilles devront être retirées quand la prise la plus basse devra être isolée. Un arrangement alternatif (et plus onéreux) serait de fournir des rainures séparées pour les grilles fines et le batardeau, ce qui demanderait d'installer des grilles fines sur toute la hauteur de la tour.

VI.1.1.2.2 Composants principaux de ces ouvrages :

a) Chambre des vannes :

La chambre des vannes peut être rapprochée un peu au pied du talus amont du batardeau, pour faciliter le passage des équipements pendant l'exploitation. L'utilisation de deux vannes est pratique commun, une pour régler les débits pendant l'exploitation et l'autre servira pour l'échange ou la réparation de la première vanne. Les deux variantes qui se présentent sont:

- Ecoulement latéral (distribution vers l'AEP et l'irrigation),
- Ecoulement direct vers l'oued (les vannes de vidange).

Les vannes à écoulement latéral seront du type papillon, on recommande dans cet ordre que la première (vanne batardeau) soit toujours ouverte et la deuxième (de service) soit placée à la fin de la conduite. Mais l'écoulement direct vers l'oued (vidange de fond) est protégée par deux vannes en série la premier est une vanne garde et la deuxième de service, actionnées par un servomoteur hydraulique. Chaque vanne peut opérer indépendamment et peut être démontée pour entretien grâce à la présence pont roulant fixe au toit de la prise d'eau.

b) Ouvrage d'entrée et grille :

La structure d'entrée peut prendre plusieurs formes en dépendant : des fonctions qu'elle doit effectuer (l'irrigation, l'alimentation en eau potable, etc.), de la variation des charges dans la cuvette, de la fréquence de la vidange rapide dans la cuvette et des caractéristiques des déchets qui déterminent la fréquence avec laquelle, on doit nettoyer les grilles et les conditions de la montée subite des vagues qui pourraient affecter sa stabilité.

Les demandes des grilles ainsi que leurs dimensions tout dépend du type de mécanisme de contrôle utilisé, de la nature des déchets, de l'utilisation de l'eau et de l'obligation d'empêcher l'entrée des petits déchets dans la vidange. La position de la grille dépendra aussi de l'accessibilité au nettoyage des déchets accumulés.

Sa surface est en fonction de la vitesse limite à travers la grille, laquelle est en fonction de la nature des déchets et des pertes d'énergie qu'on peut tolérer. Le décolmatage est facilité grâce au décalage du génie civil de la frontale au niveau de la face aval des barreaux du plan de grille.

c) Conduites :

Les conduites sont les structures qui transportent l'eau en aval de l'ouvrage de la prise d'eau. Sont traitées dans le présent ouvrage. Les conduites enterrées doivent être projetées de manière conforme et sûre, si elles sont posées sous les remblais. S'il arrive des ruptures au niveau des conduites, celles-ci provoqueront des fissurations au niveau du barrage, en outre elles devront être construites dans les meilleures zones de fondation de ce dernier, afin d'éviter son tassement qui est la cause fondamentale de l'apparition des failles, ces dernières peuvent avoir une influence sur l'ensemble tel que l'augmentation des infiltrations et l'apparition des phénomènes de renards.

Il faut qu'on prenne en considération la dilatation tant de l'acier comme celle du béton pour éviter tous les problèmes qui ne peuvent pas être réparés après la construction du barrage. C'est pour cela que la conception des joints de dilatation est recommandable dans les conditions de fondation défavorables, ainsi que l'utilisation d'armature d'acier par des spécifications minimales.

On emploie habituellement les conduites en béton ou en acier ou même en fonte, les conduites sont sous le remblai, elles sont même protégées avec une grande précaution pour éviter la corrosion. On ne peut pas éliminer complètement les effets corrosifs qui s'avèrent dangereux c'est pourquoi il est nécessaire d'utiliser une protection adéquate.

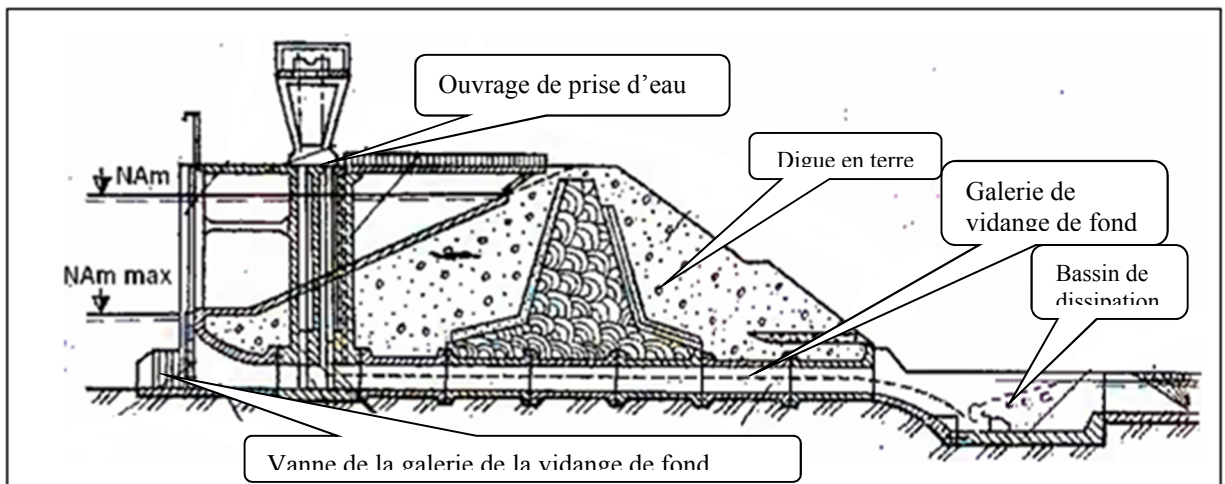


Figure VI.1 : Schéma explicatif des différents organes d'un barrage en terre

VI.1.1.2.3 Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

VI.1.1.2.3.1 Dimensionnement de la conduite d'irrigation :

D'après le Tableau (Annexe III.5), le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 22,88 \text{Mm}^3.$$

a) Calcul le débit de la conduite d'irrigation :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{22,88.10^6}{31.86400} = 8,54 \text{m}^3/\text{s} \dots\dots\dots (\text{VI.6})$$

T : Temps de prise (T = 31 jours).

b) Calcul de la section de la conduite d'irrigation et son diamètre :

On a:

$$Q_{vf} = \mu. S. \sqrt{2 g H} \dots\dots\dots (\text{VI.7})$$

D'où:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu. \sqrt{2 g H}} \dots\dots\dots (\text{VI.8})$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

A.N :

$$S = \frac{8,54}{0,30. \sqrt{2g.5}} = 2,87 \text{m}^{25}$$

$$D = \sqrt{\frac{4.2,87}{\pi}} = 1,9\text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 1,9\text{m}$$

c) Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_1}} \dots\dots\dots (VI.9)$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots\dots\dots (VI.10)$$

AN :

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{0,017.310,77}{1,900} = 3,20$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 3,20}} = 0,49$$

C'est le même coefficient de débit donc : $S=1,76\text{m}^2$; $D=1,5\text{m}$

d) Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite d'irrigation :

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{8,54}{1,76} = 4,85\text{m/s}$$

VI.1.1.2.3.2 Dimensionnement de la conduite d'AEP :

D'après le Tableau (Annexe III.5), le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\max} = 2,7 \text{Mm}^3$$

a) Calcul le débit de la conduite d'AEP :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{2,7 \cdot 10^6}{31.86400} = 1 \text{m}^3/\text{s} \dots\dots\dots (\text{VI.11})$$

T : Temps de prise (T = 31 jours).

b) Calcul de la section de la conduite d'AEP et son diamètre :

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH} \dots\dots\dots (\text{VI.12})$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

A.N :

$$S = \frac{1}{0,30 \cdot \sqrt{2g \cdot 25}} = 0,15 \text{m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,15}{\pi}} = 0,4 \text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 0,4 \text{m}$$

Par la correction du coefficient de débit μ : $S = 0,24 \text{ m}^2$ et $D = 500 \text{mm}$.

c) Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite d' A E P :

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{1}{0,24} = 4,17 \text{ m/s}$$

Conclusion :

Deux vannes papillon de 1500mm de diamètre pour la conduite d'irrigation et de 500mm pour la conduite d'AEP seront placées à tour de prise. Les valves peuvent être soit opérées manuellement soit à distance par des organes de commande hydrauliques.

Une ouverture de 2x1,5 m sera fournie dans le plancher de chaque étage pour permettre l'installation de l'équipement à partir du bas de la tour grâce à une grue à portique en haut.

Chapitre VII

Dérivation 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 peuvent provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions.

Une dérivation provisoire est nécessaire pour tout barrage pour éviter le retour des eaux dans le chantier.

Pendant la période de construction de barrage il y a une probabilité d'existence une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée.

Il est accompagné le plus souvent par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

VII.1 Dérivation provisoire :**VII.1.2 Type d'ouvrage de dérivation provisoire :****1) Galerie de dérivation :**

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

2) Conduite de dérivation :

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

3) Canal de dérivation :

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

Remarque :

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie et un batardeau.

Vu les conditions géologiques et topographique du site, et l'étude économique, il a été jugé de projeter une galerie circulaire sur la rive gauche à côté de l'Oued.

VII.1.3 Choix de la crue de dimensionnement :

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définissent le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire.

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En général, pour les barrages en terre, l'ouvrage de dérivation se dimensionne par les crues décennales ou vignetages, alors que pour les barrages en terre, le dimensionnement de la dérivation provisoire se fait par les crues cinquantenales ou même centennales

Mais en Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue décennale.
Le débit maximum de cette crue est $Q_{\max(1\%)}=20.11\text{m}^3/\text{s}$.

VII.1.4 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 (tunnel) 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.
- Construction d'un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier.

4^{ème} étape :

Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève les batardeaux et on passe à la mise en eau.

VI.2 Calcul hydraulique de 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:

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{RI} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Où :

Q : débit évacué

C : coefficient de CHEZY, $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$

R : rayon hydraulique; $R_{cr} = \frac{S}{P}$

S : section mouillée; $S = \frac{R^2}{2} (\theta_{rad} - \sin \theta^0)$

I : pente du radier de la galerie ; I = 0,018

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\theta^0}{2}) \text{ Et } \theta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right) \dots\dots\dots (VI.2)$$

➤ 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 régité par la formule suivante :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g} \cdot Z \dots\dots\dots (VI.3)$$

Où :

Q : débit évacué

S : section de la galerie

g : accélération de la pesanteur [m/s²], Z : la dénivelée et μ : coefficient de débit.

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2} \dots\dots\dots (VI.4)$$

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [L = 368.25m]

I : pente de la galerie [I = 0,007]

$$\text{On a : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}} \dots\dots\dots (\text{VI.5})$$

* coefficient de résistance singulière :

$$\sum \xi_i = \xi_{\text{entrée}} + \xi_{\text{sortie}} \dots\dots\dots (\text{VI.6})$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5\text{m}$$

λ : coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (\text{VI.7})$$

$$n = 0,014\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$$

Tableau VII.1 : Calcul du coefficient de débit.

Diamètre (m)	$\xi_{\text{entrée}}$	ξ_{Sortie}	λ	$\sum \xi_{\text{lin}}$	μ
1	0,5	1	0.0245	10.52	0.29
1.5	0,5	1	0.0214	6.75	0.36
2	0,5	1	0.019	5	0.41
2.5	0,5	1	0.018	4.15	0.44
3	0,5	1	0.017	3.59	0.47
3.5	0,5	1	0.016	3.18	0.49
4	0,5	1	0.015	2.88	0.51

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \sqrt{2gZ}, \text{ et } Z = H + (L_i \cdot I - D/2), \text{ on aura le tableau (VII.2)}$$

Tableau VII.2 : Calcul de dénivelé.

D (m)	μ	$S (m^2)$	$\mu \cdot S \sqrt{2g}$	$Q (m^3/s)$	$Z (m),$
1	0.29	0.78	1	$1 \sqrt{Z}$	$H + 2.08$
1.5	0.36	1.77	2.82	$2.82 \sqrt{Z}$	$H + 1.83$
2	0.41	3.14	5.7	$5.7 \sqrt{Z}$	$H + 1.58$
2.5	0.44	4.91	9.57	$9.57 \sqrt{Z}$	$H + 1.33$

3	0.47	7.07	14.72	$14.72\sqrt{Z}$	$H + 1.08$
3.5	0.49	9.62	20.88	$20.88\sqrt{Z}$	$H + 0.83$
4	0.51	12.57	28.4	$28.4\sqrt{Z}$	$H + 0.58$

Le laminage de la crue se fait à partir de l'hydrogramme de la crue de fréquence (1%) on calcule le volume de la crue correspondant, et on tire toutes les hauteurs correspondantes à chaque volume de chaque heure jusqu'au temps de la montée ($t = 3,11$ h) de la courbe (*capacité – hauteur*).

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (VII.3).

Tableau VII.3 : Calcul de la charge déversant :

Temps(h)	$Q_c(m^3/s)$	$Q_{moy}(m^3/s)$	$V (m^3/s)$	$h_{dév}$
0	0	1,04	1872	0,26
1	2,08			0,3
1,5	4,68	6,5	5850	0,4
2	8,32			0,54
2,5	12,99	16,55	14895	0,72
3,11	20,11			

$$D = 1 \text{ m} \quad Z = 0,72 + 2.08 (m),$$

$$D = 1.5 \text{ m} \quad Z = 0,72 + 1.83 (m),$$

$$D = 2 \text{ m} \quad Z = 0,72 + 1.58 (m),$$

$$D = 2.5 \text{ m} \quad Z = 0,72 + 1.33 (m),$$

$$D = 3 \text{ m} \quad Z = 0,72 + 1.08 (m),$$

$$D = 3.5 \text{ m} \quad Z = 0,72 + 0.83 (m),$$

$$D = 4 \text{ m} \quad Z = 0,72 + 0.58 (m),$$

Les résultats du laminage sont donnés dans le tableau (VII.4)

Tableau VII.4 : Calcul des débits laminé.

D (m)	1	1.5	2	2.5	3	3,5	4
Z (m)	2.8	2.55	2.3	2.05	1.8	1.55	1.3
Q (m ³ /s)	1.67	4.5	8.64	13.70	19.75	26	32.38

VII.3 Construction 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.

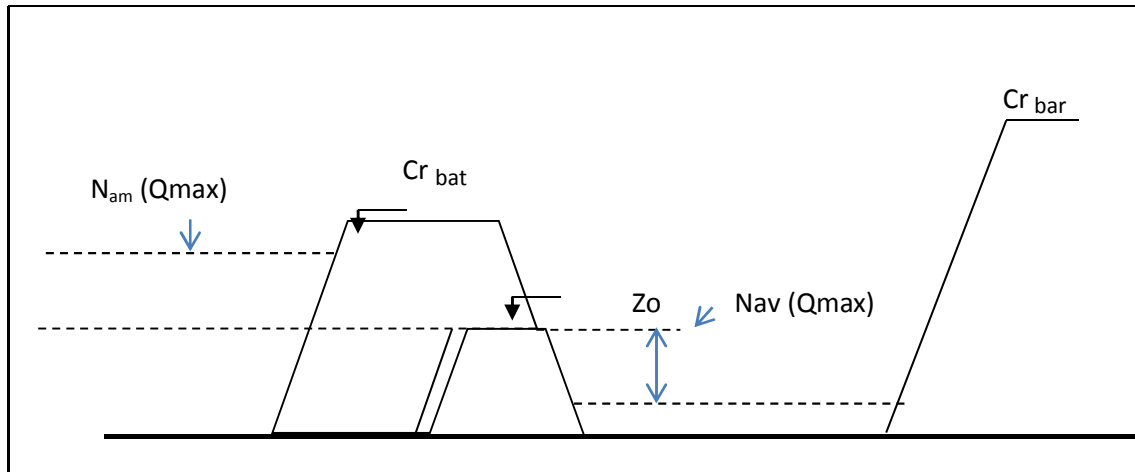


Fig VII.1 : Construction du batardeau.

Il faut que Z_o soit inférieur de 2 à 3m, si non la fermeture de cours d'eau devient difficile.

Pour déterminer Z_o , il faut remplacer dans le tableau précédent la valeur de $Q_{\max} = 20,11 \text{ m}^3/\text{s}$ par $Q_{\min} = 2,96 \text{ m}^3/\text{s}$, On trouve finalement **$Z_o = 3\text{m}$**

VII.3.1 Calcul de la revanche du batardeau :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{VI.8})$$

$$\text{Avec } H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(\text{VI.9})$$

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 être inférieure à 18 kilomètre [$F = 5 \text{ km}$].

A.N: $H=1.12$

D'où: $V = 1.5 + 2 H = 1.5 + 2. 1, 12 = 3, 74 \text{ m/s}$

Donc : $R = 0,75 .1,12 + \frac{3,7^2}{2 \cdot 9,81} = 1.83\text{m}$

VII.3.2 Calcul de la largeur en crête du batardeau :

$$b = 1,65 \cdot \sqrt{H_{\text{bat}}} \dots\dots\dots (\text{VI.10})$$

Tableau VII.5 : Récapitulatif des résultats.

Diamètre de la galerie (m)	Hauteur du batardeau (m)	Largeur en crête (m)
1	6,96	4.8
1.5	8.21	4.73
2	7.96	4.65
2.5	7.91	4.64
3	7.46	4.51
3.5	7.21	4.43
4	6.96	6.07

VI.4 Calcul d'optimisation :

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuit tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

Hypothèses de calcul

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges est calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

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.

Tableau VII.6 : les paramètres.

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	$D \text{ (m)}$
	2	Section du tunnel	$A \text{ (m}^2\text{)}$
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D \text{ (m)}$
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A \text{ (m}^2\text{)}$
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D \text{ (m)}$
	6	Coefficient de Chezy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{\max}/A_1 \text{ (m/s)}$
	8	Pente	$i = V^2/C^2R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l \text{ (m)}$
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{\text{entr}} = V^2/2gj^2 \text{ (m)}$
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{\text{entr}} + h_l \text{ (m)}$
Calcul des volumes des travaux	12	Niveau amont pour $Q_{\max}$	$N_{\text{am}} = N_{\text{av}} + Z_o \text{ (m NGA)}$
	13	La cote de niveau d'eau a l'entrée de tunnel	$N_I = N_{\text{am}} - Z_{\text{entr}} \text{ (m NGA)}$
	14	Cote du seuil	$C_s = N_I - h_o \text{ (m NGA)}$
	15	Hauteur du batardeau	$H_{\text{bat}} = N_{\text{am}} + R - C_f \text{ (m)}$
	16	Section du batardeau	$F_{\text{bat}} = (2b + 2mH_{\text{bat}}).H_{\text{bat}}/2$
	17	Longueur moyenne du batardeau	$L_{\text{moy}}^b \text{ (m)}$
	18	Volume du batardeau	$V_{\text{bat}} = L * F \text{ (m}^3\text{)}$
	20	Conversion en volume de béton	$V'_{\text{bat}} = 0,1 V_t$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{\text{tun}} = L . A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{\text{tun}} = 1,5 V_{\text{bet}}$
	22	Coût total des travaux	$\Sigma V' = V'_{\text{bat}} + V'_{\text{tun}}$

Tableau VII.7 : Calcul d'optimisation.

	N°	Désignation	Valeurs				
Paramètres hydrauliques	1	D (m)	1	1,5	2	2,5	3
	2	A (m ²)	0,785	1,76625	3,14	4,90625	7,065
	3	h _o (m)	0,7	1,05	1,4	1,75	2,1
	4	A _l (m ²)	0,58	1,31	2,32	3,63	5,23
	5	R _h (m)	0,3	0,45	0,6	0,75	0,9
	6	C	58,44	62,53	65,60	68,08	70,18
	7	V (m/s)	2,87	3,44	3,72	3,77	3,78
	8	i	0,0081	0,0067	0,0054	0,0041	0,0032
	9	h _l (m)	6,65	5,55	4,41	3,37	2,65
	10	Z _{entr} (m)	0,52	0,75	0,87	0,90	0,90
	11	Z _o (m)	7,17	6,30	5,28	4,27	3,55
	12	N _{am} (m)	1075,13	1074,63	1073,70	1073,45	1073,06
	13	N _l (m NGA)	1074,61	1073,88	1072,83	1072,55	1072,16
	14	C _s (m NGA)	1075,31	1074,93	1074,23	1074,30	1074,26
Calcul des volumes des travaux	15	H _{bat} (m)	6,96	6,46	5,53	5,28	4,89
	16	F _{bat} (m ²)	127,08	121,25	104,92	101,04	94,43
	17	L ^b _{moy} (m)	135,18	125,52	107,45	102,59	95,02
	18	V _{bat} (m ³)	17178,10	15219,30	11273,65	10365,69	8972,74
	19	V' _{bat} (m ³)	1717,81	1521,93	1127,37	1036,57	897,27
	20	V _{tun} (m ³)	646,84	1455,39	2587,36	4042,75	5821,56
	21	V' _{tun} (m ³)	970,26	2183,09	3881,04	6064,13	8732,34
	22	Σ V' (m ³)	2688,07	3705,02	5008,41	7100,69	9629,61

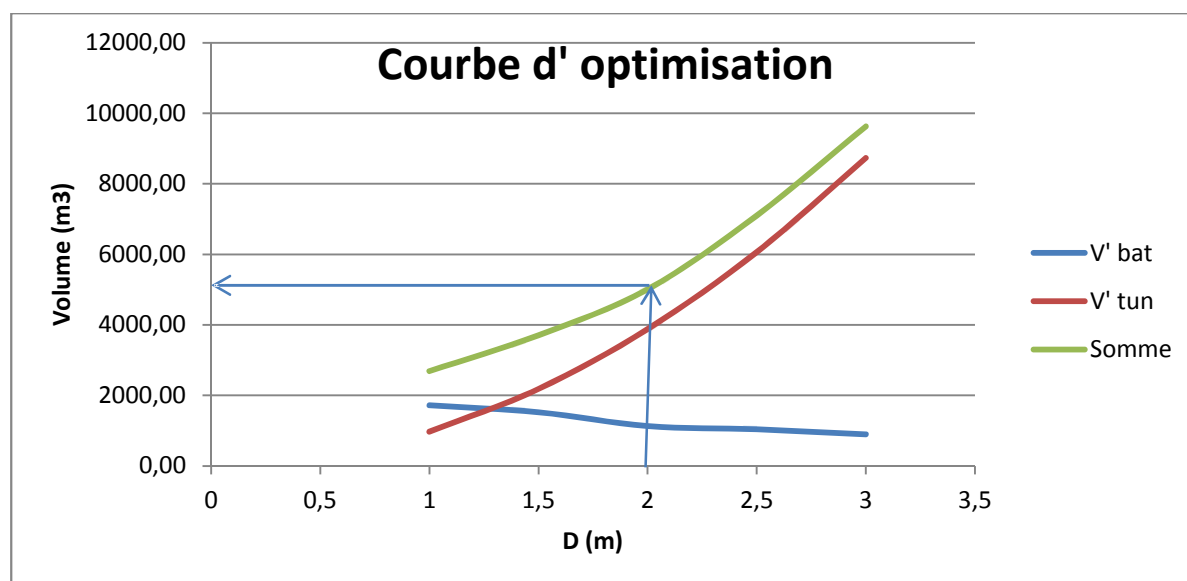


Figure VII.2 : Courbe d'optimisation.

Remarque :

D'après le tableau et la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à 2,00 m ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à 8.5m.

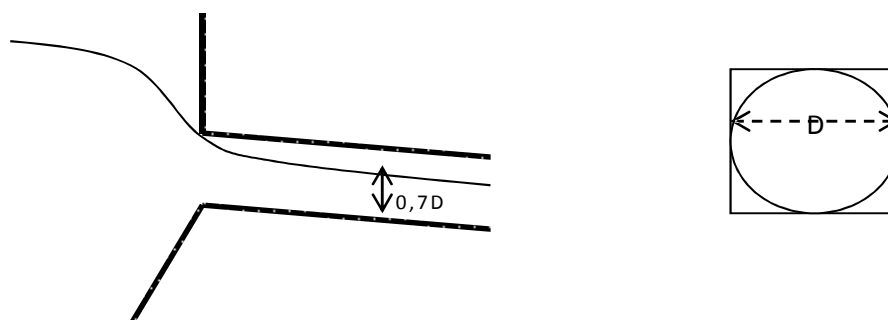
On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vu la hauteur du barrage qui est importante ($H_b=69\text{m}$).

Il faut que Z_o soit inférieur de 2 à 3m, si non la fermeture de cours d'eau devient difficile.

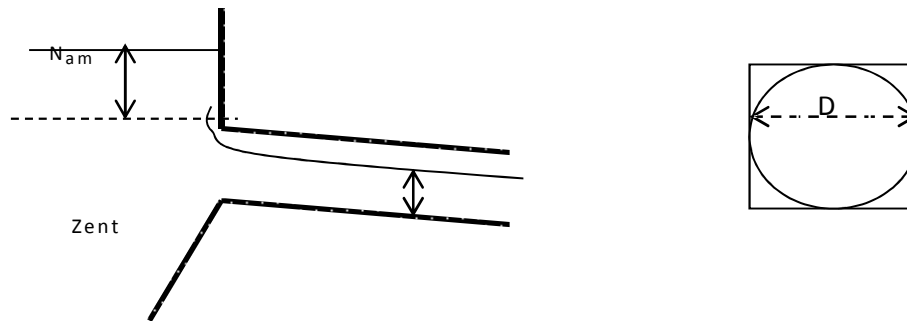
Pour déterminer Z_o , il faut remplacer dans le tableau précédent la valeur de $Q_{\max} = 20,11 \text{ m}^3/\text{s}$ par $Q_{\min} = 2,96 \text{ m}^3/\text{s}$, On trouve finalement **$Z_o = 3\text{m}$**

VII.5 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.

a) Pente critique :

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (VI.11)$$

b) Le débit unitaire :

$$q = Q/l \Rightarrow q = 4,32 \text{ m}^3/\text{s/m} \cdot l \dots\dots\dots (VI.12)$$

c) La hauteur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \Rightarrow y_c = 1,24 \text{ m} \dots\dots\dots (VI.13)$$

S_{cr} : Section critique;
 P_{cr} : Périmètre critique;
 R_{cr} : Rayon hydraulique critique;
 C_{cr} : Coefficient de CHEZY.

A.N :

$$i_{cr} = \frac{8,64}{5,777 \cdot 1,59 \cdot 0,28}$$

$$i_{cr} = 0,031$$

Donc :

Le portail d'entrée est un déversoir à large seuil à une section rectangulaire de largeur D.

Entre 1-1 et 2-2 la section est rectangulaire (S_0). Ensuite devienne circulaire (S_{cir}). de cette condition on peut déterminer la hauteur C du portail. Les lignes m-n sont les lignes d'intersection des sections rectangulaire de largeur D et circulaire de diamètre D.

Donc les vitesses sont égales :

$$V_1 = V_2 = Q/S_0 = Q/S_{cir}$$

$$S_0 = (h_0 - c).D = S_{cir} \Rightarrow C = h_0 - \frac{S_{cir}}{D}$$

A.N:

$$c = 1.4 - \frac{3,14}{2}$$

VII.6 Choix et calcul de l'ouvrage de restitution :

L'ouvrage de restitution sera implanté afin qu'il dissipe 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 $V = \frac{Q}{S}$

Où :

Q : débit laminé ; $Q = 8,64 \text{ m}^3/\text{s}$

S : section de la galerie ; $S = 3,14 \text{ m}^2$

D'où $V = 2,74 \text{ m/s}$.

Nombre de Froude $F = V/\sqrt{gh}$

h : hauteur d'eau à la sortie de la galerie ; $h = 1,4 \text{ m}$

D'où $F = 0,74$

Donc pour $1 < F < 1,7$

Il n'est pas nécessaire d'établir un bassin spécial de tranquillisation.

VII.7 Dissipateur d'énergie :

L'énergie cinétique de l'eau s'écoulant dans la galerie va se dissiper dans un bassin d'amortissement. Cet ouvrage en béton armé permet de stabiliser le régime d'écoulement en fluviale et éloigner le ressaut hydraulique en aval.

Les tests réalisés par (USB) montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$$1,0 \leq Fr \leq 1,7 \text{ Ressaut ondulé.}$$

- $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.
 $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant Bassin de type I
 $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
 $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Le bassin dissipation nécessaire si le nombre de Froude $> 2,5$.

Pour $1,7 < Fr < 2,5$ un ressaut commence à apparaître mais n'est pas très turbulent on parle de "pré-ressaut". les déflecteurs et seuils ne sont pas encore nécessaires et il faudra simplement veiller comme en la ($1,0 \leq Fr \leq 1,7$) à ce que le bassin soit suffisamment long pour contenir l'écoulement son ralentissement.

Donc vu notre cas débit faible et $Fr < 2,5$. On peut opter pour un dissipateur d'énergie simple.

VII.7.1 Conception d'un dissipateur de simple Type I ($1 < Fr < 1,7$):

Tableau VII.8 : Calcul la longueur de ressaut :

La hauteur normale a la sortie de galerie	débit	vitesse	h contracté (=h')	N Froude Fr	h''	longueur de ressaut
m	m ³ /s	m/s	m	-	m	m
1,4	16,97	5,4	0,96	1,45	1,66	4,2

VII.7.2 Caractéristique de bassin dissipation :

VII.7.2.1 Calcul de la longueur de bassin de dissipation :

Elle est souvent donnée par des expressions empiriques, pour un canal rectangulaire :

$$L_{bas} = (0,8-1,25) L_{RH} \dots\dots\dots (VI.14)$$

$$L_{bas} = 5,5m$$

VII.7.2.2 Calcul de l'épaisseur du bassin de dissipation :

$$T_{bas} = \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{10} \right) L_{bas} \dots\dots\dots (VI.15)$$

$$T_{bas} = 0,5m$$

VII.7.3 Canal de restitution (risberme) :

Le canal de restitution (risberme) est la partie revêtue ou protégée du canal de sortie après Le bassin d'amortissement qui est prévue pour la dissipation finale de l'énergie cinétique non considérée dans le bassin.

La vitesse de l'eau dans la risberme ne doit pas dépasser les 3m/s en dépendance du type de sol.

Le canal de restitution est de section trapézoïdale avec un fruit de talus $m=1.5$ et une pente $i = 0,007$.

Généralement la vitesse dans la risberme est supérieure à la vitesse admissible, du fait qu'elle sol n'est pas protégé contre l'érosion, c'est pourquoi il y'a une création d'un cône d'érosion.

Pour éviter ceci, on détermine la profondeur d'érosion (hr) qui est assumé depuis le niveau de l'eau dans la risberme. On pense que la hauteur ou le niveau d'eau dans la risberme doit être totalement revêtu soit avec du béton soit avec de la roche avec des diamètres spécifiés (D).

VI.3.1 Dimensionnement hydraulique de la risberme :

Pour $m=1.5$ et une largeur de fond $b=5m$ et une rugosité $n=0.023$ on trouve les résultats dans le tableau VII.9 :

Tableau VII.9 : calcul de la profondeur normale dans la risberme.

b(m)	hn(m)	S (m²)	P(m)	R(m)	C	Q (m³/s)	V (m/s)
5	0,1	0,52	5,36	0,10	29,42	0,40	0,78
5	0,2	1,06	5,72	0,19	32,83	1,27	1,20
5	0,3	1,64	6,08	0,27	34,93	2,49	1,52
5	0,4	2,24	6,44	0,35	36,46	4,04	1,80
5	0,5	2,88	6,80	0,42	37,66	5,88	2,04
5	0,6	3,54	7,16	0,49	38,66	8,02	2,26
5	0,7	4,24	7,52	0,56	39,51	10,49	2,47
5	0,8	4,96	7,88	0,63	40,25	13,26	2,67
5	0,9	5,72	8,24	0,69	40,90	16,26	2,84
5	0,91	5,79	8,28	0,70	40,96	16,60	2,87
5	1	6,50	8,61	0,76	41,49	19,67	3,03
5	1,1	7,32	8,97	0,82	42,03	23,31	3,18

VII.3.2 Vitesse dans la risberme:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{mh_n^2 + bh_n} = 4,6 \text{ m/s} \dots\dots\dots \text{(VII.16)}$$

Nous prévoyons donc un revêtement en enrochements de diamètres supérieurs à ceux constituant le lit de l'oued.

Conclusion :

Il est prévu que la vidange de fond sera fréquemment exploitée avec seulement une seule vanne ouverte. Ceci pourrait avoir un impact sur les performances hydrauliques du bassin de dissipation, car le débit sera plus concentré sur un côté. Il est recommandé que ceci soit vérifié avec le modèle hydraulique de la vidange de fond

Chapitre VIII

Organisation de chantier

Introduction :

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions de sécurité et d'enchaînement économique des travaux. Ces derniers sont les opérations concourantes à la construction, la réparation, l'entretien ou la démolition d'un édifice (construction, bâtisse) de nature hydraulique ou génie civil.

Les terrassements forment la partie principale d'un grand nombre de travaux. Actuellement, les tendances principales du développement des machines de construction et de terrassement sont le changement de la transmission hydraulique et l'augmentation de la puissance ou de la capacité des machines, et leur mécanique est plus en plus complexe.

Avant d'aller sur chantier et commencer la réalisation des travaux il faut toujours commencer par une étude technico-économique donnant les meilleurs outils de travail et de sécurité (engins,...), la stratégie des travaux et leur organisation et chercher constamment la meilleure façon la plus économique et sécuritaire d'utilisation des moyens fournis.

V.III.1 Généralité :

Avant d'entamer les travaux dans un chantier il faut le préparer en se basant sur certains critères.

V.III.1.3 Type de chantier :

Selon les installations d'accueil, il existe trois (03) types de chantier (**Tableau VIII.1**).

Tableau VIII.1 : Types de chantiers.

Type de chantier	Remarques
Chantier de type 1	Chantier de moins de 15 jours, quel que soit le nombre de travailleurs, ou de 15 jours à 4 mois jusqu'à 20 travailleurs
Chantier de type 2	Chantier de 15 jours à 4 mois et de plus de 20 travailleurs

Chantier de type 3	Chantier de plus de 4 mois quel que soit l'effectif
--------------------	---

Les installations d'accueils convenables pour chaque type de chantier sont présentées dans le **tableau VIII.2**.

Tableau VIII.2 : Différentes installations dans chaque type de chantier.

Installations d'accueil dans les chantiers	Chantier type 1	Chantier type 2	Chantier type 3
Abri	Local ou emplacement pour changer de vêtements. Il est situé près du travail et à l'abri des intempéries, toléré en sous-sol si propre, aéré et éclairé.		
Abris-clos et vestiaire		Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide.	Local avec armoires (surface minimum du local > 1,25 m ² par personne).
Repas et matériel de réfectoire	Lieu couvert pour repas, aéré, éclairé, chauffé en saison froide.	Abris-clos pour un nombre de repas < 25, aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Tables, sièges, vestiaires en nombre suffisant.	
	Garde-manger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.		

Tableau VIII.2 : Différents installations dans chaque type de chantier (suite).

Installations d'accueil dans les chantiers	Chantier type 1	Chantier type 2	Chantier type 3
Eau	Eau pour la boisson : eau potable fraîche > 3 litres par jour et par travailleur. Eau pour la toilette en quantité suffisante. Potable sauf impossibilité.		
			Eau chaude : un robinet d'eau potable pour 10 personnes prenant leur repas.
Installations sanitaires		Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs.	Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
Cabinets d'aisances	Cabinets d'aisances : 1 cabinet pour 20 travailleurs hommes et 1 WC pour 20 femmes.		
Urinoirs			Urinoirs : 1 pour 20 personnes, placés dans un local chauffé et éclairé.
Poste de secours	Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.		

V.III.1.4 Installations clés :

V.III.1.4.1 L'engin de levage :

Pour transporter d'un point à un autre du chantier des matériaux, produits œuvrés, matériels et outillages spéciaux de mise en œuvre... nous avons les principaux engins de levage:

- les derricks ou chariots élévateurs ;

- les grues - sapines à mat et cabine pivotantes, montées sur quatre roues métalliques ou sur pneus ;
- les pelles – grues ;
- les grues à tour....

V.III.1.4.2 Équipement de mise en œuvre du béton :

La bétonnière qui produit un certain débit de béton.

- Les éléments de stockage (granulat, liants), de dosage, de remplissage du malaxeur (bétonnière) ;
- Les engins d'évacuation, de distribution de béton vers les points d'utilisation: brouette, dumpers, camions toupies... ;
- L'outillage de mise en place proprement dite, du béton amené à pied d'œuvre ;
- Éventuellement d'un matériel de conservation, de traitement ou de cure de béton ;
- D'une source d'énergie si le matériel est mécanisé, d'une amenée d'eau....

V.III.1.4.3 Installations du poste de ferrailage :

- Aire de stockage des aciers non façonnés ou assemblés.
- Matériel de coupe et de façonnage des aciers: cisaille, griffes, cintreuses ;
- Aire de stockage où s'opèrent l'ensemble des éléments façonnés (sur tréteaux ou chevalets) ;
- Aire de stockage des armatures en attente de mise en place.

V.III.1.4.4 Autres indications à transcrire sur le plan d'implantation :

- Installations destinées au personnel
- Poste de fabrication des coffrages ;
- Poste de fabrication d'éléments en béton armé ou béton ordinaire ;

- Tracé des voies d'accès, entrées et sorties des véhicules, tracés intérieurs au chantier permettant la circulation des différents engins ;
- Emplacement du local “réunions de chantier” ;
- Tracé de la clôture du chantier et indication des entrées et sorties de véhicules
- Désignation des arbres à protéger ;
- Emplacement des aires de stationnement des engins et véhicules.

V.III.1.5 Installation du chantier :

Il s'agit d'un plan établi par l'entreprise et approuvé par le maître d'œuvre. Il permet :

- de préparer les lieux pour recevoir:
 - le personnel (locaux sociaux, bureaux et atelier);
 - le matériel (aires d'installation);
 - les matériaux (aires de stockage).
- de prévoir les besoins pour le marché des travaux, en assurant les divers branchements si nécessaire (énergie, eau,), la circulation aisée et en toute sécurité du personnel et des engins (voies d'accès et chemins de circulation intérieure)

Il s'agit de répartir les espaces disponibles du terrain à bâtir entre les divers aménagements nécessaires à la vie du chantier, à son fonctionnement, à l'édification de l'ouvrage. (Exemple : **Tableau VIII.3**)

Les modifications et déplacements d'installation en cours des travaux coûtent chers à l'entreprise.

Tableau VIII.3 : Positionnement des différents postes.

Repère	Désignation	Localisation	Fonctions
01	Engins de levage (grue à tour, grue à tour à montage rapide, grue automotrice...)	L'aire de balayage doit couvrir les bâtiments, le poste de bétonnage, les aires de préfabrication, armatures et stockage Eviter le survol des riverains	Manutentionner les matériaux, les matériels, des divers postes aux lieux de mise en œuvre
02	Poste de bétonnage (centrale à béton, malaxeur de mortier...)	Proche de l'accès principal, accessible aux camions de livraison (granulats, ciment, silos, trémies)	Fabriquer le mortier et le béton
03	Aire de préfabrication	Près des bâtiments à construire	Pré-fabriquer des ouvrages élémentaires (acrotères, poteaux, poutres, prédalles non précontraintes...) Fabrication de coffrages (bois)
04	Aire de ferrailage	Proche des bâtiments à construire et de l'aire de préfabrication	Découper et façonner les armatures
05	Aire de stockage	Proche des accès Aire protégée (vols de matériaux) sur le bâtiment	Stocker les matériaux, éléments préfabriqués et matériels avant leur utilisation. Stocker la terre végétale.
06	Cantonnements (bureaux, réfectoire, sanitaires, hébergements, magasin, caravanes)	A proximité d'un accès du chantier Si possible hors de l'aire de balayage de la grue Les éléments peuvent être superposables ou se trouver dans le bâtiment réalisé	Accueillir le personnel du chantier et les intervenants (réunion de chantier) dans des conditions d'hygiène et de sécurité Favoriser les communications entre les intervenants Stocker les matériaux et matériels sensibles

Tableau VIII.4 : Positionnement des différents postes.(suite)

Repère	Désignation	Localisation	Fonctions
07	Réseaux: eau, gaz, électricité, téléphone, air comprimé, égout	Enterrés ou aériens, à la périphérie des bâtiments. Stockage eau.	Alimenter les postes de travail (armoires de distribution) Evacuer les eaux
08	Clôture ou palissade (éventuellement balises et TS proscrit)	A la périphérie du chantier	Isoler le chantier de la voie publique (intrusion, vols, accidents)

V.III.2 Travaux de réalisation :

V.III.2.1 Travaux de terrassements :

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

V.III.2.2 Travaux d'excavations :

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

- ✓ Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

V.III.2.3 Travaux secondaires :

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- ✓ L'aménagement de la zone d'emprunt.
- ✓ Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- ✓ Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

V.III.3 Les moyens de chantier :

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

A- Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

B - Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- ✓ Le bulldozer.
- ✓ Pelle mécanique.
- ✓ Chargeur à pneu ou à chenilles.
- ✓ Décapeuse.
- ✓ Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très important parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- ✓ Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- ✓ Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.

- ✓ Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

C - Le matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

D - Le matériel spécifique :

On utilise comme matériel :

- ✓ Les engins de forage et d'injection.
- ✓ Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

Les engins utilisés dans notre projet sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.5 : Engins et leurs taches.

Tache	Engins
Terrassement	• Pelles ;
	• Chargeur
	• Dozers ;
	• Niveleuses ;
	• Camions ;
	• dumpers.
Compactage	• Tous types de compacteur à rouleaux lisses ;
	• Compacteur à pieds de mouton,
Coulage	• Bétonneuse
	• Pompe à béton

VIII.4.Planification :

VIII.4.1.Définition :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

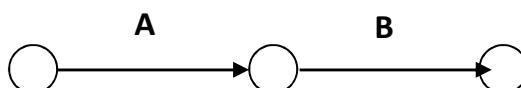
VIII.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau :

IVII.4.2.1.1 Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :**

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- **Réseau à nœuds :**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.

VIII.4.2.1.2 Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- **Etablissement d'une liste des tâches :**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- **détermination des tâches antérieures :**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- **Construction des graphes partiels ;**
- **Regroupement des graphes partiels ;**
- **Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;**
- **Construction du réseau.**

VIII.4.2.1.3 Différentes méthodes basées sur le réseau :**VIII.4.2.1.3.1 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.

VIII.4.2.1.3.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic):

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.

VIII.4.2.1.3.3 Methode 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).

VIII.4.2.2 Méthodes basées sur le graphique :**VIII.4.2.2.1 Méthode linéaire (ligne of balance technico):**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

VIII.4.2.2.2 Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (**plan de travail**)

VIII.4.2.3 Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VIII.4.2.3.1 collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VIII.4.2.3.2 décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VIII.4.2.3.3 relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VIII.4.2.3.4 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**

VIII.4.3 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 :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP} = \mathbf{DCP} + \mathbf{TR} \\ \mathbf{DCPP} = \mathbf{DFPP} - \mathbf{TR} \end{cases}$$

VIII.4.3.1 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 :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT} = 0 \\ \sum \mathbf{TR}_{\mathbf{C.C}} = \mathbf{D.T.P} \end{cases}$$

VIII.4.3.2 Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T} = \frac{\mathbf{Q.N}}{\mathbf{n}}$$

$$\text{Avec :} \quad \begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VIII.4.4 les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

VIII.4.4.1 plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VIII.4.4.2 plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VIII.4.4.3 plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

IX.3) délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne éscience la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement 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.

VIII.5 Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.5 : Symboles des opérations.

Travaux	Opérations	Duré (mois)
Installation de chantier	A	2 ,5
Projet routière	B	2
Réalisation de la galerie de dérivation	C	8
Chambre de prisme	D	17 ,5
Réalisation de la vidange et de la tour de prise d'eau	E	3
Mise en place de la conduite AEP/IRR	F	3
Réalisation du batardeau	G	1,5
Emboucheur de vidange	H	2
Excavation de barrage	I	3,5
Terrassement de la bêche du noyau	J	3,5
Galerie de drainage aval	K	4
Construction de barrage	L	15
Aménagement et finitions divers	M	5
Réalisation du batardeau	G	1,5
Emboucheur de vidange	H	2
Excavation de barrage	I	3,5

Terrassement de la bêche du noyau	J	3,5
Galerie de drainage aval	K	4
Construction de barrage	L	15
Aménagement et finitions divers	M	5

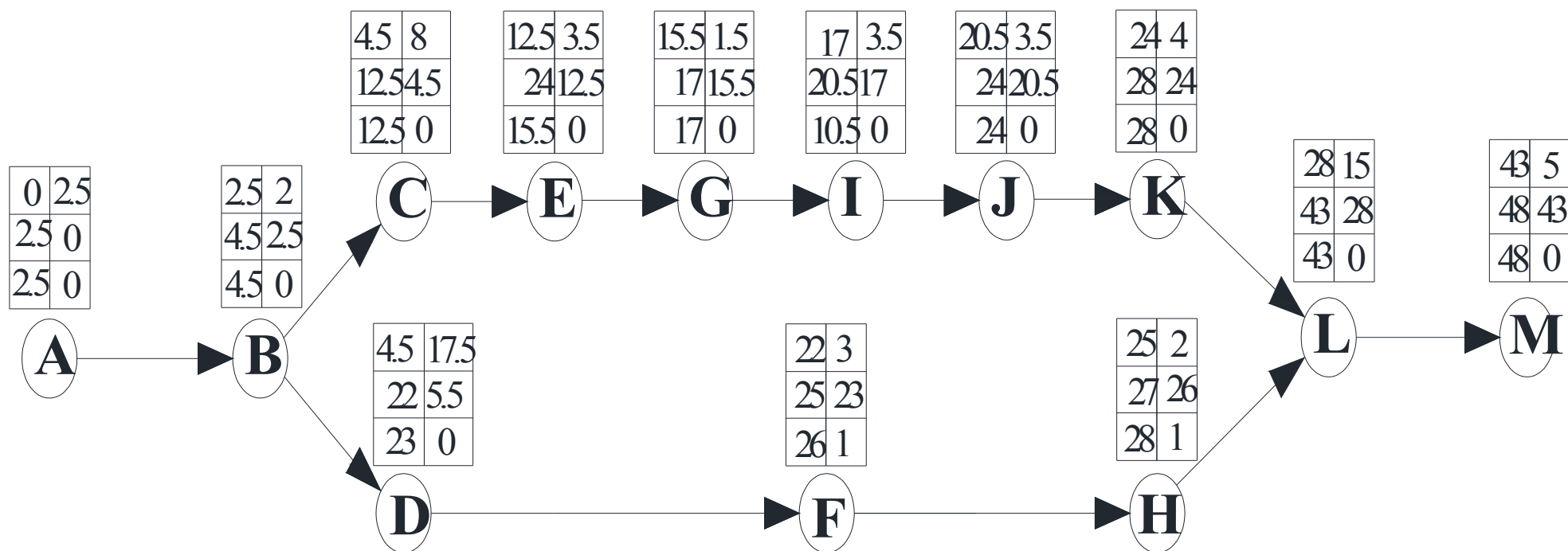


Figure VIII.11 : Réseau à nœud.

Le chemin critique est : A+B+C+E+G+I+J+K+L+M=48 mois

VIII.7 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 VIII.6 : 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	2,5	0	2,5	0	2,5	0
B	2	2,5	4,5	2,5	4,5	0
C	8	4,5	12,5	4,5	12,5	0
D	17,5	4,5	22	5,5	23	1
E	3	12,5	15,5	12,5	15,5	0
F	3	22	25	23	26	1
G	1,5	15,5	17	15,5	17	0
H	2	25	27	26	28	1
I	3,5	17	20,5	17	20,5	0
J	3,5	20,5	24	20,5	24	0
K	4	24	28	24	28	0
L	15	28	43	28	43	0
M	5	43	48	43	48	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à **48** mois.

Tableau VIII.7 : DIAGRAMME DE GANT.

TRAVAUX		CALENDRIER											
		1 ^{ère} année			2 ^{ère} année			3 ^{ère} année			4 ^{ère} année		
		T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4
Installation de chantier	Ordre de déroulement des travaux	A											
Projet routière			B										
Réalisation de la galerie de				C									
Chambre de prisme					D								
Réalisation de la vidange et de la					E								
Mise en place de la conduite AEP/IRR							F						
Réalisation du batardeau						G							
Emboucheur de vidange								H					
Excavation de barrage						I							
Terrassement de la bêche du noyau							J						
Galerie de drainage aval								K					
Construction de barrage									L				
Aménagement et finitions divers													M

VIII.8 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes :

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau VIII.8 : Devis estimatif de la digue.

Désignation	Unité	Quantité (m ³)
Recharge	m3	2816141
Noyau	m3	703583
Rip-rap	m3	19615
Gravier	m3	46309
Enrochement	m3	89660
Sable	m3	22082

Tableau VIII.9 : Vidange de fond et prise d'eau.

Désignation	Unité	Quantité (m3)
déblai	m3	4434
Remblai	m3	3919
beton arme 350 kg/m3	m3	931
Conduite métallique 1500 mm	ml	14
Conduite métallique 500 mm	ml	325
Vannes 1500mm	u	1
Vannes 500mm	u	1
Vannes 1700mm	u	2

Conclusion :

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier,

Chapitre IX

Impacts sur l'environnement

Introduction :

La construction d'un barrage influence de manière significative la zone du cours d'eau ou il est érigé. Le barrage constitue une barrière à l'écoulement naturel d'un cours d'eau, avec pour incidence d'affecter la migration des poissons et autres organismes, ainsi que le transport des sédiments. En créant un lac artificiel, le barrage peut avoir une incidence sur la nappe phréatique et également sur la qualité des eaux. En outre, le barrage modifie le régime hydraulique à l'aval, ce qui peut conduire entre autres à des fluctuations journalières ou saisonnières des débits.

Ce chapitre a pour simple objective de décrire de manière non exhaustive quelques exemples d'impacts et leurs conséquences. Il faut relever que l'environnement évolue en tout temps et qu'il est utile de dresser un état des lieux. Il est possible qu'une influence humaine soit déjà fortement marquée. L'ingénieur peut ainsi prendre conscience dès le début de ses études de son projet d'effet qui peuvent se révéler négatifs. Il peut ainsi prendre des mesures pour limiter ces effets et intégrer le rapport bénéfice-inconvénients dans le cadre de son analyse.

L'analyse des impacts sur l'environnement englobe des aspects physiques, biologiques, humains et socioéconomiques. Les aspects physiques intéressent l'atmosphère (questions climatiques), l'hydrosphère (problèmes liés à l'eau de surface et souterraine) et la lithosphère (problème liés à la géologie tels que l'analyse de la stabilité des fondations du barrage et des versants de la retenue ainsi que de l'étanchéité de la cuvette). Les aspects biologiques sont liés à la faune et la flore ainsi que la végétation (en général). Enfin, les aspects humains et socioéconomiques concernent la présence, les biens et les activités de la population peut être totalement affectée si elle perd non seulement son logement, ses terres et autre ressources, voire tous ses moyens de subsistance ; elle le sera partiellement, si elle ne perd qu'une partie de ses ressources (il s'agit la plupart du temps de la perte des terres) et conserve son habitation car celle-ci est située hors de la zone immergée.

L'étude de l'impact sur l'environnement s'est intéressée aux aspects physiques et biologiques et aux aspects socio-économiques de la zone du projet directement ou indirectement affectés par la réalisation des travaux et l'exploitation des ouvrages.

IX.1 Caractérisation des impacts :

Les termes suivants sont normalement utilisés pour caractériser les impacts (Zwahlen, 2003) :

- Direct-indirect : caractérise un impact direct causé par le projet lui-même (par exemple, la submersion d'un forêt) et un impact indirect conséquence d'une modification due au projet (par exemple, présence de moustiques dans la zone du réservoir, ce qui peut être cause de malaria).

- Total-partiel : caractérise l'ampleur d'un impact sur un élément spécifique (par exemple une zone d'habitation dans l'emprise de la retenue peut être partiellement ou totalement submergée).
- Permanent-transitoire : caractérise la durée de l'impact (par exemple, le barrage coupe la rivière de façon permanente, par contre les nuisances dues au chantier sont de durée limitée).
- Impacte-négligeable : caractérise la signification de l'impact (par exemple, la submersion de monuments historique est à considérer comme importante, par contre celle de terres non cultivables comme négligeable).
- Positif-négatif (parfois désirable-indésirable) : caractérise des impacts sur l'activité humaine, mais dépend de la perception des impacts et de ses conséquences (par exemple, la submersion d'un village est impact négatif, alors que la possibilité de pêche dans le lac est impact positif).
- Acceptable-inacceptable : acceptable signifie << en accord avec les bases légales >> ; si elles font défaut, un consensus doit être recherché, la conséquence d'un impact inacceptable peut conduire à une remise en question du projet.

IX.2 Exemples d'impacts :

- Impacts liés à l'atmosphère : incidence sur le climat,
- Impacts liés à la création d'une barrière à l'écoulement : migrations des poissons,
- Impacts liés à la création d'une retenue : effet sur les poissons,
- Impacts liés à la modification du régime d'écoulement à l'aval : fluctuations des débits,
- Impacts hors retenue : installations de chantier.

IX.3 Mesures techniques :

En ce qui concerne la mitigation d'impacts négatifs, les mesures qui peuvent être prises sont de trois sortes :

1. Mesures de sauvegarde (renoncement, préservation) :

Mesures (modification du projet, choix d'un autre site, etc.) pour prévenir qu'un certain impact se produise vraiment, ce qui conduit dans de nombreux cas sur une décision, car certains impacts ne peuvent être évités qu'en renonçant au projet. Ceci doit être considéré comme une option.

2. Mesures de minimisation :

Réduction d'un impact en appliquant des mesures adéquates (par exemple, réduction de la hauteur du barrage et par conséquent de la dimension de la retenue pour limiter la zone submergée ou le défrichement pour réduire sur la qualité de l'eau).

3. Mesures de compensation :

Recours à des mesures de compensation dans le cas où un impact ne peut pas être évité et qu'une mesure de mitigation n'est pas possible. Avec cette solution, l'objet concerné est remplacé dans un autre lieu par quelque chose de valeur égale ou supérieure. Une

telle compensation peut conduire à fournir à un agriculteur des champs cultivables de mêmes grandeur et valeur autre part ou de remplacer une surface de forêt par une reforestation dans un autre endroit.

IX.4 Impact de barrage du Mahouane sur l'environnement :

En complément, une étude du risque occasionnée par une rupture éventuelle du barrage de Mahouane a été menée de façon à évaluer l'emprise des zones inondées. L'impact majeur identifié par cette étude concerne la localité de Farmatou ; celle-ci est affectée par l'onde de submersion 7,25 heures après que ce soit déclenché le phénomène de « renard » qui marque le déclenchement du processus de rupture.

IX.5 Problèmes de réalisation de système Ouest :

En ce qui concerne les autres aspects physique, les aspects biotiques et socio-économiques, les effets potentiellement négatifs découlant de la réalisation et de l'exploitation du système Ouest sont liés aux problèmes suivants :

- Déplacement des populations touchées par la mise en eau des retenues,
- Nuisances de voisinage liées aux chantiers,
- Interruption d'infrastructures par la création des retenues,
- Modification des paysages locaux par les zones d'emprunts, les pistes et la création des retenues,
- Destruction des végétaux et d'habitats de faune sauvage,
- Réduction des débits transitant en aval des ouvrages en phase de remplissage,
- Risque de dégradation de la qualité des eaux dans les retenues et en aval via l'eau lâché,
- Risques sanitaires de maladies à mode de transmission hydrique,
- Modification des pratiques agricoles et influence sur les équilibres socio-économiques.

IX.5.1 Déplacement de la population :

La création de la retenue de Mahouane affectera 9 habitations et des hangars, 634 hectares de terres agricoles de bonne qualité produisant des céréales et au moins une quarantaine d'exploitants.

Les compensations peuvent prendre plusieurs formes qui relèvent des choix de l'Etat, par exemple : la mise à disposition de terres dans un autre secteur de la commune, mis à disposition de logements, proportion d'emplois dans d'autres régions ou villes.

IX.5.2 Nuisances au voisinage des chantiers :

La recommandation principale pour pallier ces nuisances consiste à organiser le fonctionnement des chantiers en tenant compte des habitudes de vie et des contraintes des habitants proches de sites à aménager et à développer une information ciblée auprès de la population.

IX.5.3 Interruption d'infrastructures :

Routes, lignes électriques et téléphoniques, réseaux d'eaux éventuels, interrompus par la mise en eau des retenues, doivent être établis en tenant compte de l'éventuel changement d'emplacement des hameaux ou logements reconstruits.

IX.5.4 Modification des paysages :

La création des retenues va modifier les paysages locaux en transformant des sites de vallées plus aux moins encaissés et valoriser par l'agriculture en surfaces en eau cette transformation revêt un caractère subjectif et peut être perçue positivement (rupture de l'uniformité, effet miroir, grande étendue lisse) ou négativement (contraste avec le milieu environnant) selon les individus.

Les effets potentiellement négatifs sont davantage liés aux pistes à créer pour la desserte des chantiers, aux carrières d'extraction de matériaux et aux zones de décharge.

Il conviendra de supprimer les pistes à la fin des travaux (sauf celle qui peuvent trouver une affectation utile aux déplacements locaux)

Concernant les zones d'emprunt, on peut avancer trois positions :

- Les zones d'emprunt situées dans l'emprise des retenues disparaîtront avec la mise en eau. Elles ne donnent pas lieu à précautions particulière,
- Les zones d'emprunt correspondant à des sites de carrière déjà en exploitation devront faire l'objet d'un mode d'exploitation respectant la sécurité des lieux et correspondant aux prescriptions réglementaires en vigueur,
- Les zones d'emprunt à créer en dehors de l'emprise des retenues devront faire l'objet d'une attention particulière. Les modalités d'exploitation devront tenir compte des possibilités de remise en état et permettre de modeler les formes de façon à insérer les sites le mieux possible dans les paysages environnant et atténuer la « cicatrice » paysagère. Un dispositif courant consiste à créer des risbermes suffisamment larges pour y implanter des végétaux après réglage de la terre végétale provenant du décalage du site. Si les sites le permettent, cette solution peut être mise en œuvre avec des végétaux autochtones favorisant la recolonisation naturelle.

Pour les zones de décharges des matériaux non utilisées provenant du creusement des galeries, des décapages de sites, des constructions d'ancrage des ouvrages etc. il conviendra de procéder dans le même esprit que pour les zones d'emprunts.

IX.5.5 Destruction de végétaux et d'habitats de la faune sauvage :

Il n'existe pas d'alternative à cette situation. Par contre, on peut considérer que la présence de retenues va entraîner la création de nouveaux biotopes et favoriser l'installation d'espèces inféodées à l'eau. Il y aura donc transformation des conditions de milieux et des écosystèmes locaux associés.

IX.5.6 Réduction des débits transitant à l'aval des ouvrages :

Pour éviter l'assèchement des rivières et ses conséquences sur le milieu et sur les usages en aval, il est préconisé de maintenir à l'aval des ouvrages existant d'Ighil-Emda de 1/40 des apports naturels.

Vu les faibles valeurs correspondantes pour les ouvrages à créer et dans un souci de simplification de la gestion, il est proposé de maintenir ce débit en tout temps à l'aval des ouvrages à créer.

IX.5.7 Risque de dégradation de la qualité des eaux dans les retenues :

Une dégradation significative de la qualité de l'eau stockée entraînerait des désordres locaux et à l'aval qui ont été précisés dans la deuxième partie du présent dossier et dont l'inconvénient majeur est lié à l'usage AEP prévu pour cette ressource.

Plusieurs mesures peuvent éviter ou limiter ces altérations :

- Surveiller la qualité des apports : ceci concerne les apports par le bassin versant immédiat des retenues et les eaux prélevées à Ighil-Emda et transférées vers le sud. Les eaux d'Ighil-Emda constituant la presque totalité de la nouvelle ressource, la surveillance au niveau du barrage doit permettre de s'affranchir des problèmes particuliers. Par ailleurs, les utilisations des sols des versants des retenues intermédiaires est essentiellement agricole. Il s'agira de veiller à des pratiques qui n'induisent pas de risques particuliers d'érosion et d'entraînement de sols ou de produits chimiques indésirables.
- Connaître l'évaluation de la qualité de l'eau des retenues : en raison de l'usage AEP, il s'agit ici de mettre en place un suivi régulier de la qualité d'eau.
- Réduire les apports potentiellement polluant : les rejets d'habitation, par exemple de l'agglomération de Mahouane, voire des entreprises s'il n'existe, devraient être traités et évacués en dehors du bassin versant de la retenue. De même, il conviendrait d'interdire sur le bassin versant direct de la retenue d'Ighil-Emda l'implantation d'entreprises présentant des risques pour la qualité de l'eau du réservoir en cas de dysfonctionnement ou d'incident.
- Adapter la gestion des retenues de façon à éviter l'alimentation en période de crues (pour limiter les apports en matières en suspension), éviter l'alimentation en cas de problème constaté en amont (par exemple une pollution accidentelle à la retenue d'Ighil-Emda), moduler la hauteur des prises d'eau pour les restitutions de façon à favoriser les mélanges, atténuer la satisfaction thermique, favoriser la chasse de particules sédimentées.

IX.5.8 Risques sanitaires :

L'effet négatif potentiel du projet sur la santé publique est lié au développement possible d'insectes, vecteurs potentiels de maladies, dû à la présence de conditions écologiques favorables. Si aucun cas de paludisme et de schistosomiase n'est répertorié, des secteurs proches sont considérés comme zone endémiques de Leishmanioses.

La précaution consiste à organiser un contrôle du développement des vecteurs, larves et mollusques. Ceci passe par des moyens de lutte mécanique et chimique sur les berges et des

plans d'eau susceptibles d'héberger les insectes. La lutte chimique doit être réservée au cas de problème avéré ou de risque probable de façon à éviter les phénomènes de résistance des insectes aux produits.

IX.5.9 Modification des pratiques agricoles :

La mise à disposition d'eau pour l'irrigation conduira à des modifications des pratiques agricoles dont on attend des effets bénéfiques. Cependant, des effets négatifs peuvent également survenir tant sur le facteur de production « sol » que sur les équilibres socio-économiques de région.

Pour éviter des désordres en matière de pédologie, de nappes souterraines etc., consécutives à une mauvaise maîtrise des techniques d'irrigation vis-à-vis des capacités des sols en place, il s'agira d'organiser ou de favoriser la mise en œuvre d'un accompagnement technique des agriculteurs.

De même, la filière amont doit s'organiser pour pouvoir répondre aux besoins en approvisionnement et en matériels, et la valorisation des produits par les filières locales de commercialisation et/ou de transformation devra être encouragée ou incitée pour dynamiser les retombées dans l'économie de la région et y développer les plus-values.

Conclusion :

Considérant que l'environnement est un capital essentiel, l'étude sur celle-ci s'avère primordiale afin d'éviter des risques imprévus. La réalisation des travaux peuvent affecter l'environnement sur les aspects physique, biotiques et socio-économiques.

Les actions mis en place se concrétisent sous forme d'intervention et d'évaluation pour objectif d'éviter les problèmes décrits au-dessus, ces considérations peuvent déloger les effets négatifs des travaux.

Conclusion générale :

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de faisabilité du barrage de Mahouane sur l'oued El-Guessar ont permis de tirer les conclusions suivantes :

On a fait une étude géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction en suite on a étudié l'hydrologie de la région pour voir si le réservoir se remplira ou pas en se basant sur les données hydrologique de plusieurs années d'observation.

Le choix de la variante a été fait en fonction des sols avoisinant et on a opté pour une digue zoné a noyau central vue la disponibilité suffisante des recharges en calcaire vue l'insuffisance des sols fins pour la réalisation d'un barrage homogène.

La dérivation de la crue de chantier sera assurée par une conduite en acier de 1500mm de diamètre qui jouera le rôle de l'ouvrage de vidange de fond en phase d'exploitation du barrage.

Des calculs technico – économique on a été fait pour choisir la variante sans évacuateur de crue par la méthode de kotchrine qui justifiée que n y a pas un débit déversé.

Le calcul de stabilité de la digue est vérifié et sera établir par la méthode manuelle (méthode de FELLENIUS).

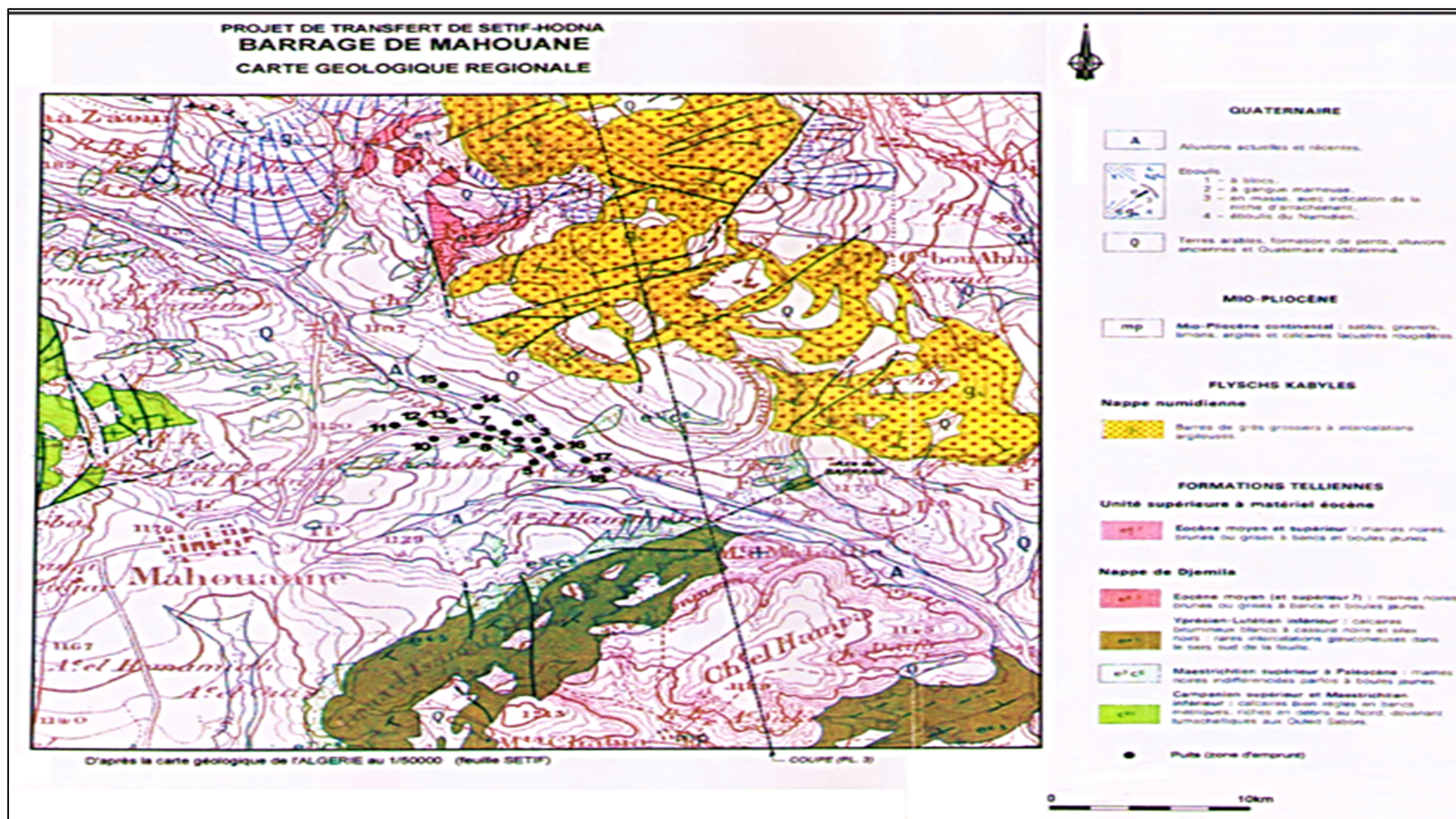
La réalisation d'un barrage sur l'oued El – Guessar offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.

Références bibliographiques :

- [1] : J. SCHLEISS ET HENRI POUGATSCH : les barrages. Paris 2011.**
- [2] : B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.**
- [3] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. 2004.**
- [4] : G. DEGOUTTE : Petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France. 1997.**
- [5] : R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997.**
- [6] : CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994.**
- [7] : V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986.**
- [8] : CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986.**

ANNEXES

Annexe II.1 : La carte géologique régionale du barrage de mahouane.



Annexe III.1 : Série des pluies maximales journalières (mm) de la station Mahouane (15.06.11).

ANNEES	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	P _{MAXJ}
1968-69	7,9	0	53,8	88,6	58,1	18,9	57,2	60,5	26,6	11,3	0	14,4	88,6
1969-70	75,4	101	12	234,9	36	38,2	63,7	101,7	39,1	4,6	1	8	234,9
1970-71	9	72,7	0	41	93,8	43,8	102,4	24,8	29,3	3	23,3	3	24
1971-72	105,3	68,3	69,2	34,1	178,3	77	49	109	48,2	25	0	0	178,3
1972-73	29,3	51	16,2	136	124,8	132	115	38,3	0	74	0	7,4	136,0
1973-74	83,3	8,5	17	107,5	19,5	157	155,5	62	28	7	0	1	157,4
1974-75	10,8	90,2	68,5	49,5	25,6	126	71,8	5,5	53,1	7,5	0	36,6	125,8
1975-76	51,5	6	123,6	64,5	30,1	120	111	104,3	77,8	39	16	2	123,6
1976-77	73	69	82	67,5	59,5	5	20,9	91,5	74,5	13	0	2	91,5
1977-78	0	19,5	90	5,1	69,5	43,5	32,3	76	42,8	9	0	10	90,0
1978-79	1	53,4	68,8	15	26	110	86	131,5	9	22	0	0	131,5
1979-80	46	29	64	11,5	42,3	39	117,5	55,5	62,5	0	0	6,5	117,5
1980-81	24,5	24,5	40,5	214	56,5	65	49,5	36,5	30	5,5	0	17	214,0
1981-82	12	31	21	124	196,5	87	92	29,5	32,5	10	0	0	196,5
1982-83	26,7	58,6	82	151	17,5	23	40,2	21,5	25,5	0	0	35,5	151,0
1983-84	0	37	74,5	59,5	150,5	289	70,5	67,5	42	8	0	0	288,5
1984-85	11,3	198,2	3,3	370	64	42,5	143,8	29	41	0	0	4,5	370,0
1985-86	71	18,5	11,5	68,5	70,5	62	97	33	14	18,7	0	0	97,0
1986-87	50,5	61	85	163	108,5	156	85	31,5	58,5	10	22,5	42	163,0
1987-88	2	22,5	70	26,4	54	45,5	72	41	48	22	0	4,5	72,0
1988-89	34	0	45,5	273	75	78,5	65	86,5	19,5	32	0	4	273,0
1989-90	61,5	26	18	7,5	36	0	35,5	113	55	31	5	4	113,0
1990-91	8,5	7	131	128,5	42	58	69	23	83	0	4	11,06	131,0
1991-92	33	107	61	15	72	28	56	142	54	15	55	0	142,0
1992-93	41	25	39,9	177,9	70	39,9	50,5	27	79,8	8,9	0	0	177,9
1993-94	47,7	6,2	44,6	92,1	49,1	89,6	5,5	66,7	8,1	0	0	0	92,1
1994-95	88,8	51	4	61,1	209	28,5	86,4	51,2	18	32,1	2,5	4,5	209,0
1995-96	47,5	33,2	22,1	34	77,6	144	65,3	57,5	63,4	31,7	0	1,5	144,1
1996-97	19,7	23	30,4	43,5	34,5	15,7	3,6	52,1	16,2	23,7	3	28,5	52,1
1997-98	37,5	74	90,6	76,4	22,8	80,3	44,3	77,6	122,1	3	37,5	68	122,1
1998-99	47,1	15,3	170,1	124,7	89,1	69,9	53,5	16	9,3	34	0	18	170,1
1999-00	39,7	29,5	44,9	121,5	40,1	19,7	19,8	22,3	50,4	2,2	0	4,3	121,5
2000-01	20,6	69,6	22,6	99,8	187,8	43,9	14,1	31,1	37,9	0	0	3,1	187,8
2001-02	79,6	0	20,9	25,9	45,4	78,5	58,1	35,4	5,5	4,2	4,3	40,2	79,6
2003-03	5,8	13,3	221,4	171,3	267,6	55,6	40	150,6	56,7	6	3,6	23,6	267,6
2003-04	43,9	65,3	26	280,2	125	34,9	41,9	87,2	96,2	15,6	8,5	11,3	280,2
2004-05	33,3	25,6	117,5	204,5	179	228	38	79,4	4,2	4,3	0	5,7	228,2
2005-06	20,1	5,4	100,9	113,3	110,4	63,2	32,3	24,6	65,9	2,3	2	5	113,3
2006-07	40,3	0	12,5	83,2	14,2	35,5	207,9	94,1	12,8	9,8	2	5,2	207,9
2007-08	79,7	81	51	97	11,5	25,5	173,3	50	76,6	13,9	14,3	30,1	173,3
2008-09	47,1	26,8	80,7	52,1	145,1	80,5	44,1	108,4	26,9	0	4,5	10,4	145,1
2009-10	56,2	18	74,3	66,2	72	38,6	78,3	43,4	78,6	52,8	13,3	2,7	78,6
moy	38,65	41,00	59,11	104,3	82,30	71,81	69,40	61,65	43,39	14,57	5,29	11,32	156,2
P%	6,41	6,80	9,81	17,30	13,65	11,91	11,51	10,23	7,20	2,42	0,8	1,88	100

Source : A.N.R.H

Annexe III.2 : Série des apports (Mm³) de la station Fermatou (CODE 15 06 01)

sur Oued BOUCCELLAM.

Annees	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	jui	juil	aout	total	total
1970	0,14	0,13	0,10	0,15	0,51	0,41	1,87	1,63	0,36	0,15	0,09	0,09	5,63	1,10
1971	0,10	0,12	0,11	0,13	2,34	4,73	2,55	1,83	1,39	0,36	0,12	0,10	13,88	2,72
1972	0,43	0,14	0,13	0,15	3,42	6,55	9,11	3,64	0,85	0,87	0,20	0,18	25,66	5,03
1973	0,16	0,16	0,15	0,17	0,17	0,93	7,45	4,15	1,56	0,36	0,16	0,15	15,57	3,05
1974	0,13	0,24	0,15	0,14	0,15	1,21	1,43	0,43	0,29	0,15	0,13	0,13	4,57	0,90
1975	0,16	0,13	0,12	0,12	0,11	2,78	3,00	2,16	1,58	0,54	1,07	0,17	11,96	2,34
1976	0,17	0,17	0,55	2,07	2,98	0,95	0,51	0,35	0,23	0,15	0,12	0,11	8,36	1,64
1977	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,49	0,33	1,84	0,26	0,13	0,10	0,09	3,75	0,73
1978	0,07	0,07	0,07	0,09	0,08	0,08	1,51	2,42	0,42	0,17	0,10	0,09	5,18	1,01
1979	0,76	0,10	0,09	0,10	0,11	0,12	0,93	0,31	0,26	0,11	0,08	0,07	3,05	0,60
1980	0,08	0,06	0,07	0,71	1,61	1,52	0,97	0,64	0,23	0,11	0,09	0,07	6,15	1,21
1981	0,34	0,07	0,08	0,14	0,23	10,05	4,73	2,32	1,34	0,47	0,13	0,13	20,02	3,92
1982	0,14	0,15	0,15	2,63	2,45	1,12	0,76	0,36	0,24	0,13	0,10	0,13	8,36	1,64
1983	0,09	0,10	0,09	0,11	1,72	14,79	5,58	1,41	0,68	0,27	0,19	0,17	25,19	4,94
1984	0,15	0,20	0,16	1,34	11,61	3,82	15,73	2,52	1,27	0,40	0,21	0,17	37,58	7,36
1985	0,16	0,23	0,21	0,21	0,27	0,69	1,65	0,55	0,24	0,18	0,14	0,13	4,64	0,91
1986	0,13	0,12	0,12	2,20	6,83	13,30	2,68	3,43	0,75	0,37	0,22	0,16	30,30	5,94
1987	0,15	0,14	0,14	0,15	0,14	0,16	0,50	0,19	0,16	0,11	0,13	0,08	2,05	0,40
1988	0,14	0,10	0,10	5,86	2,68	3,67	2,97	2,05	0,68	0,40	0,23	0,17	19,04	3,73
1989	0,19	0,16	0,16	0,18	0,17	0,14	0,15	0,14	0,18	0,16	0,11	0,11	1,85	0,36
1990	0,17	0,11	0,51	1,38	0,79	1,57	3,44	1,77	2,06	0,92	1,67	0,19	14,56	2,85
1991	0,21	0,28	0,24	0,25	0,38	0,48	0,50	4,64	1,54	0,79	0,32	0,19	9,82	1,92
1992	0,21	0,19	0,22	0,83	5,03	2,57	2,58	1,21	0,84	0,33	0,22	0,19	14,42	2,83
1993	0,19	0,17	0,18	0,21	0,29	1,02	0,51	0,35	0,17	0,15	0,14	0,14	3,53	0,69
1994	0,15	0,14	0,12	0,13	4,33	2,20	2,99	1,18	0,59	0,39	0,21	0,16	12,60	2,47
1995	0,16	0,18	0,16	0,18	0,22	3,86	2,84	1,02	0,95	1,14	0,23	0,14	11,09	2,17
1996	0,15	0,17	0,18	0,18	0,18	0,16	0,18	0,16	0,13	0,12	0,10	0,12	1,80	0,35
1997	0,11	0,36	0,20	0,49	0,31	1,07	0,85	0,60	1,48	0,21	0,11	0,08	5,87	1,15
1998	0,81	0,14	0,99	1,73	2,88	5,36	1,60	0,64	0,29	0,23	0,13	0,14	14,94	2,93
1999	0,20	0,17	0,17	0,36	0,34	0,28	0,25	0,18	0,17	0,11	0,07	0,07	2,36	0,46
2000	0,08	0,10	0,11	0,12	0,38	1,23	0,33	0,22	0,17	0,13	0,09	0,08	3,05	0,60
2001	0,33	0,10	0,07	0,09	0,11	0,10	0,12	0,09	0,09	0,07	0,06	0,13	1,36	0,27
2002	0,05	0,07	1,85	6,05	13,48	9,77	2,36	6,63	1,73	0,94	0,52	1,15	44,60	8,74
2003	0,49	0,55	0,42	0,85	12,40	2,39	1,66	1,65	1,97	0,89	0,50	0,38	24,16	4,73
2004	0,38	0,32	0,54	0,89	6,89	6,99	6,38	3,82	1,45	1,03	0,62	0,38	29,70	5,82
Moyen	0,21	0,16	0,25	0,87	2,45	3,04	2,60	1,61	0,76	0,37	0,25	0,17	12,76	2,5
Moyen (%)	1,67	1,29	1,97	6,82	19,19	23,86	20,37	12,65	5,96	2,92	1,95	1,35	100,00	

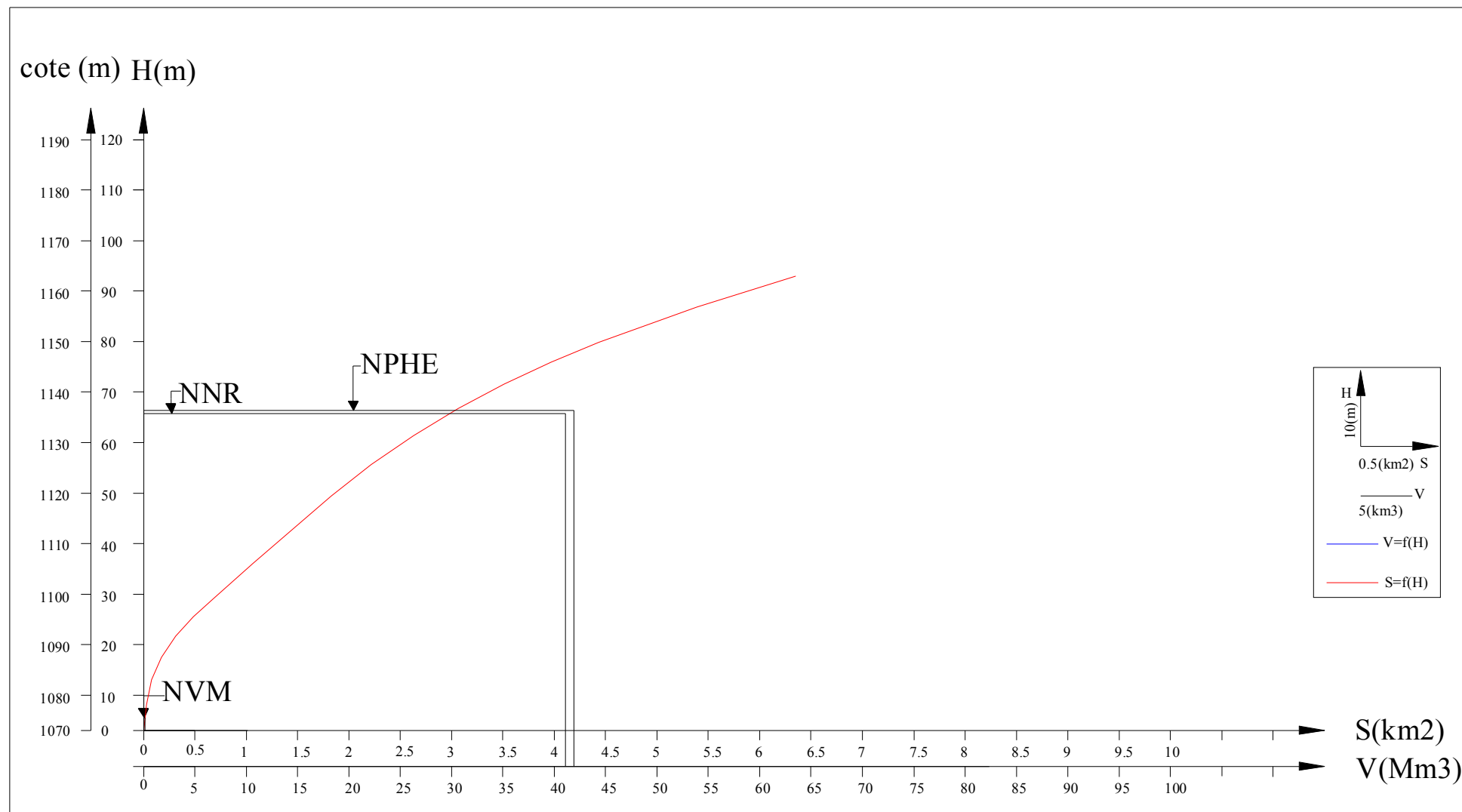
Source : A.N.R.H

**Annexe III.3 : Série des débits maximums (m³/s) de la station Fermatou(CODE : 15 06 01)
sur Oued BOUCCELLAM.**

Annees	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	P _{MAXJ}
1968-69	7,9	0	53,8	88,6	58,1	18,9	57,2	60,5	26,6	11,3	0	14,4	88,6
1969-70	75,4	101	12	234,9	36	38,2	63,7	101,7	39,1	4,6	1	8	234,9
1970-71	9	72,7	0	41	93,8	43,8	102,4	24,8	29,3	3	23,3	3	24
1971-72	105,3	68,3	69,2	34,1	178,3	77	49	109	48,2	25	0	0	178,3
1972-73	29,3	51	16,2	136	124,8	132	115	38,3	0	74	0	7,4	136,0
1973-74	83,3	8,5	17	107,5	19,5	157	155,5	62	28	7	0	1	157,4
1974-75	10,8	90,2	68,5	49,5	25,6	126	71,8	5,5	53,1	7,5	0	36,6	125,8
1975-76	51,5	6	123,6	64,5	30,1	120	111	104,3	77,8	39	16	2	123,6
1976-77	73	69	82	67,5	59,5	5	20,9	91,5	74,5	13	0	2	91,5
1977-78	0	19,5	90	5,1	69,5	43,5	32,3	76	42,8	9	0	10	90,0
1978-79	1	53,4	68,8	15	26	110	86	131,5	9	22	0	0	131,5
1979-80	46	29	64	11,5	42,3	39	117,5	55,5	62,5	0	0	6,5	117,5
1980-81	24,5	24,5	40,5	214	56,5	65	49,5	36,5	30	5,5	0	17	214,0
1981-82	12	31	21	124	196,5	87	92	29,5	32,5	10	0	0	196,5
1982-83	26,7	58,6	82	151	17,5	23	40,2	21,5	25,5	0	0	35,5	151,0
1983-84	0	37	74,5	59,5	150,5	289	70,5	67,5	42	8	0	0	288,5
1984-85	11,3	198,2	3,3	370	64	42,5	143,8	29	41	0	0	4,5	370,0
1985-86	71	18,5	11,5	68,5	70,5	62	97	33	14	18,7	0	0	97,0
1986-87	50,5	61	85	163	108,5	156	85	31,5	58,5	10	22,5	42	163,0
1987-88	2	22,5	70	26,4	54	45,5	72	41	48	22	0	4,5	72,0
1988-89	34	0	45,5	273	75	78,5	65	86,5	19,5	32	0	4	273,0
1989-90	61,5	26	18	7,5	36	0	35,5	113	55	31	5	4	113,0
1990-91	8,5	7	131	128,5	42	58	69	23	83	0	4	11,06	131,0
1991-92	33	107	61	15	72	28	56	142	54	15	55	0	142,0
1992-93	41	25	39,9	177,9	70	39,9	50,5	27	79,8	8,9	0	0	177,9
1993-94	47,7	6,2	44,6	92,1	49,1	89,6	5,5	66,7	8,1	0	0	0	92,1
1994-95	88,8	51	4	61,1	209	28,5	86,4	51,2	18	32,1	2,5	4,5	209,0
1995-96	47,5	33,2	22,1	34	77,6	144	65,3	57,5	63,4	31,7	0	1,5	144,1
1996-97	19,7	23	30,4	43,5	34,5	15,7	3,6	52,1	16,2	23,7	3	28,5	52,1
1997-98	37,5	74	90,6	76,4	22,8	80,3	44,3	77,6	122,1	3	37,5	68	122,1
1998-99	47,1	15,3	170,1	124,7	89,1	69,9	53,5	16	9,3	34	0	18	170,1
1999-00	39,7	29,5	44,9	121,5	40,1	19,7	19,8	22,3	50,4	2,2	0	4,3	121,5
2000-01	20,6	69,6	22,6	99,8	187,8	43,9	14,1	31,1	37,9	0	0	3,1	187,8
2001-02	79,6	0	20,9	25,9	45,4	78,5	58,1	35,4	5,5	4,2	4,3	40,2	79,6
2003-03	5,8	13,3	221,4	171,3	267,6	55,6	40	150,6	56,7	6	3,6	23,6	267,6
2003-04	43,9	65,3	26	280,2	125	34,9	41,9	87,2	96,2	15,6	8,5	11,3	280,2
2004-05	33,3	25,6	117,5	204,5	179	228	38	79,4	4,2	4,3	0	5,7	228,2
2005-06	20,1	5,4	100,9	113,3	110,4	63,2	32,3	24,6	65,9	2,3	2	5	113,3
2006-07	40,3	0	12,5	83,2	14,2	35,5	207,9	94,1	12,8	9,8	2	5,2	207,9
2007-08	79,7	81	51	97	11,5	25,5	173,3	50	76,6	13,9	14,3	30,1	173,3
2008-09	47,1	26,8	80,7	52,1	145,1	80,5	44,1	108,4	26,9	0	4,5	10,4	145,1
2009-10	56,2	18	74,3	66,2	72	38,6	78,3	43,4	78,6	52,8	13,3	2,7	78,6
moy	38,65	41,00	59,11	104,3	82,30	71,81	69,40	61,65	43,39	14,57	5,29	11,32	156,2
P%	6,41	6,80	9,81	17,30	13,65	11,91	11,51	10,23	7,20	2,42	0,8	1,88	100

Source : A.N.R.H

Annexe III.5 : Courbe capacité hauteur et surface hauteur de la retenue du barrage.



Courbe capacité hauteur et surface hauteur de la retenue du barrage.

Annexe III.4 : les volumes à transférer selon les besoins fixés par l'ANBT.

MOIS	TOTAL		AEP		IRR	
	%	Volume en hm ³	%	volume en hm ³	%	volume en hm ³
Janvier	2,0	2,40	8	2,40	0	0,00
Février	2,0	2,40	8	2,40	0	0,00
Mars	2,0	2,40	8	2,40	0	0,00
Avril	6,5	7,68	8	2,40	6	5,28
Mai	14,2	16,78	9	2,70	16	14,08
Juin	17,2	20,30	9	2,70	20	17,60
Juillet	21,7	25,58	9	2,70	26	22,88
Août	17,2	20,30	9	2,70	20	17,60
Septembre	11,0	12,96	8	2,40	12	10,56
Octobre	2,0	2,40	8	2,40	0	0,00
Novembre	2,0	2,40	8	2,40	0	0,00
Décembre	2,0	2,40	8	2,40	0	0,00
TOTAL	100%	118,00	100%	30,00	100%	88,00

Annexe IV.1 : Volume de recharge (argile-barrage homogène).

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0	2870,875	147,35	423023,431
1	5741,75	7766	147,35	1144320,1
2	9790,25	7674,72	147,35	1130869,99
3	5559,19	38946,125	147,35	566726,519
4	2133,06	1066,53	147,35	157153,196
Volume Total:				3422093,24

Annexe IV.2: Volume de rip-rap (barrage homogène).

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0	19,28	147,35	2840,908
1	38,56	43,56	147,35	6418,566
2	48,56	42,945	147,35	6327,94575
3	37,33	25,845	147,35	3808,26075
4	14,36	7,18	147,35	3808,26075
Volume Total:				20453,654

Annexe IV.3: Volume de gravier (barrage homogène).

Nº	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0	80,445	147,35	11853,5708
1	160,89			
2	425,03	292,96	147,35	43167,656
3	155,77	290,4	147,35	42790,44
		107,77	147,35	15879,9095
4	59,77	29,885	147,35	4403,55475
Volume Total:				118095,13

Annexe IV.4: Volume de sable (barrage homogène).

Nº	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0	15,02	147,35	2213,197
1	30,04			
2	90,92	60,48	147,35	8911,728
3	29,08	60	147,35	8841
		20,12	147,35	2964,682
4	11,16	5,58	147,35	822,213
Volume Total:				23752,82

Annexe IV.5: Volume d'envrochement (barrage homogène).

Nº	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0	21,405	147,35	3154,02675
1	42,81			
2	48,56	45,685	147,35	6731,68475
3	41,45	45,005	147,35	6631,48675
		28,675	147,35	4225,26125
4	15,9	7,95	147,35	1171,4325
Volume Total:				21913,89

Annexe IV.6: Volume de recharge (barrage à zoné).

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0	2359,96	147,35	347740,106
1	4719,92			
2	8068,7	6394,31	147,35	942201,579
3	4569,85	6319,275	147,35	931145,171
		3161,65	147,35	465869,128
4	1753,45	876,725	147,35	129185,429
Volume Total:				2816141,41

Annexe IV.7: Volume de noyau (barrage à zoné).

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0	589,565	147,35	86872,4028
1	1179,13	1597,615	147,35	235408,57
2	2016,1	1578,87	147,35	232646,495
3	1141,64	789,84	147,35	116382,924
4	438,04	219,02	147,35	32272,597
Volume Total:				703582,99

Annexe IV.8: Volume de rip-rap (barrage à zoné).

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0	18,775	147,35	2766,49625
1	37,55	41,405	147,35	6101,02675
2	45,26	40,81	147,35	6013,3535
3	36,36	25,155	147,35	3706,58925
4	13,95	6,975	147,35	1027,76625
Volume Total:				19615,23

Annexe IV.9: Volume de gravier (barrage à zoné).

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0	16,95	147,35	2497,5825
1	33,9	134,435	147,35	19808,9973
2	234,97	133,896	147,35	19729,5756
3	32,822	22,706	147,35	3345,7291
4	12,59	6,295	147,35	927,56825
Volume Total:				46309,45

Annexe IV.10: Volume de sable (barrage à zoné).

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0	15,82	147,35	2331,077
1	31,64	53,74	147,35	7918,589
2	75,84	53,235	147,35	7844,17725
3	30,63	21,19	147,35	3122,3465
4	11,75	5,875	147,35	865,68125
Volume Total:				22081,87

Annexe IV.11: Volume d'enrochement (barrage à zoné).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0	28,01	147,35	4127,2735
1	56,02	266,715	147,35	39300,4553
2	477,41	265,825	147,35	39169,3138
3	54,24	37,525	147,35	5529,30875
4	20,81	10,405	147,35	1533,17675
Volume Total				89659,53

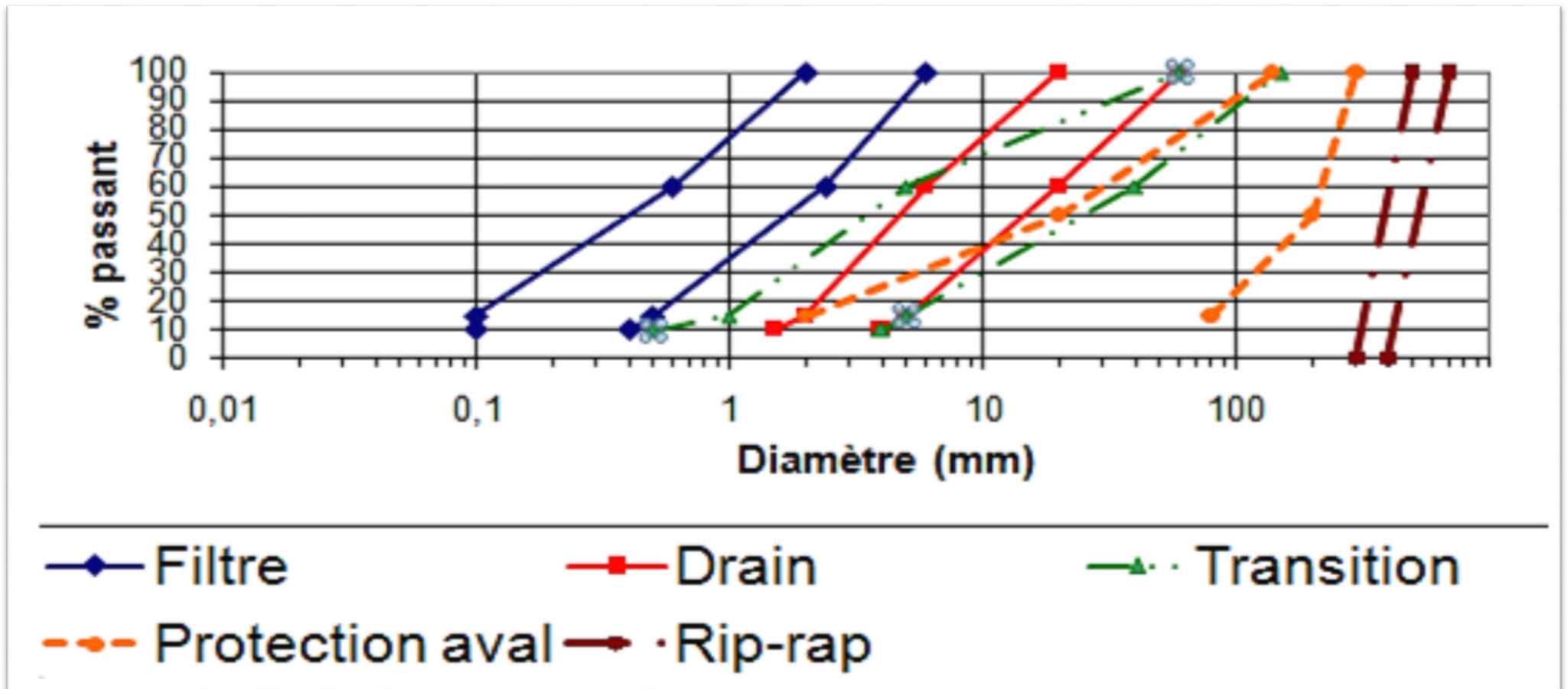
Annexe IV.12: Volume de recharge (barrage à masque).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0	2973,285	147,35	438113,545
1	5946,57	8251,06	147,35	1215793,69
2	10555,55	8156,525	147,35	1201863,96
3	5757,5	3983,325	147,35	586942,939
4	2209,15	1104,575	147,35	162759,126
Volume Total				3505473,26

Annexe IV.13: Volume de masque en béton (barrage à masque).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0	22,31	147,35	3287,3785
1	44,62	51,24	147,35	7550,214
2	57,86	50,53	147,35	7445,5955
3	43,2	29,89	147,35	4404,2915
4	16,58	8,29	147,35	1221,5315
Volume Total				23909,011

Annexe V.0 : Fuseaux granulométriques du barrage de Mahouane.



Annexe V.1

Talus amont: Fin de Construction
R = 109.2 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	7,97	2,96	0	-0,167	0,986	62,281	-10,38	61,410	8,19	0	1	61,410	0	0	0	92,96	1505,3
-1	10,92	9,38	0	-0,083	0,997	270,41	-22,53	269,474	11,06	0	1	269,474	0	0	0	92,96	6535,8
0	10,92	15,72	0	0	1,000	453,19	0,00	453,189	10,93	0	1	453,189	0	0	0	92,96	10953,4
1	10,92	20,97	0	0,0833	0,997	604,54	50,38	602,437	10,94	0	1	602,437	0	0	0	92,96	14611,5
2	10,92	25,12	0	0,1667	0,986	724,18	120,70	714,051	11,06	0	1	714,051	0	0	0	92,96	17503,1
3	10,92	28,12	0	0,25	0,968	810,67	202,67	784,924	11,31	0	1	784,924	0	0	0	92,96	19593,5
4	10,92	29,92	0	0,3333	0,943	862,56	287,52	813,227	11,71	0	1	813,227	0	0	0	92,96	20847,7
5	10,92	30,36	0	0,4167	0,909	875,24	364,68	795,647	12,3	0	1	795,647	0	0	0	92,96	21154,3
6	10,92	29,23	0	0,5	0,866	842,67	421,33	729,770	13,19	0	1	729,77	0	0	0	92,96	20366,9
7	10,92	26,17	0	0,5833	0,812	754,45	440,10	612,789	14,55	0	1	612,789	0	0	0	92,96	18234,7
8	10,92	20,48	0	0,6667	0,745	590,41	393,61	440,068	16,85	0	1	440,068	0	0	0	92,96	14270,1
9	10,92	10,38	0	0,75	0,661	299,24	224,43	197,931	21,66	0	1	197,931	0	0	0	92,96	7232,58

K_{ss} = 2.618
K_{as} = 1.62094

Annexe V.2

Talus amont: Fin de Construction R = 133.8 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	4,42	0	0,53	-0,25	0,968	4,9195	-1,23	4,763	4,53	0	1	4,76	0,53	2,4009	2,4009	116,3	148,703
-2	13,38	5,22	0,23	-0,167	0,986	190,85	-31,81	188,180	13,55	0	1	188,18	0,23	3,1165	3,1165	116,3	5768,93
-1	13,38	9,74	3,73	-0,083	0,997	448,85	-37,40	447,292	13,4	0	1	447,29	3,73	49,982	49,982	116,3	13567,8
0	13,38	16,29	3,85	0	1,000	683,59	0,00	683,592	13,39	0	1	683,59	3,85	51,5515	51,5515	116,3	20663,4
1	13,38	25,47	0	0,0833	0,997	899,68	74,97	896,553	13,51	0	1	896,55	0	0	0	116,3	27195,2
2	13,38	29,41	0	0,1667	0,986	1038,9	173,14	1024,325	13,78	0	1	1024,33	0	0	0	116,3	31402,1
3	13,38	31,89	0	0,25	0,968	1126,5	281,61	1090,687	14,23	0	1	1090,69	0	0	0	116,3	34050,1
4	13,38	32,75	0	0,3333	0,943	1156,8	385,61	1090,674	14,91	0	1	1090,67	0	0	0	116,3	34968,3
5	13,38	31,74	0	0,4167	0,909	1121,2	467,15	1019,199	15,91	0	1	1019,20	0	0	0	116,3	33889,9
6	13,38	28,47	0	0,5	0,866	1005,7	502,83	870,920	17,45	0	1	870,92	0	0	0	116,3	30398,4
7	13,38	22	0	0,5833	0,812	777,11	453,31	631,195	19,99	0	1	631,19	0	0	0	116,3	23490,2
8	13,38	11,28	0	0,6667	0,745	398,45	265,63	296,984	24,98	0	1	296,98	0	0	0	116,3	12044,1

$$K_{ss} = 3.253$$

$$K_{as} = 1.850$$

Annexe V.3

Talus amont: Fin de Construction
R = 135.2 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	11,38	2,78	1,04	-0,182	0,983	79,105	-14,38266	77,786	11,53	0	1	77,786	1,04	11,9912	11,9912	118,9	2445,85
-1	13,52	8,87	2,46	-0,091	0,996	273,17	-24,83354	272,038	13,55	0	1	272,038	2,46	33,333	33,333	118,9	8446,16
0	13,52	15,49	2,72	0	1,000	428,04	0	428,038	13,53	0	1	428,038	2,72	36,8016	36,8016	118,9	13234,6
1	13,52	22,11	1,55	0,0909	0,996	538,44	48,949	536,210	13,65	0	1	536,210	1,55	21,1575	21,1575	118,9	16648,1
2	13,52	27,76	0	0,1818	0,983	615,52	111,912	605,258	13,91	0	1	605,258	0	0	0	118,9	19031,3
3	13,52	30,38	0	0,2727	0,962	673,61	183,712	648,074	14,35	0	1	648,074	0	0	0	118,9	20827,5
4	13,52	31,38	0	0,3636	0,932	695,78	253,012	648,150	15,02	0	1	648,150	0	0	0	118,9	21513
5	13,52	30,52	0	0,4545	0,891	676,71	307,597	602,765	16	0	1	602,765	0	0	0	118,9	20923,5
6	13,52	27,4	0	0,5455	0,838	607,53	331,383	509,199	17,5	0	1	509,199	0	0	0	118,9	18784,5
7	13,52	21,32	0	0,6364	0,771	472,72	300,824	364,654	19,95	0	1	364,654	0	0	0	118,9	14616,3
8	13,52	10,77	0	0,7273	0,686	238,8	173,673	163,901	24,71	0	1	163,901	0	0	0	118,9	7383,54

K_{ss} = 2.904

K_{as} = 1.712

Annexe V.4

Talus amont: Fin de Construction R = 135.26 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	3,16	0	0,7	-0,286	0,958	4,6452	-1,327	4,452	3,45	0	1	4,4515	0,7	2,415	2,415	114,3	138,034
-3	13,52	0	3,97	-0,214	0,977	112,72	-24,153	110,098	14,36	0	1	110,09	3,97	57,009	57,0092	114,3	3349,41
-2	13,52	0	8	-0,143	0,990	227,14	-32,448	224,806	13,92	0	1	224,806	8	111,360	111,36	114,3	6749,44
-1	13,52	2,44	10,54	-0,071	0,997	386,34	-27,596	385,355	13,66	0	1	385,355	10,54	143,976	143,9764	114,3	11480,3
0	13,52	9,05	11,7	0,000	1,000	655,21	0,000	655,206	13,54	0	1	655,206	11,7	158,418	158,418	114,3	19469,7
1	13,52	15,67	11,49	0,071	0,997	885,53	63,252	883,268	13,56	0	1	883,268	11,49	155,804	155,8044	114,3	26313,9
2	13,52	22,3	9,82	0,143	0,990	1074,8	153,537	1063,735	13,72	0	1	1063,73	9,82	134,730	134,7304	114,3	31936,9
3	13,52	28,91	6,93	0,214	0,977	1228,6	263,279	1200,095	14,04	0	1	1200,09	6,93	97,297	97,2972	114,3	36509,4
4	13,52	35,53	2,43	0,286	0,958	1337,2	382,045	1281,418	14,54	0	1	1281,41	2,43	35,332	35,3322	114,3	39734,2
5	13,52	38,39	0	0,357	0,934	1370,2	489,374	1279,879	15,26	0	1	1279,87	0	0	0	114,3	40717,4
6	13,52	36,86	0	0,429	0,904	1315,6	563,844	1188,688	16,45	0	1	1188,68	0	0	0	114,3	39094,7
7	13,52	32,89	0	0,500	0,866	1173,9	586,968	1016,659	18,16	0	1	1016,65	0	0	0	114,3	34884
8	13,52	25,59	0	0,571	0,821	913,38	521,931	749,566	21,13	0	1	749,565	0	0	0	114,3	27141,4
9	13,52	12,94	0	0,643	0,766	461,86	296,913	353,782	27,46	0	1	353,78	0	0	0	114,3	13724,5

$$K_{ss} = 3.213$$

$$K_{as} = 1.860$$

Annexe V.5

Talus aval : Fin de Construction R = 100 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	4	2,44	2,41	-0,267	0,964	36,25	-9,667	34,94	10,97	0	1	34,938	2,41	26,4377	26,438	76,16	717,816
-3	10	7,31	6,27	-0,200	0,980	251,55	-50,311	246,47	10,52	0	1	246,472	6,27	65,9604	65,960	76,16	4981,17
-2	10	12,19	8,96	-0,133	0,991	388,08	-51,743	384,61	10,23	0	1	384,611	8,96	91,6608	91,661	76,16	7684,53
-1	10	17,05	10,58	-0,067	0,998	501,8	-33,453	500,68	10,06	0	1	500,684	10,58	106,435	106,435	76,16	9936,44
0	10	21,94	11,18	0,000	1,000	594,6	0,000	594,60	10	0	1	594,596	11,18	111,8	111,800	76,16	11774
1	10	26,81	10,78	0,067	0,998	666,06	44,404	664,58	10,05	0	1	664,582	10,78	108,339	108,339	76,16	13189,1
2	10	31,68	9,36	0,133	0,991	716,11	95,482	709,72	10,19	0	1	709,718	9,36	95,3784	95,378	76,16	14180,2
3	10	36,56	6,88	0,200	0,980	744,06	148,813	729,03	10,46	0	1	729,031	6,88	71,9648	71,965	76,16	14733,7
4	10	41,43	3,25	0,267	0,964	747,7	199,387	720,63	10,87	0	1	720,627	3,25	35,3275	35,328	76,16	14805,7
5	10	44,65	0	0,333	0,943	732,26	244,087	690,38	11,49	0	1	690,381	0	0	0	76,16	14499,9
6	10	43,09	0	0,400	0,917	706,68	282,670	647,68	12,41	0	1	647,679	0	0	0	76,16	13993,3
7	10	39,6	0	0,467	0,884	649,44	303,072	574,39	13,86	0	1	574,386	0	0	0	76,16	12860
8	10	33,4	0	0,533	0,846	547,76	292,139	463,35	16,43	0	1	463,353	0	0	0	76,16	10846,5
9	10	22,55	0	0,600	0,800	369,82	221,892	295,86	22,55	0	1	295,856	0	0	0	76,16	7323,03
10	10	8,13	0	0,667	0,745	133,33	88,888	99,38	14,82	0		0	0	0	0	76,16	2640,19

K_{ss} = 4.086

K_{as} = 2.230

Annexe V.6

Talus aval : Fin de Construction R = 104.3 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	10,43	2,54	2,42	-0,267	0,964	122,94	-32,785	118,49	11,37	0	1	118,4927	2,42	27,515	27,515	80,13	2561,4
-3	10,43	7,63	6,28	-0,2	0,980	347,64	-69,529	340,62	10,93	0	1	340,62	6,28	68,640	68,640	80,13	7242,75
-2	10,43	12,7	8,95	-0,133	0,991	545,73	-72,764	540,86	10,64	0	1	540,86	8,95	95,228	95,228	80,13	11369,6
-1	10,43	17,78	10,49	-0,067	0,998	719,34	-47,956	717,74	10,48	0	1	717,74	10,49	109,935	109,935	80,13	14986,6
0	10,43	22,87	10,96	0	1,000	869,79	0,000	869,79	10,43	0	1	869,79	10,96	114,313	114,313	80,13	18121
1	10,43	27,96	10,4	0,0667	0,998	997,68	66,512	995,46	10,49	0	1	995,46	10,4	109,096	109,096	80,13	20785,4
2	10,43	33,05	8,77	0,1333	0,991	1102,1	146,950	1092,29	10,66	0	1	1092,29	8,77	93,488	93,488	80,13	22961,5
3	10,43	38,13	6,03	0,2	0,980	1182	236,398	1158,11	10,95	0	1	1158,11	6,03	66,029	66,029	80,13	24625,4
4	10,43	43,22	2,08	0,2667	0,964	1235,6	329,501	1190,89	11,41	0	1	1190,89	2,08	23,733	23,733	80,13	25742,9
5	10,43	45,05	0	0,3333	0,943	1240,5	413,487	1169,52	12,09	0	1	1169,52	0	0	0	80,13	25843,5
6	10,43	43,18	0	0,4	0,917	1189	475,588	1089,71	13,11	0	1	1089,71	0	0	0	80,13	24770,8
7	10,43	39,21	0	0,4667	0,884	1079,7	503,839	954,88	14,74	0	1	954,88	0	0	0	80,13	22493,3
8	10,43	32,24	0	0,5333	0,846	887,73	473,459	750,94	17,68	0	1	750,94	0	0	0	80,13	18494,9
9	10,43	20,24	0	0,6	0,800	557,31	334,387	445,85	25,34	0	1	445,85	0	0	0	80,13	11610,9
10	1,91	3,67	0	0,6667	0,745	18,506	12,337	13,79	7,16	0	1	13,79	0	0	0	80,13	385,542

$$K_{ss} = 4.134$$

$$K_{as} = 2.248$$

Annexe V.7

Talus aval : Fin de Construction R = 110 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	11	0	2,86	-0,267	0,964	66,066	-17,62	63,674	12,23	0	1	63,674	2,86	34,9778	34,98	85,26	1464,52
-3	11	2,12	7,46	-0,2	0,980	233,89	-46,78	229,165	11,68	0	1	229,165	7,46	87,1328	87,13	85,26	5184,8
-2	11	7,48	10,74	-0,133	0,991	465,31	-62,04	461,159	11,32	0	1	461,159	10,74	121,577	121,58	85,26	10314,9
-1	11	12,83	12,82	-0,067	0,998	668,73	-44,58	667,237	11,11	0	1	667,237	12,82	142,43	142,43	85,26	14824
0	11	18,2	13,78	0	1,000	846,85	0,00	846,846	11,01	0	1	846,846	13,78	151,718	151,72	85,26	18772,5
1	11	23,57	13,6	0,0667	0,998	998,63	66,58	996,411	11,03	0	1	996,411	13,6	150,008	150,01	85,26	22137,3
2	11	28,93	12,33	0,1333	0,991	1125	149,99	1114,906	11,16	0	1	1114,906	12,33	137,603	137,60	85,26	24937,4
3	11	34,29	9,91	0,2	0,980	1224,7	244,94	1199,959	11,41	0	1	1199,959	9,91	113,073	113,07	85,26	27148,7
4	11	39,66	6,37	0,2667	0,964	1298,9	346,37	1251,840	11,82	0	1	1251,840	6,37	75,2934	75,29	85,26	28792,9
5	11	45,02	1,23	0,3333	0,943	1335,8	445,26	1259,398	12,44	0	1	1259,398	1,23	15,3012	15,30	85,26	29611,3
6	11	45	0	0,4	0,917	1306,8	522,72	1197,702	13,35	0	1	1197,702	0	0	0	85,26	28968,6
7	11	41,75	0	0,4667	0,884	1212,4	565,80	1072,305	14,76	0	1	1072,305	0	0	0	85,26	26876,4
8	11	35,81	0	0,5333	0,846	1039,9	554,63	879,676	17,17	0	1	879,676	0	0	0	85,26	23052,6
9	11	25,53	0	0,6	0,800	741,39	444,83	593,113	22,3	0	1	593,113	0	0	0	85,26	16434,9
10	2,98	9,78	0	0,6667	0,745	76,941	51,29	57,349	18,28	0	1	57,349				85,26	1705,6

K_{ss} = 3.691

K_{as} = 2.096

Annexe V.8

Talus aval: Fin de Construction

R = 107.9 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	10,79	4,07	0	-0,167	0,986	115,94	-19,323	114,315	11,1	0	1	114,31	0	0	0	91,09	2745,77
-1	10,79	11,35	0	-0,083	0,997	323,31	-26,943	322,187	10,89	0	1	322,19	0	0	0	91,09	7657,12
0	10,79	17,52	0	0	1,000	499,07	0,000	499,068	10,8	0	1	499,07	0	0	0	91,09	11819,6
1	10,79	22,6	0	0,0833	0,997	643,77	53,648	641,535	10,82	0	1	641,54	0	0	0	91,09	15246,8
2	10,79	26,6	0	0,1667	0,986	757,72	126,286	747,119	10,95	0	1	747,12	0	0	0	91,09	17945,3
3	10,79	29,46	0	0,25	0,968	839,19	209,796	812,538	11,2	0	1	812,54	0	0	0	91,09	19874,8
4	10,79	31,12	0	0,3333	0,943	886,47	295,491	835,774	11,6	0	1	835,77	0	0	0	91,09	20994,7
5	10,79	31,43	0	0,4167	0,909	895,3	373,043	813,883	12,21	0	1	813,88	0	0	0	91,09	21203,8
6	10,79	30,17	0	0,5	0,866	859,41	429,705	744,271	13,11	0	1	744,27	0	0	0	91,09	20353,8
7	10,79	26,96	0	0,5833	0,812	767,97	447,984	623,772	14,51	0	1	623,77	0	0	0	91,09	18188,2
8	10,79	21,08	0	0,6667	0,745	600,48	400,318	447,569	16,89	0	1	447,57	0	0	0	91,09	14221,3
9	10,79	10,6	0	0,75	0,661	301,95	226,461	199,719	21,89	0	1	199,72	0	0	0	91,09	7151,14

K_{ss} = 2.703

K_{as} = 1.660

Annexe V.9

Talus aval : fonctionnement normale

R = 100 m

N° Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	4	2,41	0	-0,267	0,964	25,45	-6,79	24,528	10,97	0	1	24,5	0	0	0	76,16	503,9
-3	10	6,27	0	-0,2	0,980	165,53	-33,11	162,184	10,52	0	1	162,2	0	0	0	76,16	3277,7
-2	10	8,96	0	-0,133	0,991	236,54	-31,54	234,432	10,23	0	1	234,4	0	0	0	76,16	4683,9
-1	10	10,58	0	-0,067	0,998	279,31	-18,62	278,691	10,06	0	1	278,7	0	0	0	76,16	5530,8
0	10	11,18	0	0	1,000	295,15	0,00	295,152	10	0	1	295,2	0	0	0	76,16	5844,5
1	10	10,78	0	0,0667	0,998	284,59	18,97	283,959	10,05	0	1	284,0	0	0	0	76,16	5635,4
2	10	9,36	0	0,1333	0,991	247,1	32,95	244,898	10,19	0	1	244,9	0	0	0	76,16	4893,1
3	10	6,88	0	0,2	0,980	181,63	36,33	177,962	10,46	0	1	178,0	0	0	0	76,16	3596,6
4	10	3,25	0	0,2667	0,964	85,8	22,88	82,693	10,87	0	1	82,7	0	0	0	76,16	1699,0
5	10	44,65	0	0,3333	0,943	1178,8	392,92	1111,346	11,49	0	1	1111,3	0	0	0	76,16	23341,3
6	10	43,09	0	0,4	0,917	1137,6	455,03	1042,606	12,41	0	1	1042,6	0	0	0	76,16	22525,8
7	10	39,6	0	0,4667	0,884	1045,4	487,87	924,622	13,86	0	1	924,6	0	0	0	76,16	20701,4
8	10	33,4	0	0,5333	0,846	881,76	470,27	745,885	16,43	0	1	745,9	0	0	0	76,16	17460,3
9	10	22,55	0	0,6	0,800	595,32	357,19	476,256	22,55	0	1	476,3	0	0	0	76,16	11788,3
10	10	8,13	0	0,6667	0,745	214,63	143,09	159,977	14,82	0		0,0	0	0	0	76,16	4250,1

K_{ss} = 2.614

K_{as} = 1.675

Annexe V.10

Talus aval : fonctionnement normale
R = 104.3 m

N° Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	10,43	4,96	0	-0,267	0,964	136,57	-36,42	131,63	11,37	0	1	131,63	0	0	0	80,13	2845,4
-3	10,43	13,91	0	-0,2	0,980	383,01	-76,60	375,28	10,93	0	1	375,28	0	0	0	80,13	7979,7
-2	10,43	21,65	0	-0,133	0,991	596,14	-79,48	590,81	10,64	0	1	590,81	0	0	0	80,13	12419,8
-1	10,43	28,27	0	-0,067	0,998	778,42	-51,89	776,69	10,48	0	1	776,69	0	0	0	80,13	16217,4
0	10,43	33,83	0	0	1,000	931,52	0,00	931,52	10,43	0	1	931,52	0	0	0	80,13	19407,0
1	10,43	38,36	0	0,0667	0,998	1056,3	70,42	1053,90	10,49	0	1	1053,90	0	0	0	80,13	22005,7
2	10,43	41,82	0	0,1333	0,991	1151,5	153,54	1141,24	10,66	0	1	1141,24	0	0	0	80,13	23990,6
3	10,43	44,16	0	0,2	0,980	1216	243,19	1191,39	10,95	0	1	1191,39	0	0	0	80,13	25333,0
4	10,43	45,3	0	0,2667	0,964	1247,3	332,63	1202,18	11,41	0	1	1202,18	0	0	0	80,13	25986,9
5	10,43	45,05	0	0,3333	0,943	1240,5	413,49	1169,52	12,09	0	1	1169,52	0	0	0	80,13	25843,5
6	10,43	43,18	0	0,4	0,917	1189	475,59	1089,71	13,11	0	1	1089,71	0	0	0	80,13	24770,8
7	10,43	39,21	0	0,4667	0,884	1079,7	503,84	954,88	14,74	0	1	954,88	0	0	0	80,13	22493,3
8	10,43	32,24	0	0,5333	0,846	887,73	473,46	750,94	17,68	0	1	750,94	0	0	0	80,13	18494,9
9	10,43	20,24	0	0,6	0,800	557,31	334,39	445,85	25,34	0	1	445,85	0	0	0	80,13	11610,9
10	1,91	3,67	0	0,6667	0,745	18,506	12,34	13,79	7,16	0	1	13,79	0	0	0	80,13	385,5

K_{ss} = 4.269

K_{as} = 2.289

Annexe V.11

Talus aval : fonctionnement normale

R = 110 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	11	2,86	0	-0,267	0,964	83,054	-22,15	80,05	12,23	0	1	80,05	0	0	0	85,26	1841,12
-3	11	9,58	0	-0,2	0,980	278,2	-55,64	272,58	11,68	0	1	272,58	0	0	0	85,26	6167,1
-2	11	18,22	0	0	1	529,11	0,00	529,11	11,32	0	1	529,11	0	0	0	85,26	11729,1
-1	11	25,65	0	-0,067	0,998	744,88	-49,66	743,22	11,11	0	1	743,22	0	0	0	85,26	16512,1
0	11	31,98	0	0	1	928,7	0,00	928,70	11,01	0	1	928,70	0	0	0	85,26	20587
1	11	37,17	0	0,067	0,998	1079,4	71,96	1077,02	11,03	0	1	1077,02	0	0	0	85,26	23928,1
2	11	41,26	0	0,133	0,991	1198,2	159,76	1187,49	11,16	0	1	1187,49	0	0	0	85,26	26561
3	11	44,2	0	0,2	0,980	1283,6	256,71	1257,63	11,41	0	1	1257,63	0	0	0	85,26	28453,6
4	11	46,03	0	0,267	0,964	1336,7	356,46	1288,31	11,82	0	1	1288,31	0	0	0	85,26	29631,7
5	11	46,25	0	0,333	0,943	1343,1	447,70	1266,29	12,44	0	1	1266,29	0	0	0	85,26	29773,3
6	11	45	0	0,4	0,917	1306,8	522,72	1197,70	13,35	0	1	1197,70	0	0	0	85,26	28968,6
7	11	41,75	0	0,467	0,884	1212,4	565,80	1072,30	14,76	0	1	1072,30	0	0	0	85,26	26876,4
8	11	35,81	0	0,533	0,846	1039,9	554,63	879,68	17,17	0	1	879,68	0	0	0	85,26	23052,6
9	11	25,53	0	0,6	0,8	741,39	444,83	593,11	22,3	0	1	593,11	0	0	0	85,26	16434,9
10	2,98	9,78	0	0,667	0,745	76,941	51,29	57,35	18,28	0	1	57,35	0	0	0	85,26	1705,6

K_{ss} = 3.762

K_{as} = 2.121

Annexe V.12

Talus aval : fonctionnement normale
R = 107,9 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	10,79	4,07	0	-0,167	0,986	115,94	-19,32	114,315	11,1	0	1	114,31	0	0	0	91,09	2745,77
-1	10,79	11,35	0	-0,083	0,997	323,31	-26,94	322,187	10,89	0	1	322,19	0	0	0	91,09	7657,12
0	10,79	17,52	0	0	1,000	499,07	0,00	499,068	10,8	0	1	499,07	0	0	0	91,09	11819,6
1	10,79	22,6	0	0,0833	0,997	643,77	53,65	641,535	10,82	0	1	641,54	0	0	0	91,09	15246,8
2	10,79	26,6	0	0,1667	0,986	757,72	126,29	747,119	10,95	0	1	747,12	0	0	0	91,09	17945,3
3	10,79	29,46	0	0,25	0,968	839,19	209,80	812,538	11,2	0	1	812,54	0	0	0	91,09	19874,8
4	10,79	31,12	0	0,3333	0,943	886,47	295,49	835,774	11,6	0	1	835,77	0	0	0	91,09	20994,7
5	10,79	31,43	0	0,4167	0,909	895,3	373,04	813,883	12,21	0	1	813,88	0	0	0	91,09	21203,8
6	10,79	30,17	0	0,5	0,866	859,41	429,71	744,271	13,11	0	1	744,27	0	0	0	91,09	20353,8
7	10,79	26,96	0	0,5833	0,812	767,97	447,98	623,772	14,51	0	1	623,77	0	0	0	91,09	18188,2
8	10,79	21,08	0	0,6667	0,745	600,48	400,32	447,569	16,89	0	1	447,57	0	0	0	91,09	14221,3
9	10,79	10,6	0	0,75	0,661	301,95	226,46	199,719	21,89	0	1	199,72	0	0	0	91,09	7151,14

K_{ss} = 2.703

K_{as} = 1.660

Annexe V.13

Talus amont: vidange rapide
R = 109.2 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	7,97	2,96	0	-0,17	0,986	38,69	-6,45	38,15	8,19	0	1	38,15	0	0	0	92,96	935,11
-1	10,92	9,38	0	-0,08	0,997	167,98	-14,00	167,40	11,06	0	1	167,40	0	0	0	92,96	4060,12
0	10,92	15,72	0	0,00	1,000	281,53	0,00	281,53	10,93	0	1	281,53	0	0	0	92,96	6804,38
1	10,92	20,97	0	0,08	0,997	375,55	31,30	374,24	10,94	0	1	374,24	0	0	0	92,96	9076,83
2	10,92	25,12	0	0,17	0,986	449,87	74,98	443,58	11,06	0	1	443,58	0	0	0	92,96	10873,2
3	10,92	28,12	0	0,25	0,968	503,6	125,90	487,60	11,31	0	1	487,60	0	0	0	92,96	12171,7
4	10,92	29,92	0	0,33	0,943	535,83	178,61	505,19	11,71	0	1	505,19	0	0	0	92,96	12950,8
5	10,92	30,36	0	0,42	0,909	543,71	226,55	494,27	12,3	0	1	494,27	0	0	0	92,96	13141,3
6	10,92	29,23	0	0,50	0,866	523,47	261,74	453,34	13,19	0	1	453,34	0	0	0	92,96	12652,2
7	10,92	26,17	0	0,58	0,812	468,67	273,39	380,67	14,55	0	1	380,67	0	0	0	92,96	11327,6
8	10,92	20,48	0	0,67	0,745	366,77	244,51	273,38	16,85	0	1	273,38	0	0	0	92,96	8864,74
9	10,92	10,38		0,75	0,661	185,89	139,42	122,96	21,66	0	1	122,96	0	0	0	92,96	4492,97

K_{ss} = 2.618

K_{as} = 1.621

Annexe V.14

Talus amont: vidange rapide
R = 133.8 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	4,42	0	0,53	-0,25	0,968	2,5769	-0,64	2,495	4,53	0	1	2,495	0,53	2,4009	2,4009	116,3	77,89
-2	13,38	5,22	0,23	-0,167	0,986	117,93	-19,65	116,279	13,55	0	1	116,279	0,23	3,1165	3,1165	116,3	3564,7
-1	13,38	9,74	3,73	-0,083	0,997	268,62	-22,39	267,691	13,4	0	1	267,691	3,73	49,982	49,982	116,3	8119,89
0	13,38	16,29	3,85	0	1,000	414,12	0,00	414,119	13,39	0	1	414,119	3,85	51,5515	51,5515	116,3	12517,8
1	13,38	25,47	0	0,083	0,997	558,89	46,57	556,949	13,51	0	1	556,949	0	0	0	116,3	16894
2	13,38	29,41	0	0,167	0,986	645,35	107,56	636,323	13,78	0	1	636,323	0	0	0	116,3	19507,4
3	13,38	31,89	0	0,25	0,968	699,77	174,94	677,548	14,23	0	1	677,548	0	0	0	116,3	21152,3
4	13,38	32,75	0	0,333	0,943	718,64	239,55	677,540	14,91	0	1	677,540	0	0	0	116,3	21722,8
5	13,38	31,74	0	0,4167	0,909	696,48	290,20	633,139	15,91	0	1	633,139	0	0	0	116,3	21052,8
6	13,38	28,47	0	0,5	0,866	624,72	312,36	541,026	17,45	0	1	541,026	0	0	0	116,3	18883,9
7	13,38	22	0	0,583	0,812	482,75	281,60	392,106	19,99	0	1	392,106	0	0	0	116,3	14592,4
8	13,38	11,28	0	0,667	0,745	247,52	165,01	184,490	24,98	0	1	184,49	0	0	0	116,3	7481,91

K_{ss} = 3.237

K_{as} = 1.826

Annexe V.15

Talus amont: vidange rapide
R = 135,22 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	11,38	2,78	1,04	-0,182	0,98333	64,902	-11,800	63,821	11,53	0	1	63,82063	1,04	11,9912	11,9912	118,9	2006,73
-1	13,52	8,87	2,46	-0,091	0,99586	233,26	-21,205	232,292	13,55	0	1	232,29	2,46	33,333	33,333	118,9	7212,15
0	13,52	15,49	2,72	0	1	383,91	0	383,909	13,53	0	1	383,91	2,72	36,8016	36,8016	118,9	11870,1
1	13,52	22,11	1,55	0,0909	0,99586	513,29	46,663	511,167	13,65	0	1	511,17	1,55	21,1575	21,1575	118,9	15870,6
2	13,52	27,76	0	0,1818	0,98333	615,52	111,912	605,258	13,91	0	1	605,26	0	0	0	118,9	19031,3
3	13,52	30,38	0	0,2727	0,96209	673,61	183,712	648,074	14,35	0	1	648,07	0	0	0	118,9	20827,5
4	13,52	31,38	0	0,3636	0,93154	695,78	253,012	648,150	15,02	0	1	648,15	0	0	0	118,9	21513
5	13,52	30,52	0	0,4545	0,89072	676,71	307,597	602,765	16	0	1	602,76	0	0	0	118,9	20923,5
6	13,52	27,4	0	0,5455	0,83814	607,53	331,383	509,199	17,5	0	1	509,20	0	0	0	118,9	18784,5
7	13,52	21,32	0	0,6364	0,77139	472,72	300,824	364,654	19,95	0	1	364,65	0	0	0	118,9	14616,3
8	13,52	10,77	0	0,7273	0,68635	238,8	173,673	163,901	24,71	0	1	163,90	0	0	0	118,9	7383,54

K_{ss} = 2.824

K_{as} = 1.682

Annexe V.16

Talus amont: vidange rapide
R = 135.26 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cosa	dli	C*dli	tango	N*tango	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tango	dn	a*Gn*dn
-4	3,16	0	0,7	-0,286	0,95831	2,4332	-0,70	2,332	3,45	0	1	2,33	0,7	2,415	2,415	114,3	72,3035
-3	13,52	0	3,97	-0,214	0,97677	59,042	-12,65	57,670	14,36	0	1	57,67	3,97	57,0092	57,0092	114,3	1754,45
-2	13,52	0	8	-0,143	0,98974	118,98	-17,00	117,756	13,92	0	1	117,76	8	111,36	111,36	114,3	3535,42
-1	13,52	2,44	10,54	-0,071	0,99745	210,85	-15,06	210,314	13,66	0	1	210,31	10,54	143,976	143,9764	114,3	6265,57
0	13,52	9,05	11,7	0	1	374,67	0,00	374,666	13,54	0	1	374,67	11,7	158,418	158,418	114,3	11133,4
1	13,52	15,67	11,49	0,071	0,997	518,33	37,02	517,003	13,56	0	1	517,00	11,49	155,804	155,8044	114,3	15402,3
2	13,52	22,3	9,82	0,143	0,990	640,5	91,50	633,927	13,72	0	1	633,93	9,82	134,73	134,7304	114,3	19032,6
3	13,52	28,91	6,93	0,214	0,977	744,08	159,45	726,794	14,04	0	1	726,79	6,93	97,2972	97,2972	114,3	22110,6
4	13,52	35,53	2,43	0,286	0,958	823,94	235,41	789,593	14,54	0	1	789,59	2,43	35,3322	35,3322	114,3	24483,7
5	13,52	38,39	0	0,357	0,934	851,21	304,00	795,076	15,26	0	1	795,08	0	0	0	114,3	25294,2
6	13,52	36,86	0	0,429	0,904	817,29	350,27	738,427	16,45	0	1	738,43	0	0	0	114,3	24286,1
7	13,52	32,89	0	0,5	0,866	729,26	364,63	631,561	18,16	0	1	631,56	0	0	0	114,3	21670,4
8	13,52	25,59	0	0,571	0,821	567,4	324,23	465,639	21,13	0	1	465,64	0	0	0	114,3	16860,6
9	13,52	12,94	0	0,643	0,766	286,92	184,45	219,774	27,46	0	1	219,77	0	0	0	114,3	8525,82

K_{ss} = 3.131

K_{as} = 1.800