

**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 :

ÉTUDE D'AVANT PROJET DÉTAILLÉ DES OUVRAGES ANNEXES DU BARRAGE DE MAHOUANE (W.SETIF)

Présenté par :

M^r. MERMOURI SAADI

Promoteur:

M^r HADJ SADOK A.

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 : M.D.BENSALAH

Décembre 2011

œ Dédicace ∞

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect
à :*

- ✓ *À mes deux défunts frères Tahar et Amar*
- ✓ *Mes parents*
- ✓ *Mon frère et sœurs*
- ✓ *Toute ma famille*
- ✓ *Mes amis à Ighzer Amokrane et à l'ENSH*

SAADI

❧ Remerciements ❧

Avant tout, Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail.

Je remercie fortement mon promoteur : M^R HADJ SADOK AHMED de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier fortement tout mes amis qui m'ont aidé et en particulier mon collègue et cher ami Merzouk Hillal.

Mes remerciements vont également à :

✓ *Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*

Je tiens à remercier aussi :

✓ *Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*

✓ *les étudiants de l'ENSH*

✓ *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

SAADI

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من أجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة التي تتسرب إلى البحر ، لذا ترى الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات ضرورة إنشاء سدود وحواجز مائية بالمنطقة . وعلى اثر ذلك ، يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير أبعاد الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقها ومنتجها وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتناول دراسة مفصلة للمنشآت الملحقة لسد محوان على مستوى ولاية سطيف وبالتحديد على مستوى وادي قسار .

Résume :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètre cubes d'eau qui est perdus (rejet en mer). L'ANBT s'est vue réaliser des barrages et des retenues collinaires.

Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude de l'avant projet détaillé des ouvrages annexes du barrage Mahouane dans la wilaya de Setif et principalement sur l'Oued Guessar.

Abstract:

In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quality of water that is lost (dismissal in sea). The ANBT saw itself achieving dams.

However the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened. Sow to survey we led in this thesis is a preparatory project detailed of the works annex of a stopping in the wilaya of Setif and mainly on the Guessar Wadi.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Etude topographique, géologique et géotechnique

I.1.Etude topographique.....	1
Introduction.....	1
I.1.1. Choix du site du barrage.....	1
I.1.2. Situation géographique du site du barrage.....	3
I.2. Etude géologique et géotechnique.....	3
I.2.1. Reconnaissances géologique et géotechnique en phase de faisabilité.....	4
I.2.2. La stratigraphie à l'emplacement du barrage.....	4
I.2.3. Géologie au droit du barrage.....	5
I.2. 3.a. Nature du substratum.....	5
I.2. 3.b. Nature du substratum.....	6
I.2.4. Géologie de la cuvette.....	7
I.2.5. Étanchéité de la fondation au droit du barrage.....	7
I.2.5.a. Eperon rive gauche.....	7
I.2.5.b. Eperon rive droite.....	7
I.2.5.c. Rives et fond de la vallée.	7
I.2.6. Risque sismique.	8
I.2.7. Hydrogéologie de site.	8
I.2.8. Caractéristiques des matériaux de fondation du barrage.	9
I.2.9. Caractéristiques à prendre en compte pour les études de faisabilité.	10
I.2.10.Zones d'emprunt.	10
I.2.10 .1. Argile.	10
I.2.10.1.a. Provenance des matériaux.	10
I.2.10.1.b. Nature des matériaux.	11
I.2.10.1.c. Caractéristiques d'état.....	11
I.2.10.1.d. Caractéristiques d'identification.	11
I.2.10.1.e. Caractéristique mécaniques.	12
I.2.10.1.f. Essais Proctor.....	13
I.2.10.1.g. Essais Oédométriques.	14
I.2.10.2. Enrochements, rip-rap, et agrégats à béton.	15
I.2.10.2.a. Grès de la nappe numidienne.	15
I.2.10.2.b. Calcaires de la carrière de Mahouane.	16
I.2.11.Volumes des matériaux locaux disponibles.	16
I.2.12. Conclusions sur l'Etude Géologique et Géotechnique.....	17
I.3. Climatologie et hydrologie.	17
I.3.1. Climatologie.	18
I.3.1.a. Température.	18
I.3.1. b. Humidité.	18
I.3.1.c.Précipitations.....	19
I.3.1.d. Le Vent.	19
I.3.1.e. Evaporation.	19
I.3.1.f. Autres informations climatiques.	19

I.3.2. Hydrologie.	20
I.3.2.a .Les apports.....	20
I.3.2.b. Les transports solides.	20
I.3.3. Etudes de simulation.	20
I.3.4. Conceptions de barrage et ouvrages annexes.	21
I.3.4.a. Digue.	21
I.3.4.b. Evacuateur de crue.	21
I.3.4.c. Le batardeau et la dérivation provisoire.....	22
I.3.4.d. La vidange de fond.	22
I.3.4.e. Prises d'eau.	22
Conclusion.	23

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction.....	24
II.1. bassin versant.....	24
II.1.1. Caractéristiques physiques du bassin versant.....	24
II.1.1.A. Caractéristiques géométrique.....	24
1. Surface du bassin versant.....	24
2. Périmètre du bassin versant.....	24
3. Longueur du talweg principal.....	24
II.1.2. Caractéristiques hydromorphologiques.	25
1. Indice de compacité de Gravelius Kc.....	25
2. Coefficient d'allongement.....	25
3. Rectangle équivalent.....	25
II.1.3. Hypsométrie du bassin versant.	26
II.1.3.1 Le relief.	26
A. Répartition et courbe hypsométrique.....	26
B. Altitude médiane.....	29
C.L'altitude moyenne.....	29
D.L'altitude maximale et minimale.....	30
II.1.4. les indices.	31
A. Indice de pente de ROCHE Ip.....	31
B. Indice de pente globale Ig.....	32
C. Indice de pente moyenne Ipm.....	32
D. Dénivelée spécifique Ds.....	32
E. Pente moyenne du bassin versant Im.....	32
II.1.5. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant.	33
II.1.5.1. le réseau hydrographique.	33
A. Densité de drainage Dd.....	33
B. Densité du thalweg élémentaire.....	34
C. Coefficient de torrentialité.....	34
D. La longueur moyenne des versants.....	34
E .La pente moyenne de cours d'eau principal I	34
F. Temps de concentration du bassin versant tc.....	34
G. Vitesse de ruissellement.....	35

II.1.6. Profil en long de l'Oued.	35
II.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant.	37
II.2.1. Température.	37
II.2.2 Vitesse du vent.....	38
II.2.3. Evaporation.	39
II.2.4 La pluviométrie.	40
II.2.4.1. Stations et données disponibles.	40
II.2.5. Les précipitations maximales journalières.....	41
II.3 Choix de la loi d'ajustement.	42
II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.	42
II.4. Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.	45
II.5 Études des apports.	48
II.5.1 Analogie avec la station de Fermatou (150601).	48
II.5.1.1 La Station Hydrométrique.	48
II.5.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	49
A. Module de l'écoulement.....	49
B. Module de l'écoulement relatif.....	49
C. Lamme d'eau écoulée	49
D. Coefficient de l'écoulement.....	49
II.5.3 Les apports fréquents.	49
II.5.3.1 Ajustement de la série des apports à la loi log-normale.	50
II.5.3.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.....	51
II.5.4 Apport solide et l'estimation du volume mort.	52
II.5.4.1 Apport solide en suspension.	52
A. Formule de Fournier.....	52
B. Formule de Taxeront.....	53
II.5.4.2 Le transport solide par charriage.	54
II.6. Etude des crues.	54
II.6.1 Hydrogramme de crue.	54
II.6.1.1 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski.....	54
a. Pour le temps de la montée.....	55
b. pour la décrue.....	55
II.6.2 Choix de la crue de projet.	57
II.6.3 Choix de la crue de chantier.....	58
II.7 Régularisation.....	58
II.7.1 Régularisation saisonnière.	59
II.7.1.1 Répartition mensuel de l'apport 80%.....	59
II.7.1.2 Répartition mensuel des besoins.	59
II.7.1.3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces».....	59
II.7.1.4 Calcul du volume utile.....	60
II.7.1.5 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.	60
II.7.1.6 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).	62
A. Pertes par évaporation.....	62
B. Pertes par infiltration.....	62

II.7.2 Régularisation interannuelle.....	64
II.8 Laminage des crues.....	64
II.8.1 La méthode de KOCHERINE.....	65
II.9.Caractéristiques de la digue	67
II.9.1 La revanche.....	67
A. Formule de Stevenson.....	67
B. Formule de Mlitor.....	67
C. de Mallet-Paquant.....	67
II.9.2 Le tassement.....	68
II.9.3 La largeur en crête.....	68
II.9.4. La longueur en crête.....	69
Conclusion.....	70

Chapitre III : Dérivation provisoire et batardeau

Introduction.....	71
III.1. Différents types d'ouvrages de dérivation provisoire	71
III.1.1 Conduites	71
III.1.2 Canaux	71
III.1.3 Galeries	71
III.1.4 Choix du type de la dérivation.....	71
III.2. choix de la crue pour le dimensionnement de la galerie	72
III.3. Calcul du canal de dérivation	72
III.3.1. Calcul de débit.....	72
III.3.2. Section économique et la hauteur du canal.....	73
III.3.3.Calcul de la hauteur de pré-batardeau.....	74
III.3.4. Hauteur critique du canal	74
III.3.5.Pente critique du canal.....	74
III.4. Galerie de dérivation.....	74
III.4.1. Conception de l'Ouvrage.....	74
III.4.2. Laminage de crue de chantier	75
III. 4.3. Choix de l'emplacement de la dérivation provisoire	77
III.4 .4. Dimensionnement hydraulique	77
III.4.4 .1. Canal d'amenée	78
III.4.4 .2. La hauteur des murs de canal d'amenée.....	78
III.4.4.3. galerie de dérivation	79
a. Notion de la section avantageuse.....	79
b .Calcul de l'élévation de plan d'eau dans la partie courbée de la galerie	80
c .La hauteur de la galerie de dérivation provisoire.....	80
d. La profondeur Critique.....	80
e. ente critique.....	80
III.4 .5. Calcul de la ligne d'eau.....	81
a. Conditions limites du calcul hydraulique.....	81
b.Résultats.....	81
III.5 Batardeau provisoire	83
III.5.1 Détermination de la cote de retenue pour la crue chantie.....	83
III.5 .2 Pertes de charge à l'entonnement.....	84
III.5 .3 Détermination de la cote de couronnement du batardeau.....	84

III.5 .4 Détermination de la largeur da la crête	85
III.5 .5 Pente de talus	85
III.5 .6 Revêtements des talus	86
III.5 .6.1 Talus aval.....	86
III.5 .6.2 Talus amont	87
• Premiere methode.....	87
• Deuxieme methode.....	88
• Troisieme methode.....	88
III.5 .7 Drainage.....	89
III.5 .7.1 Conditions de drainage	89
III.5 .8 Dimensionnement du Drain tapis	89
III.5 .9 Filters.....	90
III.5 .9.1 Critères de conception.....	90
III.5 .10 Étude d’infiltration à travers le batardeau.....	91
III.5 .11 Calcul du débit d’infiltration.....	93
III.5 .12 Epaisseur du tapis filtrant	93
Conclusion.....	93

Chapitre IV : Vidange de fond et prise d’eau

Introduction.....	94
IV.1. Fonctions des ouvrages de prise et de vidange	94
IV.2. Implantation de la prise d’eau et de la vidange de fond.....	95
IV.3. Capacité d’évacuation et le débit de projet.....	95
IV.4. Composants principaux de ces ouvrages.....	96
IV.4.1. Chambre des vannes.....	96
IV.4.2. Ouvrage d’entrée et grille.....	96
IV.4.3. Conduites	97
IV.5 Différent type d’ouvrage de prise d’eau.....	97
IV.6 Choix de type de prise	98
IV.7. Dimensionnement hydraulique.....	98
IV.7.1. Estimation du débit maximum pour l’AEP et l’IRRI.....	98
IV.7.2. Étude des pertes.....	100
IV.7. 3.Analyses des pertes de charges.....	101
a. Pertes de charge dans la galerie.....	101
b . Pertes de charge a l’entrée.....	102
c. Pertes de charge linaires.....	102
d .Pertes de charge dans les coudes.....	103
e .Pertes de charge par rétrécissement.....	104
f. Pertes de charge dans les vannes	104
g .Pertes de charge a la sortie.....	104
IV.7.4 Calcul de diamètre.....	105
IV.7.4.1Methode de calcul.....	105
IV.7.4.2 Ajustement du diamètre(D).....	105
IV.8. Différent type d’ouvrage de vidange.....	106
IV.8.1. Conduites à écoulement libre.....	106
IV.8.2. Conduite de vidange en charge.....	106

IV.8. 3. Ouvrages de vidange à batardeau.....	107
IV.9. Choix de type de vidange.....	107
IV.9.1 Galerie de la vidange de fond.....	107
IV.10. Caractéristiques Hydrauliques.....	107
IV.10.1. Calcul du temps de vidange.....	107
IV.10.2. Calcul des pertes de charge singulières.....	109
a. Pertes de charges dans la grille.....	109
b. Pertes de charge a l'entree	109
c. Pert de charge dans la vanne	109
d. Perte de charge a la sortie	110
e .pertes de charge linéaire.....	110
IV.10.3. Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue.....	112
IV.10.4. Maitrise de l'écoulement sous la vanne.....	112
IV.10.4.1. La vitesse a la sortie de la vanne.....	112
IV.11. Dimensionnement hydraulique de la partie aval de galerie.....	114
IV.12. Calcul de la vitesse a la sortie de la galerie.....	114
IV.13. Dissipateur d'énergie.....	114
IV.13.1 Conception d'un dissipateur de Type I ($1,7 < Fr1 < 4.5$).....	115
IV.13.2. Calcul de la longueur de bassin de dissipation.....	115
IV.13.3. Calcul de l'épaisseur du bassin de dissipation.....	115
IV.13.4. Canal de restitution (risberme).....	115
IV.13.5. Dimensionnement hydraulique de la risberme.....	116
IV.13.6 Calcul de l'épaisseur de revêtement.....	116
IV.13.7. Calcul de diamètre des roches de revêtement.....	116
IV.13.8 Calcul de longueur du canal de restitution (risberme).....	116
Conclusion.....	117

Chapitre V : Equipements Hydromécaniques et Mécaniques

Introduction.....	118
V.1. Circuit de vidange.	118
V.1.1. Prise d'eau et blindages.	118
V.1.2 Prise d'eau - Rainures à batardeaux.	118
V.1.3. Blindages du conduit de vidange.	118
V.I.4. Vannes wagon de vidange de fond.	119
a . Caractéristiques dimensionnelles.....	119
b .Mode de fonctionnement et de commande de la vanne de garde.	119
c .Mode de fonctionnement et de commande de la vanne de service.....	119
d. Temps de manœuvre des vannes wagon.	119
e. Sécurité – Performances.	119
f. Garanties communes.	120
g. Maintenance et entretien des vannes.	120
V.1.5.Résumé des caractéristiques dimensionnelles du matériel.....	120
V.2.Circuit d'eau d'irrigation « IRRRI ».	120
V.2.1.prise d'eau et blindages.....	121
V.2.1.1.Prise d'eau - Grilles de prise d'eau - Rainures batardeau.	121
V.2.1.2.Blindages.	121

V.2.1.3. Vannes papillon de garde et de service.....	121
a. Mode de fonctionnement de la vanne de service.	122
b. Entretien et maintenance.....	122
c. Caractéristiques dimensionnelles.....	122
d. Mode de fonctionnement de la vanne de garde.....	122
e. Conduites du circuit Irrigation.....	122
V.3. Circuit d'alimentation en eau potable « AEP ».....	123
V.3.1. Prises d'eau.....	124
V.3.2. Batardeaux des prises d'eau supérieure et intermédiaire.....	124
V.3.3. Grilles de prise d'eau et Entonnements.....	124
a. Prises d'eau supérieure et intermédiaire.....	124
b. Prise d'eau.....	124
V.3.4. Vannes papillon de garde et de service.....	125
V.3.4.1. Caractéristiques dimensionnelles.....	125
V.3.4.2. Mode de fonctionnement.....	125
a. La vanne de garde.....	125
b. La vanne de service.....	126
c. Mode de Commande.....	126
d. Temps de manœuvre des vannes papillon.....	126
e. Entretien et maintenance.....	126
f. Conduites.....	126
V.4. Mesure de débit.....	127
V.5. Ventilation de la chambre de prises d'eau.....	128
V.6. Dimensionnement du conduit d'aération de la vanne de vidange de fond.....	128
V.6.1 Géométrie du circuit d'aération.....	128
V.6.2. Pertes de charge le long du conduit d'aération.....	128
V.6.2.1. Aération superficiel pour un écoulement torrentiel.....	128
V.6.2.2. Calcul de nombre de Froude.....	129
V.6.2.3. Calcul du débit d'air relatif.....	130
V.6.2.4. La vitesse dans la conduite d'aération.....	130
Conclusion.....	130

Chapitre VI : Etude génie civil

Introduction.....	131
VI.1. Stabilité du canal d'amené.....	131
VI.1.1. Les combinaisons de charges.....	131
a. Les forces verticales.....	131
b. Les forces horizontales.....	132
VI.1.2. Calcul des différentes forces.....	133
VI.1.3. Stabilité au renversement.....	134
VI.1.4. Stabilité au poinçonnement.....	134
VI.1.5. Stabilité au glissement.....	136
VI.2. Stabilité de bassin de dissipation au poinçonnement.....	136
VI.3. Stabilité des talus de batardeau.....	137
VI.4. Stabilité de la galerie.....	139
VI.4.1. Contrainte horizontale (latérale).....	139

VI.4.2. Calcul de contrainte verticale.	139
VI.4.3. Poids propre.	139
VI.5 Ferrailage du rideau.....	139
VI.5.1 Le moment d'encastrement à la base du rideau.....	140
VI.5.2. calcul des aciers.....	140
VI.6. Ferrailage de la semelle.....	141
VI.6.1 Contraintes σ dues aux forces verticales (sans P_s).	141
VI.6.2 Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle.....	141
VI.6.3 Contraintes de réaction du sol.....	141
VI.6.4 Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d	142
VI.6.5 Etude de la partie CA.....	142
VI.6.6 .Calcul des aciers de la partie CA.....	143
VI.6.7. Etude de la partie BD.....	143
VI.6.8 Calcul des aciers de la partie BD.....	143
Conclusion.....	144

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction.....	145
VII.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	145
VII.1.1. Maître de l'ouvrage.....	145
VII.1.2. Maître d'œuvre.....	145
VII.1.3. L'entrepreneur.....	145
VII.2. Installations du chantier.....	145
VII.2.1. Installations destinées au personnel.....	146
VII.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux.....	146
VII.2.3. Installations destinées à la réparation des engins.....	147
VII.2.4. Installation destinée pour la préfabrication.....	147
VII.3. Ordre d'exécution des travaux	147
VII.3.1. Terrassement au niveau des installations de chantier	148
VII.3.1.1. Exécution des voies d'accès	148
VII.3.1.2. Exécution des plates formes	148
VII.3.2. Dérivation provisoire	149
VII.3.2.1. Exécution du batardeau principal.....	149
VII.3.2.2. Opération d'exécution du batardeau principal.....	150
a. Exécution du massif du batardeau	150
b. Exécution du remblai des massifs	150
c. Extraction des terres dans la carrière	151
VII.3.2.3. Percement de la galerie de dérivation.....	151
a. Engins nécessaires	151
b. Quantité des travaux.....	152
VII.3.3. Percement du puits vertical (La prise d'eau)	152
VII.3.3.1. Matériel mis en place.....	152
VII.3.4. Exécution des fouilles à ciel ouvert	152
VII.3.4.1. Fouille de l'assise du barrage.....	152
VII.3.4.2. Engins nécessaires.....	152
VII.3.5. Exécution de la digue	152
VII.3.5.1. Engins nécessaires	153

VII.3.5.2. Exécution du remblai de la digue	153
a. Mise en place des terres dans le corps de la digue	153
b. Technologie d'exécution des différentes opérations	153
VII.3.5.3. Exécution des travaux des filtres et drains	153
a. Engins nécessaires	153
b. Mise en place des filtres et drains	154
VII.3.5.4. Enrochements de protection	154
VII.3.6. Exécution des travaux de bétonnage	154
VII.3.6.1. Composition du béton	154
VII.3.6.2. Intensité de bétonnage	154
VII.3.6.3. Engins nécessaires	155
VII.3.6.4. Bétonnage de la galerie de dérivation.....	155
a. Ordre des opérations	155
b. Matériels nécessaires	156
VII.3.6.5. Bétonnage de puits vertical (tour de prise)	156
a. Ordre des opérations	156
b. Matériels nécessaires	156
VII.4. Planification	156
VII.4.1. Définition	156
VII.4.2. Procédures de travail de planification.....	156
VII.4.3. Techniques de la planification.....	157
VII.4.3.1. Méthodes basées sur le réseau	157
a .Définition du réseau	157
b .Construction du réseau	158
c .Différentes méthodes basées sur le réseau.....	158
VII.4.3.2. Méthodes basées sur le graphique	158
a. Méthode linéaire (ligne of balance technic)	158
b. Méthode à barres	158
VII.4.4. Choix de la méthode de calcul	159
VII.4.5. Les paramètres de la méthode C.P.M	159
VII.4.5.2. Attribution des durées de chaque opération	159
VII.4.5.3. Les plannings.....	160
VII.4.6. Délai de construction et programme des travaux	160
VII.4.7. Compositions du projet.....	160
VII.4.8. Détermination des chemins critiques	161
VII.4.8.1. Méthode de réseau à nœuds	161
VII.4.8.3. Méthode du tableau	161
VII.5. Matériel et personnel nécessaires	165
VII.5.1. Matériels nécessaires	165
VII.5.2. Personnel nécessaire	165
VII.6.Coût d'un barrage.....	166
VII.6.1. Coût des études	166
VII.6.2. Coûts induits par la création du barrage	166
VII.6.3. Coût des travaux de construction du barrage	166
VII.6.4. Coût de l'entretien et de la surveillance	167
VII.6.4.1. Opérations courantes	167
VII.6.4.2. Opérations spécialisées	167

VII.6.4.3. Opérations de maintenance exceptionnelle	167
Conclusion.....	167
 Chapitre VIII : Devis Estimatif	
Introduction.....	168
VIII.1. Les travaux de génie civil.....	168
VIII.1.1. Description	168
VIII.1.2. Quantité et prix unitaire.....	168
VIII.1.2.1. Méthodologie.....	168
VIII.1.2.2. Travaux à l'air libre.....	169
VIII.1.2.3. Travaux en souterrain.....	171
VIII.1.2.4. Devis estimatif global.....	171
Conclusion.....	173
 Chapitre IX : Protection et sécurité de travail	
Introduction	174
IX.1. Organisation de la prévention des accidents du travail	174
IX.2. Comité de sécurité	174
IX.3. Instructions structurelles sur la sécurité	174
IX.3.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier	174
IX.3.2. Instructions à donner au Chef d'équipe	175
IX.4. Contrôle et entretien du matériel	175
IX.5. Principales fonctions du service de sécurité	175
IX.5.1. Etudes	175
IX.5.2. Exécution	177
IX.5.3. Contrôle	177
IX.5.4. Animation	177
IX.5.5. fonctions humaines	177
a. Sociale.....	177
b. Physiologique.....	177
c. Psychologique.....	177
IX.6. Causes des accidents de travail	178
IX.6.1. Causes humaines	178
IX.6.2. Causes techniques	178
IX.7. Causes des maladies professionnelles	178
IX.7.1. Les poussières	178
IX.7.2. Le bruit	179
IX.8. Actions dangereuses	179
IX.8.1. Methode et moyens de prévention	179
IX.9. Conditions dangereuses dans le chantier	179
IX.9.1. Methode et moyens de prévention	180
IX.10. moyens employés pour promouvoir la sécurité de travail	180
IX.11. le coût des accidents de travail	181
Conclusion	183

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Les caractéristiques du séisme de référence du site de Mahouane	8
Tableau I.2 : caractéristiques des matériaux de fondation du barrage.....	9
Tableau I.3 : Principaux caractéristiques à prendre en compte pour le dimensionnement des ouvrages....	10
Tableau I.4 : Résultats des essais réalisés sur les échantillons prélevés au droit du barrage.....	12
Tableau I.5 : Les essais mécaniques réalisés sur les argiles de la Zone d’Emprunt de la cuvette.....	13
Tableau I.6 : Les caractéristiques des essais de Proctor et de limites d’Atterberg.....	14
Tableau I.7 : Résultats des essais oedométriques à différentes teneurs en eau.....	15
Tableau I.8: Caractéristiques des grès du Numidien – essais sur carottes.....	15
Tableau I.9: Caractéristiques physiques des calcaires.....	16
Tableau I.10: Caractéristiques du bassin versant au site du barrage de Mahouane.....	18
Tableau I.13: Répartitions mensuelles de la pluie annuelle.....	19
Tableau I.14 : Répartition mensuelle du vent.....	19
Tableau I.15 : répartition mensuelle de l'évaporation.....	19
Tableau I.16: Repartition mensuelle des pluies annuelles.....	20
Tableau I.17: Repartition mensuelle des apports liquides concernant le site du barrage.....	20
Tableau I.18: Les volumes à transférer selon les besoins fixés par l’ANB.....	21
Tableau II.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	27
Tableau II.2 : Détermination de l’altitude moyenne.....	30
Tableau II.3 : Détermination de l’indice de pente de Roche Ip.....	31
Tableau II.4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	32
Tableau II.5 : Récapitulatif sur les mesures des longueurs des courbes de niveaux.....	33
Tableau II.6 : Longueur du cours d’eau principal à chaque altitude.....	36
Tableau II.7 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	37
Tableau II.8 : Répartition mensuelle de la température.....	38
Tableau II.10 : répartition mensuelle de l'évaporation.....	39
Tableau II.11 : Données disponibles des stations situées dans la zone d’étude.....	40
Tableau II.12 : Station pluviométrique	40
Tableau II.13 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle	40
Tableau II.14: Caractéristiques de la série pluviométrique (41ans).....	41
Tableau II.15: résultat de l’ajustement a la loi de Gumbel.....	43
Tableau II.16 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l’échantillon.....	44
Tableau II.17 : Résultats de l’ajustement à la loi de Galton.....	44
Tableau II.18 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l’échantillon.....	45
Tableau II.19: La pluie des courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	46
Tableau II.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.....	48
Tableau II.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.....	48
Tableau II.22 : résultat de l’ajustement a la loi log-normale.....	50
Tableau II.23 : Répartition mensuelle de l’apport moyen annuel de fréquence 80%.....	51
Tableau II.24 : récapitulatif de Volume annuel moyen.....	53
Tableau II.25 : Débits fréquentiels calculés.....	54
Tableau II.26 : Coefficient de forme de l’Hydrogramme de crue δ	55
Tableau II.27 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps.....	56
Tableau II.28 : Crue de projet recommandée.....	57
Tableau II.29 : La répartition mensuelle de l’apport 80%.....	59
Tableau II.30 : Répartition mensuelle des besoins en eau.....	59
Tableau II.31 : Courbe topographiques et volumétriques.....	59
Tableau II.32 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3).....	61
Tableau II.33 : Les volumes des pertes dans la retenue.....	63

Tableau II.34: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm^3).....	63
Tableau II.35 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	65
Tableau II.36 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b	66
Tableau II.37 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue pour $T=10\ 000$ ans...	66
Tableau II.38 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue pour $T=1000$ ans...	66
Tableau II.39 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue pour $70T=100$ ans...	67
Tableau II.40: La revanche.....	68
Tableau II.41: calcul de la largeur en crête.....	69
Tableau II.42 : Récapitulatif des résultats de la régularisation.....	69
Tableau III. 1 : période de retour pour les ouvrages hydrotechniques temporaires pendant la période de réalisation (crue de chantier)	72
Tableau III. 2 : Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs.....	73
Tableau III.3 : les Volumes et les débits déversant.....	75
Tableau III.4 : laminage de crue du chantier.....	76
Tableau III. 5 : Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs.....	78
Tableau III.6 : valeurs de K_S selon différentes nature des parois.....	79
Tableau III.7 :descriptif de la ligne d'eau.....	83
Tableau III. 8 : Pentas des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue	86
Tableau III. 9: le coefficient C pour le calcul de l'épaisseur de l'enrochement du talus amont.	87
Tableau III. 10: Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague	88
Tableau III.11 : Coefficient K pour différente catégorie d'ouvrage.....	89
Tableau III. 12: dispositifs de drainage recommandés selon la hauteur de la digue	89
Tableau III.13: les coordonnées de parabole de base.....	92
Tableau IV. 1 : Estimation de la demande en eau pour l'AEP et pour l'Irrigation.....	99
Tableau IV. 2: Valeurs du coefficient β qui prend en considération la forme des barres.....	101
Tableau IV.3 : Coefficient de perte de charge a l'entrée.....	102
Tableau IV.4 : viscosité cinématique de l'eau.....	103
Tableau IV.5 : Coefficient de perte dans le coude.....	103
Tableau IV.6 : Coefficient ξ_v de pertes dans les vannes.....	104
Tableau IV. 7 : Ajustement de diamètre de la conduite d'irrigation.....	105
Tableau IV. 8 : Ajustement de diamètre de la conduite d'AEP.....	106
Tableau IV. 9 : Coefficient ξ_v de pertes dans les vanne	110
Tableau IV.10: Calcul du temps de vidange.....	111
Tableau IV.11: Calculs hydrauliques au niveau de la vanne.....	113
Tableau IV.12: Calcul de la profondeur normale.....	114
Tableau IV.13. Conception d'un dissipateur de Type I ($1,7 < Fr_1 < 4,5$).....	115
Tableau IV.14 : Calcul de la profondeur normale dans la risberme.....	116
Tableau V.1 : Résumé des caractéristiques dimensionnelles du matériel.....	120
Tableau V.02 : Résumé des caractéristiques dimensionnelles des équipements « IRR ».....	123
Tableau V.03: Les caractéristiques particulières de circuits AEP.....	125
Tableau V.04 : Résumé des caractéristiques dimensionnelles des équipements « AEP ».....	127
Tableau VI.01 : Caractéristiques mécaniques du sol.....	133
Tableau VI.02 : Dimensionnement du canal d'amenée.....	133
Tableau VI.03 : les différentes forces verticales.....	134
Tableau VII.01 : Tableau des valeurs des normes de l'eau de gâchage du béton.....	146
Tableau VII.02 : symboles des opérations.....	161
Tableau VII.03 : détermination du chemin critique par la méthode du tableau.....	162
Tableau VII.04: Répartition approximative des postes de coût d'un barrage en terre.....	166
Tableau VIII.01 : Prix unitaires des travaux à l'air libre.....	170
Tableau VIII.02 : Prix unitaires des travaux en souterrains.....	171
Tableau VIII.03: récapitulatif du devis estimatif global coût de réalisation du barrage de Mahouane	172

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Carte géographique montrant la situation de la zone du projet.....	2
Figure I.2 : Carte de situation des ouvrages projetés.....	2
Figure I.3 : Carte géologique de la région d'étude du barrage de Mahouane.....	6
Figure I.4 : Coupe géologique de l'axe du barrage de Mahouane.....	6
Figure I.5 : Carte des zones sismiques (RPA99-Version 2003).....	8
Figure I.6 : Disposition des matériaux locaux sur le site du barrage.....	11
Figure II.1: Rectangle équivalent.....	26
Figure II.2 : Répartition des courbes de niveau du bassin versant de Mahouane	28
Figure II.3 : Courbe hypsométrique.....	29
Figure II.4 : Le réseau hydrographique du bassin versant.....	35
Figure II.5 : Profil en long du cours d'eau principal.....	36
Figure II.6 : Répartition mensuelle des températures.....	38
Figure II.7 : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois.....	39
Figure II.8 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	39
Figure II.9 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	41
Figure II.10 : Représentation graphique de la loi de Gumbel.....	43
Figure II.11 : Représentation graphique de la loi de log-normal (Galton).....	45
Figure II.12 : Pluies de Courte durée.....	47
Figure II.13 : Courbe Intensité –Durée –Fréquence.....	47
Figure II.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	49
Figure II.15 : représentation graphique de la loi log-normale.....	51
Figure II.16 : Répartition mensuelle des apports 80%.....	52
Figure II.17 : Hydrogrammes des crues pour les différentes périodes de retour.....	56
Figure II.18 : Hydrogramme de crue de projet a une période de retour 10 000 ans.....	57
Figure II.19 : Hydrogramme de la crue de chantier	58
Figure III.1: Schéma explicatif de la galerie de dérivation.....	75
Figure III.2: courbe des débits déversant.....	76
Figure III.3 : Hydrogramme des débits entrant et sortant.....	77
Figure III.4: Schéma explicatif du canal d'amenée.....	78
Figure III.5 : Graphique de ligne d'eau.....	82
Figure III.6 : Différents graphiques caractérisant la section d'écoulement.....	82
Figure III.7 : Schéma de calcul de la ligne phréatique.....	91
Figure IV.1: La Vidange de fond et les prises d'eau	95
Figure IV.2: Schéma explicatif des différents organes d'un barrage en terre.	97
Figure IV. 3 : Demande en eau pour l'AEP.....	98
Figure IV.4 : Demande en eau pour l'Irrigation.....	99
Figure IV.5: Coupe longitudinale et transversale d'une prise d'eau.....	99
Figure IV. 6 : Schéma explicatif d'une conduite de prise d'eau.....	101
Figure IV.7: Schéma explicatif d'une vidange de fond type galerie.....	108
Figure IV. 8: Schéma explicatif de la grille.....	109
Figure IV.9 : Courbe caractéristique du volume de vidange en fonction des hauteurs.....	112
Figure IV.10: Schéma explicatif d'un écoulement sous vanne.....	112

Figure V.1 : Ecoulement dans une galerie a aération forcée superficielle.....	128
Figure VI.1 : Schéma explicatif d'un canal en béton armée.....	131
Figure VI.2 : Schéma explicatif des combinaisons de charges.....	131
Figure VI.3 : Différentes forces dues à la poussée des terres.....	132
Figure VI.4 : La force due à la poussée de la surcharge.....	133
Figure VI.5 : Les moments agissant sur l'ouvrage.....	134
Figure VI.6 : Répartition des contraintes sous le radier.....	135
Figure VI.7. Répartition des contraintes sous le radier.....	136
Figure VI.8 : Schéma explicatif du cercle de glissement.....	138
Figure VI.9 : Représentation des forces agissantes sur chaque tranche.....	138
Figure.VI.10 : Répartition des contraintes sur le rideau.....	140
Figure.VI.11 : Représentation d'une section d'acier.....	141
Figure VI.12 : Répartition des contraintes de la partie CA.....	142
Figure VI.13 : Répartition des contraintes dans la partie BD.....	143
Figure VII.1 : Calcul du chemin critique par le réseau à nœud.....	163
Figure VII.2: Calcul du chemin critique par la méthode des figures.....	163
Figure VII.3: Diagramme de Gantt.....	164
Figure IX.1 : Organigramme de la prévention.....	176

Liste des planches

Planche N1 : Plan d'aménagement du barrage de Mahouane

Planche N2 : Coupe géologique de l'axe de la galerie de la vidange du fond

Planche N3 : Profil en long de la galerie du barrage Mahouane

Planche N4 : Coupes et détails

Planche N5 : Coupes et détails

INTRODUCTION GENERALE

L'existence de la vie sur terre est toujours synonyme à la disponibilité de l'eau. Ce précieux fluide est une condition sine qua non à la survie de toute espèce (humaine, animale et végétale). Cependant, l'homme a toujours construit des villes et des civilisations prêtes des sources d'eau, afin de pouvoir alimenter la population et pouvoir pratiquer de l'agriculture.

Le développement démographique dans le monde a engendré une hausse exponentielle de la demande en eau, d'où la nécessité de mobilisation d'autres ressources. Parmi les solutions possibles, la mobilisation des eaux superficielles par la construction des retenues et des barrages.

Vu la situation climatologique de notre pays (semi aride), l'Algérie n'échappe pas à ce problème, les statistiques établies dans ce contexte, avec 84 ouvrages de mobilisation et de transfert. Actuellement en exploitation, démontrent que le taux de stockage est de 7 milliards m^3 , d'où il est impératif d'augmenter la capacité de stockage par renforcement de la construction des ouvrages de retenue et de stockage.

A l'horizon 2025, l'état prévoit d'atteindre la capacité de stockage de 9 milliards de m^3 pour remédier à ce problème de la hausse de la demande en eau, ce qui se matérialise déjà par le lancement de 20 projets actuellement en réalisation d'une capacité de 1 milliards de m^3 , 38 études de faisabilité et de l'APD de barrages et de transfert de capacité de à 0,8 milliards de m^3 .

Parmi ces ouvrages de transfert, qui s'inscrivent dans le cadre de l'Aménagement des Hautes Plaines Sétifènne, le barrage de Mahouane, qui constitue le réservoir aval du système " Ouest " du projet de transferts " Sétif-Hodna " ; c'est le réservoir qui recueillera au moyen d'une conduite les eaux transférées par pompage depuis la retenue existante d'Ighil Emda et à partir duquel des réseaux distribueront l'eau vers la région de Sétif, à des fins d'irrigation et d'alimentation en eau potable.

La première partie de notre travail est consacrée à résumer le rapport de synthèse établi par l'E.D.F. (Electricité De France), Nous avons parlé également de la géologie et la géotechnique, et nous avons touché brièvement l'hydrologie et l'étude des variantes.

La deuxième partie englobe l'étude hydrologique, la conception Hydraulique, les équipements électromécaniques, la stabilité et ferrailage, l'organisation de chantier, le devis quantitatif et Estimatif et en fin, la Protection et sécurité de travail.



CHAPITRE I

Etude topographique, Géologique et Géotechnique



I.1. Etude topographique.**Introduction.**

L'un des supports essentiels du travail d'un hydraulicien est la topographie, ce dernier doit toujours situer précisément les observations réalisées par le topographe, tant en planimétrie qu'en altimétrie. Avant de commencer l'étude du projet qui permet, en premier lieu, de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes, il est nécessaire d'avoir une connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site. Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant, la vallée de la rivière à l'amont et à l'aval du barrage, son site de la retenue et les zones d'emprunts.

Par ailleurs le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

I.1.1. Choix du site du barrage.

- D'une manière générale, il convient de trouver un site qui puisse répondre à la fois :
- aux besoins en fournissant un volume d'eau suffisant.
- aux meilleures conditions d'exploitation, en se trouvant à proximité du périmètre pour éviter la réalisation d'autres voies importantes pour la circulation des engins.
- un resserrement de la gorge liant les deux rives pour réduire de manière significative le volume du barrage.
- un site apte à l'emplacement des ouvrages annexes.
- une bonne géologie pour le site et la cuvette en vue d'assurer d'une part l'étanchéité du réservoir et d'autre part, prévenir les ouvrages contre les tassements importants de la fondation.
- éviter de fortes pentes pour satisfaire la capacité de la retenue et surtout la respecter.



Figure I.1 : Carte géographique montrant la situation de la zone du projet.

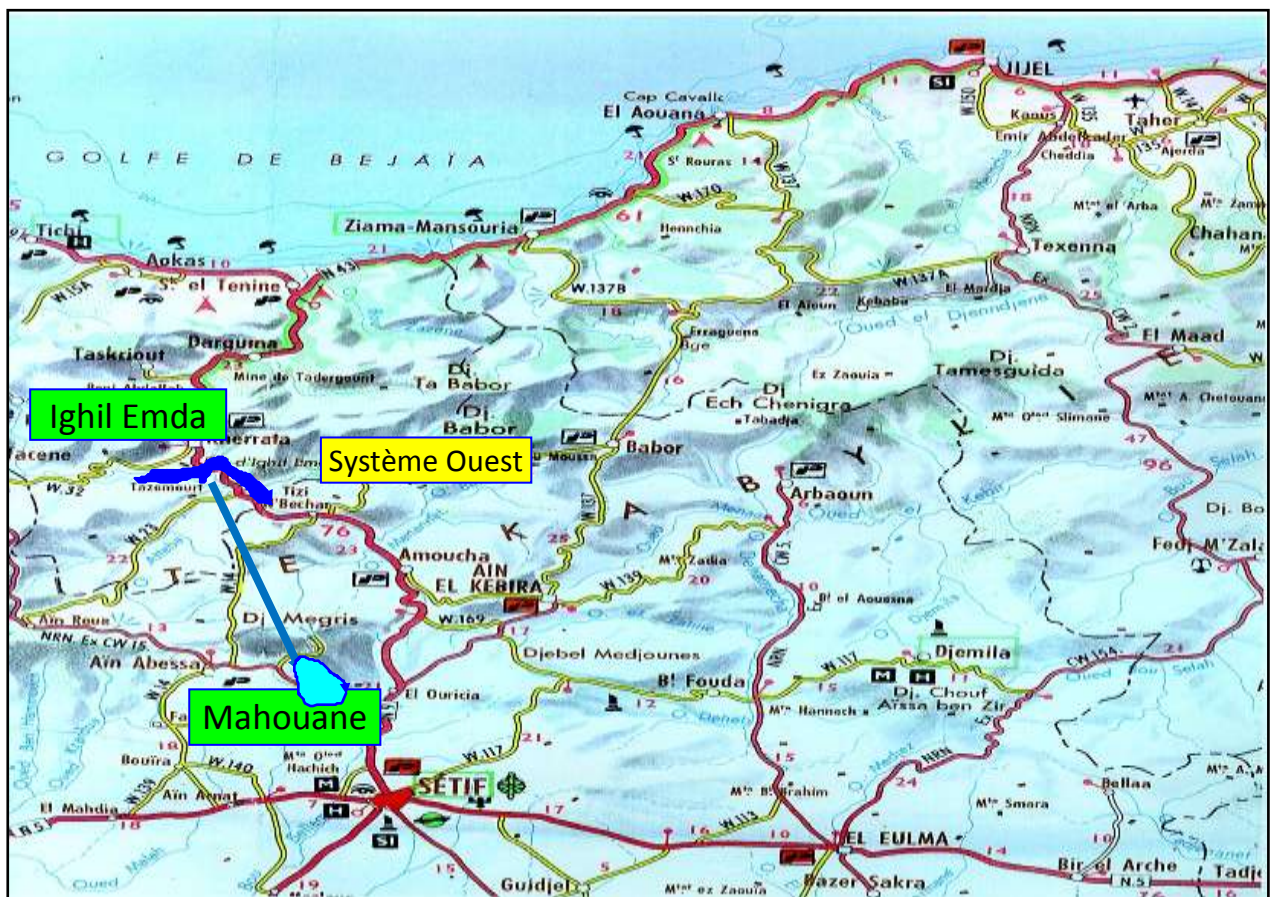


Figure I.2 : Carte de situation des ouvrages projetés.

Comme il est indiqué sur la carte d'état major de l'Oued qui est à l'échelle 1/50000ème, le barrage, est implanté sur l'oued Guessar, à 8 km au nord-ouest de la ville de Sétif.

Les coordonnées (Lambert) du site sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 713.63 \text{ Km} \\ Y = 4015.66 \text{ Km} \\ Z = 1070 \text{ m N.G.A} \end{array} \right.$$

I.1.4. Situation géographique du site du barrage.

La région d'étude, représentée sur la figure I-2, se situe principalement dans les hautes plaines de la Wilaya de Sétif, au nord de l'Algérie, à environ 30° de latitude nord et 4° de longitude ouest. Les hautes plaines se caractérisent par un relief ondulé, à 900 mètres d'altitude en moyenne au-dessus du niveau de la mer. Le site de la présente étude se situe entre les plaines du Sétif au sud, et les montagnes de la petite Kabylie. Les deux villes principales sont Sétif et Kherrata, à signaler que Alger est à environ 300 km à l'ouest par la route.

La région d'étude se divise en deux parties : la zone des hautes plaines, dans laquelle doit être développée l'activité agricole grâce aux effets de l'irrigation, au relief légèrement ondulé et aux pentes douces et la zone montagneuse, au nord dans laquelle, se trouvent les ressources en eau nécessaires à ce développement agricole. La zone des ressources en eau comprend le bassin versant de l'oued Agrioun (Ighil Emda) pour le système Ouest.

La partie Ouest (Ighil-Emda-Mahouane) est desservie par la RN 9, axe principal reliant Sétif à Kherrata, en amont du barrage de Ighil Emda, via les localités d'EI Ouricia, Amoucha et Tizi n'Bechar. La distance, par la route, entre Sétif et Kherrata est de 52 km. Le bassin versant de l'oued Guessar se trouve, à environ 8 km au nord-ouest du chef lieu de la wilaya de Sétif.

La région située au nord de Sétif est drainée par l'Oued bou Sellam, d'axe sensiblement nord-sud, et son affluent rive droite, l'Oued el Guessar, sur lequel est implanté le site projeté de la retenue de Mahouane.

-la situation générale du site de barrage est représentée dans la figure 1-1, qui est tirée à partir du Google Map.

D'après la morphologie du site, et les paramètres topographiques, Oued Guessar peut contenir dans son lit, un ouvrage de retenue.

I.2. Etude géologique et géotechnique.

Les études géologiques et géotechniques établies sur le site de la digue, nous permettent de recommander les types des ouvrages à mettre en place, en fonction de la nature du sol et de ces caractéristiques, ainsi la disponibilité en qualité et en quantité des matériaux de construction au voisinage du site.

Le but de cette partie est d'étudier la géologie du site de la cuvette, de l'axe de barrage et de savoir les principales caractéristiques à savoir :

- la Stabilité de la fondation, la digue et la cuvette.
- la Perméabilité de la cuvette.
- la Recherche des matériaux de construction.

La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette. Ce site doit être géologiquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaires pour sa construction. La cuvette doit être étanche et les

berges de la retenue stables. Le sol de fondation doit présenter de bonnes caractéristiques mécaniques.

I.2.1. Reconnaissances géologique et géotechnique en phase de faisabilité.

Sur la base d'un programme élaboré en 1998 par EDF (Electricité De France), ces reconnaissances ont été réalisées en 1999, et ont consisté en :

- 07 sondages carottés, dont 6 ont été réalisés au droit du barrage, et 1 dans les grès susceptibles d'être utilisés comme enrochements, les 04 sondages situés respectivement au sommet de la rive gauche et rive droite des appuis du barrage, ont été équipés en piézomètres. sur l'ensemble des sondages, seulement un qui a fait l'objet d'essais d'eau Lugeon, afin de caractériser la perméabilité des matériaux rencontrés.
- Des essais de laboratoire réalisés sur les matériaux de fondation du barrage, à partir d'échantillons provenant des sondages carottés. Les essais suivants ont été réalisés :
 - Des essais de la résistance à la compression simple.
 - Des essais de la résistance à la traction.
 - Des essais de la densité humide γ_h .
 - Mesures des limites d'Atterberg.

Il convient de noter que les essais mécaniques ont été réalisés sur les échantillons de marnes qui ont pu être prélevés de façon intacte.

- Une campagne de géophysique, basée sur de la sismique-réfraction et des sondages électriques, 7 profils de sismique-réfraction ont été réalisés, PS1 en rive gauche, PS2 en fond de vallée, PS3 en rive droite, PS4, PS5, et PS6 parallèlement à l'axe du barrage, et PS7 au niveau du " col " rive droite.
- 18 puits dans une zone située dans la cuvette de retenue, susceptible de fournir de l'argile du noyau. Des échantillons intacts ont été prélevés dans ces puits afin de réaliser les essais de laboratoire suivant :
 - Essais d'identification complète (masse volumique sèche, humide, masse volumique des grains, teneur en eau naturelle).
 - Limites d'Atterberg.
 - Granulométries + sédimentométrie.
 - Essais Proctor normaux.
 - Essais de cisaillement UU et CD à la boîte.
 - Analyses chimiques (sulfates, carbonates).
 - Pinhole tests, réalisés en France par le CEMAGREF.
 - Résistance à la compression simple.
 - Essais brésiliens (mesure de la résistance à la traction).
 - Essai Los Angeles.
 - E essai microDeval.
 - Analyse minéralogique par diffraction aux rayons X.

I.2.2. La stratigraphie à l'emplacement du barrage.

D'après la carte géologique de Sétif (1/50.000), et la description qui a été faite dans la notice de cette carte, la région où le barrage sera fondé, connaît les formations suivantes:

- **Quaternaire:** il est représenté par:
 - a. **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.
 - b. **Les terres arables, formations de pente, alluvions anciennes et quaternaires indéterminé:** qui sont des formations assez uniformément recouvertes de sols bruns qui rendent possible la culture.
- **Mio-pliocène:** ce sont des sédiments composés par des couches de sables, graviers, limons, argiles et calcaires lacustres rougeâtres.
- **Flyschs 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:
 - a. **Yprésien-Lutétien inférieur :** sous forme de calcaires bitumineux blancs à cassure noire et silex noirs.
 - b. **Maestrichtien supérieur à paléocène:** sous forme de marnes noires parfois à boules jaunes

I.2.3. Géologie au droit du barrage.

I.2. 3.a. Nature du substratum.

Les reconnaissances réalisées en phase de faisabilité (les 6 sondages carottés notamment) ainsi que l'examen des documents géologiques en notre possession avaient conduit aux conclusions suivantes :

- Au droit du barrage, le substratum est constitué de marnes, de calcaires et des marno-calcaires. Il n'est d'ailleurs bien souvent pas possible d'établir une distinction nette entre ces différents types de matériau.
- Il semble que la nature du substratum ainsi que ses caractéristiques mécaniques puissent varier très rapidement à l'échelle du site. La rive gauche est, par exemple, une zone complexe, avec des plis couchés, entrecoupés de failles, ce qui conduit à une grande diversité de faciès du substratum le long de l'axe du barrage. Il est vraisemblable qu'il en serait de même le long d'une coupe amont-aval.
- Sur la majeure partie du site, le substratum est situé à une profondeur comprise entre 8 et 10 m. Au sommet de l'appui RG, cette épaisseur est portée à 12 m environ, alors qu'elle est nulle au sommet de l'appui RD (là où les calcaires sont affleurant).

Globalement, la direction des bancs de calcaire semble varier de N70°E à N100°E, alors que les pendages apparents à l'affleurement sont de l'ordre de 40 à 55° vers le Sud ou le Nord (il semble que de nombreux synclinaux et anticlinaux secondaires affectent le calcaire en rive droite, ce qui explique les brusques changements d'orientation des pendages).

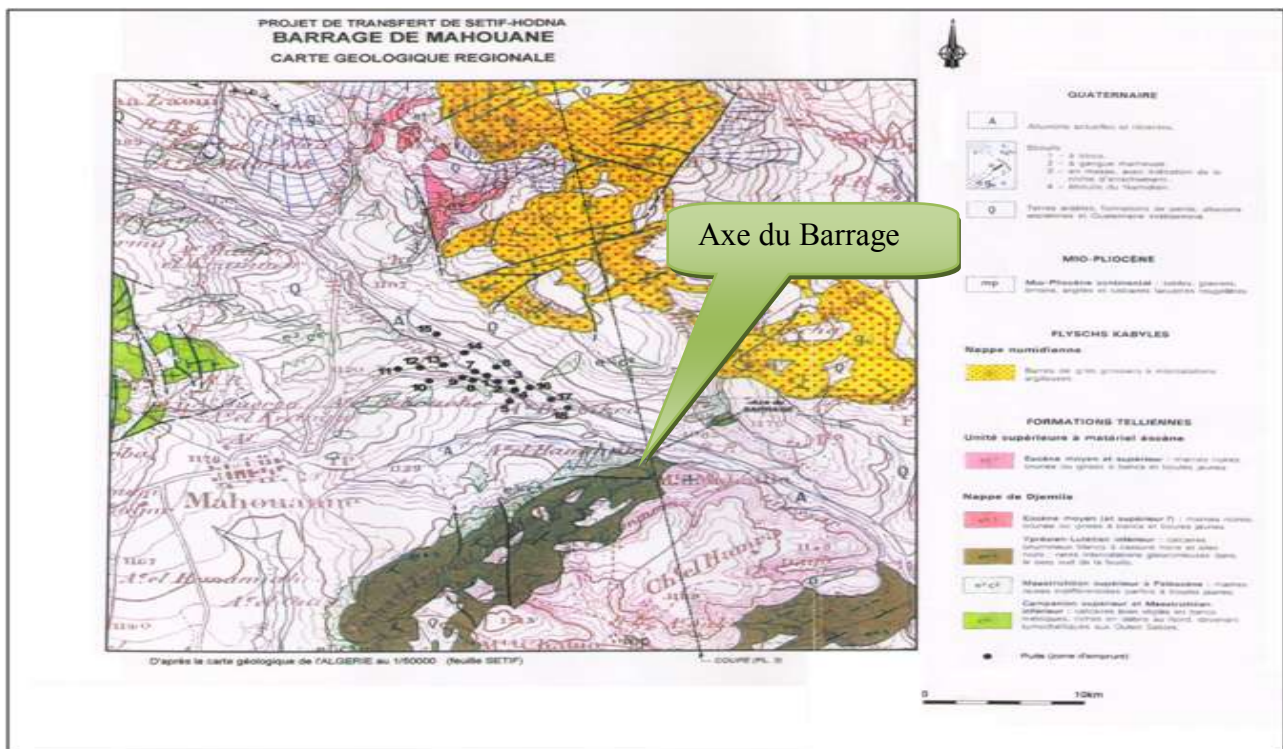


Figure I.3 : Carte géologique de la région d'étude du barrage de Mahouane.

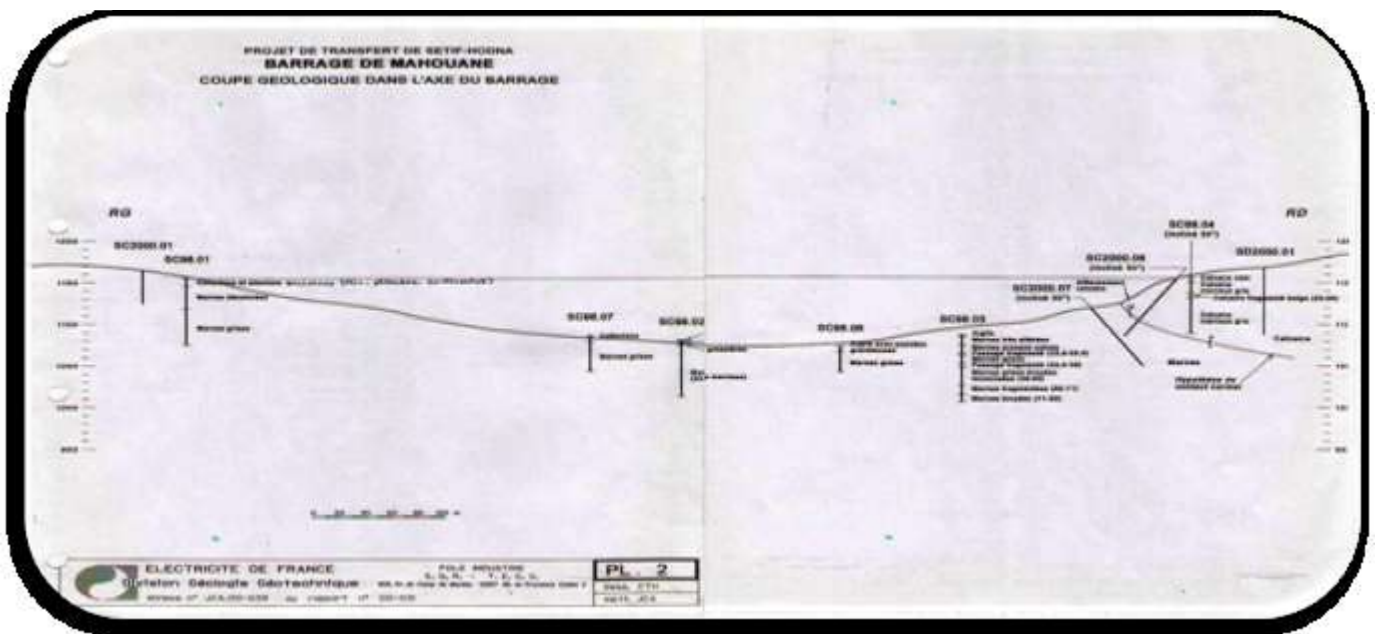


Figure I.4 : Coupe géologique de l'axe du barrage de Mahouane.

I.2.3.b. Nature de la couverture du substratum.

Le substratum marneux est, sur toute l'emprise du barrage, recouvert de matériaux meubles alluvionnaires ou colluvionnaires.

L'épaisseur de ces alluvions :

- varie entre 5 et 10 m en fond d'oued. La majorité des sondages ont montré une épaisseur de l'ordre de 10 m
- est de l'ordre de 9 m sur la terrasse RD.
- varie entre 5 et 7 m sur la terrasse alluviale RG.

I.2.4. Géologie de la cuvette.

La majeure partie de la cuvette est constituée par les formations de la nappe de Djemila, qui est composée de formations marneuses et calcaires allant du Crétacé supérieur (étage Campanien) à l'Eocène moyen. Dans la retenue, les affleurements visibles sont essentiellement marneux, Ces marnes sont généralement recouvertes d'alluvions et colluvions datant du Quaternaire, et sont globalement imperméables.

Dans sa partie Nord (rive gauche), la retenue va ponctuellement baigner les flyschs de la nappe Numidienne (barres de grès grossiers avec intercalations de couches argileuses). Un voile d'étanchéité est prévu à l'amont du barrage pour éviter toute fuite.

I.2.5. Étanchéité de la fondation au droit du barrage.**I.2.5.a. Eperon rive gauche.**

Le sondage implanté à l'extrémité RG du barrage fait apparaître un placage colluvionnaire et mio-Pliocène sur les marnes, Ces matériaux sont essentiellement composés de sables et graviers.

Compte tenu de la faible charge exercée sur les marnes, et l'étroitesse de l'éperon rive gauche, il ne devrait donc pas se poser de problèmes de fuites à travers les alluvions du mio-Pliocène.

Dans la future zone où la retenue va se fondée, (baigner directement les grès), il n'y a pas fermeture hydraulique naturelle, des fuites à travers l'éperon rive gauche, vers le thalweg situé à l'aval de l'éperon, sont à craindre. Cependant Plusieurs facteurs sont positifs à savoir :

- les grès étant situés en haut de la retenue, la charge hydraulique qui sera exercée sera faible.
- de plus, l'éperon rive gauche s'élargit légèrement lorsqu'on se déplace vers l'amont, augmentant donc la longueur du chemin de fuite (ce qui diminue le gradient).

Néanmoins, il semble nécessaire de réaliser un voile d'injections mono-linéaire à travers les grès en vue de limiter les fuites susceptibles de se produire.

I.2.5.b. Eperon rive droite.

L'extrémité rive droite du barrage s'appuie sur un éperon calcaire. Par contre, les essais d'eau réalisés font apparaître un matériau très perméable, dans lequel une faible montée en pression a généralement conduit à des pertes d'eau totales.

L'hypothèse de l'existence d'une zone faillée ou fracturée traversant l'éperon calcaire se vérifie.

Les niveaux piézométriques ne laissent donc planer aucun doute sur le manque d'étanchéité naturelle de la rive. Comme, par ailleurs, l'éperon rive droite n'est pas beaucoup plus large que l'éperon rive gauche, les gradients hydrauliques, après mise en eau, risquent d'y être relativement élevés. Toutes les conditions sont donc réunies pour que, en l'absence de travaux d'étanchement des calcaires, d'importantes fuites s'y produisent. Il paraît donc nécessaire de réaliser, en rive droite, un voile d'injections au large.

I.2.5.c. Rives et fond de la vallée.

Au fond de vallée et sur les rives, En enlevant tous les matériaux meubles de couverture .Afin de s'affranchir de l'horizon de marnes altérées, le noyau étanche devra être ancré dans les marnes (saines). Mais, comme exposé ci-dessus, cela ne paraît pas suffisant pour assurer

une étanchéité correcte sous le corps du barrage (une grande charge exercée par le barrage). Le matériau de substratum devrait, a priori, être relativement étanche. Aussi, paraît-il souhaitable de réaliser un voile d'injections sur la totalité du linéaire du barrage. Ce voile mono-linéaire aura une profondeur de 40 m sous la base du noyau.

I.2.6. Risque sismique.

L'étude sismique a été réalisée dans le cadre des études de faisabilité. Menée sur la base des données disponibles, elle demeure toutefois entachée de certaines incertitudes concernant les données de sismicité historique, les données de géologie profonde et les données de sismologie.

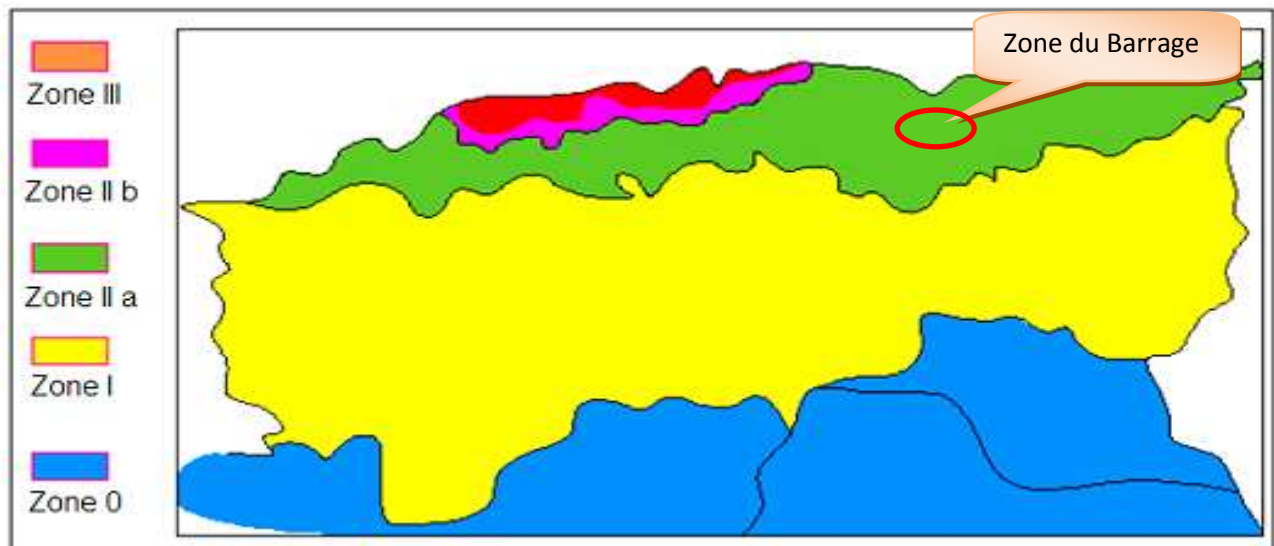


Figure I.5 : Carte des zones sismiques (RPA99-Version 2003).

La région d'étude est marquée par une sismicité superficielle.

Tableau I.1 : Les caractéristiques du séisme de référence du site de Mahouane

Séisme de référence	Sétif 13/11/1957
Intensité épicentrale I_0	VII-VIII MM
Magnitude M	4.8
Profondeur h	3 km
Distance à l'épicentre D	0 km
Intensité induite sur le site I_s	VII-VIII MM

Les valeurs d'accélération à prendre en compte varient selon l'utilisation qui exemple :

Dans le cas d'un calcul en pseudo-statique, une accélération maximale de 0,26 g doit être prise en compte pour le site de Mahouane.

I.2.7. Hydrogéologie de site.

Il a été prévu la réalisation de 3 sondages carottés de 40 m de longueur, avec essais Lefranc dans les colluvions et marnes altérées, et essais Lugeon dans les grès et les marnes. Ces sondages

carottés permettront de tracer le contact couverture /marnes sur 200 m de longueur, et d'investiguer les grès.

Les essais Lugeon réalisés dans ce sondage font apparaître des valeurs de perméabilité Lugeon relativement faibles :

De l'ordre de 10 à 30 UL entre 9 et 32 m, moins de 5 UL à partir de 32 m de profondeur.

Cela montre clairement que les calcaires sont très perméables, et qu'il n'y a pas de fermeture hydraulique en rive droite.

Il est cependant possible que le manque d'étanchéité de la rive droite soit dû à la présence de zones d'écoulement privilégié (faille dans les calcaires) que le sondage n'aurait pas recoupées.

Comme, par ailleurs, l'éperon rive droite n'est pas beaucoup plus large que l'éperon rive gauche, les gradients hydrauliques, après mise en eau, risquent d'y être relativement élevés. Toutes les conditions sont donc réunies pour que, en l'absence de travaux d'étanchement des calcaires, d'importantes fuites s'y produisent. Il est donc très vraisemblable qu'il faille réaliser, en rive droite, un voile d'injections au large.

1.2.8. Caractéristiques des matériaux de fondation du barrage.

Le tableau suivant résume les résultats des essais de laboratoire menés sur les marnes et calcaires constituant le substratum du barrage.

Tableau1.2 : caractéristiques des matériaux de fondation du barrage.

Sondage	Profondeur (m)	Matériau	Rc (bar)	Rt (bar)	γ_h (KN/ m ³)	Wl (%)	Ip (%)
SC98-01	21,5-21,75	Marnes argileuses altérées	-	-	2,014	58,5	30,5
SC98-01	31,6-31,8	Marnes argileuses altérées	18	-	2,166	-	-
SC98-01	37,3-37,75	Marnes grises	97	-	2,344		-
SC98-01	32,9-33,2	Marnes	35	-	2,168	41	21,7
SC98-01	54,7-54,9	Marnes grises	-	-	2,304	41	21,8
SC98-03	20,2-20,35	Marnes calcaires grises		-	2,302	-	-
SC98-03	27,2-27,4	Marnes calcaires grises	62	-	2,332	-	-
SC98-04	19,0-19,25	Calcaires marneux	-	-	2,377	-	-
SC98-04	21,0-21,3	Calcaires marneux gris	230	-	2,497	-	-
SC98-04	38,35-38,6	Calcaires marneux gris	76	-	2,541	-	-
SC98-04	44,05-44,4	Calcaires marneux gris	423	51	2,366	-	-
SC98-04	51,0-51,3	Calcaires marneux gris	450		2,384	-	-
SC98-04	57,0-57,45	Calcaires marneux gris	286	34	2,346	-	-
SC98-04	63,45-63.85	Calcaires marneux gris	543	87	2,488	-	-
SC98-06	10,0-10,15	Marnes grises	9	-	2,047	-	-
SC98-06	11,55-11,7	Marnes	-	-	2,161	54,5	29
SC98-06	23,85-24,05	Marnes grises	71	-	2,218	-	-
SC98-07	14,5-14,6	Marnes grises	-	2-	2,327	-	-
SC98-07	37,2-37,4	Marnes grises	88	-	2,025	60	31,6

D'après le tableau (I-2), on peut voir que les marnes ont une résistance moyenne à la compression de l'ordre de 70 bars. D'autre part, les limites d'Atterberg montrent que ces marnes sont relativement plastiques.

I.2.9. Caractéristiques à prendre en compte pour les études de faisabilité.

Les caractéristiques suivantes peuvent être prises en compte pour le dimensionnement des ouvrages, elles sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau1.3 : Principaux caractéristiques à prendre en compte pour le dimensionnement des ouvrages

Nature de sol /caractéristiques	Cohesion Effective C '(bar)	Angle de frottement Effective ϕ' (°)	Cohésion C (bar)
les marnes altérées	0,2	25	0,7 à 0,8
les marnes saines sous-jacentes	1	25	3 à 4
les alluvions essentiellement argileuses	0,1	22	0,5
les colluvions rive gauche, a priori plus graveleuses	0,1	27	-

I.2.10. Zones d'emprunt.

I.2.10 .1. Argile.

I.2.10.1.a. Provenance des matériaux.

La zone d'emprunt envisagée pour fournir l'argile est implantée en rive droite de la cuvette de retenue, à environ 150 m de l'axe du barrage, en bordure de l'oued. D'après la carte géologique régionale, la zone d'emprunt serait implantée à la fois dans les alluvions de l'oued et dans les colluvions de pente. Par ailleurs, l'enlèvement de la totalité des matériaux meubles sous l'emprise du barrage conduit à disposer d'un important volume de matériaux argileux. La zone de Takoka et de Farmatou sont à exploitées si la qualité ou la quantité des argiles sont suffisantes.

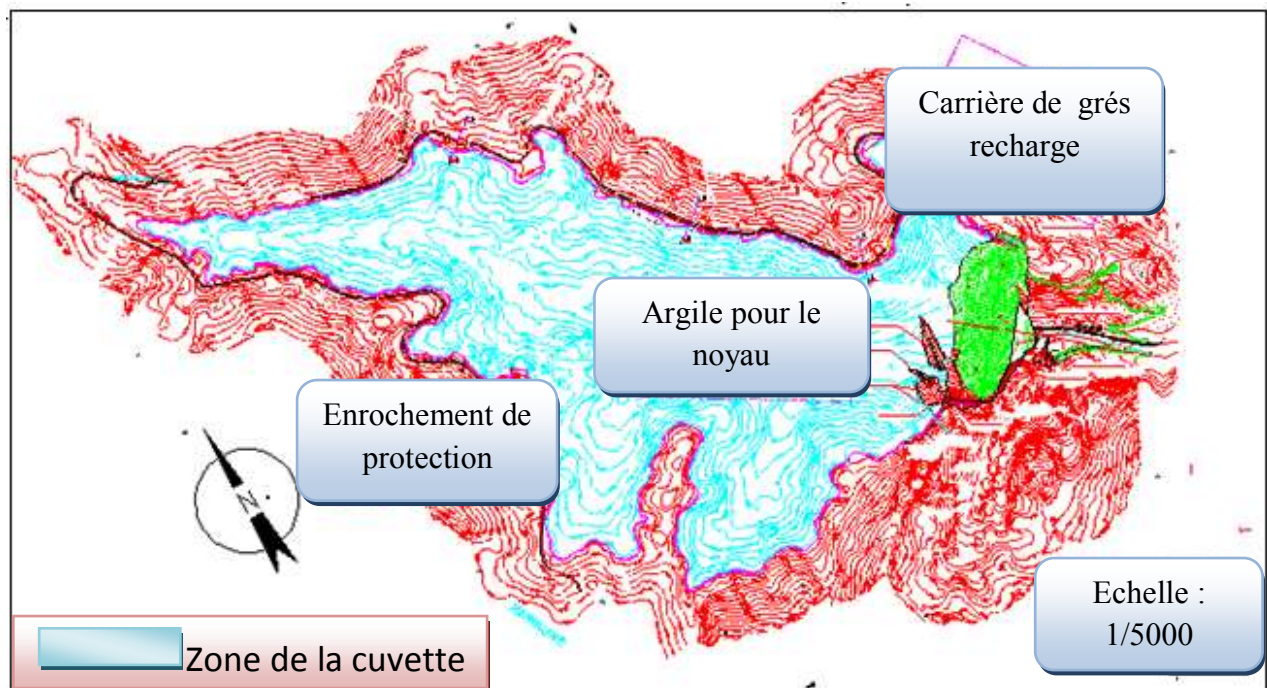


Figure 1.6 : Disposition des matériaux locaux sur le site du barrage.

I.2.10.1.b. Nature des matériaux.

L'ensemble des puits a mis en évidence des argiles noires, plastiques, sous une couverture de 0,3 à 0,5 m de terre végétale. Les granulométries/sédimentométries réalisées montrent que la teneur moyenne en fines argileux ($< 2 \mu$) est de 37 %, alors que la teneur moyenne en limons (diamètre compris entre 2 et 80μ) est de 82%. Il s'ensuit que, d'un strict point de vue granulométrique, on a affaire à des limons fortement argileux, plutôt qu'à des argiles pures.

I.2.10.1.c. Caractéristiques d'état.

Les mesures de densité réalisées sur les argiles font apparaître une densité sèche moyenne, γ_{dl} de 1,55 à l'état naturel, ce qui constitue une valeur moyenne pour ce type de matériau. La densité sèche, γ_s , des grains est de 2,57, valeur assez basse qui pourrait indiquer la présence de minéraux peu denses (exemple : le gypse). On en déduit un indice des vides moyen de 66 % ($e = (\gamma_s / \gamma_a)$).

La densité humide moyenne, γ_h , vaut 1,94, ce qui donne un degré de saturation, S_r est de 98,5 %. Les argiles sont donc quasiment saturées. La teneur en eau naturelle moyenne est de 25,2 %, valeur parfaitement cohérente avec les valeurs annoncées ci-dessus.

I.2.10.1.d. Caractéristiques d'identification.

Les argiles sont relativement plastiques : $I_p = 25 \%$ en moyenne, pour une limite de liquidité moyenne de 50 %, et une limite de plasticité de 25 %. Les argiles appartiennent à la catégorie CL-CH. Avec un indice de consistance moyen de l'ordre de 1. Ces argiles ont une teneur en matière organique généralement inférieure à 1 %. Cependant, l'échantillon provenant de P6, ainsi que l'échantillon provenant de P11 ont montré des pourcentages de matière organique relativement élevés: respectivement 2,6 et 1,75%.

Tableau 1.4 : Résultats des essais réalisés sur les échantillons prélevés au droit du barrage.

N° de puits	profondeur (m)	densité			Teneur en eau et limites d Atterberg				
		sèche(γ_d) (KN/ m ³)	densité (γ) (KN /m ³)	humide (γ_h) (KN/ m ³)	W _n (%)	W _i (%)	W _p (%)	I _p (%)	I _c (%)
P1	1.2	1.59	2.59	1.95	22.9	54	27	26	1.26
P2	2.5	1.58	-	1.94	23	46	24	23	1.03
P2	2.5	-	-	-	22	52	31	21	1.4
P3	2.5	1.66	-	2.02	21.5	50	28	23	1.28
P4	2.5	1.8	-	2.1	17.55	44	22	22	1.21
P5	2	1.87	2.55	2.16	15.42	39	21	18	1.29
P6	2	1.53	-	1.9	25.14	39	19	20	0.68
P6	-	-	-	-	26	43	27	16	-
P7	2	1.35	-	1.8	33.78	63	33	29	0.98
P8	2	1.5	-	1.9	26.64	65	33	31	1.22
P10	2	1.52	-	1.93	27.23	47	21	26	0.76
P11	1	1.44	-	1.84	27.77	55	26	29	0.94
P11	1.9	-	2.57	-	22.13	46	24	22	1.07
P12	2	1.4	-	1.86	33.1	68	32	36	0.96
P13	2.5	1.44	-	1.91	32.61	56	25	36	0.76
P14	1.5	1.59	-	1.9	19.43	45	22	23	1.13
P14	3	1.51	2.58	1.9	25.75	40	22	18	0.8
P15	1.9	1.51	-	1.92	26.76	52	26	26	0.99
P16	1.5	1.52	-	1.93	26.28	55	27	29	1.01
P17	2	1.55	-	1.93	24.27	51	26	25	1.05
P18	2	1.53	2.57	1.94	27.04	48	24	24	0.88

I.2.10.1.e. Caractéristique mécaniques.

Les essais drainés réalisés sur les matériaux de fondation du barrage, et ceux réalisés sur les matériaux de la zone d'emprunt de la cuvette ont été regroupés. Cela a conduit à retenir pour les argiles (de fondation et de la zone d'emprunt) les caractéristiques de cisaillement suivantes : $c' = 0$ bar, et $\phi' = 20^\circ$, et $c_u = 0,5$ bar, $\phi_u = 0^\circ$.

Le tableau qui suit résume les résultats des essais mécaniques réalisés sur les seules argiles de la zone d'emprunt.

Tableau I.5 : Les essais mécaniques réalisés sur les argiles de la Zone d’Emprunt dans la cuvette

N° de Puits	Prof.(m)		Cisaillement Direct			
-	-	$\gamma_{dmax}(KN/ m^3)$	Cuu (bar)	$\phi_{uu} (^\circ)$	C' (bar)	$\phi' (^\circ)$
Puits.N°1	1,2	1,65	-	-	-	-
Puits.N°2	2,5	-	-	-	-	-
Puits.N°3	2,5	1,65	0,75	9	0,32	22,00
Puits.N°4	2,5	-	-	-	-	-
Puits.N°5	2,0	1,70	-	-	-	-
Puits.N°6	2,0	-	-	-	-	-
Puits.N°7	2,0	1,50	0,83	24	0,02	28,00
Puits.N°8	2,0	-	-	-	-	-
Puits.N°10	2,0	1,62	-	-	0,32	17,00
Puits.N°11	1,0	1,57	-	-	-	-
Puits.N°11	1,9	-	-	-	-	-
Puits.N°12	2,0	1,52	-	-	-	-
Puits.N°13	2,5	-	-	-	-	-
Puits.N°14	1,5	1,66	-	-	-	-
Puits.N°14	3,0	-	-	-	-	-
Puits.N°15	1,9	1,67	-	-	-	-
Puits.N°16	1,5	-	-	-	-	-
Puits.N°17	2,0	1,59	-	-	-	-
Puits.N°18	2,0	-	-	-	-	-
Moyenne		1,61	0,79	16,5	0,22	22,3
Ecart-type		0,07	0,06	10,6	0,17	5,51

I.2.10.1.f. Essais Proctor.

Les essais Proctor ont mis en évidence une teneur moyenne à l'optimum Proctor de 20,5 % pour une densité sèche de 1,63(KN/ m³).

Tableau I.6 : Les caractéristiques des essais de Proctor et de limites d'Atterberg

Puits.N ⁰	Prof. (m)	Proctor		Limites d'Atterberg			
-	-	$\gamma_{opt}(KN/ m^3)$	Wop (%)	Wn (%)	Wp (%)	Ip(%)	Wp – Wop (%)
Puits.N°1	1,2	1.650	20,5	22,9	27,1	26,4	6,6
Puits.N°2	2,5	-	-	23,0	23,7	22,5	-
Puits N°2*	2,5	1,670	20,0	22,0	30,5	21,0	10,5
Puits.N°3	2,5	1,650	19,8	21,5	27,7	22,5	7,9
Puits.N°4	2.5	-	-	17,55	22,2	21,8	-
Puits.N°5	2,0	1,700	18,8	15,42	20,7	18,1	1,9
Puits.N°6	2,0	-	-	25,14	18,8	19,9	-
Puits N°6*	2,0	1,700	17,5	26	27,0	16,0	9,5
Puits.N°7	2.0	1,500	22,0	33,78	33,1	29,4	11,1
Puits.N°8	2,0			26,64	33,4	31,2	-
Puits.N°10	2,0	1,620	21,8	27,23	21,2	25,6	-0,6
Puits.N°11	1,0	1,570	21,7	27,77	26,1	28,9	4,4
Puits.N°11	1,9		-	22,13	23,7	22,3	-
Puits.N°12	2,0	1,520	23,0	33,10	31,8	35,7	8,8
Puits.N°13	2,5	-	-	32,61	25,4	30,6	-
Puits.N°14	1,5	1,660	20,5	19,43	22.3	22,5	1,8
Puits.N°14	3,0	-	-	25,75	22,0	18,3	-
Puits.N°15	1.9	1,670	20,0	26,76	26,4	25,6	6,4
Puits.N°16	1,5	-	-	26,28	26,5	28,7	-

Par contre, on constate que la limite de plasticité moyenne, établie sur la totalité des échantillons, est de l'ordre de 25,5%, soit 5 points au dessus de la teneur moyenne à l'optimum (établie sur les seuls échantillons soumis à un essai Proctor).

I.2.10.1.g. Essais Oédométriques.

Des essais oedométriques ont été réalisés à différentes teneurs en eau. Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau I.7 : Résultats des essais oedométriques à différentes teneurs en eau

Puits.N°	Consolidation			Permeabilité (cm/s)		
	Pc (bars)	Cc	Cg	1 bars	2 bars	4 bars
Puits.N°3	3,450	0,244	0,048	5,9E-08	9,2E-07	4,6E-06
Puits.N°3	2,700	0,271	0,043	1,0E-08	3,2E-09	8,0E-10
Puits.N°3	1,590	0,300	0,047	1,4E-07	2,2E-09	1,6E-09
Puits.N°6	2,430	0,320	0,055	3,1E-09	2,4E-09	1,6E-09
Puits.N°6	2,920	0,304	0,053	3,3E-08	2,6E-09	1,7E-09
Puits.N°6	3,200	0,311	0,052	3,4E-07	3,3E-08	1,5E-08
Puits.N°14	3,080	0,234	0,036	1,1E-07	1,8E-08	2,1E-09
Puits.N°14	2,570	0,243	0,038	1,4E-08	8,2E-09	4,1E-09
Puits.N°14	1,970	0,263	0,037	3,1E-08	1,2E-08	2,1E-09

I.2.10.2. Enrochements, rip-rap, et agrégats à béton.

Les matériaux rocheux nécessaires à l'édification du barrage à savoir les grès qui seront puisés de la nappe numidienne, situés en rive gauche du barrage, et les calcaires proviendront de la carrière actuellement en exploitation près de la localité de Mahouane.

I.2.10.2.a. Grès de la nappe numidienne.

La carrière se situe au droit de l'axe du barrage en rive gauche, au sommet de la colline, à la cote 1160-1170 NGA environ. après carottage, les caractéristique du Grès sont englobés dans tableau qui suit.

Tableau 1.8: Caractéristiques des grès du Numidien – essais sur carottes

Sondage	Profounder	W (%)	γ_h (KN/ m ³)	γ_s (KN/ m ³)	e	Rc (bar)	Rt (bar)	Los Angeles	MDE
SC98-05	3.3-3.6	2,78	2,39	2,65	0,14	-	-	-	-
	8.5-8.9	-	2,42	2,65	0,13	723	44	80	61
	11.0-11.55	-	2,42	2,64	0,12	406	-	-	-
	18.0-18.65	-	2,43	2,65	0,12	663	41	-	-
	14.25-14.70	-	2,39	2,63	0,13	452	-	-	-
S2000-13	0,15-1,60	-	-	-	-	-	-	88	77
	0,50-1,00	-	2,42	2,57	0,058	769	-	-	-
	7,00-8,00	-	-			353	-	-	-
	10,00-11,00	-	2,43	2,57	0,056	670	-	-	-
	13,00-15,00	-	2,39	2,56	0,072	-	-	68	53
Moyenne		-	2,41	2,61	0,10	577	42,5	78	65
Ecart-type		-	0,02	0,04	0,04	168	2	14	17

Les essais Los Angeles et l'essai Micro-Deval réalisés, montrent que ces grès sont friables, ce qui interdit à coup sûr de les utiliser comme matériaux à rip-rap et agrégats.

I.2.10.2.b. Calcaires de la carrière de Mahouane.

La carrière de calcaire, actuellement en exploitation, se situe à 2,5 km à l'Ouest du site du barrage, au NO de la localité de Mahouane. Le tableau ci-dessous résume les résultats des essais d'identification et mécaniques, des calcaires.

Tableau I.9: Caractéristiques physiques des calcaires.

Phase.	W (%)	γ_h (KN/m ³)	γ_s (KN/ m ³)	e	Rc (Natural) (bar)	Rc (Saturé)	Rt (Naturel)	Rt (Saturé) (bar)	LA	MDE
Faisabilité	0,17	2,659	2,692	0,01	425	-	51	-	-	-
	-	2,646	-	-	734	-	57	-	-	-
	-		-	-	-	386	-	57	-	-
	-		-	-	-	580	-	85	-	-
	-	2,610	2,672	0,024	657	-	-	-	25	28
	-	-	-	-	488	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	796	-	-	-	-	-
	-	2,623	2,687	0,024	358	-	-	-	21	24
	-	-	-	-	916	-	-	-	-	
	-	-	-	-	617	-	-	-	-	-
	-	2,666	2,684	0,007	697	-	-	-	19	19
	-	-	-	-	508	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	577	-	-	-	-	-
	-	2,659	2,671	0,004	806	-	-	-	22	20
Moyen	-	2,644	2,681	0,014	632	483	54	71	21,8	22,8
Ecart-	-	0,023	0,009	0,010	168	137	4	20	2,5	4,1

Ces calcaires sont denses, et présentent des caractéristiques mécaniques moyennes (relativement comparables à celles des grès), qui semblent diminuer avec la saturation de l'échantillon. Les essais MicroDeval et Los Angeles réalisés sur ces calcaires font apparaître une friabilité nettement inférieure à celle des grès, et donc tout à fait aptes à fournir le rip-rap et les agrégats à béton.

I.2.11.Volumes des matériaux locaux disponibles.

La zone d'emprunts des argiles a été investiguée sur une superficie de l'ordre de 1 à 1,5 km². Sur cette aire, les argiles semblent utilisables comme terre à noyau sur une épaisseur de l'ordre de 2 m.

Cela donne donc un volume disponible de l'ordre de 2 à 3 millions de m³. Cela devrait être suffisant pour les besoins en argile du projet.

En ce qui concerne les enrochements, les grès peuvent en fournir une quantité quasi illimitée, pour peu que l'on étende la carrière.

De même, les calcaires peuvent largement subvenir aux besoins de matériau pour agrégat .

I.2.12. Conclusions sur l'Etude Géologique et Géotechnique.

Le site de Mahouane apparaît comme étant un site géologiquement difficile. Il pose des problèmes :

- de fondation du barrage, puisque les alluvions et colluvions recouvrant le substratum ont des caractéristiques de cisaillement faibles (conjuguées à la possibilité de générer des pressions interstitielles élevées en leur sein lors de la construction), et doivent donc être substituées pour asseoir le barrage sur le substratum (marnes et marno-calcaires). Même en procédant à cette substitution, le caractère très médiocre du substratum en partie haute de l'appui RG (marnes très altérées) risque de conduire à des talus de barrage relativement doux.
- de traitement des argiles de la zone d'emprunt en vue de diminuer leur teneur en eau, et de se rapprocher de la teneur à l'optimum Proctor. L'abaissement nécessaire est de l'ordre de 3 à 4 % (voire 5%), ce qui commence à être relativement important. Toutefois, le climat de la zone du projet constitue vraisemblablement un facteur très favorable pour réussir cet abaissement.

Il en est de même pour les grès, sur lesquels nous avons de forts doutes à l'issue des reconnaissances de faisabilité. L'essai de sautage a montré que la carrière de grès peut tout à fait fournir des blocs de bonne qualité pouvant être utilisés comme enrochement pour le corps du barrage.

I.3. Climatologie et hydrologie.

Les études climatologiques, hydrologiques et de simulations de gestion du transfert « Ouest », entreprises dans le cadre général du projet de transfert de Sétif-Hodna ont été réalisées au stade de la Faisabilité. Nous rappelons ci-après les principales conclusions de ces études, en se limitant aux seuls éléments de climatologie, d'hydrologie, de transports solides et de simulations ayant servi à la détermination des caractéristiques de la retenue (capacité utile, tranche morte, courbe hauteur/capacité) et du barrage (cote du couronnement, gestion des crues, vidange).

Les principales caractéristiques physiques du bassin versant de l'oued Guessar jusqu'au site du barrage de Mahouane sont les suivantes :

Tableau 1.10: Caractéristiques du bassin versant au site du barrage de Mahouane.

Caractéristiques du bassin versant Valeurs	valeurs
Surface	20 .8 km ²
Longueur talweg	8 km
Périmètre	20 .4 km
Altitude minimale	1070m.NGA
Altitude maximale	1546 m.NGA
Altitude médiane	1413.5 m.NGA
Altitude moyenne	1218.6m.NGA
Indice de compacité Gravelius	Kc = 1.25
Pente globale	4%

Source : ANBT.

I.3.1. Climatologie.**I.3.1.a. Température.**

L'analyse des températures a été effectuée à partir de station de Sétif.

Tableau I.11 : 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

La température annuelle moyenne est de 15°C.

I.3.1. b. Humidité.**Tableau I.12 :** répartition mensuelle de l'humidité

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Sétif ONM	76	76	72	66	61	50	39	41	55	66	75	79

Source : O.N.M

L'humidité moyenne sur l'année est de 63 % d'après l'ONM (1981-1996).

I.3.1.c. Précipitations.

Les précipitations moyennes observées à la station météorologique de Sétif sur une période de plus de 50 ans sont récapitulées ci dessous.

Tableau I.13: Répartitions mensuelles de la pluie annuelle.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle
Période (1856-1991)	46,9	41	45,8	47,9	47,9	25,7	8,2	16,6	31,9	36,3	36,9	48,3	430,50

Source : A.N.R.H

I.3.1.d. Le Vent.

Tableau I.14 : 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

Les vents dominants sont de secteur nord (NE: 22%, N 12% et NO 27%). leur vitesse moyenne mensuelle est proche de 3 m/s, sans grande variation d'un mois sur l'autre.

Le maximum observé (en novembre) a dépassé 36 m/s (130 km/h) à Sétif.

I.3.1.e. Evaporation.

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

Tableau I.15 : 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

I.3.1.f. Autres informations climatiques.

Le climat des hautes plaines n'est pas, comme celui des régions côtières, le pur climat méditerranéen qui est totalement sec de la mi-juin à la mi-septembre. A Sétif, il pleut notablement en été en moyenne deux fois moins que durant le reste de l'année. Ces pluies d'été sont surtout des orages brefs.

Il y a près de quarante jours d'orage par an (37 sur la période 1981-93), qui se produisent surtout d'avril à octobre. Il faut signaler une moyenne de quatre averses de grêle par an, réparties au hasard dans l'année avec une préférence pour avril et mai. La neige tombe souvent en fin novembre jusqu'au début avril (17 jours par an). Les jours de brouillard sont en moyenne de 12 par an, surtout en hiver (octobre à février).

I.3.2. Hydrologie.

I.3.2.a .Les apports.

Les résultats obtenus des apports annuels sur 48 ans aux sites des barrages sont donnés dans le tableau ci après.

Tableau I.16: Répartition mensuelle des pluies annuelles.

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

Source : A.N.R.H

Pour le site de Mahouane (module annuel de 80 l/s), les apports naturels se distribuent comme suit :

Tableau I.17: Répartition mensuelle des apports liquides concernant le site du barrage.

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mar	avr	mai	juin	juil	aout
débit en l/s	50	20	20	120	150	190	200	140	70	20	10	10

Source : A.N.R.H

I.3.2.b. Les transports solides.

Pour le site de la retenue de Mahouane, l'apport annuel en transports solide a été estimé à 10 000 m³/an.

I.3.3. Etudes de simulation.

Suite à l'étude des apports sur le système Ouest, l'ANB a précisé les volumes à transférer, en indiquant les parts respectives des besoins pour l'alimentation en eau potable (AEP) et ceux nécessaires à l'irrigation (IRR). En complément, les répartitions de ces volumes au cours de l'année ont été fixées, de manière à permettre d'effectuer les études de simulation. Ces valeurs sont rappelées dans le Tableau suivant.

Tableau I.18: Les volumes à transférer selon les besoins fixés par l'ANB.

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

I.3.4. Conceptions de barrage et ouvrages annexes.

I.3.4.a. Digue.

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, drains et recharges amont et aval en enrochements. La crête de couronnement du barrage, calée à 1139,00 NGA, a une largeur de 10 m. Dans sa conception générale, le barrage comporte des parements amont et aval de pente unique avec des talus à 2H/1V, complétés par des risbermes de largeur et de hauteur différentes suivant les profils considérés. Les pentes amont et aval du noyau central en argile sont de 0,25H/1V. Les recharges amont et aval du barrage sont réalisés en enrochements de grès issus de la nappe du Numidien. Le parement amont comporte une protection en calcaire complétée par une couche de rip rap permettant de stabiliser la recharge en grès. Le parement aval comporte une simple protection en enrochement calcaire d'une épaisseur de 1m.

I.3.4.b. Evacuateur de crue.

Compte tenu de la superficie importante de la retenue (530 ha) et du faible volume d'eau engendré par la crue décamillénale ($\sim 2 \text{ hm}^3$), le volume de crue traversant le déversoir est très faible, et du fait que la crue décamillénale peut être absorbée totalement par stockage dans une tranche réduite disponible entre la cote de retenue normale (R.N. 1146,30NGA) et celle des

plus hautes eaux (P.H.E. 1088,70 NGA) on peut s'affranchir d'un déversoir et réaliser une économie importante sur le coût global de l'aménagement de Mahouane.

A ce stade de l'étude de faisabilité, nous retiendrons la variante sans déversoir.

I.3.4.c. Le batardeau et la dérivation provisoire.

La protection du chantier de construction du barrage de Mahouane est assurée par un batardeau provisoire implanté sur Oued El Guessar directement à l'amont de la rive gauche du barrage. Il s'agit d'un ouvrage en remblai homogène constitué avec les matériaux fins (alluvions et colluvions) prélevés sur le site lors de la réalisation des fouilles du barrage. Le couronnement d'une largeur de 4 m est situé à l'altitude 1089,90 NGA et les pentes des talus sont de 3H/1V à l'amont et 2H/1V à l'aval. Le parement amont comporte une protection en enrochements de à 0,5 m d'épaisseur. La longueur en crête du batardeau est de 328 m environ.

La cote du couronnement a été déterminée pour prendre en compte une crue de chantier de fréquence centennale ($Q_{T100} = 36,47 \text{ m}^3/\text{s}$ et Revanche = 1,20 m).

La dérivation provisoire de Oued El Guessar est assurée par une galerie implantée en partie dans l'éperon calcaire rive droite. La longueur de la galerie est de l'ordre de 824 m. Cette galerie est équipée pour servir de vidange de fond et comporte en radier les conduites d'alimentation de l'irrigation et de l'eau potable.

I.3.4.d. La vidange de fond.

A l'origine des études de conception des ouvrages de vidange de fond du barrage de Mahouane, deux solutions avaient été envisagées :

- la première solution prévoyait un circuit de vidange de fond en charge à l'aide d'une conduite métallique positionnée sous la fondation du barrage et bloquée par du béton dans une tranchée. Cette solution avait pour objectif de concevoir des vannes aval toujours accessibles et d'être également économique.
- la deuxième solution consistait à réaliser une galerie à écoulement libre dans le massif rive droite et à disposer de vannes à l'amont.

Ces deux conceptions ont été examinées par l'ANB, après concertation avec les futurs exploitants, l'ANB a opté pour la deuxième solution, classique sur les ouvrages algériens compte tenu des risques d'envasement des conduites.

I.3.4.e. Prises d'eau.

Les prises d'eau assurent l'approvisionnement pour l'irrigation et l'AEP. Afin de pouvoir délivrer, en toute période, une eau de bonne qualité, elle comporte trois prises d'eau situées à des niveaux différents de façon à prélever les eaux sur les tranches haute, intermédiaire et basse de la retenue. Le débit maximal pour l'irrigation est de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ et de $1.2 \text{ m}^3/\text{s}$ pour l'AEP.

En prenant en compte que la prise ne fonctionne que pendant 12 heures par jour, trois conduites d'alimentation métallique séparée de diamètre nominal 600 mm seront raccordées aux trois ouvrages de prise d'eau, équipées d'un dispositif de mesure des débits, le diamètre de la conduite d'irrigation sera donc de 1500 mm.

Chaque prise est équipée de deux robinets vanne. Une grille à l'entrée pour éviter que des corps en suspension n'entrent dans la prise.

Conclusion.

Le mémoire de synthèse est un document très important dans l'étude d'avant projet détaillé d'un barrage (APD). Il résume les études préliminaires faites pendant l'étude de faisabilité telle que l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

L'étude hydrologique a été faite à partir d'estimation des paramètres hydrologiques significatifs. Les débits moyens mensuels et annuels ont été calculés sur la base des données appropriées et des expériences acquises sur le bassin versant de Oued Guessar, alors que les crues ont été évaluées par plusieurs méthodes afin d'avoir des résultats plus précis.

La série des pluies utilisée dans le calcul hydrologique pour l'étude de faisabilité est très longue et ancienne ce qui induit que les résultats trouvés ne représentent pas la réalité. Dans notre étude d'avant projet détaillé, les calculs de l'étude hydrologique seront remplacées en utilisant une nouvelle série de précipitation qui s'étale jusqu'en 2010.

La variante envisagée est : un barrage en terre avec noyau d'argile, à cause de l'abondance des matériaux sur le site de ce dernier, ainsi que leurs résistances aux divers phénomènes sont bonnes.

CHAPITRE II

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...ext), 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.

II.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.

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

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

II.1.2. Caractéristiques hydromorphologiques.

1 - Indice de compacité de Gravelius "Kc".

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

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

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

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. Elle sera allongée dans le cas contraire.

- ✓ si K_C = 1 => bassin parfaitement circulaire
- ✓ 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 :

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

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant

$$C_a = 3.1$$

3-Rectangle équivalent.

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L et 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, l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

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

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

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

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 :

$$I = K_C \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II.6)$$

La largeur est donnée par la formule :

$$I = K_C \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II.7)$$

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

I: largeur du rectangle équivalent en (Km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Kc : Indice de compacité de Gravelius.

On obtient :

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

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

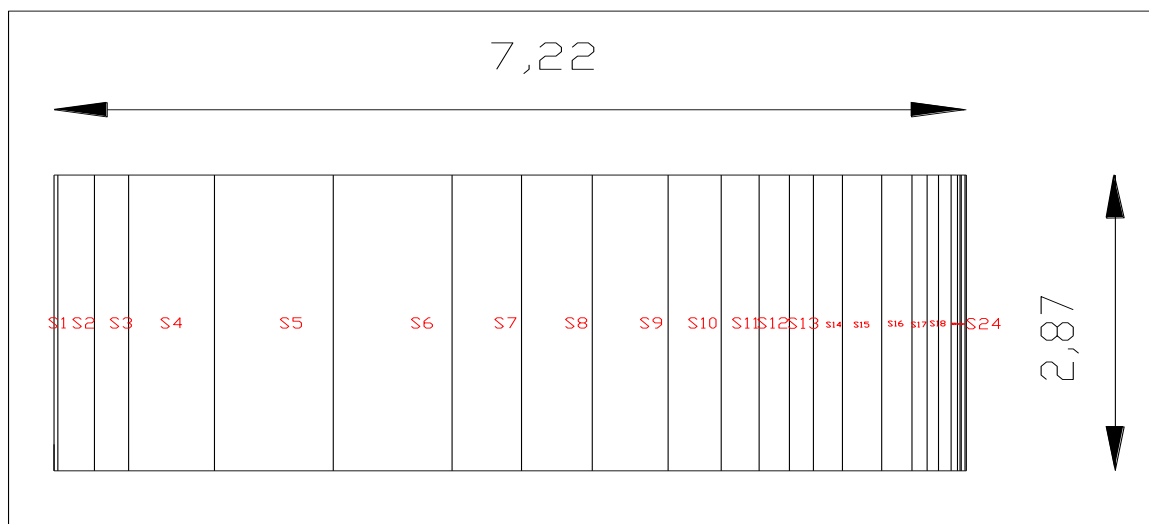


Figure II.1: Rectangle équivalent

II.1.3. Hypsométrie du bassin versant.

II.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.

Tableau II.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (H _i)	Altitude moyen H _i -H _{i-1}	Surfaces partielles (S)	Surfaces partielles (S)	Surfaces cumulées	Surfaces cumulées
(m)	(m)	(km ²)	(%)	(km ²)	(%)
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
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

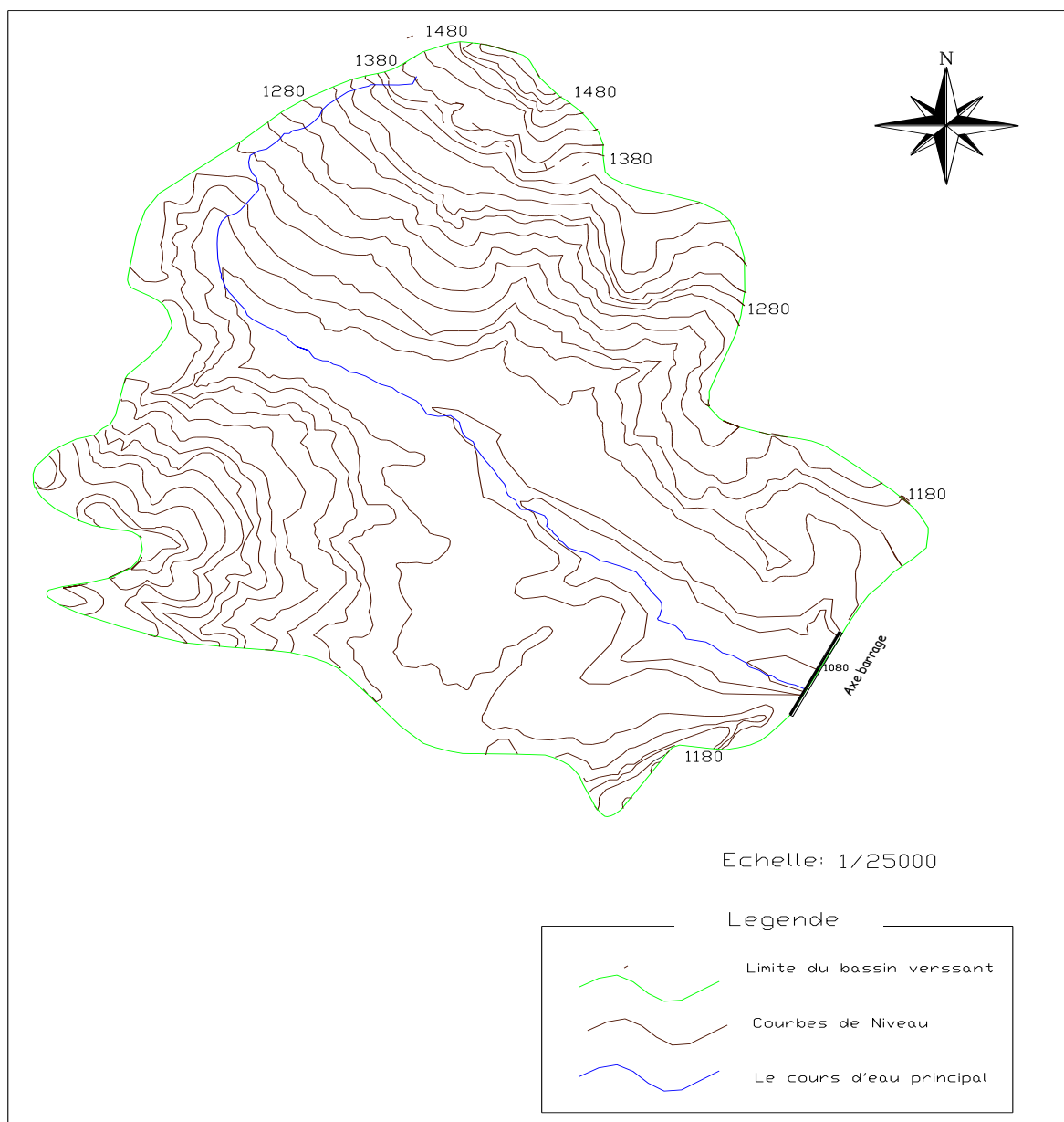


Figure II.2 : Répartition des courbes de niveau du bassin versant de Mahouane .

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure (II.2).

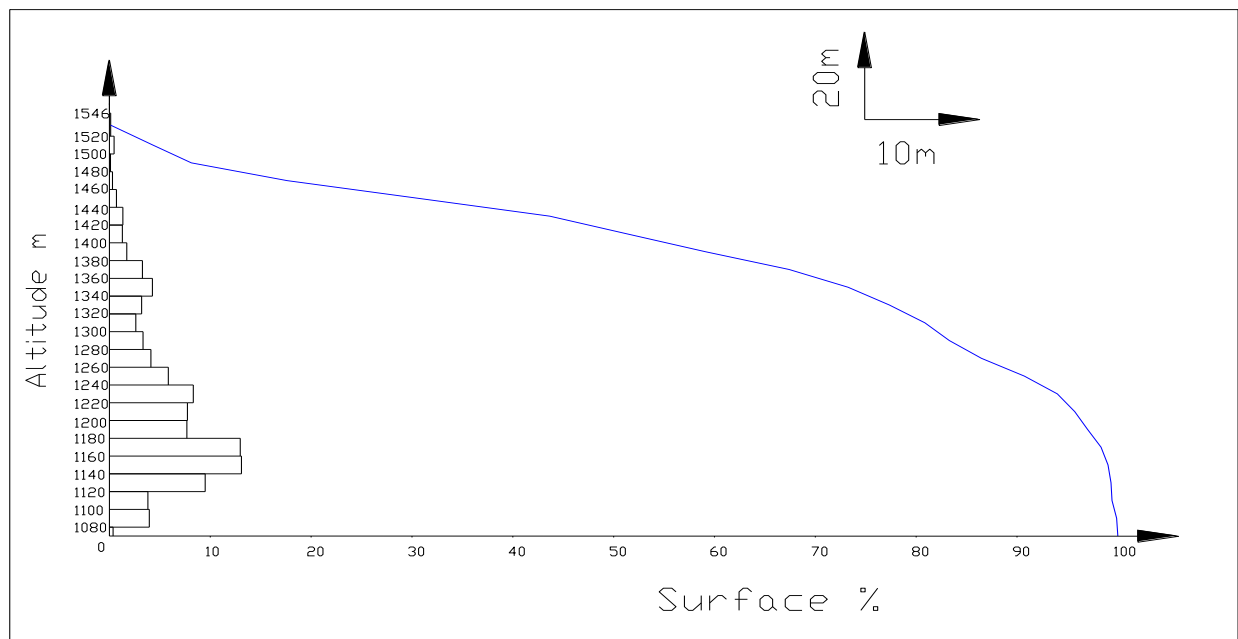


Figure II.3 : Courbe hypsométrique

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 :

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

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 (km^2).

Tableau II.2 : Détermination de l'altitude moyenne

Altitude (H)	Hi	Si	Si. Hi
(m)	(m)	(km ²)	(km ² .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

La hauteur moyenne trouvée est : $H_{\text{moy}}=1218.6\text{m}$

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 : $H_{\max} = 1546 \text{ m NGA}$ $H_{\min} = 1080 \text{ m NGA}$

I.1.4. les indices.

Le but de la détermination 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 :

$$L_P = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=0}^n \sqrt{A_i D_i} \dots \dots \dots (II.9)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau II.3 : Détermination de l'indice de pente de Roche I_p

H_i H_{i-1}	$D_i = H_i - H_{i-1}$	S_i (Km2)	$A_i = S_i/S$ (%)	$\sqrt{D_i A_i}$
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
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 . (P. Dubreuil, 1974)

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

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

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

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

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

$L = 7.22$ 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.

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

$$I_{pm} = 6.6\%.$$

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.

Tableau II.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

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

$$D_s = 182m < 250$$

Le relief de notre bassin versant est assez modéré.

E - Pente moyenne du bassin versant.

Il est donné par la formule suivante :

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

Δ : Dénivelées 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 suivant.

Tableau II.5 : Récapitulatif sur les mesures des longueurs des courbes de niveaux :

N°	cote de la courbe (m)	ΔH (km)	Longueur (Km)
1	1080	$20 \cdot 10^{-3}$	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		20.69
19	1440		20.62
20	1460		20.54
21	1480		20.42
22	1500		20.51
23	1520		20.40
24	1540		20.40

Imoy = 0,41 %

II.1.5. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant.

II.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 est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

A - Densité de drainage Dd.

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface « S » Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km².

$$D_S = \frac{\sum_{i=0}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (II.14)$$

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

S : Superficie du bassin versant en (Km²)

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

B - Densité du thalweg élémentaire.

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

N₁ : Nombre de thalwegs d'ordre 1, **N₁**=41

S : Superficie du bassin versant.

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

C - Coefficient de torrentialité.

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d.F_1 \dots\dots\dots (II.16)$$

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

D - La longueur moyenne des versants.

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (II.17)$$

D_d : densité de drainage en Km/Km²

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 :

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

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

ΔL: La distance entre ces deux points.

$$I = 3.47 \%$$

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 :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.5\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (II.19)$$

Avec : **S** : surface du bassin versant (Km²).

L_{cp} : 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).

$$t_c = 3.11 \text{ heures}$$

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.

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

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

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

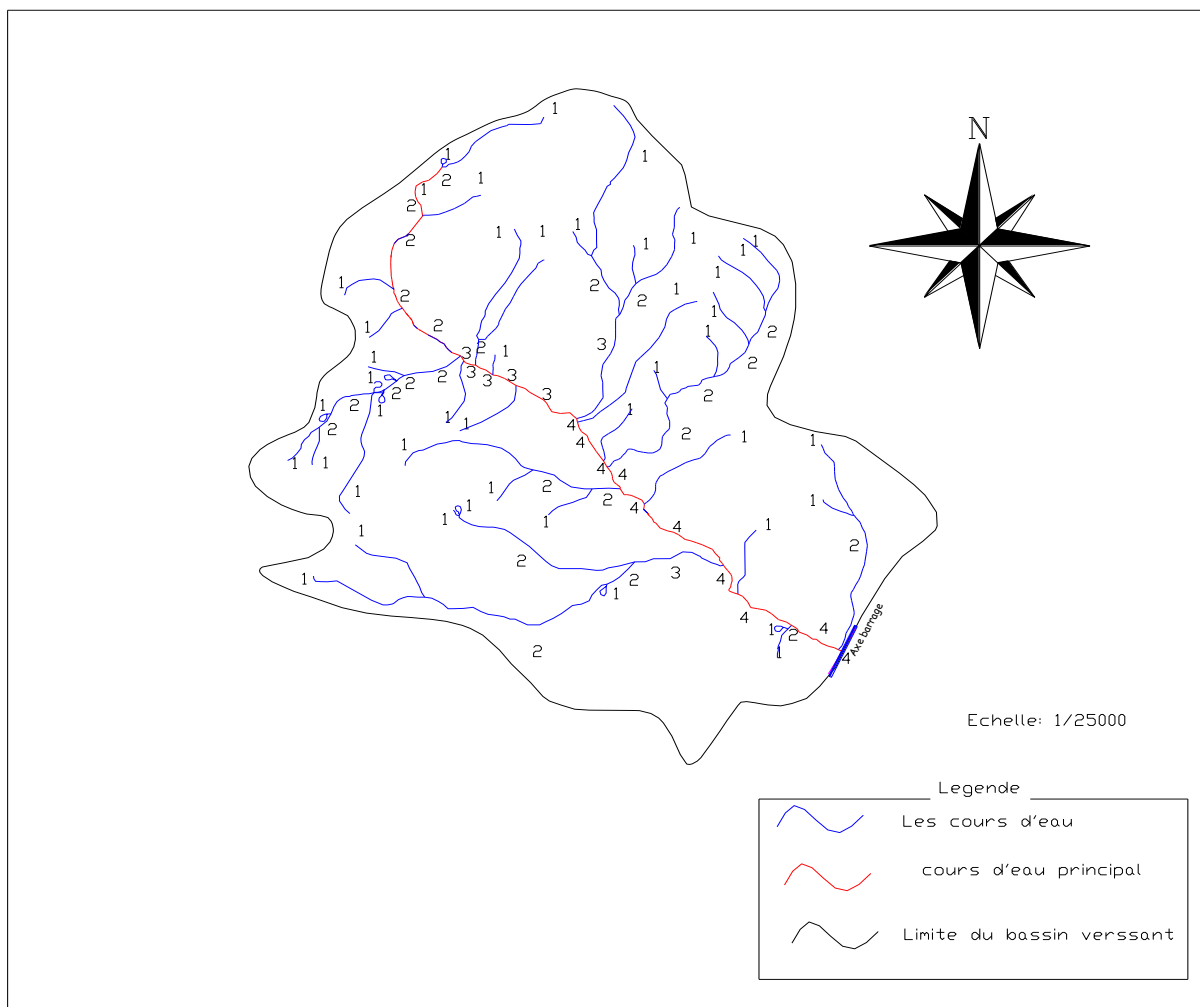


Figure II.4 : Le réseau hydrographique du bassin versant

II.1.6. Profil en long de l'Oued.

L'Oued de 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.

Tableau II.6 : Longueur du cours d'eau principal à 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

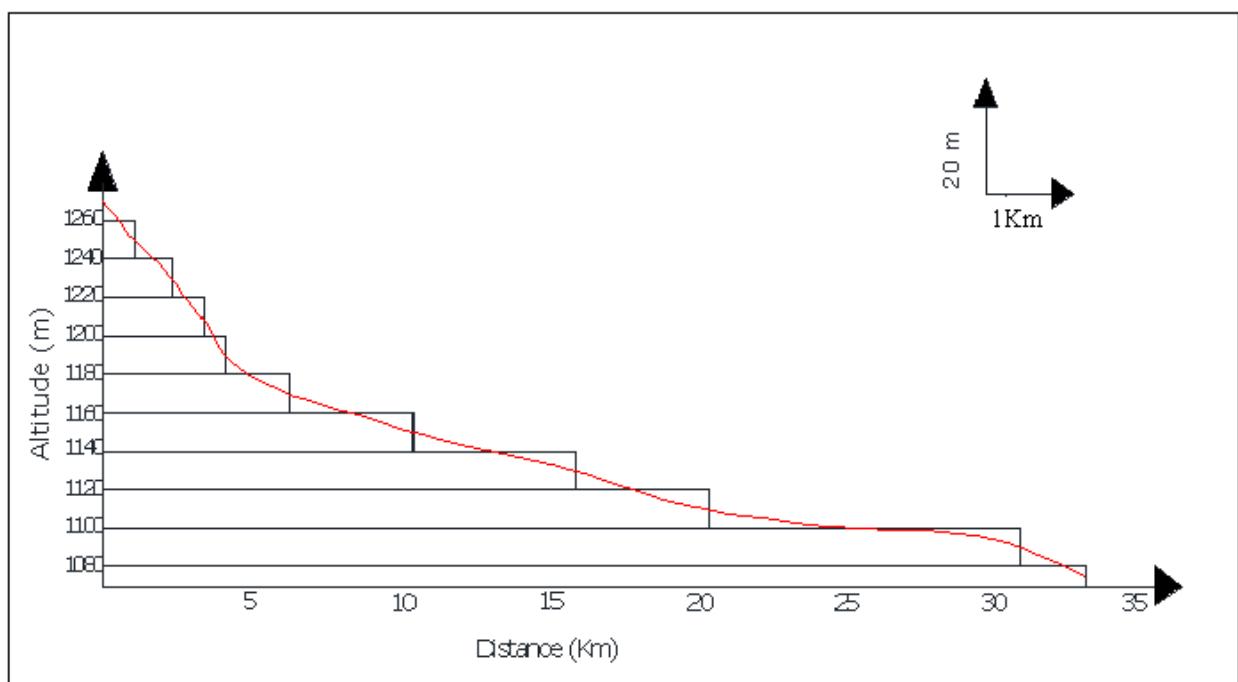
**Figure II.5** : Profil en long du cours d'eau principal.

Tableau II.7 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	20.7
Périmètre		P	km	20.4
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/Km ²	2.15
Coefficient de torrentialité		Ct	-	4.3
Temps de concentration		Tc	h	3.11
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	2.57

II.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.

II.2.1. Température.

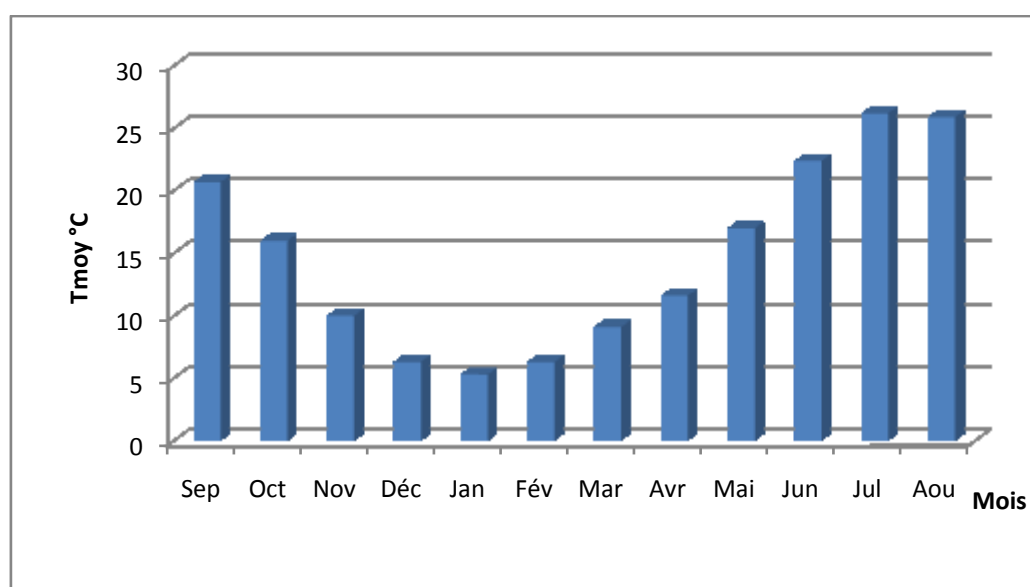
Les caractéristiques climatiques de la région du bassin versant ne sont enregistrées qu'à la station de Setif - Sfiha. Les répartitions mensuelles des températures enregistrées à cette station se présentent comme suit :

Tableau II.8 : Répartition mensuelle de la température

SETIF	Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle
	T_{max} °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
	T_{min} °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
	T_{moy} °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 (II.8), la température moyenne annuelle de notre région d'étude est de **14.73 c°**.

**Figure II.6 : Répartition mensuelle des températures**

II.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).

Tableau II.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

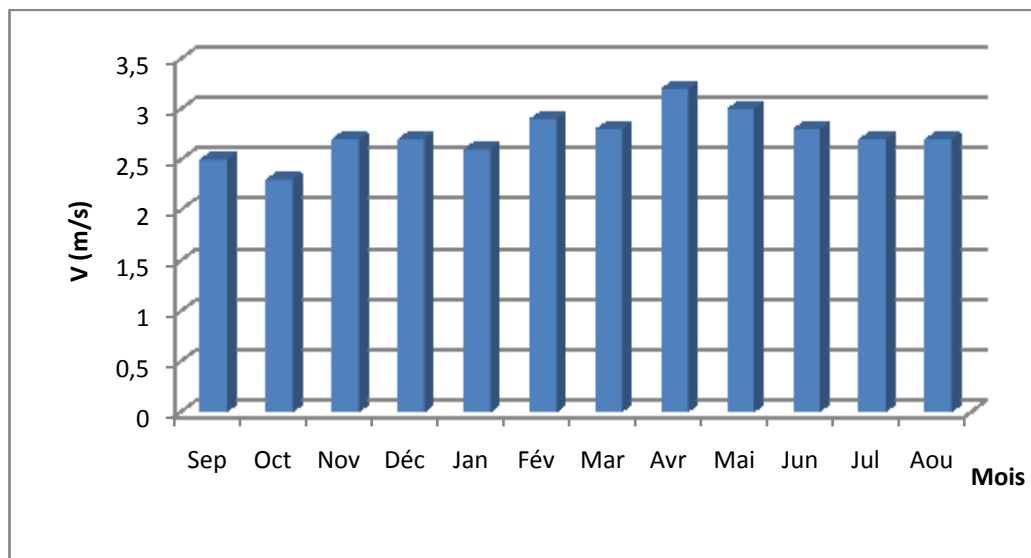


Figure II.7 : Répartition des vitesses de vent en fonction des mois

II.2.3. Evaporation.

L'évaporation est mesurée au niveau de la station de Sfiha. L'évaporation mensuelle disponible à cette station est répartie comme suit.

Tableau II.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

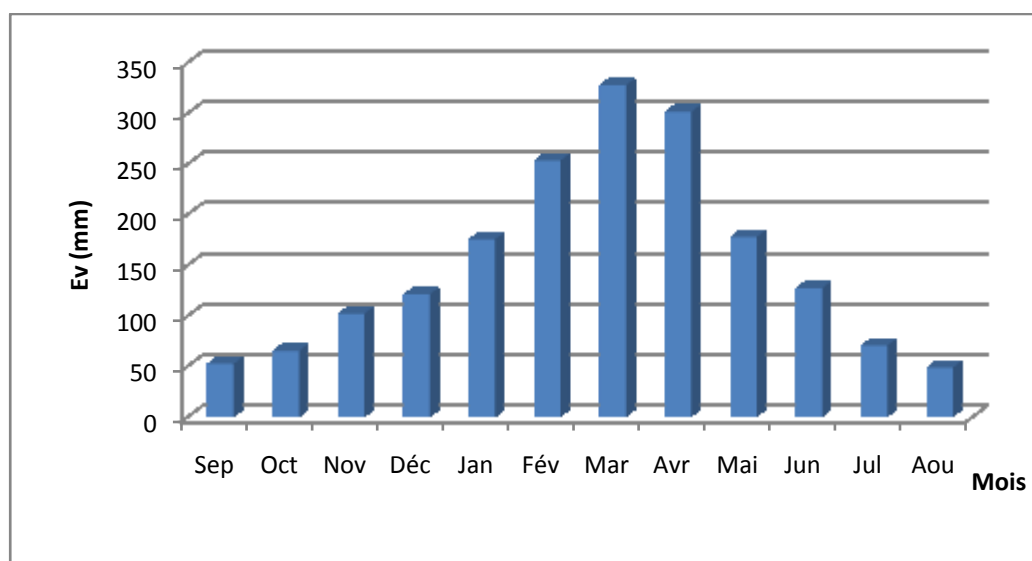


Figure II.8 : Répartition mensuelle de l'évaporation

II.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.

II.2.4.1. Stations et données disponibles.

Nous disposons de données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant. Les stations disponibles au niveau du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.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
AMOUCHAS	03.02.04	800	41
AIN ROUA	03.02.05	1100	40

Source : A.N.R.H

Tableau II.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 de 1968-2009 soit 41 ans.

Tableau II.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 II.9. On note une pointe au mois de **Décembre**.

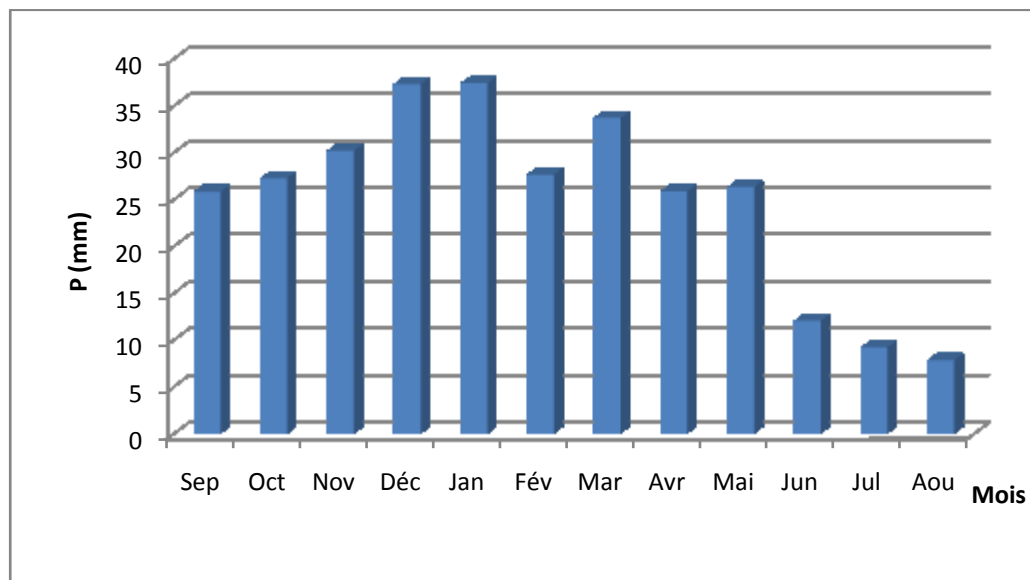


Figure II.9 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

II.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 (II.14) :

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

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

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.41$) est donné par l'ARNH d'Alger.

II.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

II.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 :

$$F(X) = e^{-e^{\frac{X-X_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (II.21)$$

Avec: $Y = \frac{X-X_0}{\alpha}$

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

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.

$$F(X) = \frac{m-0,5}{n} \dots\dots\dots (II.22)$$

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 :

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

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 suivant :

Quantiles

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

$T = 1 / (1 - q)$

Tableau II.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

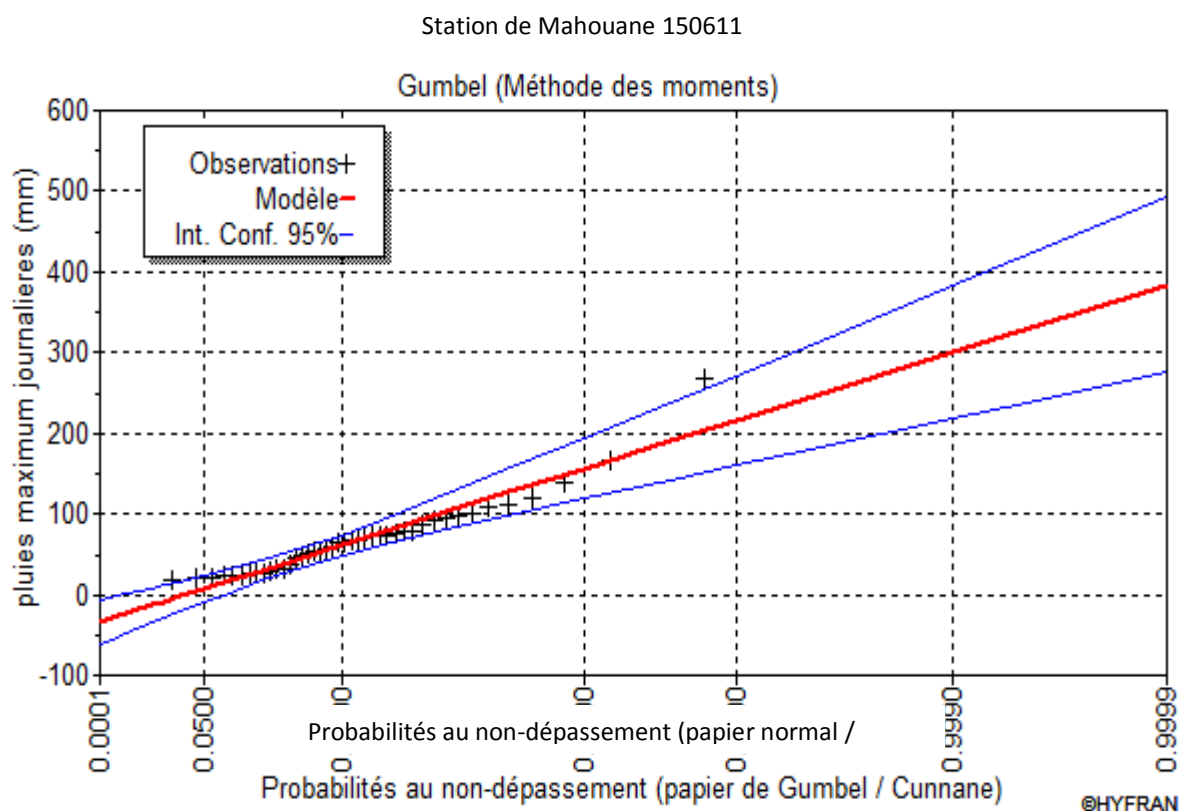


Figure II.10 : Représentation graphique de la loi de Gumbel.

Tableau II.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

II.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 (II.11).

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

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

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

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

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

$$\log X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\log X_i}}{N} \dots\dots\dots (II.25)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumés dans le tableau (I.16).

Quantiles

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

$T = 1/(1-q)$

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau II.17 : Résultats de l'ajustement à 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

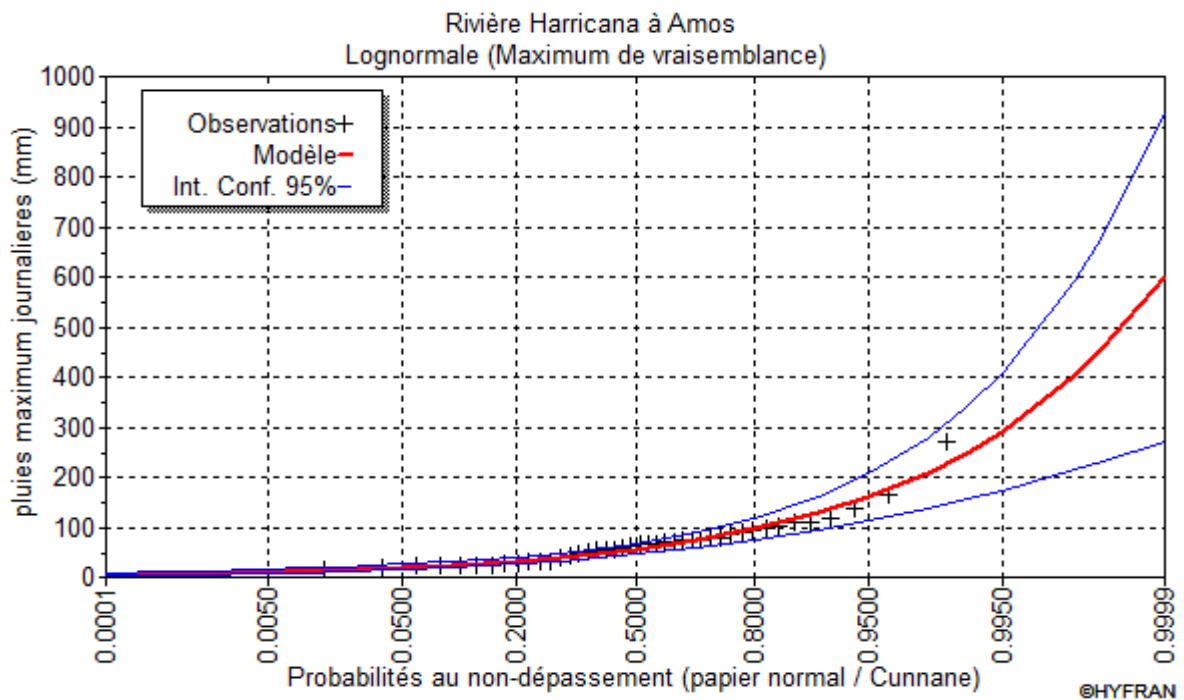


Figure II.11 : Représentation graphique de la loi de log-normal (Galton)

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

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	17.0
Maximum	Aucun	269
Moyenne	69.1	68.6
Ecart-type	48.8	46.9
Médiane	56.5	65.0
Coefficient de variation (Cv)	0.706	0.683
Coefficient d'asymétrie (Cs)	2.47	2.13
Coefficient d'aplatissement (Ck)	15.5	8.78

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.

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

$$P_{\max, p\%} = \max_j, p (\%) \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II.26)$$

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

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

Tableau II.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
17	111,51	6,56	140,26	8,25	182,07	10,71	216,05	12,71	351,08	20,65
18	114,09	6,34	143,5	7,97	186,28	10,35	221,04	12,28	359,19	19,96
19	116,58	6,14	146,64	7,72	190,35	10,02	225,88	11,89	367,05	19,32
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

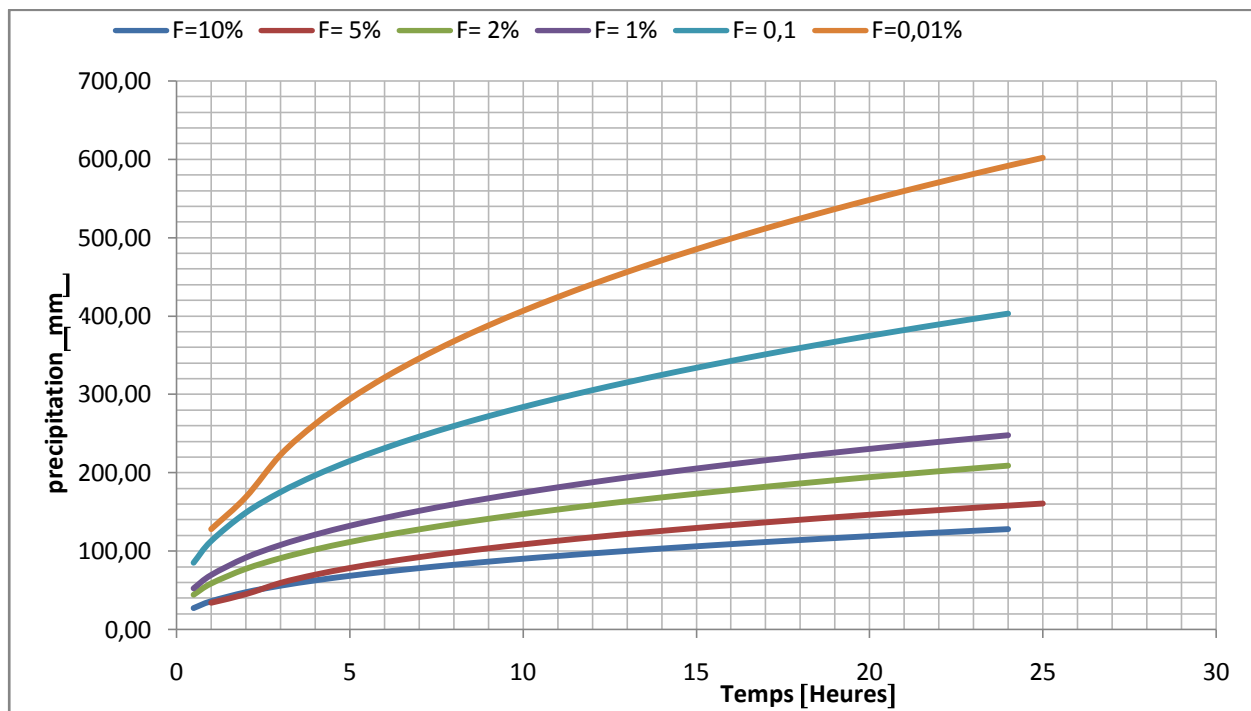


Figure II.12 : Pluies de Courte durée

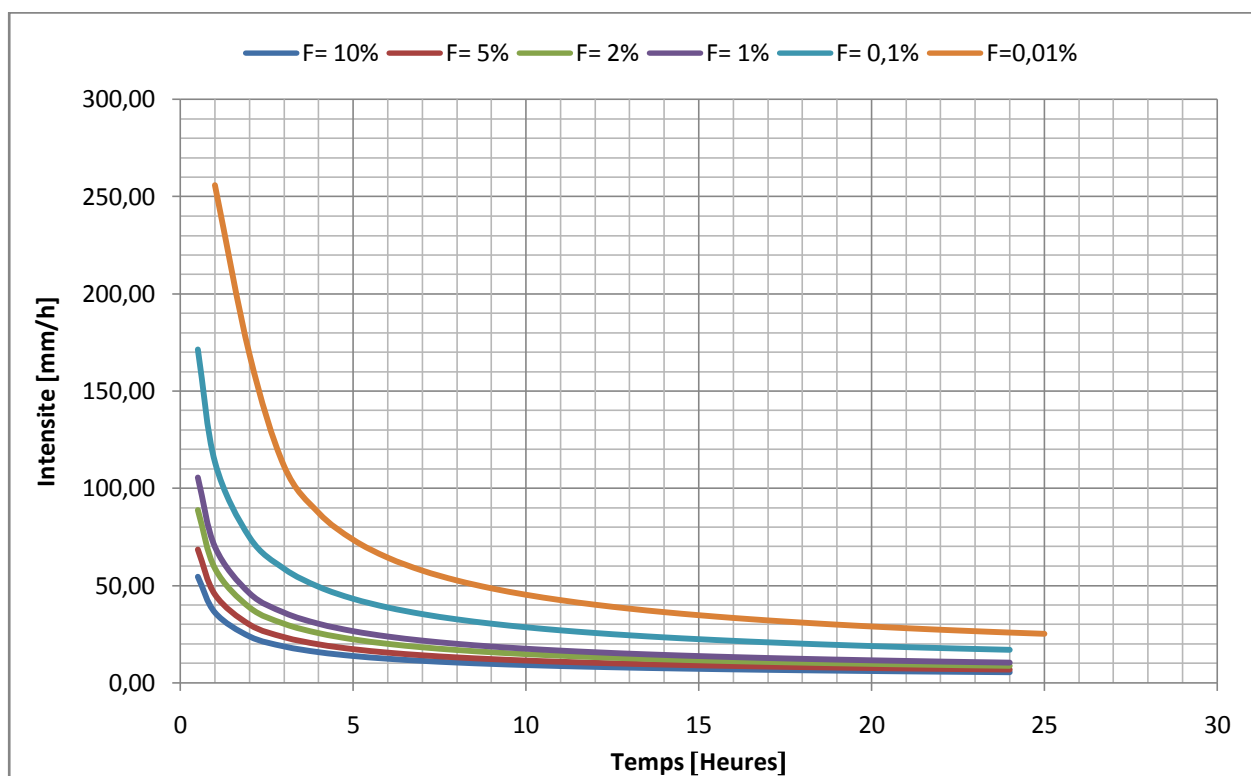


Figure II.13 : Courbe Intensité –Durée -Fréquence

II.5 Études des apports.

II.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.

II.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

Tableau II.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 :

$$A_{site} = A_{Sat^o} \left(\frac{S_{BV}^{site}}{S_{BV}^{sat^o}} \right) \dots\dots\dots (II.27)$$

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 K

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

Tableau II.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

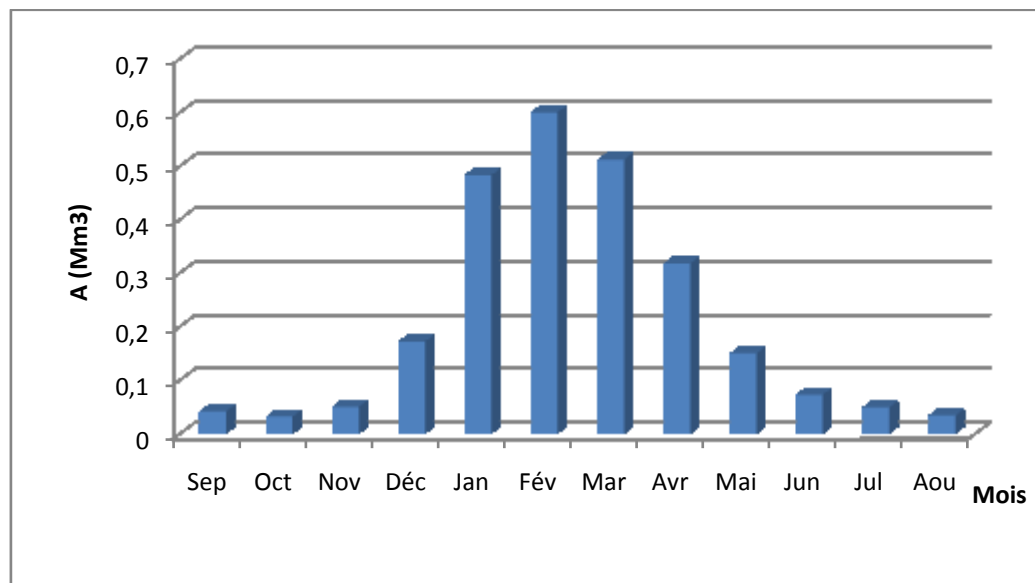


Figure II.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

II.5.2 Caractéristiques de l'écoulement.

A - Module de l'écoulement

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

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes

$$T = 3,1536 \cdot 10^7 \text{ s}$$

$$Me = 79.27 \text{ l/s}$$

B - Module de l'écoulement relatif.

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

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

$$M_0 = 3.83 \text{ l/s/Km}^2$$

C - Lamé d'eau écoulée.

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

$$Le = 121 \text{ mm}$$

D - Coefficient de l'écoulement.

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

$$Ce = 0.074$$

II.5.3 Les apports fréquentiels.

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

II.5.3.1 Ajustement de la série des apportes à la loi log-normale.

Tableau II.22 : résultat de l'ajustement a 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

Fréquence	U de Gauss	Valeur Théo.	Borne inf.	Borne sup.
0,8	0,841	19,24	15,30	25,16

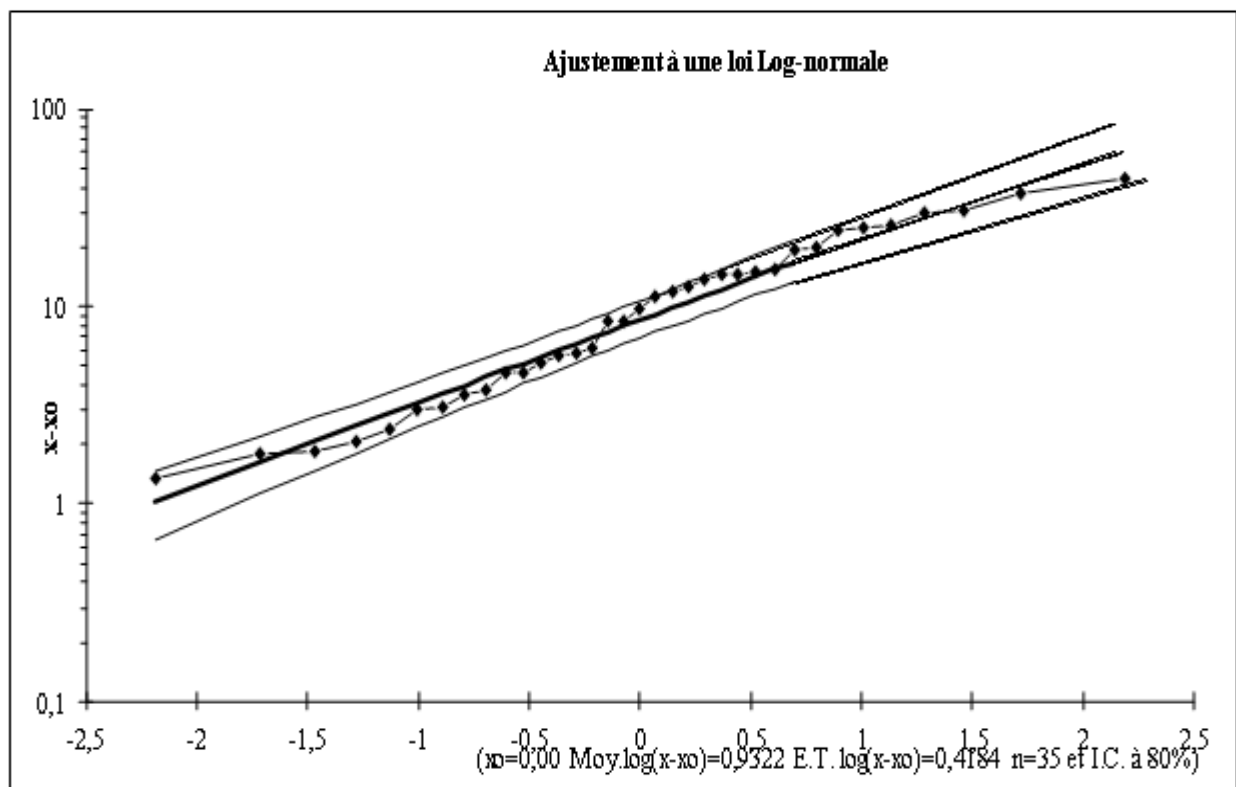


Figure II.15 : représentation graphique de la loi log-normale

$$A_{80\%site} = A_{80\%Sat^o} \left(\frac{S_{BV}^{site}}{S_{BV}^{sat^o}} \right) \dots\dots\dots (II.32)$$

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

II.5.3.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%.

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

Tableau II.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
$A_{80\%}$ Mm^3	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
$A_{80\%}$	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

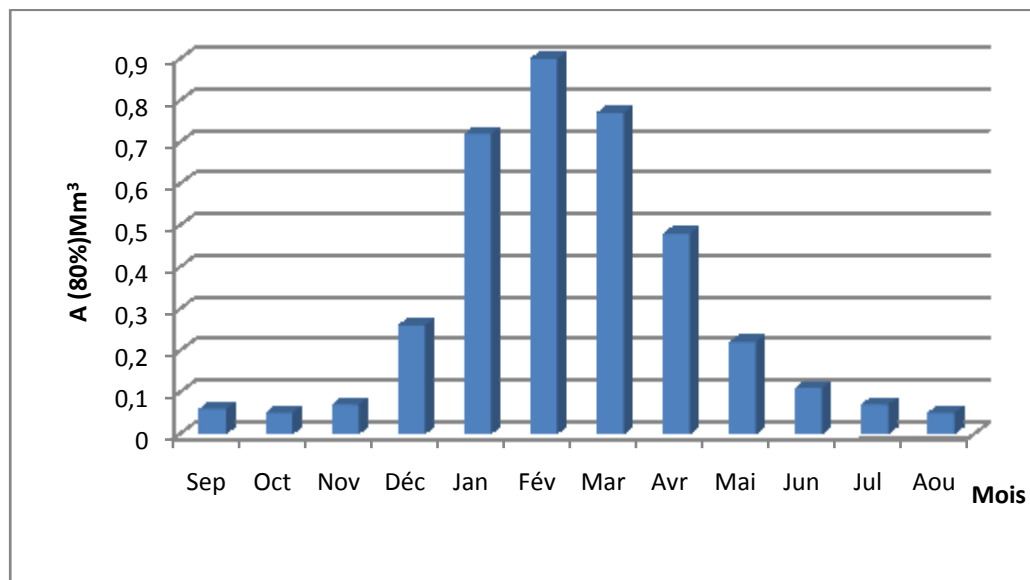


Figure II.16 : Répartition mensuelle des apports 80% du site

II.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

II.5.4.1 Apport solide en suspension.

A - Formule de Fournier.

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2,66} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,64} \dots\dots\dots (II.33)$$

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

$$Ta=59.26 \text{ t/Km}^2\text{an}$$

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

$$V_s = \frac{T_{a,s}}{\gamma_s} = 766.68 \text{ m}^3/\text{an}$$

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:

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

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

D'où:

T_a – Taux d'abrasion, T/km²/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 II.24 : récapitulatif de Volume annuel moyen

Formule de	Taux d'abrasion	Volume annuel moyen
Fournier	59.26 T/km ² /an	766.68 m ³ /an
TIXERONT	251.87 T/km ² /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

$$V_m = 0,049 \text{ Mm}^3$$

$$V_{mort} = n \cdot V_S = 15 \cdot 3258,57 = 48878,55 \text{ m}^3$$

- Pour 30 ans

$$V_{mort} = n \cdot V_S = 30 \cdot 3258,57 = 97757,1 \text{ m}^3$$

$$V_m = 0,098 \text{ Mm}^3$$

- Pour 50 ans

$$V_{mort} = n.V_S = 50.3258,57 = 162928,5m^3$$

$$V_m = 0,16Mm^3$$

II.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 estimé alors $V_m = 0.16 + 0.057 = 0.22 Mm^3$

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

II.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 II.3

Tableau II.25 : Débits fréquentiels 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

II.6.1 Hydrogramme de crue.

II.6.1.1 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski.

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

a) Pour le temps de la montée.

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

$T_m = T_c$: Temps de montée.

b) Pour la décrue.

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

Avec :

Q_m : débit instantané de la montée (m^3/s) ;

Q_d : débit instantané de la décrue (m^3/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 (m^3/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'Hydrogramme de crue

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

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

Tableau II.26 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme 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

Tableau II.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
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

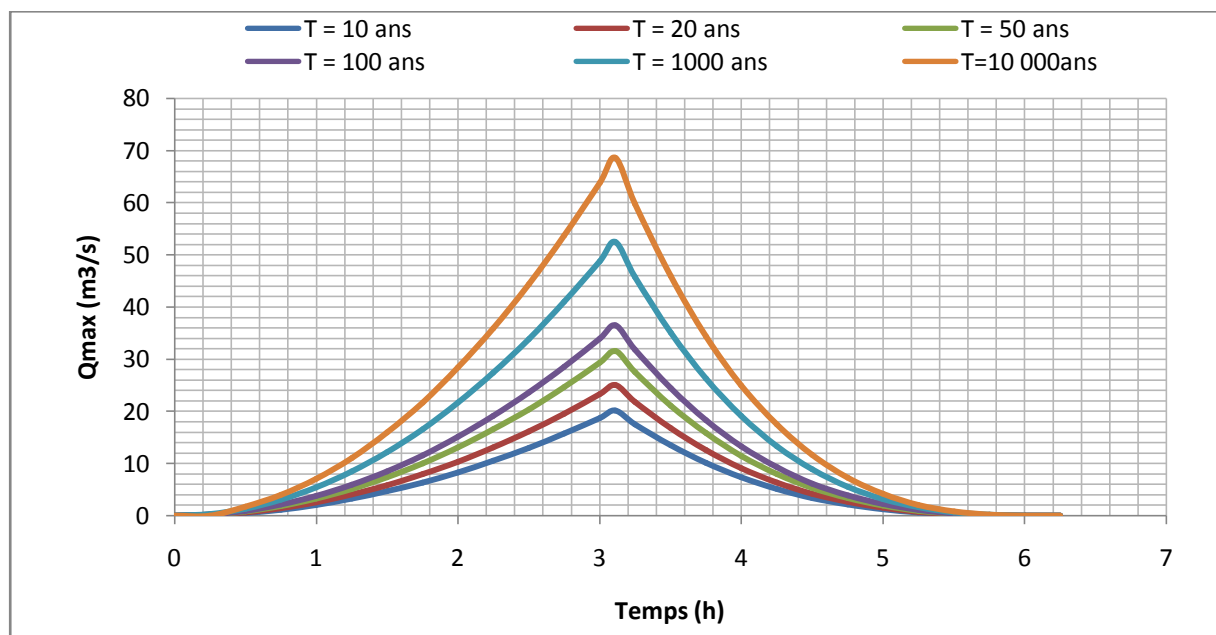


Figure II.17 : Hydrogrammes des crues pour les différentes périodes de retour

II.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.

Tableau II.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 $Q_{0.01\%} = 68.61 \text{ (m}^3/\text{s)}$

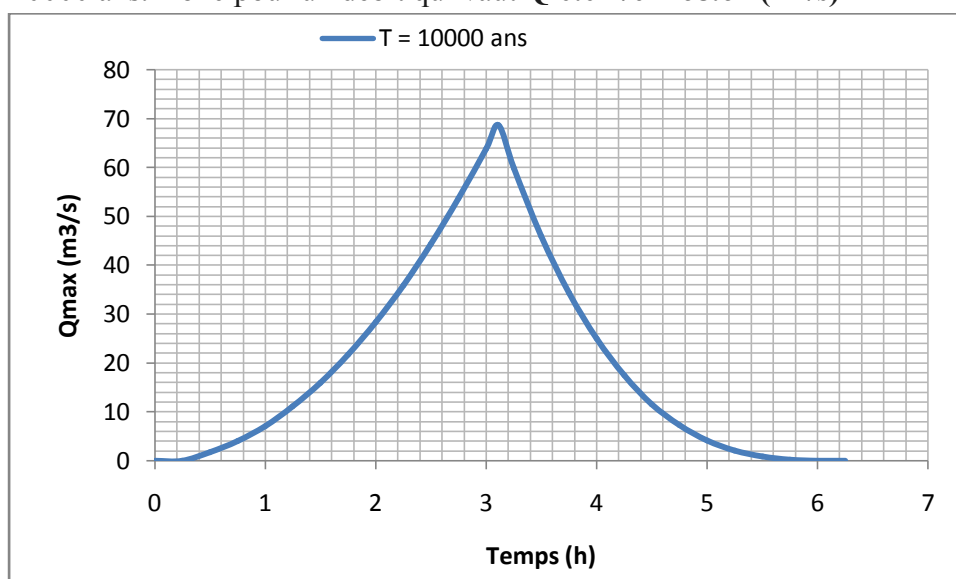


Figure II.18 : Hydrogramme de crue de projet à une période de retour 10 000 ans

II.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 ciquantenales ou même centennale, 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 attribué 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

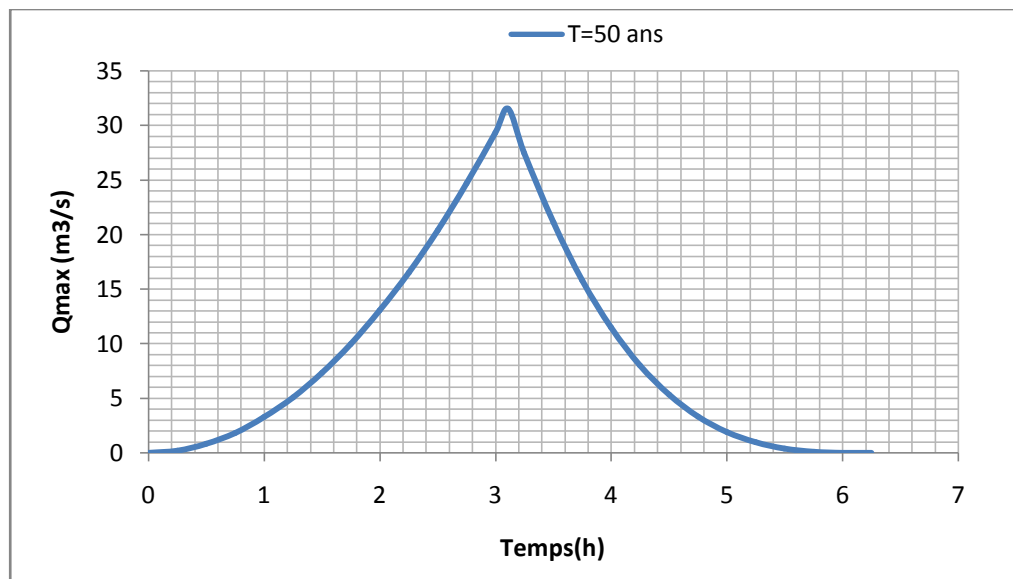


Figure II.19 : Hydrogramme de la crue de chantier

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

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

II.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

II.7.1 Régularisation saisonnière.

II.7.1.1 Répartition mensuel de l'apport 80%.

Tableau .II.29 : La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant :

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

II.7.1.2 Répartition mensuel des besoins.

Ils sont regroupés dans le tableau qui suit.

Tableau II.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

II.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 II.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
1100	0,82	0,805	20	16,1	9,43
1120	0,79	1,38	20	27,6	25,53
1140	1,97	2,335	20	46,7	53,13
1160	2,7				99,83

La courbe capacité hauteur est représentée dans l'annexe II.4

II.7.1.4 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 hydraulicité.
- ✓ Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- ✓ Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- ✓ Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'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

II.7.1.5 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 le tableau suivant :

Tableau II.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
nov	9,99	2,40	7,59		7,79		3,02	0,00	0,00
dec	10,17	2,40	7,77	15,38	15,38	-	10,61	0,00	0,00
jan	10,64	2,40	8,24	23,15	23,15	0,00	18,38	0,00	0,00
fev	10,82	2,40	8,42	31,39	31,39	0,00	26,62	0,00	0,00
mar	10,68	2,40	8,28	39,81	39,81	0,00	35,04	0,00	0,00
avr	10,39	7,68	2,71	48,09	46,03	2,06	43,32	0,00	0,00
mai	10,14	16,78	-6,64	48,74	46,03	2,71	46,03	0,00	0,00
juin	10,03	20,30	-10,27	39,39	39,39	0,00	39,39	0,00	0,00

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
aou	9,97	20,30	-10,33	13,53	13,53	-	13,53	0,00	0,00
sept	9,98	12,96	-2,98	3,20	3,20	-	3,20	0,00	0,00
				0,22	0,22	-	0,22	0,00	0,00
						4,77	-	-	4,77

A partir du tableau (II.29) on à :

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

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

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

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

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

Le volume normal de la retenue sera :

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

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

II.7.1.6 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.

$$V_s = E_s \cdot S_{moy} \dots \dots \dots (II.37)$$

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}).

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

$V_{rf,i}$ 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 :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots \dots \dots (II.38)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

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

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

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.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 (II.31) ci-dessous :

Tableau II.34: Régularisation saisonnière on tenant compte des pertes en (Mm³).

Mois	A (80%)	U (80%)	Pert Mm3	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 (II.31) on a :

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

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

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ D'où : $V_u = V_d$

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.

II.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.

II.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:

$$Q dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (II.39)$$

D'où :

Q : le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulée à l' instant 't' est:

$$Q - q = S \cdot \left(\frac{dh}{dt} \right) \dots\dots\dots (II.40)$$

D'où:

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.

II.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:

$$Q = m b \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (II.41)$$

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.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (II.42)$$

H₀:charge globale.

V₀:vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S}$$

Avec: S = b.H

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci après:

Tableau II.35 : 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 en variant la largeur (b) de (1 à 50) m selon la formule: $Q = m b \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$

les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau II.36 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b

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

Tableau II.37 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue pour T=10 000ans

hauteur m	vitesse m/s	hauteur total m	Débit (m³/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 II.38 : 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	-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
4,5	7,9	-635,31	28,6	143,1	286,1	429,2	572,2	858,4	1144,5	1430,6

Tableau II.39 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue pour T=100ans

h	Vch	q	1	5	10	15	20	30	40	50
0,5	0,81	-35,38	1,1	5,3	10,6	15,9	21,2	31,8	42,4	53,0
1	1,65	-110,30	3,0	15,0	30,0	45,0	59,9	89,9	119,9	149,9
1,5	2,5	-185,91	5,5	27,5	55,1	82,6	110,1	165,2	220,3	275,3
2	3,37	-263,30	8,5	42,4	84,8	127,2	169,6	254,3	339,1	423,9
2,5	4,25	-341,57	11,8	59,2	118,5	177,7	237,0	355,4	473,9	592,4
3	5,15	-421,63	15,6	77,9	155,7	233,6	311,5	467,2	623,0	778,7
3,5	6,05	-501,68	19,6	98,1	196,3	294,4	392,5	588,8	785,0	981,3
4	6,97	-583,52	24,0	119,9	239,8	359,7	479,6	719,4	959,1	1198,9
4,5	7,9	-666,24	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, ce qui s'explique que la lame déversée pour les différentes périodes de retour n'excède 0,5m.

II.9.1 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, 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 :

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

La hauteur des vagues H est estimée à l'aide des formules suivantes :

A- Formule de Stevenson.

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

F: le Fetch F = 5 Km

B- Formule de Molitor.

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

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

A- Formule de Mallet-paquant.

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

Tableau II.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 :

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

H : hauteur des vagues (m).

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

II.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 :

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

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]

II.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

$$b = 1.65 H_b^{0.5} \dots\dots\dots (II.49)$$

-Formule E.F.PREECE

$$b = 1.1 H_b^{0.5} + 1 \dots\dots\dots (II.50)$$

-Formule SIMPLIFIEE

$$b = 3.6 H_b^{1/3} - 3 \dots\dots\dots (II.51)$$

Tableau II.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 : $b_{\text{ert}} = 12 \text{ m.}$

II.5.3. 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 II.42 : Récapitulatif des résultats de la régularisation

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 décaminale ($68,61\text{m}^3/\text{s}$) 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 décamillénale ($\sim 0,77\text{hm}^3$), le volume de crue traversant le déversoir est nul, et du fait que la crue décamillénale 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 III

Dérivation provisoire

et

Batardeau



Introduction

La période de construction du barrage comprendra au moins une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un conduit en béton armé et des batardeaux en amont et en aval. Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont et un autre aval 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, dans notre cas la protection du chantier de construction du barrage de Mahouane est assurée par un batardeau provisoire implanté sur l'Oued El Guessar directement à l'amont rive gauche du barrage. Enfin les ouvrages de dérivation peuvent être utilisés comme des ouvrages permanents.

III.1. Différents types d'ouvrages de dérivation provisoire

III.1.1 Conduites :

Une conduite sous remblais peut être préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité et si la vallée est suffisamment large pour installer une conduite en béton armé. Dans le cas de conduites plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton-fondation car les risques de formation de chemins préférentiels d'écoulement de l'eau sont élevés. Les galeries et les conduites de dérivation provisoire sont souvent utilisées, en totalité ou en partie comme ouvrages définitifs, par exemple pour construire des vidanges de fond.

III.1.2 Canaux :

La dérivation provisoire de la rivière au moyen d'un canal est généralement adoptée dans les vallées larges où le débit dérivé serait trop important pour être évacué d'une façon économique par des galeries ou des conduites.

III.1.3 Galeries :

Les galeries sont généralement réservées aux vallées rocheuses étroites, elles présentent l'avantage d'éviter des interférences avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

Conclusion :

Vu les conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique du site et à l'origine de deux variantes possible celle de la conduite en charge positionnée sous la fondation du barrage et celle de galerie à écoulement libre dans le massif rive droite et à disposer les vannes à l'amont. Cette dernière s'avère la plus adéquate en raison les ouvrages algériens compte tenu des risques d'envasement des conduites, et vu l'étude économique ainsi la technicité de réalisation facile, il a été jugé de projeter une galerie et un batardeau amont, dont la section est rectangulaire sur la rive droite de l'Oued.

III.2. choix de la crue pour le dimensionnement de la galerie

En pratique, 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 Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre (10-50) ans 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 cinquantennale (de probabilité 2%).

Succussion des travaux :

1ère étape : Construction d'un canal et un pré-batardeau pour entamer les travaux dans la galerie ;

2ème étape : dans cette étape on fait construire un pré-batardeau pour acheminer les eaux vers le canal ;

3ème étape : construction d'une galerie à section rectangulaire sous terraine (sur la rive gauche).;

4ème étape : construction du batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie ainsi que l'amortissement des crues;

5ème étape : la mise en eau après la fin des travaux c'est ainsi que notre galerie de dérivation va nous assurer l'entretien de la vidange de fond et la prise d'eau.

III.3. Calcul du canal de dérivation

La projection d'un canal permettant la dérivation des eaux de l'oued est indispensable pour mener les travaux d'excavation de la galerie de dérivation dans les meilleures conditions, ce canal il est placé dans la rive gauche, il doit conserver la pente de l'oued pour faciliter sa réalisation et minimiser les charges. Il doit également avoir la capacité d'évacuation de la crue du chantier (crue de dix ans) comme le montre le tableau suivant.

Tableau III. 1 : période de retour pour les ouvrages hydrotechniques temporaires pendant la période de réalisation (crue de chantier).[1]

Intervalle de temps d'exécution	Catégorie de l'ouvrage II-IV (fréquence)	Période de retour (année)
De 6 mois à année	10%	10
De 1 à 2 années	5%	20
Plus de 2 années	3%	33,33

D'après ce tableau on prend la période de retour de 10 ans.

III.3.1. Calcul de débit :

Selon le tableau (II-25) on trouve que $Q_{\max (10\%)}=20.11 \text{ m}^3/\text{s}$

Calcul de débit max laminé (formule de KOTCHERINE)

$$Q_{\max \text{ laminée}}=0,85.q_p\%.(1-v_f/v_c)..... (III-1)$$

$q_p\%$: débit max d'entrée (probabilité 10%)

V_f : volume force égal a $(0.002-0.2)*V_c$.

Vc : volume total de la crue (0,225Mm³)

Q_{max laminée}=13,67m³/s

III.3.2. Section économique et la hauteur du canal :

Le canal projeté est de forme trapézoïdale. Dans le cas des canaux à écoulement a surface libre tels que ceux de la dérivation provisoire, la vitesse peut atteindre 10 m/s .Vue que notre canal est constitué d'alluvions, il est nécessaire de vérifier que la vitesse dans le canal est inférieure à la vitesse critique pour laquelle se produit un entraînement des matériaux par charriage.

On prend V=3 m/s, D'où Se= 4,56 m².

Nous prenons ensuite une série de valeurs des largeurs (bi) et des hauteurs (hi) et nous calculons les débits(Qi), Où:

$$Q = CS\sqrt{RI} \dots\dots\dots \text{III-2}$$

Q: Débit transité, Q=13,67m³/s;

S : Section mouillée du canal (m²);

C : Coefficient du CHEZY ;

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \dots\dots\dots \text{III-3.}$$

n: Coefficient de rugosité, n= 0,022; (Parois du canal est très rugueuse)

R: Rayon hydraulique,

$$R = \frac{S}{P} \dots\dots\dots \text{III-4}$$

P: Périmètre mouillé;

i : Pente du canal (i=0,0018).

$$S = (b + mh)h \dots\dots\dots \text{III-5}$$

$$P=b+2h\sqrt{1+m^2} \dots\dots\dots \text{III-6}$$

m: Pente de talus, m=1/√3;

b: Largeur du canal (m);

h: Tirant d'eau dans le canal, (m);

Tableau III. 2 : Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs

bi(m)	hi(m)	S (m2)	P(m)	R(m)	C (m ^{0,5} /s)	Qi (m3/s)
0,81	0,70	0,85	2,42	0,35	7,91	0,53
1,15	1,00	1,73	3,46	0,50	14,32	2,35
1,27	1,10	2,10	3,81	0,55	16,79	3,50
1,38	1,20	2,49	4,16	0,60	19,41	5,03
1,50	1,30	2,93	4,50	0,65	22,18	7,02
1,61	1,40	3,39	4,85	0,70	25,09	9,56
1,73	1,50	3,90	5,20	0,75	28,15	12,74
1,74	1,51	3,95	5,23	0,76	28,46	13,10
1,75	1,52	4,00	5,27	0,76	28,77	13,47
1,76	1,53	4,05	5,30	0,77	29,09	13,84

Nous optons donc pour S=4m2 qui est inférieure à la section économique Se=4,56m2.

Donc : $b=1,75\text{m}$ et $h_{ca}=h+R$

Où:

h_{ca} : hauteur du canal;

h : tirant d'eau dans le canal, (m);

R : revanche, $R=0,5\text{m}$.

D'où:

$H_{ca}=1,52+0,5=2,02\text{m}$.

III.3.3. Calcul de la hauteur de pré-batardeau :

La hauteur de pré-batardeau égal à $h+R_v$

h : hauteur de canal égal $1,52\text{m}$

R_v : hauteur de montée de la vague ou revanche.

D'après la Formule de STEVENSON (II-43) ;(II-44) ;(II-47):

$R_v=1,14\text{m}$

$H_{\text{Pré-batardeau}}=1,14+1,52=2,66\text{m}$

On prend $H_{\text{Pré-batardeau}}=2,7\text{m}$

III.3.4. Hauteur critique du canal:

$$h_{cr}=K\left(1-\frac{\sigma_{cr}}{3}+0,105\sigma_{cr}^2\right) \dots\dots\dots \text{III-7}$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots \text{III-8}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{Km}{b} \dots\dots\dots \text{III-9}$$

$K = 1,84$

$\sigma_{cr}=0,61$

$\Rightarrow h_{cr}=1,54\text{m}$

III.3.5. Pente critique du canal :

$$I_{cr} = \frac{gh_{cr}}{R_{cr}C^2} \text{ avec } R = \frac{S_{cr}}{p_{cr}} \dots\dots\dots \text{III-10}$$

$$S_{cr} = (b + mh_{cr})h_{cr}$$

$$P_{cr}=b+h_{cr}2\sqrt{1+m^2}$$

$R_{cr}=0,77 \text{ m}$

$\Rightarrow I_{cr}=0,01$

III.4. Galerie de dérivation

III.4.1. Conception de l'Ouvrage

Pendant la construction du Barrage la réalisation d'un ouvrage pour la dérivation des eaux de l'Oued Gessar prévue. L'ouvrage de dérivation provisoire, localisé en rive gauche, est constitué par une galerie en béton armé à section constante. Analysant l'étude de faisabilité dont la section a été choisie de type fer à cheval divisé en deux parties, la partie supérieure réservée pour la vidange du fond et l'inférieure pour le transfert des conduites d'AEP et de l'irrigation avec des plaques métalliques séparant les deux parties.

On a critiqué cette variante, en vu de mieux protéger les conduites de prise d'eau contre l'érosion de ces plaques par les tirants d'eau dont la vitesse dépasse des fois les vingtaines de m/s et la réparation en cas de fuites ou changement de ces conduites, on a opté une variante de section combinée entre deux sections l'une rectangulaire (partie inférieure) est l'autre clef de voûte (partie supérieure). La partie inférieure (rectangulaire) permet l'évacuation de la crue de chantier laminée et celle qui est au dessus (demi circulaire) permet l'accès pour les différentes visites, comme elle contient aussi les conduites de prise d'eau et d'aération.

La galerie de dérivation a été dimensionnée pour garantir l'écoulement de la crue avec une période de retour $T = 50$ ans (débit de pointe $31,54 \text{ m}^3/\text{s}$, volume $353121,84 \text{ m}^3$).

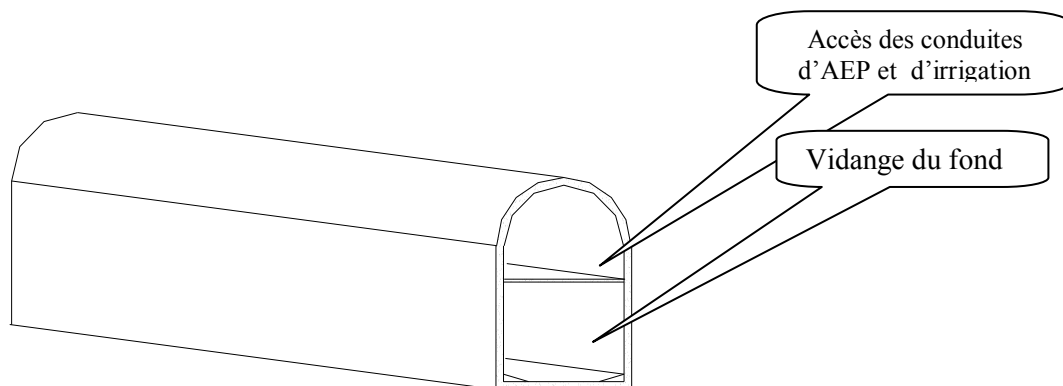


Figure III. 1: Schéma explicatif de la galerie de dérivation

III.4.3. Laminage de crue de chantier :

Tableau III.3 : les Volumes et les débits déversant.

Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (m ³)	V (m ³)	V+1/2qΔt(m ³)
0	0	0	0	0
0,25	0,14	122,07	3000	3122,07
0,5	0,77	690,56	5000	5690,56
0,75	2,11	1902,95	6000	7902,95
1	4,34	3906,38	7000	10906,38
1,25	7,58	6824,16	8000	14824,16
1,5	11,96	10764,71	9000	19764,71
1,75	17,58	15825,94	10000	25825,94
2	24,55	22097,81	60000	82097,81

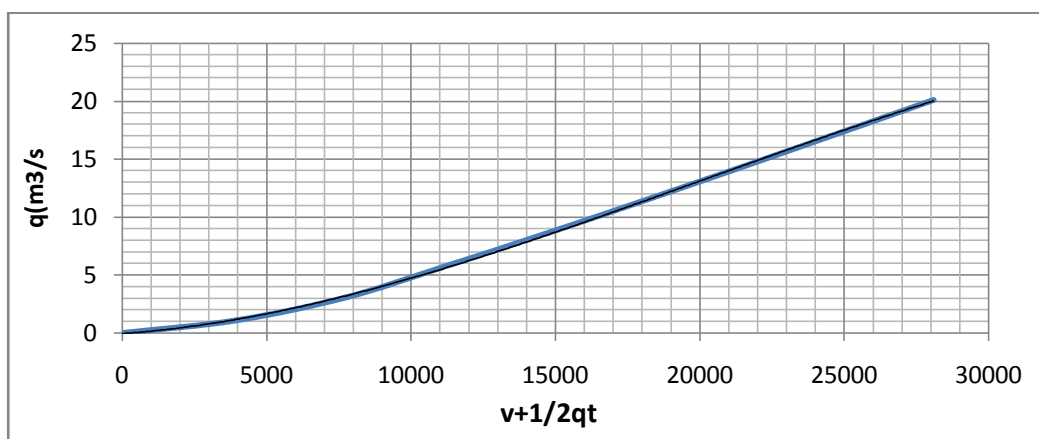


Figure III.2: courbe des débits déversant

Tableau III.4 : laminage de crue du chantier

Méthode grapho-analytique de Hildenblat (b=4m)						
1	2	3	4	5	6	7
Temps	Q	Q moy	Qmoy - q	(Qmoy-q)*dt	V+1/2.q.dt	q (b=4 m)
0	0	0,10	0,10	90	0	0
0,25	0,2	0,51	0,51	458,56	90	0,00
0,5	0,82	1,33	1,31	1181,76	548,56	0,01
0,75	1,83	2,55	2,43	2185,51	1730,32	0,12
1	3,26	4,18	3,60	3242,41	3915,83	0,58
1,25	5,1	6,22	4,39	3951,41	7158,24	1,83
1,5	7,34	8,67	4,55	4095,67	11109,65	4,11
1,75	9,99	11,52	4,38	3938,60	15205,32	7,14
2	13,04	14,78	4,33	3892,53	19143,93	10,45
2,25	16,51	18,45	4,55	4097,55	23036,46	13,89
2,5	20,38	22,52	5,06	4550,71	27134,01	17,46
2,75	24,66	27,01	5,93	5340,17	31684,72	21,07
3	29,35	30,45	6,06	5458,03	37024,89	24,38
3,11	31,54	29,51	3,32	2985,23	42482,92	26,19
3,25	27,47	24,29	-2,01	-1808,90	45468,15	26,29
3,5	21,1	18,45	-7,86	-7076,77	43659,26	26,31
3,75	15,8	13,64	-10,52	-9469,44	36582,48	24,16
4	11,47	9,75	-7,70	-6930,83	27113,04	17,45
4,25	8,02	6,68	-4,68	-4212,43	20182,21	11,36
4,5	5,34	4,34	-3,42	-3080,39	15969,78	7,76
4,75	3,33	2,62	-2,75	-2471,06	12889,39	5,36
5	1,9	1,43	-2,23	-2009,86	10418,34	3,66
5,25	0,96	0,68	-1,80	-1616,76	8408,48	2,47
5,5	0,39	0,25	-1,41	-1266,41	6791,72	1,66
5,75	0,11	0,06	-1,06	-958,46	5525,30	1,12
6	00	0,00	-0,78	-699,39	4566,85	0,78
6,25	00	0,00	-0,56	-507,22	3867,46	0,56
6,5	0	0,00	-0,43	-385,99	3360,24	0,43
6,75	0	0,00	-0,34	-304,25	2974,24	0,34
7	0	0,00	-0,27	-246,36	2669,99	0,27
7,25	0	0,00	-0,23	-203,78	2423,63	0,23
7,5	0	0,00	-0,19	-171,49	2219,85	0,19
7,75	0	0,00	-0,16	-146,41	2048,36	0,16
8	0	0,00	0,00	0	1901,95	0,00

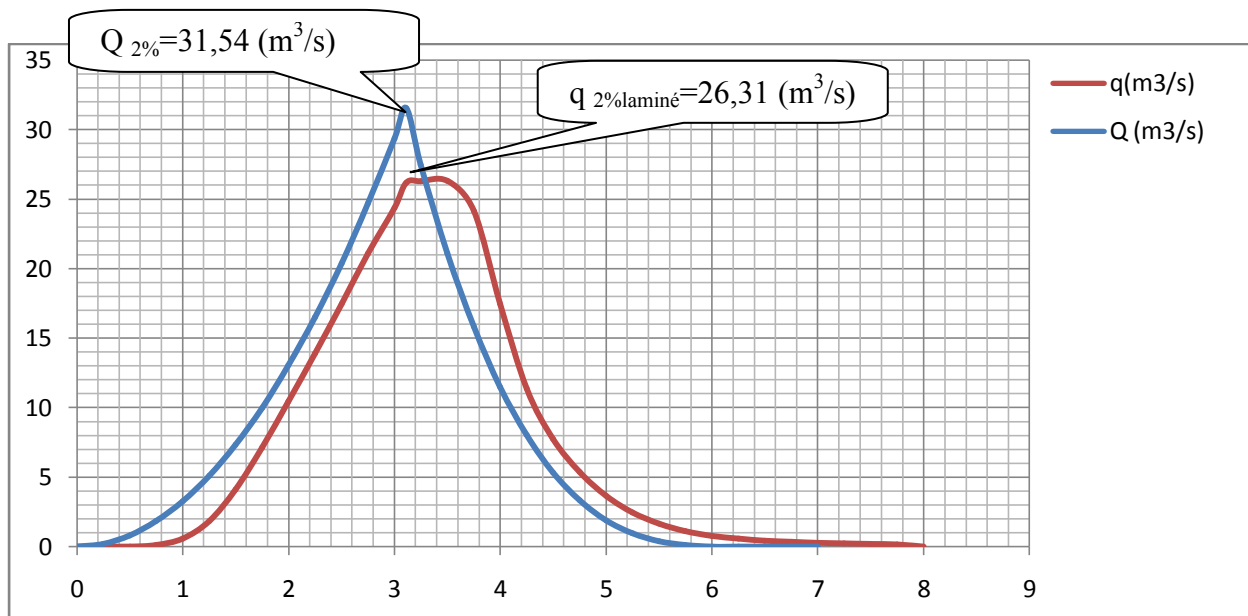


Figure III.3 : Hydrogramme des débits entrant et sortant

III. 4.4. Choix de l'emplacement de la dérivation provisoire :

L'emplacement de la dérivation provisoire dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte les facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement. Comme on a cité dans la synthèse de faisabilité, fondation du barrage repose sur des alluvions et colluvions recouvrant le substratum qu'ont des caractéristiques de cisaillement faibles (conjuguées à la possibilité de générer des pressions interstitielles élevées en leur sein lors de la construction), ainsi que le caractère très médiocre du substratum en partie haute de l'appui RG (marnes très altérées), pour cela l'implantation de la galerie de dérivation et de vidange du fond n'aura lieu que dans la rive droite posée sur des calcaires de bonne qualité (résistances mécaniques élevées).

La chambre de prises était initialement implantée dans la rive droite en amont immédiat de l'entrée de la galerie de vidange de fond et de dérivation provisoire, et n'était pas à l'abri d'un éventuel glissement des talus de fouilles de la tête de galerie. En effet, ces talus sont constitués en grande partie d'alluvions argilo-limoneuses et risquaient d'être fragilisés par l'établissement de pressions interstitielles en leur sein, lors d'une vidange rapide ou des marnages de la retenue. Un tel scénario aurait engendré des dommages irréversibles au barrage privé de tout autre organe de vidange (rappelons que le barrage de Mahouane n'est pas équipé d'ouvrage d'évacuation de surface). Dans ces conditions, le parti pris est de dégager la chambre de prises de l'emprise des fouilles de la tête de galerie et de la repousser plus en amont.

III.4 .4. Dimensionnement hydraulique :

La dérivation provisoire comprend les éléments suivants :

- Un canal d'amenée.
- Une galerie de section rectangulaire avec une clef de voûte en dessus.
- Un canal de restitution.

III.4.4 .1. Canal d'amenée :

Le canal d'amenée a pour but de canaliser les eaux vers la galerie en garantissant un écoulement dont la vitesse vérifie la condition de non érosion.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{q}{s_{can}} \dots \dots \dots \text{III-12}$$

Tableau III. 5 : Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs

bi(m)	hi(m)	S (m2)	P(m)	R(m)	C (m ^{0,5} /s)	I(m/m)	Qi (m3/s)
8	0,1	0,8	8,2	0,098	54,28	0,0182	1,83
8	0,2	1,6	8,4	0,190	60,68	0,0182	5,72
8	0,3	2,4	8,6	0,279	64,67	0,0182	11,06
8	0,4	3,2	8,8	0,364	67,59	0,0182	17,59
8	0,5	4	9	0,444	69,89	0,0182	25,14
8	0,51	4,08	9,02	0,452	70,09	0,0182	25,95
8	0,52	4,16	9,04	0,460	70,29	0,0182	26,76
8	0,53	4,24	9,06	0,468	70,49	0,0182	27,58

q : débit max laminé [m³/s].

Scan : Section du canal en [m²] et Scan = h x bc.

h : tirant d'eau (0,8m)

bc : la largeur de canal (en prendre une largeur supérieure a celle de galerie)

bc = 8m ; hc = 0,8d'après le tableau III.5

$$V_{ap} = \frac{26,31}{8,052} = 6,32 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre 4,4 et 10m/s donc pas de risque de l'érosion.

III.4.4 .2. La hauteur des murs de canal d'amenée

$$h_m = h + R_v$$

h_m : La hauteur des murs de canal d'amenée

h : Tirant d'eau (0,52m)

R_v : revanche (0.5m)

$$h_m = 1.02\text{m}$$

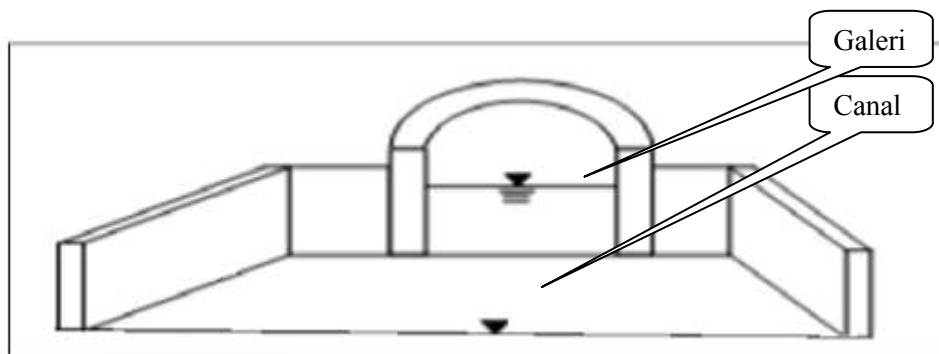


Figure III.5 : Schéma explicatif du canal d'amenée

III.4.4.3. galerie de dérivation

III.4.4.3.a. Notion de la section avantageuse:

Pour avoir un débit maximum, (section ; pente, rugosité) sont des constants il faut que le périmètre mouillé devient minimum donc le rayon hydraulique maximum $\frac{dp}{dh} = 0$

$$p = b + 2m\sqrt{1 + m^2} = \frac{S}{h} + h(2\sqrt{1 + m^2} - m)$$

$$\frac{dp}{dh} = \frac{S}{h^2} + 2(\sqrt{1 + m^2} - m) = 0$$

$$\frac{b}{h} = 2(\sqrt{1 + m^2} - m) \dots\dots\dots \text{III-11}$$

Pour $m = 0$ on trouve que $b = 2h$

Selon la formule (III-2)

$$Q = K_S \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S \cdot I^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots \text{III-12}$$

Rappelons que pour une section rectangulaire :

$$S = b \cdot h = 2h^2$$

$$R = h/2$$

Les parois internes de la galerie sont construites en béton lisse, c-à-d $75 < K_S < 90$ (voir tableau III.6). On prend $K_S = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. On admet une Pente du radier de l'ordre de 0.0182

Donc :

$$Q = K_S \left(\frac{h}{2}\right)^{\frac{2}{3}} 2h^2 I^{\frac{1}{2}} \Rightarrow Q = 13,6h^{\frac{8}{3}}$$

D'après les résultats de laminage on remarque que le débit max a évacué et de l'ordre de

$$Q_{\text{max laminé}} = 26,31 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les dimensions de la section rectangulaire la plus économique qui correspond à ce débit sont :

$$h_n = 1.28 \text{ (m)}, b = 2h = 2,56 \text{ (m)}, \text{ on prend } b = 2,6 \text{ m}$$

Et pour s'assurer que l'écoulement soit toujours à surface libre dans la galerie, on augmente la hauteur de la dalle.

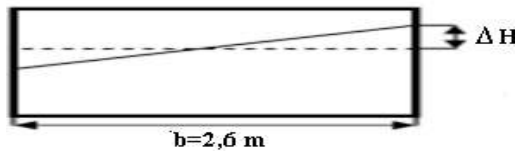
Tableau III.6 : valeurs de K_S selon différentes nature des parois

Nature des parois	K_S [m ^{1/3} /s]
Béton lisse	75-90
Canal en terre non enherbé	60
Canal en terre enherbé	50
Rivière de plaine sans végétation herbative	35-40
Ré de plaine long végétation peu dance	30
Ré à berger très étroite très végétative	10-15
Lit majeur en prairie	20-30
Lit majeur en forêt	<10

III.4.4.3.b. Calcul de l'élévation de plan d'eau dans la partie courbée de la galerie :

Lorsque l'écoulement de l'eau subit une accélération centrifuge il entraîne entre les deux parois de la galerie une différence de niveau évaluée par la formule suivante Ou

$$\Delta h = \frac{v^2 b}{gR} \dots \dots \dots \text{III-13}$$



Vitesse de l'écoulement (m/s)

b : la largeur de la galerie (m)

g : accélération de gravité (9.81 m/s²)

R : rayon de courbure (m)

Q : débit max laminé [m³/s].

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b \cdot h}$$

$$V=7,9 \text{ m/s}$$

$$\Delta h=0.15$$

III.4.4.3.c. La hauteur de la galerie de dérivation provisoire :

$$H_d = h + \Delta h + R_v$$

H_d : hauteur de la galerie de dérivation provisoire

h : tirant d'eau dans la galerie

Δh : élévation de plans d'eau dans la partie courbée de la galerie

R_v : revanche (0.75m)

H_d=2.18m On prend H_d=2,2m

III.4.4.3.d. La Profondeur critique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots \dots \dots \text{III-14}$$

Q : débit de projet lamine (Q=26,31 m³/s);

b : la largeur de galerie (b=2,6m).

$$h_c = 2,19 \text{ m.}$$

III.4.4.3.e. Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{g h_{cr}}{R_{cr} C^2} \text{ avec } R = \frac{S_{cr}}{p_{cr}} \dots \dots \dots \text{III-15}$$

$$S_{cr} = b h_{cr}$$

$$P_{cr} = 2b + h_{cr}$$

$$R_{cr} = 0,82 \text{ m}$$

$$I_{cr}=0,0114$$

La pente critique se détermine par la formule de CHEZY (III-2)

Pour une section rectangulaire

I_{cr} : Pente critique de la galerie.

Q: Débit max laminé, $Q=26,31 \text{ m}^3/\text{s}$

Y_c : profondeur critique (2,19m)

b : la largeur de galerie (2,6m)

C : Coefficient du CHEZY ;

n : Coefficient de rugosité, $n= 0,015$ (béton armé);

r : Rayon hydraulique;

P : Périmètre mouillé;

S : section mouillé

$I_{cr}=1.14\% < 1.82\%$, donc l'écoulement est de nature torrentiel.

III.4 .5. Calcul de la ligne d'eau

Pour le tracé de la ligne d'eau, on a utilisé le logiciel " **CANAL 21** " dont le principe de calcul est basé sur des méthodes d'approximation successive.

III.4 .5 .Menu Principal : présentation de la fenêtre principale

Ce logiciel permet trois types d'études différents :

1) Etude d'une section transversale de bief:(choisissez le bouton "SECTIONS")

- calcul des paramètres hydrauliques liés à la section
- étude de l'écoulement uniforme dans la section

2) Etude d'un ouvrage considéré isolément.(choisissez le bouton "OUVRAGES")

- déversoir (surface libre)
- vanne ou orifice (en charge)

3) Etude de la ligne d'eau en écoulement permanent dans un "canal" complexe, constitué d'éléments divers.(biefs, ouvrages...) qu'est l'objectif de notre étude .

(Choisissez le bouton "LIGNE D'EAU")

III.4 .5 Conditions limites du calcul hydraulique :

Le calcul de ligne d'eau en permanent nécessitera ensuite la fourniture de la condition liée aux tirants d'eau:

- le débit entrant a été fixé à l'étape précédente,
- un tirant d'eau, à l'extrémité aval ou à l'extrémité amont, selon que

l'écoulement est fluvial (contrôlé par l'aval) ou torrentiel (contrôlé par l'amont).

Canal21 accepte le cas où la ligne d'eau serait soumise à la fois à un contrôle aval et un contrôle amont (s'ils ne peuvent coexister, Canal21éliminera le plus faible...).

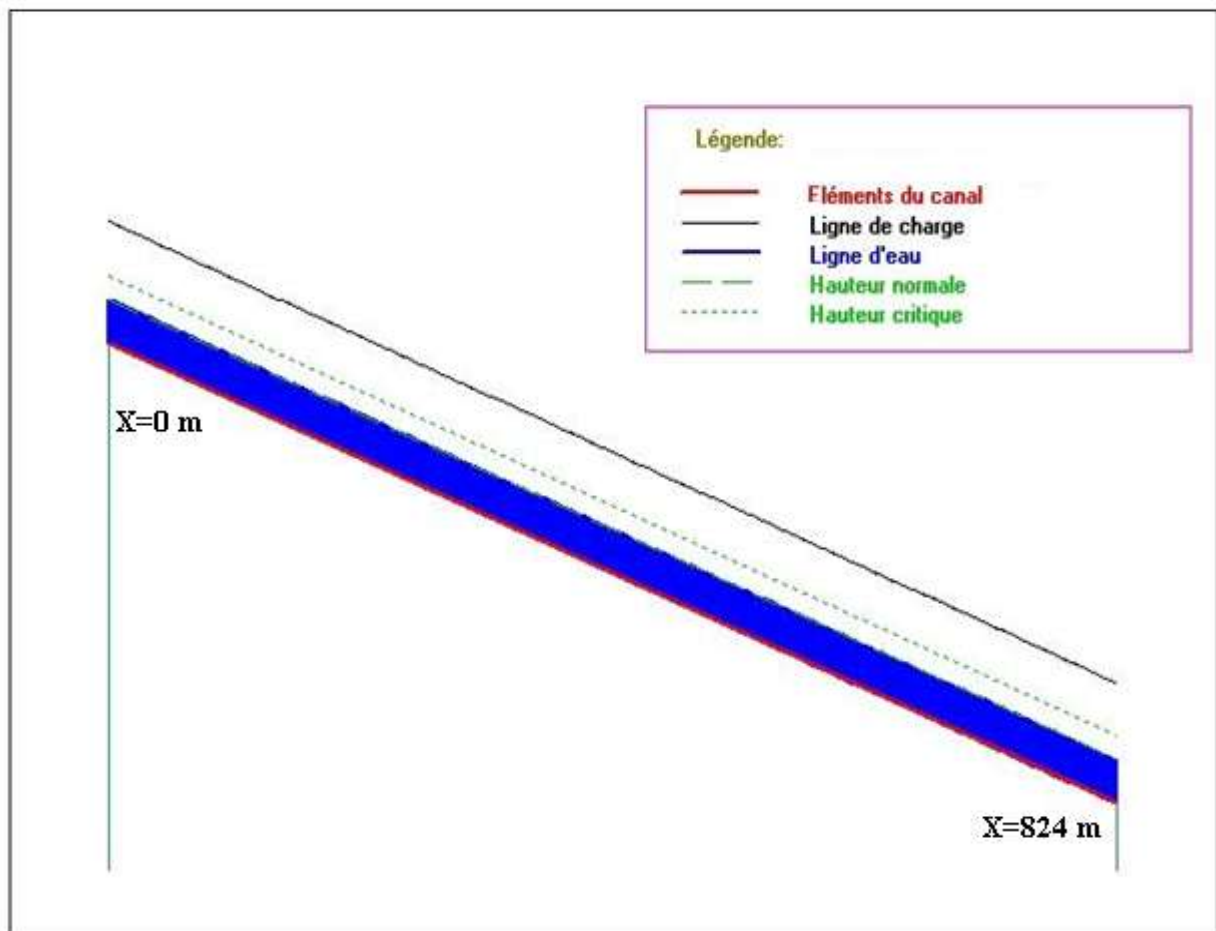


Figure III.6 graphique de ligne d'eau

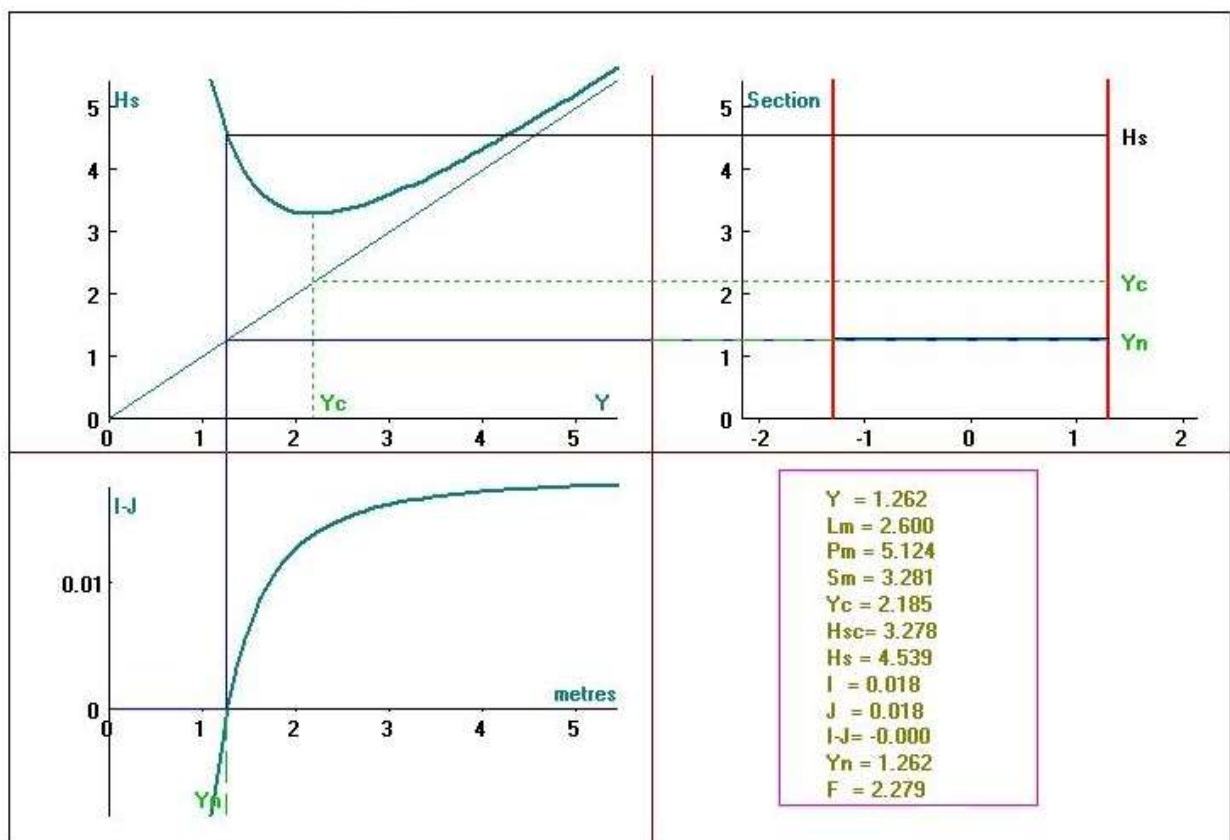


Figure III.7 différents graphiques caractérisant la section d'écoulement

Tableau III.7 descriptif de la ligne d'eau :

section	x (m)	Y (m)	V (m/s)	J (m/m)	Hs(m)	Froude	régime	Yc (m)
0	0.00	1.262	8.018	0.0182	4.539	2.279	torrentiel	2.185
20	164.80	1.262	8.018	0.0182	4.539	2.279	torrentiel	2.185
40	329.60	1.262	8.018	0.0182	4.539	2.279	torrentiel	2.185
60	494.40	1.262	8.018	0.0182	4.539	2.279	torrentiel	2.185
80	659.20	1.262	8.018	0.0182	4.539	2.279	torrentiel	2.185
100	824.00	1.262	8.018	0.0182	4.53	2.279	torrentiel	2.185

III.5 Batardeau provisoire

III.5.1 Détermination de la cote de retenue pour la crue chantier

Dans le cas de Mahouane où la pente de la galerie « i » est relativement forte (1,82%), on peut facilement vérifier que quelque soit le débit inférieur à 31,54m³/s transitant dans la galerie, l'écoulement sera toujours torrentiel. Dans ces conditions, la section d'entrée de la galerie de dérivation est la section de contrôle (écoulement libre à l'aval de celle-ci)

Soit :

h : la hauteur d' eau dans la section (m)

S_G : la section mouillée (m²)

L_G : la largeur de surface libre (m)

Le débit transité « Q » est alors donné par :

$$Q = S_G \sqrt{\frac{g S_G}{L_G}} \dots \dots \dots \text{III.16}$$

Qui exprime que la section d'entrée est la section de contrôle (régime critique). La vitesse « V_G » est égale à :

$$V_G = \sqrt{\frac{g S_G}{L_G}} \dots \dots \dots \text{III.17}$$

V_G=3,54 m/s

La hauteur de la retenue au-dessus du radier de la section d'entrée se trouve en ajoutant à « h » le terme d'énergie cinétique et les pertes de charge « ΔH » d'entonnement. Si « z₀ » (=1073,00 NGA) est la cote du radier à l'entrée, la cote de la retenue est donnée par :

$$Z_{retenue} = Z_0 + h + \frac{V_G^2}{2g} + \Delta H \dots \dots \dots \text{III.18}$$

III.5.2 Pertes de charge à l'entonnement : [4]

Les pertes de charges « ΔH » sont la somme de deux termes « ΔH₁ » et « ΔH₂ » ;

- « ΔH₁ » est la perte de charge de frottement de l'eau s'écoulant entre les deux murs latéraux de la chambre de prises. Elle s'écrit d' après la formule de STRICKLER et MANNING :

$$\Delta H_1 = \frac{L_g \cdot Q^2}{S^2 \cdot K^2 \cdot R_H^{4/3}} \dots \dots \dots \text{III.19}$$

$$\Delta H = 0,1 \text{ m}$$

avec :

Q : débit évacué (m^3/s)

Lg : longueur des murs égale à 5,50 m

S' : section rectangulaire de l'écoulement égale à b x h (h : hauteur d'eau)

R'H : rayon hydraulique de la section rectangulaire égal à S / P.

K : coefficient de STRICKLER pris égal à 80 (béton de bonne qualité)

- « ΔH_2 » est la perte de charge singulière se produisant sur les bords délimitant l'entrée de l'écoulement : plein cintre de la section d'entrée de la galerie et têtes des murs latéraux de la pile. Elle est de la forme :

$$\Delta H_2 = \alpha \frac{V^2_G}{2g} \dots \dots \dots \text{III.20}$$

avec α = coefficient de perte de charge singulière variant avec la hauteur d'eau « h ».

Pour $h < 0,5$ m, la lame d'eau ne touche pas la partie circulaire du toit de l'entrée et on peut prendre : $\alpha = 0,05$

Pour $0,5 < h < 2,2$ m, la lame rencontre la voûte de l'entrée de la galerie. Plus « h » est grand, plus la perte de charge qui en résulte est élevée : le coefficient « α » est de l'ordre de 0,3 lorsque la section est pleine (correspondant à une entrée simple) : Nous avons alors supposé une variation linéaire de 0,05 à 0,30 pour « h » passant de 0,5 m à 2,2 m :

$$\alpha = 0,0943 h - 0,0066$$

On prend $\alpha = 0,1$ Où $\Delta H_2 = 0,064 \text{ m}$

III.5 .3 Calculs

Pour le débit $Q = 31,54 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondant à la crue de chantier de période de retour 50 ans, le niveau de la retenue atteint la cote :

$$Z_{\text{retenue}} = 1073 + 2,2 + 0,64 + 0,16 = 1076 \text{ NGA.}$$

Rappelons que ce niveau obtenu ne tient pas compte de l'amortissement de la crue de chantier par la cuvette et que, par conséquence, le niveau réel de la retenue se situera au dessous de la cote 1076 NGA.

III.5 .4 Détermination de la cote de couronnement du batardeau [5]

La hauteur de revanche (différence de niveau entre la cote de couronnement du batardeau et la cote de la retenue) est dimensionnée afin de contenir le déferlement des vagues produites par le vent soufflant dans l'axe longitudinal de la retenue. On admet le cas le plus défavorable où les vents violents se produisent en concomitance avec la crue chantier.

La revanche se détermine par rapport à la vitesse du vent, de la longueur de fetch, de la hauteur de vague significative et de sa vitesse.

- Vent : durant la durée de fonctionnement de la dérivation provisoire, nous retiendrons une vitesse maximale V_w de 90 km/h qui se produit en moyenne 3 fois par an dans la région de sétif .
- Longueur de Fetch F : longueur de la surface d'eau continue maximale : 1500 m
- Hauteur de vague significative H_s : la formule empirique de STEVENSON donne :

$$H_S = 0,76 + 0,032\sqrt{V_W \cdot F} - 0,26\sqrt[4]{F} = 0,84\text{m}$$

- Vitesse de la vague V : la formule simplifiée de GAILLARD donne :

$$V = 1,5 + 2H_S = 3,18 \text{ m/s}$$

- Hauteur de la revanche R : la hauteur de revanche généralement admise en première approximation s'exprime par la formule de Stevenson-Molitor :

$$R = 0,75H_S + \frac{V^2}{2g} = 1,14$$

Nous adopterons une hauteur de revanche de 1,20 m. La cote de couronnement du batardeau sera :

$$Z_{\text{Batardeau}} = 1076 + 1,2 = 1077,2 \text{ NGA.}$$

III.5 .5 Détermination de la largeur de la crête : [1]

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10 m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3 m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10 m, la largeur de la crête sera égale à 1/3 de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandable que la largeur soit de 4 à 6m.

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules (II.49), (II.50) et (II.51)

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

T.KNAPPEN	E.F.PREECE	SIMPLIFIEE
3,38	3,25	2,81

On prend $b_{cr} = 3,2 \text{ m}$

III.5 .6 . Pente des talus : [2]

Le choix de la pente des talus amont et aval est en fonction des matériaux de construction utilisés et leur caractéristique ainsi que la hauteur de la digue elles sont corrigées si nécessaire lors de l'étude de stabilité statique de ces talus.

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces derniers On peut les prendre d'après le tableau ci après

Tableau III. 8 : Pentés des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue :

Hauteur de la digue	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
$H \leq 5$	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
$10 \leq H \leq 20$	Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
$H \geq 20$	Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zone	3,0	3,0

En prendre $m_1=2,5$ $m_2=2$

III.5.7 Revêtements des talus :

La protection des talus dans les digues en terre est utilisée pour éviter l'érosion par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part. Alors, les facteurs qui influencent sur le choix et sur la conception du type de revêtement sont :

1. Hauteur de la montée subite.
2. Fluctuations du niveau de la digue.
3. Matériaux des digues.
4. Conditions climatiques.
5. Importance de l'ouvrage.

Pour le cas de petites digues, les revêtements les plus utilisés sont:

- Enrochement sur les couches de filtre.
- Couche de terre végétale

Le type de revêtement doit être défini à partir d'une évaluation technico-économique, en tenant compte de l'utilisation maximale des engins et des matériaux locaux existants, du caractère du sol, du corps de la digue, de l'agressivité de l'eau et de la durabilité du revêtement selon les conditions d'exploitation.

L'épaisseur de l'enrochement doit être approuvée en tenant compte des possibilités de l'érosion de la surface du talus hors de l'enrochement sous l'influence des mouvements des vagues, le déplacement des grands blocs rocheux, un certain compactage du matériel du revêtement, ainsi que l'expérience dans l'exploitation de revêtement semblables.

III.5.7.1 Talus aval

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

Pour sa protection, l'utilisation d'une terre végétale avec des épaisseurs entre 0.20 et 0,3 m est très commune.

III.5 .7.2 Talus amont :

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la diguette jusqu'à une profondeur au dessous du niveau minimal (cote de fond). Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes.

- **Première méthode.** [1]

$$e = cv^2 \dots\dots\dots \text{III.21}$$

$$V = 1,5 + 2H_v$$

e : épaisseur minimale de la couche de revêtement.

h_v : hauteur de la vague en (m).

V : vitesse de propagation de la vague (3,18 m/s selon STEVENSON GAILLARD).

C : coefficient qui dépend de la pente et du poids volumique des blocs (poids spécifique, δ_s) de la roche (voir tableau ci-après).

Tableau III. 9: le coefficient C pour le calcul de l'épaisseur de l'enrochement du talus amont

Pente du talus	Valeurs de c pour différents poids spécifiques.		
	$\delta_s = 2,50 \text{ t/m}^3$	$\delta_s = 2,65 \text{ t/m}^3$	$\delta_s = 2,80 \text{ t/m}^3$
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

Puisque le batardeau est homogène sera réalisé par des matériaux de densité.

$\delta_s = 2,50 \text{ t/m}^3$ Donc $c = 0.028$

$e = 0.30\text{m}$

50% de l'enrochement doit avoir un poids unitaire "P" tel que :

$$P \geq 0,52e^2\delta_s \dots\dots\dots \text{III.22}$$

$p \approx 0.12 \text{ t/m}$

Le diamètre moyen d'un bloc réduit à la sphère équivalente sera:

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{P}{0,524\delta_s}} \dots\dots\dots \text{III. 23}$$

$D_p = 0,45\text{m}$

$D_p > e$ Cette méthode n'est pas vérifiée.

- **Deuxième méthode.** [1]

Cette méthode consiste à déterminer l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales du bloc en fonction de la hauteur de la vague, en prenant les valeurs directement du tableau ;

Tableau III. 10: Epaisseur de l'enrochement et D₅₀ minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague

Hauteur de la vague (m)	Épaisseur de la couche (m)	D ₅₀ minimal (m)
0,0 ÷ 0,30	0,30	0,20
0,30 ÷ 0,60	0,40	0,25
0,60 ÷ 1,20	0,45	0,30
1,20 ÷ 1,80	0,55	0,40
1,80 ÷ 2,40	0,70	0,45
2,40 ÷ 3,00	0,80	0,55

On a une hauteur de vague $h_v=0.84\text{m}$ selon STEVENSON GAILLARD

Donc ;

$$e = 0.45\text{m}$$

$$D_{50\min} = 0.3\text{m}$$

- **Troisième méthode.** [1]

En considérant dans le calcul le poids du bloc de la roche nécessaire pour supporter les forces appliquées produites par la pression statique et dynamique de la vague, ainsi que l'action érosive des vagues dans le calcul de la stabilité dont les facteurs sont le poids spécifique de la roche, la hauteur de la vague et le talus à protéger.

La formule recommandée pour le calcul du poids maximal des roches isolées est :

$$P = \frac{0,35 \cdot \delta_s \cdot h_v^3}{\left(\frac{\delta_s}{\delta_e} - 1\right)^3 \sqrt{1+m^3}} \dots \dots \dots \text{III. 24}$$

γ_s : poids volumique de la pierre varie autour 2.5 t/m^3

h_v : hauteur de la vague 0.84m .

γ_e : Poids volumique de l'eau (1 t/m^3).

m : talus à protéger ($m=2$).

$P=0.051 \text{ t}$

Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre

Équivalent D_{sph} est calculé par la formule suivante:

$$D_{sph} = \sqrt[3]{\frac{P}{0,524\gamma_s}} \dots \dots \dots \text{III. 25}$$

p : poids maximal du bloc.

Le 50% des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à $D_{50\%} = K \cdot D_{sph}$,

Où K est un coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage à partir du tableau III.10:

Tableau III.11 : Coefficient K pour différente catégorie d'ouvrage.

Coefficient	IV	III	II	I
K	0,5	0,55	0,60	0,65

K=0.5

L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante:

$$e = D_{50\%}(2 \text{ ou } 2,5) \dots\dots\dots \text{III. 26}$$

2 : si les blocs est classé.

2.5 : si les blocs non classé (en prendre 2.5)

Dsph=0.34m

D_{50%}=0.17m

e=0.42m on prend l'épaisseur =45cm

Remarque : On prend les résultats de la dernière méthode car il est basé sur plusieurs paramètres.**III.5 .8 Drainage**

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

III.5 .8.1 Conditions de drainage:

- Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- Ne pas permettre l'effet de renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- On doit contrôler son fonctionnement.

Tableau III. 12: dispositifs de drainage recommandés selon la hauteur de la digue [3]

Hauteur de la digue	Dispositif de drainage
Hb<5m	Tapis drainant aval limité aux zones aux la charge dépasse 3m
Hb<10m	Tapis drainant continu ou drain cheminée
Hb=10m	Drain cheminée

III.5 .9 Dimensionnement du Drain tapis : [1]

$$L_d = \frac{1}{4} L_b \dots\dots\dots \text{III. 27}$$

L_d : longueur du drain tapis en mL_b : largeur transversale de batardeau

$$L_b = bcr + (m_1 + m_2)h_b \dots\dots\dots \text{III. 28}$$

m₁, m₂ : fruit de talus amont et aval (m₁= 2 ; m₂=2)h_b : la hauteur de batardeau (4,2 m)

bcr : largeur en crête (3,2 m)

L_b=20mL_d = 5m

III.5 .10 Filters : [1]

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est une pratique normale dans l'ingénierie. Les particules plus fines que le sol peuvent être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux, dans ce cas, c'est la diguette, avec des sols qui possèdent une granulométrie plus grossière pour éviter l'entraînement par les forces de filtration.

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

1. Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est accepté dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevée que celle du matériau à protéger.
2. Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.
3. Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.
4. Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZHAGHI .

III.5 .10.1 Critères de conception : [2]

Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq 4 \div 5$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} > 4 \div 5 \quad \text{Condition de perméabilité.}$$

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{d_{50}(\text{sol})} < 25 \quad \text{Parallélisme des courbes granulométriques.}$$

$$\frac{D_{60}(\text{filtre})}{d_{10}(\text{filtre})} \leq 20 \quad \text{Coefficient d'uniformité du filtre.}$$

Si on utilise un filtre de matériel naturel on peut atteindre un coefficient d'uniformité ≤ 50

Si le matériau à protéger est constitué, dans sa majeure partie, de graviers, les règles précédentes doivent être appliquées à la partie du matériau plus petite que la maille de 2.54 cm (1 pouce). La courbe granulométrique du filtre devra être proche de celle du matériau à protéger, pourvu que celle-ci ne soit pas très uniforme.

Dans le cas où on emploie des tubes de drainage perforés, entourés de filtre, on doit remplir la condition:

$$\frac{D_{85}(\text{filtre})}{\text{Diam. Ouverture}} \geq 2$$

La courbe granulométrique du filtre devra être proche de celle du matériau à protéger, pourvu que celle-ci ne soit pas très uniforme.

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression:

$$K = 0,35(D_{15})^2 \dots\dots\dots \text{III. 29}$$

D_{15} , en mm

K obtenue en cm/s.

$$K=5.6 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$$

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

- Couches horizontales de sables 0,15 m
- Couches horizontales de graviers 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées 1,00

III.5.11 Étude d'infiltration à travers le batardeau: [3]

Le trace de la ligne phréatique est nécessaire pour la détermination des débits de fuite à travers le corps de batardeau afin d'apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement très dangereuse le long du talus aval.

KOZENY a montré que la ligne de saturation est de forme parabolique, de foyer A et d'axe Ax, l'équation sera :

$$\begin{cases} (X + Y_0)^2 = X^2 + Y^2 \\ \text{En point B: } X=d \text{ et } Y=h \end{cases} \dots\dots\dots \text{III. 30}$$

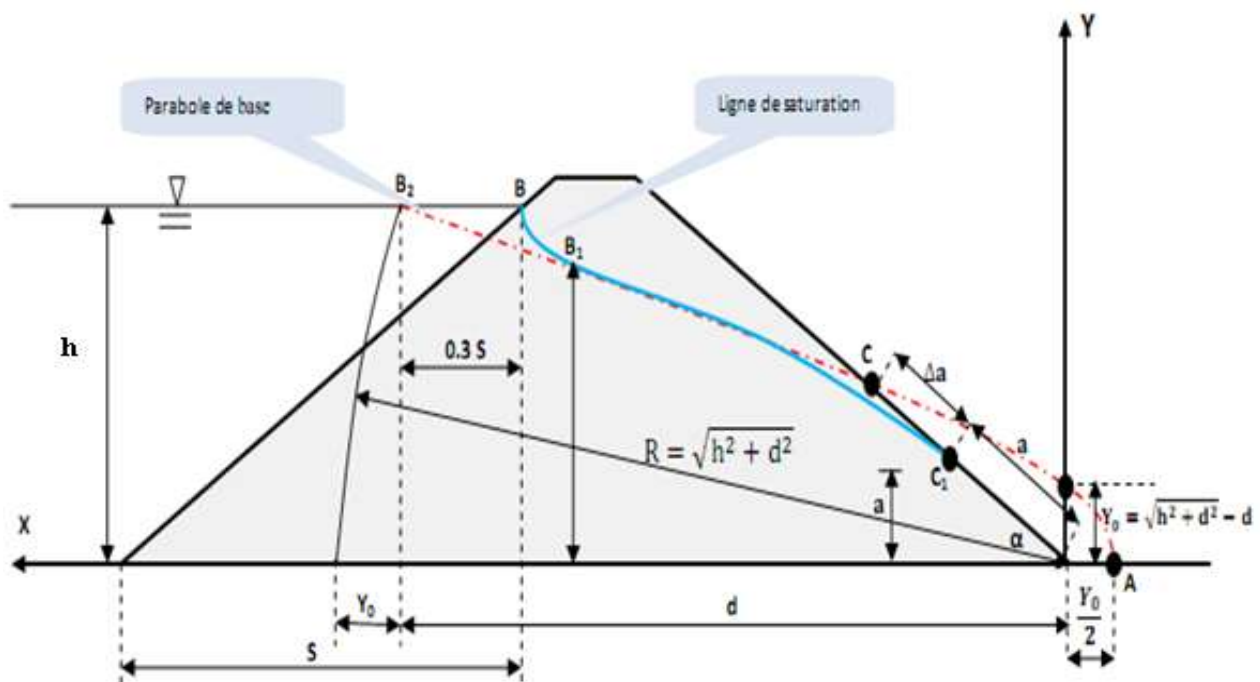


Figure III.8 : Schéma de calcul de la ligne phréatique

A la ligne de saturation on a :

$$Y=h \text{ et } X=d$$

$$\text{d'où : } Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots \text{III. 31}$$

Y_0 : est la différence entre la distance AB₂ et sa projection horizontale.

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

$$Y_0=0.14$$

$$(X + 0.14)^2 = X^2 + Y^2$$

Donc

$$Y^2 = 0.28X + 0.02$$

Tableau III.13: les coordonnées de parabole de base

x	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,1
y	0,16	0,3	0,44	0,58	0,72	0,86	0,888

L'origine étant au foyer A, où

$$\rho = \frac{Y_0}{1 - \cos \theta} \dots\dots\dots \text{III.32}$$

ρ : rayon polaire

θ : angle polaire avec l'axe de la parabole.

Considérant : AC1 avec C : point d'inters section de la a ligne de saturation avec le talus a aval.

$$\Delta a = C1 C$$

α : angle du talus a avec l'horizontale, nous s aurons alors, un système d'équation :

$$\rho = a + \Delta a = \frac{X_0}{1 - \cos \theta}$$

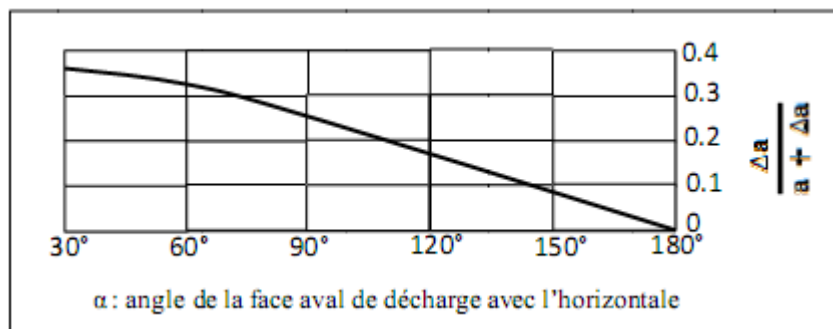
$$\theta = \alpha$$

D'où nous aurons :

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \theta}$$

Selon CASAGRANDE l'angle α est fonction du rapport : $\frac{a}{a + \Delta a}$

Ou sur l'abaque :



Parabole de KOZENY pour différentes valeurs d'angle de talus

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 180^\circ \Rightarrow \Delta a = 0 \\ \alpha < 30^\circ \Rightarrow a = \frac{d}{\cos \alpha} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{h^2}{\sin^2 \alpha}} \text{ selon Schaffernak-Van Itrson(1917)} \end{array} \right.$$

On a : $\alpha = 26,565^\circ < 30^\circ$

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} = 1,33$$

$$a = 0,6$$

$$\Delta a = 0,73$$

III.5 .12 Calcul du débit d'infiltration :

Selon la loi de DARCY, le débit d'infiltration est évalué à :

$$Q = K I A \dots\dots\dots \text{III.33}$$

Avec :

$I = h / L$: gradient hydraulique

A : aire soumise à l'infiltration pour une section unitaire. $A = 1 \text{ m}^2$

$$Q = K Y \frac{dy}{dx} = K Y_0$$

Pour une digue homogène sur fondation imperméable.

b : c'est le rapport : $\frac{Y_0}{a + \Delta a}$ en fonction de l'angle du talus aval

Pour : $\alpha < 30^\circ$:

$$q = K \cdot a \cdot \sin \alpha \cdot \tan \alpha \dots\dots\dots \text{III. 34}$$

$$q = 1.8 \cdot 10^{-5} \cdot 0,60,22 = 2,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s.m} \text{ soit } 0,2 \text{ m}^3/\text{j.m}$$

III.5 .13 Epaisseur du tapis filtrant :

L'épaisseur du tapis filtrant sera telle que la capacité de filtre soit supérieure de deux fois la capacité qui traverse le batardeau, elle doit être suffisante pour rendre l'exécution possible sur le chantier :

$$e = \sqrt{\frac{ql}{K}} \dots\dots\dots \text{III. 35}$$

L : largeur unitaire du tapis filtrant.

K : Coefficient de perméabilité du drain $K = 11.35 \text{ m/j}$ (matériaux de la zone B2).

q : Débit de fuite à travers le corps du barrage $q = 0.61 \text{ m}^3/\text{j.m}$

$e = 0.13 \text{ m}$. On prend $e = 0,15 \text{ m}$

Conclusion:

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement du batardeau une protection du talus amont d'une épaisseur de 45cm avec deux couches d'enrochement.



CHAPITRE IV

Vidange du Fond

et

Prise d'eau



Introduction.

Les ouvrages annexes est une nécessité pour l'équipement des barrages réservoirs, dont la destination est d'exploiter la retenue tout en assurant la sécurité de ces derniers. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des déversoirs orifices spéciaux, des canaux, 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.

Parmi les éléments intégrant de notre aménagement hydraulique, la prise d'eau et la vidange de fond, elles occupent une place de grande importance, sachant que le réservoir n'a pas un évacuateur de surface, dont la vidange de fond appelé à jouer le double rôle évacuer les eaux de la crue probable et d'assurer la vidange totale ou partielle du réservoir en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages et pour l'entretien de la retenue (curage des dépôts solides) et des parties amont du barrage (prise, vidange, l'entendement de l'ouvrage doit être disposé le plus bas possible pour assurer le rabattement du volume de la retenue et utilisée pour la protection du chantier pendant la période de construction par la dérivation des eaux du cours d'eau, ainsi le débit sanitaire après la mise en eau .la prise d'eau implanté dans la retenue afin d'assurer le dédit de pointe de consommation .

les vitesses de ces ouvrages sont très importantes peuvent atteindre des fois les 50 m/s, donc il faut craindre la formation de cavitation qui pourrait endommager la vidange de fond considérée comme une structure importante du point de vue de la sécurité ,la géométrie de la transition du réservoir dans la conduite de prise d'eau revêt un intérêt particulier du point de vue des pressions négatives .l'analyse de ces ouvrages est complétée par les aspects mélange du eau-air .Cependant avec un accès d'air limité . la problème d'aération de vidanges de fonds en galerie a reçu relativement peu d'attention a cause de cout élevé de réalisation des modèles prototypes dont l'effets d'échelle sont absents, un aérateur du fond peut facilement réduit le danger de l'érosion de cavitation.

IV.1. Fonctions [1].

La fonction principale de l'ouvrage de prise d'eau 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 les premières 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.

IV.2. Implantation de la prise d'eau et de la vidange de fond [1].

Le niveau de la prise d'eau est déterminé en fonction du type d'utilisation pour laquelle a été conçu le barrage. On recommande de construire une prise d'eau avec compartiments et de placer des entrées dans différents niveaux dans le but de prendre toujours de l'eau à des niveaux supérieurs du barrage pour obtenir une meilleure qualité d'eau, si le barrage est destiné à l'alimentation en eau, et pour la vidange de fond il fallait avoir un niveau suffisant qui permet la vidange partielle du volume mort sans que les vannes soient bloquées. En prenant en considération les problèmes qui existent en Algérie avec la sédimentation de barrages, encore si l'ouvrage est destiné pour l'irrigation, il est possible de placer plusieurs entrées à des niveaux au-dessus du niveau de volume mort et jusqu'à un peu sous le niveau d'eaux normales, de sorte qu'on puisse élargir la durée de vie d'exploitation de l'ouvrage.

Il doit être pris en considération que les entrées ne doivent pas être placées dans des points de la cuvette où on peut rassembler des algues et des vents prédominants qui accumulent eux même des ordures et des objets flottants.

Pendant la période de construction on peut laisser une ouverture provisoire dans le bas de l'entrée de l'ouvrage afin d'évacuer les débits de chantier. Après la construction du barrage, la prise d'eau sera fermée avec un bouchon en béton. Pour vider le barrage on peut utiliser la prise d'eau comme vidange de fond ou concevoir une autre conduite de vidange de fond qui se placera sous la conduite de prise.



Figure IV.1: La Vidange de fond et les prises d'eau [2]

IV.3. Capacité d'évacuation et le débit de projet

Les ouvrages de contrôle dépendent de la charge hydraulique existante dans le barrage, l'ouvrage de prise d'eau est conçu pour véhiculer les débits adéquats qui sont lâchés suite à la demande des utilisateurs. Ces débits sont déterminés d'abord par les besoins sollicités par les consommateurs (soit pour l'irrigation, alimentation d'eau à la population, etc.).

Si on parle d'un ouvrage de prise dont l'utilisation est l'alimentation en eau à la population, en règle générale la demande est constante ainsi le débit qui se détermine par un calcul de régularisation des débits, effectué en tenant compte des courbes de consommation

Pour la conception de la capacité de la prise d'eau, il est évident qu'il s'agirait de la charge minimale dans le barrage qui garantit la demande de pointe, toutefois si la fonction de l'ouvrage de la prise d'eau est l'irrigation. Si son utilisation est combinée (alimentation d'eau à la population et irrigation) il faut ajouter les deux demandes, il s'agit donc d'une prise d'eau capable de satisfaire à la demande sollicitée indépendamment de la charge dans le barrage.

De la même façon que pour vider le barrage pour la maintenance ou pour la réparation, le volume d'eau à évacuer et le temps de vidange détermineront les conditions pour établir la capacité minimale de la sortie. La capacité quand le niveau de l'ouvrage sera minimal doit être au moins égale à la moyenne des apports attendus pendant la période de maintenance ou de réparation. Les débits de ces deux ouvrages dépendent de la consommation, la maintenance et la sécurité du barrage. Le débit fourni ne pourra jamais être plus grand que le volume que peut garantir le barrage pour la probabilité de conception.

IV.4. Composants principaux de ces ouvrages.**IV.4.1. Chambre des vannes[1].**

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).

IV.4.2. Ouvrage d'entrée et grille[1].

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.

IV.4.3. Conduites [1]:

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.

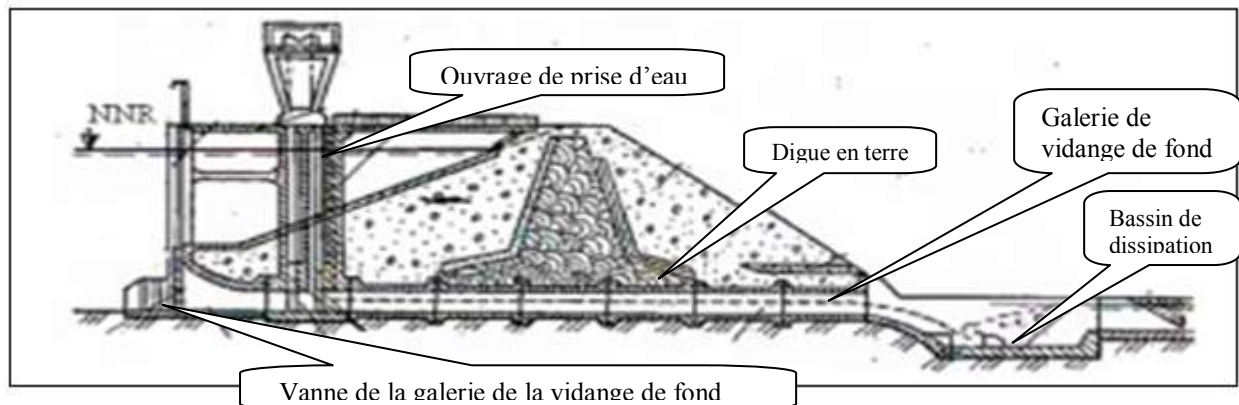


Figure IV.2: Schéma explicatif des différents organes d'un barrage en terre.[3]

IV.5. Différent type d'ouvrage de prise d'eau.

Il existe différents classement d'ouvrages de prises d'eau selon différents paramètres, on citera quelques exemples

Selon l'emplacement.

- Les prises d'eau situées aux rives
- Les prises d'eau indépendantes (situées loin des rives)
- Les prises d'eau combinées avec le barrage

Selon le but.

- Ouvrage de prise à but agricole ou industrielle.
- Ouvrage de prise à but pastoral
- Ouvrage de prise pour l'adduction d'eau :

Selon le mode de construction.

- La conduite enterrée
- La prise d'eau flottante
- La prise par siphon
- La tour de prise

IV.6. Choix de type de prise.

Les prises d'eau flottantes ou multiples nécessitent des mécanismes très importants, elles ne sont pas économiques, les conditions pour projeter un siphon ne sont pas disponibles, car il faut que la hauteur d'aspersion soit limitée à 7 ou 8m au maximum. La conduite de prise enterrée sa peut être pose des problèmes d'infiltration, et nécessite des écrans anti renard pour assurer l'étanchéité des fondations.ces problèmes nous a conduit a une solution simple et facile a réaliser, on a opté pour une conduite en acier posée dans les parois supérieures de la galerie de dérivation.

IV.7. Dimensionnement hydraulique.

IV.7.1. Estimation du débit maximum pour l'AEP et l'IRRI.

Tableau IV. 1 : Estimation de la demande en eau pour l'AEP et pour l'Irrigation.

Mois	AEP (V en Mm ³)	IRRI (V en Mm ³)
Janvier	2,40	0,00
Février	2,40	0,00
Mars	2,40	0,00
Avril	2,40	5,28
Mai	2,70	14,08
Juin	2,70	17,60
Juillet	2,70	22,88
Août	2,70	17,60
Septembre	2,40	10,56
Octobre	2,40	0,00
Novembre	2,40	0,00
Décembre	2,40	000,

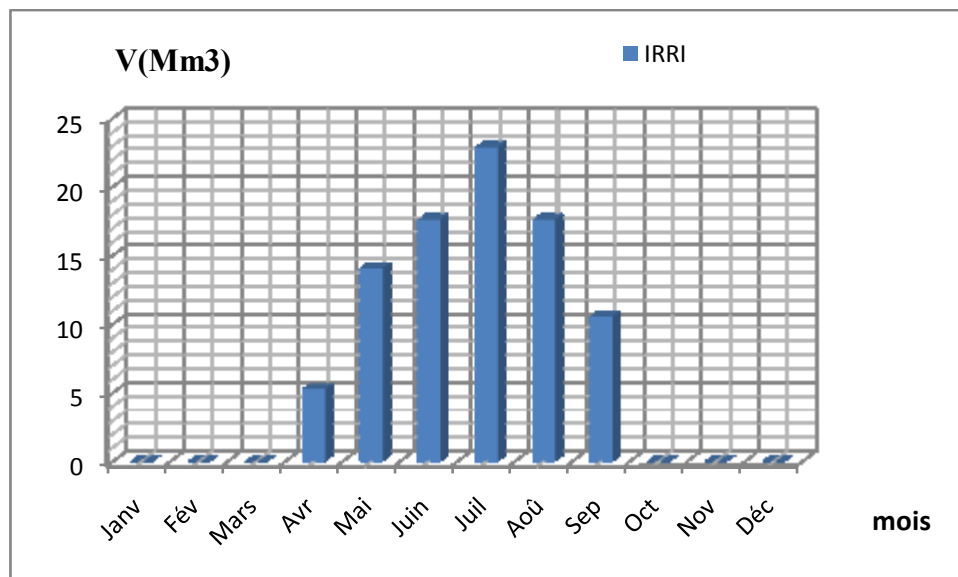


Figure IV. 3 : Demande en eau pour l'AEP

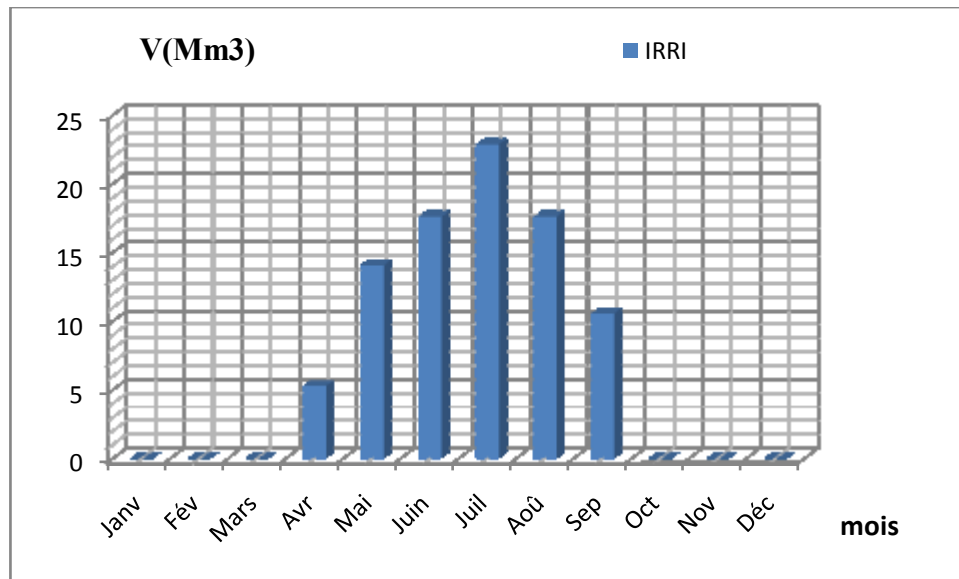


Figure IV.4 : Demande en eau pour l'Irrigation

$$V_{\max} (\text{AEP}) = 2,7 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\max} (\text{IRRI}) = 22,88 \text{ Mm}^3$$

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \quad \text{Avec } T : \text{ temps de prise (} T = 31 \text{ jours à raison de 12 heures par jour).}$$

$$\text{D'où: } Q_{\max} (\text{AEP}) = 8,54 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\max} (\text{AEI}) = 1,01 \text{ m}^3/\text{s}$$

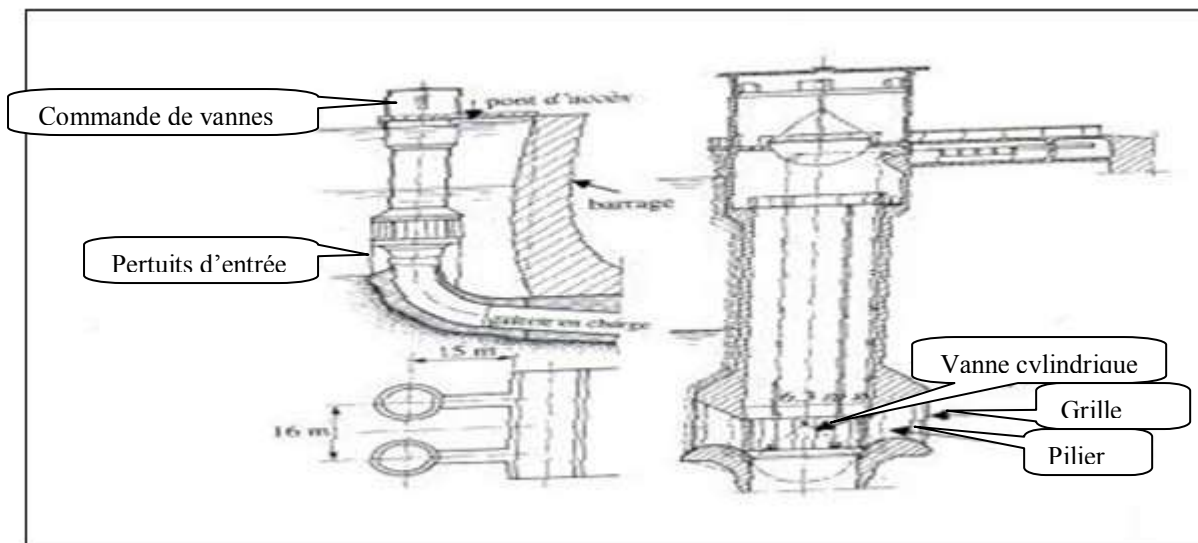


Figure IV.5: Coupe longitudinale et transversale d'une prise d'eau[1]

IV.7.2. Étude des pertes.

Dans les écoulements sous pression, on dimensionne l'ouvrage de prise d'eau pour que la charge hydraulique puisse supporter toutes les pertes de charges et évacuer les débits nécessaires. C'est pourquoi, il est nécessaire d'effectuer une étude de ces pertes. En général les ouvrages de prise et de vidanges avec écoulement sous pression sont composés de 4 parties fondamentales: l'entrée, la conduite, la chambre des vannes et la structure de dissipation d'énergie, ce dernier assure la décharge libre à la fin de la conduite. Voir le schéma (**Figure IV.4**) qui représente un ouvrage de prise d'eau avec régime d'écoulement forcé (à pression) formé par des conduites circulaires où on considère l'équation de Bernoulli .

$$H_t = \frac{v^2}{2g} + \sum \Delta h \quad \text{..... (IV-1)}$$

Et selon les formules ($Q = \mu S \sqrt{2gH}$ et $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi \mu}}$)

En calcule le diamètre(D)

Où

$V^2/2g$: Charge produite pour la vitesse à la sortie (m)

H_t = Charge totale cette charge est mesurée depuis la surface de l'eau dans le barrage jusqu'au :

- Centre de la tuyauterie à la sortie en cas de décharge libre.
- Niveau d'eau à la décharge pour une décharge submergée.

H_t = cote NNR - cote avale de la conduite (1135,78 - 1070 = 65.78m)

V : Vitesse de l'eau à la sortie $V = Q/S$

Q : Débit du projet (m^3/s)

S : Surface de la section $S = \frac{\pi D^2}{4}$

D = Diamètre de la conduite

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge dans le système (m).

$$\sum \Delta h = (\xi_g + \xi_e + \xi_l + \xi_d + \xi_r + \xi_v + \xi_{el} + \xi_s) \frac{v^2}{2g} \quad \text{..... (IV-2)}$$

Où:

ξ_g : coefficient de pertes de charge dans les grilles.

ξ_e : coefficient de pertes de charge à l'entrée.

ξ_l : coefficient de pertes de charge linéaire.

ξ_{cd} : coefficient de pertes de charge dans les coudes.

ξ_r : coefficient de pertes de charge par rétrécissement.

ξ_v : coefficient de pertes de charge dans les vannes.

ξ_{el} : coefficient de pertes de charge par élargissement.

ξ_s : coefficient de pertes de charge à la sortie.

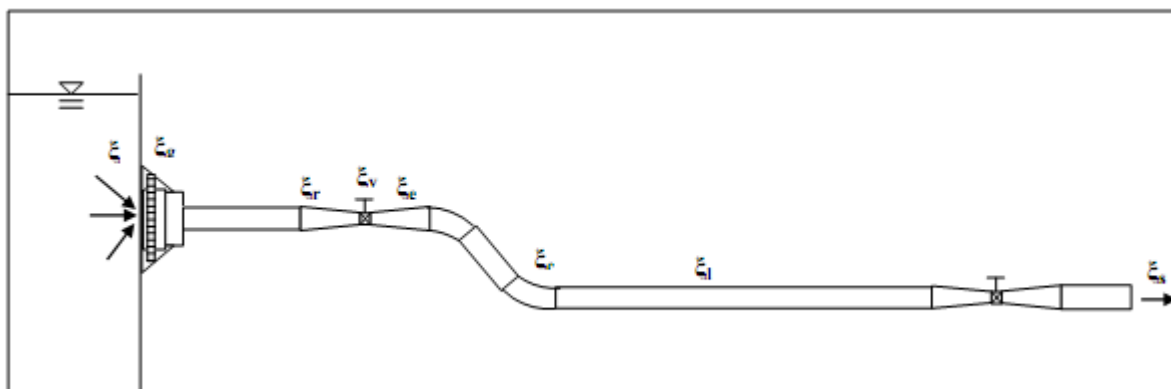


Figure IV. 6 : Schéma explicatif d'une conduite de prise d'eau.

IV.7.3. Analyse des pertes de charges.

a) Pertes de charges dans les grilles (hg).

Pour éviter l'entrée des déchets on met en place une grille. Les pertes de charge dans les grilles dépendent de l'épaisseur, la séparation et la forme des barres, ainsi que de leur situation par rapport à l'horizontale et de la vitesse du flux qui traverse la grille. Elles peuvent être obtenues selon l'expression suivante:

$$hg = \xi_g \frac{Vg^2}{2g} \dots\dots\dots (IV-3)$$

$$\xi_g = \beta \left(\frac{e}{b} \right)^{3/4} \sin \alpha \dots\dots\dots (IV-4)$$

$$Vg = \frac{vr}{\left(1 + \frac{e}{b} \right)} \dots\dots\dots (IV-5)$$

Dans cette formule on considère que le numéro des barres est égal à l'espace entre les barres.

ξ_g : Coefficient des pertes de charge dans la grille

Vg : Vitesse du flux en face de la grille (m/s)

g : Accélération de la pesanteur (m/s²)

β : Coefficient qui prend en considération la forme des barres

α : Angle que forme la grille avec l'horizontale

e : Épaisseur des barres (0.05m)

b : Distance entre les barres.

Tableau IV. 2: Valeurs du coefficient β qui prend en considération la forme des barres

Caractéristiques de quelques sections de barres		β
1	Rectangulaires avec des bords vifs	2.42
2	Rectangulaires avec extrémités en amont arrondies	1.83
3	Rectangulaires avec les deux extrémités arrondies	1.67
4	Configuration hydrodynamique	0.76
5	Circulaires	1.79

$$\xi_t = 0,11$$

b) Pertes de charge à l'entrée.

Les pertes de charges à l'entrée de la conduite sont comparables aux pertes de charges qui produisent dans une conduite courte ou dans un orifice. Pour son calcul on emploie l'expression suivante:

$$h_e = \xi_e \frac{V_e^2}{2g} \dots \dots \dots (IV-6)$$

Avec : $V_e = Q / S_e$

D'où

S_e : Surface à l'entrée (m^2).

ξ_e : Coefficient des pertes de charge, obtenu du tableau suivant

Tableau IV.3 : Coefficient de perte de charge a l'entrée.

Type d'entrée		ξ_e		
		Maxi	Moy	Min
1	Avec des bords rectangulaires	0.7	0.5	0.4
2	Avec des bords légèrement arrondis	0.6	0.4	0.18
3	Avec des bords complètement arrondis	0.27	0.1	0.08
4	Avec forme de cône rectangulaire	0.2	0.16	0.07
5	Avec forme de cône circulaire	0.1	0.05	0.04
6	Avec des bords qui ressorts vers l'intérieur	0.93	0.8	0.56

$$\xi_e = 0.1$$

c) Pertes de charge linéaires [4].

Les pertes de charges linéaires sont le résultat du frottement de l'eau avec la conduite. Pour son calcul, on a l'expression suivante (formule de Darcy Weisbach)

$$h_l = \frac{\lambda L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (IV-7)$$

D'où :

L : longueur de la conduite (m).

D : diamètre de la conduite (m).

g : accélération de la pesanteur (m/s^2)

V : vitesse de l'eau dans la section

λ : coefficient de perte de charge linéaire qui dépend de la rugosité de la conduite et le régime d'écoulement.

$$\lambda = f \left(Re, \frac{\xi_e}{D} \right) \dots \dots \dots (IV-8)$$

Re : nombre de Reynolds.

D : diamètre de la conduite

ξ : rugosité moyenne de la conduite

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \dots \dots \dots (IV-9)$$

D : diamètre de la conduite.

V : vitesse moyenne de l'écoulement

ν : viscosité cinématique de l'eau.

Tableau IV.4 : viscosité cinématique de l'eau.

Température (°C)	$\nu (m^2 s^{-1})$
5°	$1,514.10^{-6}$
10°	$1,304.10^{-6}$
15°	$1,138.10^{-6}$
20°	$1,004.10^{-6}$
50°	$0,544.10^{-6}$

Calcul du Coefficient de Pertes de charge dans les tronçons droits :

Re=979521 pour $v=1m/s$ et $d=1m$ (régime turbulent $Re>105$) Calcul de coefficient λ par la relation de COLBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3,72.D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \dots \dots \dots (IV-10)$$

Re : nombre de Reynolds

Après les itérations on trouve :

$$\xi_l = \frac{\lambda l}{3,72.D} \dots \dots \dots (IV-11)$$

ξ : rugosité du conduit(0.013)

l : longueur total de la conduit (500m)

D : diamètre de la conduite (1000mm)

λ : coefficient de la rugosité

e , du rayon de courbure et déterminés par l'expression

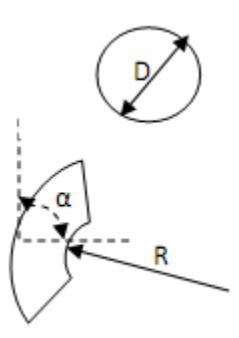
d) Pertes de charge dans les coudes [2].

Les pertes de charge dans les courbures dépendent de la forme de la conduite. Elles sont en fonction du diamètre de la conduite, du rayon de courbure et déterminés par l'expression suivante:

$$h_d = \xi_{cd} \cdot \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (IV-12)$$

ξ_{cd} : Coefficient de pertes de charge dans le coude.

Tableau IV. 5: Coefficient de pertes de charge dans le coude

	α	$\frac{R}{D}$	ξ_{cd}
	30°	1	0.1
	30°	3	1.11
	45°	1	0.17
	45°	3	0.03
	60°	1	0.23
	60°	3	0.05
	90°	1	0.4
	90°	3	0.1

$$\xi_{cd} = 0,1$$

e). Pertes de charge par rétrécissement (h_r).

Les pertes de charge par rétrécissement sont considérées par rapport à la variation de la charge produite pour la vitesse, en fonction de la variation de la surface et de la longueur de la transition. Elles sont déterminées selon l'expression suivante:

$$h_r = \xi_r \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (IV-13)$$

V_1 et V_2 : Vitesse du flux au début et à la fin de la contraction exprimée en (m/s).

ξ_r : Coefficient de pertes de charge égales à 0.1 pour les contractions douces et égales à 0.5 Pour les contractions brusques.

La valeur de $\xi_r=1$

Remarque : cette valeur sera prise aussi pour l'élargissement

f). Pertes de charge dans les vannes (h_v).

Les pertes de charge dans les vannes de contrôle sont considérées par rapport aux résistances locales qu'offrent les obstacles (diaphragme) où le flux perd une partie de son énergie. Elles sont déterminées selon l'expression suivante:

$$h_v = \xi_v \cdot \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (IV-14)$$

ξ_v : Coefficient de pertes de charge dans la vanne extrait du tableau ci-dessous

V : Vitesse de l'eau dans la section, $V = Q / S$

S : Superficie de la section, $S = \frac{\pi D^2}{4}$

Tableau IV.6 : Coefficient ξ_v de pertes dans les vannes.

Type de vannes		ξ_v
1	Vanne sans contraction latérale ni de fond	0.5 à 1.2
2	Vanne où les guides sont les responsables des pertes	0.10
3	Vanne totalement ouverte	0.19
4	Clapet de vanne ouverte 75%	1.15
5	Clapet de vanne ouverte 50%	5.60
6	Clapet de vanne ouverte 25%	24.0
7	Clapet de papillon complètement ouvert	0.15
8	Clapet conique de jet creux	1.40

$$\xi_v = 0.15$$

g). Pertes de charge à la sortie (h_s).

Les pertes de charge sont considérées en tenant compte de la compression du jet à la sortie.

$$h_s = \xi_s \cdot \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (IV-15)$$

D'où :

ξ_s : Coefficient de pertes de charges égal à 1.

Au cas où on souhaiterait diminuer les pertes, on placera un tube divergent :

$\xi_s : (A_1 / A)^2$ où :

A_1 et A_2 : Superficie du tube divergent à l'entrée et à la sortie respectivement.

IV.7. 4. Calcul de diamètre.

IV.7.4.1. Méthode de calcul [5].

Dans la pratique, le diamètre optimal auquel on arrive à adopter une vitesse moyenne est donné par la formule ci-dessous.

- Formule de BONIN :

$$D \approx \sqrt{Q} \dots\dots\dots (IV-17)$$

Q : le débit véhiculé en m^3/s .

D : le diamètre de la conduite en m

Pour AEP $D \approx 1.5m$

Pour AEP $D \approx 1m$

IV.7.4.2. Ajustement du diamètre (D).

$$Q = \frac{1}{(1+\sum \xi_i)^{1/2}} \cdot \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gHt} \Rightarrow$$

$$D = \sqrt{\frac{4(1+\sum \xi_i)^{1/2} Q}{\pi \sqrt{2gHt}}} \dots\dots\dots (IV-18)$$

Tableau IV. 7 : Ajustement de diamètre de la conduite d'irrigation

D(m)	S (m²)	V (m/s)	Re(m)	λ	$\sum \xi$	μ	V_0 (m/s)
3,000	7,067	1,208	3610729,532	0,029	9,714	0,306	10,976

V_{i-1} (m/s)	D(m)	S (m²)	Re(m)	λ	$\sum \xi \mu$	μ	V_i (m/s)
10,976	0,995	0,778	10881905,135	0,041	36,024	0,164	5,904
5,904	1,357	1,446	7981211,900	0,037	24,300	0,199	7,142
7,142	1,234	1,196	8778276,143	0,038	27,229	0,188	6,762
6,762	1,268	1,263	8541146,948	0,038	26,539	0,191	6,846
6,846	1,260	1,247	8594122,196	0,038	26,693	0,190	6,827
6,827	1,262	1,251	8582144,593	0,038	26,658	0,190	6,831

Vérification.

$$Q = V \cdot S = 6,827 \cdot 1,251 = 8,54 m^3/s$$

D'après cette vérification on cherche le diamètre normalisé.

$\varnothing = 1300$ mm

En recalculer la vitesse

$$V = \frac{Q}{S} = 6,44 \text{ m/s}$$

$$V = 6,44 \text{ m/s}$$

Tableau IV. 8 : Ajustement de diamètre de la conduite d'AEP.

D (m)	S (m ²)	V (m/s)	Re(m)	λ	$\sum \xi$	μ	V ₀ (m/s)
1,000	0,785	1,401	1395246,775	0,041	35,689	0,165	5,931

Vi-1	D (m)	S (m ²)	Re(m)	λ	$\sum \xi \mu$	μ	Vi (m/s)
5,931	0,466	0,170	2750978,846	0,041	36,024	0,164	5,904
5,904	0,467	0,171	2744736,091	0,041	35,689	0,165	5,931
5,931	0,466	0,170	2750978,846	0,041	35,689	0,165	5,931

Vérification.

$$Q = V \cdot S = 5,931 \cdot 0,170 = 1,01 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après cette vérification on cherche le diamètre normalisé.

$$\varnothing = 500 \text{ mm}$$

En recalculer la vitesse

$$V = \frac{Q}{S} = 5,14 \text{ m/s}$$

$$V = 5,14 \text{ m/s}$$

IV.8. Différent type d'ouvrage de vidange.**IV.8.1. Conduites à écoulement libre.**

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\varnothing > 500 \text{ mm}$)
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

IV.8.2. Conduite de vidange en charge.

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en arme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

IV.8. 3. Ouvrages de vidange à batardeau [6].

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un puits dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

IV.9. Choix de type de vidange.

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre),

A l'origine des études de conception des ouvrages du vidange de fond du barrage de Mahouane, deux solutions avaient été envisagées :

- la première solution prévoyait un circuit de vidange de fond en charge à l'aide d'une conduite métallique positionnée sous la fondation du barrage et bloquée par du béton dans une tranchée. Cette solution avait pour objectif de concevoir des vannes aval toujours accessibles et d'être également économique.
- la deuxième solution consistait à réaliser une galerie à écoulement libre dans le massif rive droite et à disposer les vannes à l'amont.

Ces deux conceptions ont été examinées judicieusement on a opté pour la deuxième solution, classique sur les ouvrages algériens compte tenu des risques d'envasement des conduites.

IV.9.1 Galerie de la vidange de fond.

La vidange de fond sera composée par deux pertuis de vidange. Il est aménagée dans la galerie de dérivation provisoire, celle-ci a été dimensionnée pour la crue max laminé (26, 31 m³/s). La section de la galerie de dérivation sera divisée en deux galeries d'accès en haut et galerie de vidange en bas, les espaces pour les pertuis de la vidange, une structure complexe implantée à la tête amont de la galerie va abriter la chambre des vannes.

IV.10. Caractéristiques Hydrauliques.

IV.10.1. Calcule de temps de vidange [1].

L'ouvrage de vidange de fond doit être conçu avec une capacité suffisante qui garantit le temps de vidange du barrage et qui n'affecte pas la stabilité de talus du barrage, mais en même temps, elle permettra la diminution du niveau d'eau de la cuvette en un temps préétabli en permettant la réparation de tous les problèmes qui se présentent dans cette dernière.

Le temps de vidange est déterminé par l'expression suivante:

$$Q = \frac{V}{T} \dots\dots\dots (IV-19)$$

T = temps de vidange (jours)

V = volume d'eau dans la cuvette à évacuer (m³)

Q = débits (m³/s)

Dans cette forme simplifiée de calcul, on ne tient pas compte de l'apport naturel de l'oued

Par rapport à la période d'évacuation.

Le débit qu'évacue par la vidange de fond est calculé par la formule suivante:

$$Q = \mu s \sqrt{2gH} \dots\dots\dots (IV-20)$$

D'où:

μ : coefficient de débit du système qui est déterminé par la relation

$$\mu = \frac{1}{(1 + \sum \xi)^{1/2}} \dots\dots\dots (IV-21)$$

(1 + $\sum \xi$): Somme des coefficients de pertes de charges linéaires et singulière.

Q : Le débit de la vidange de fond est en fonction du niveau de la retenue.

g : accélération de la gravité, (9.81m/s²).

H : la différence des niveaux d'eaux en amont et en aval, (m).

S : surface de la section transversale du pertuis, (m²); S= L x b

L, b : sont la largeur et la hauteur de la vanne, (m).

En sachant que $K = \sqrt{2g}$, la formule (2) est exprimée de la manière suivante:

$$Q = K\sqrt{z} \dots\dots\dots (IV-22)$$

Les calculs et les résultats sont présentés dans le tableau (IV.10); et la courbe surface - capacité en fonction de la hauteur de cuvette que on a utilisé est donnée à l'annexe.

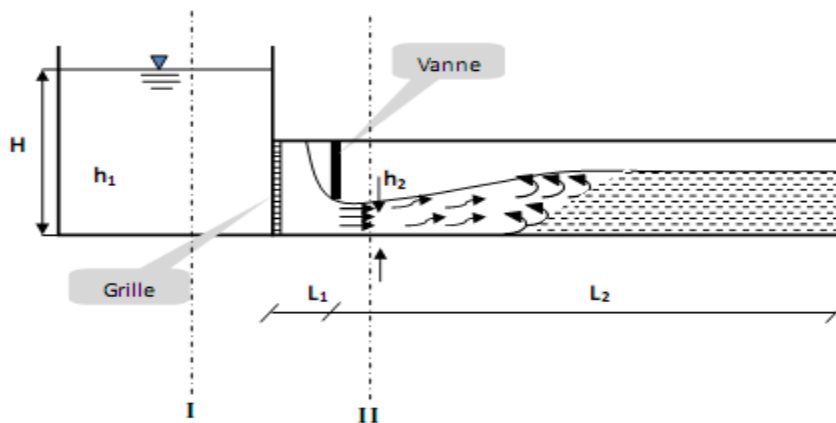


Figure IV.7: Schéma explicatif d'une vidange de fond type galerie

En utilisant le théorème de Bernoulli entre la section (I) et (II) on trouve

$$h_1 + \frac{\alpha V^2}{2g} = h_2 + \frac{\alpha V^2}{2g} + \sum \Delta h \dots\dots\dots (IV-23)$$

$$\Delta h = \Delta h_e + \Delta h_g + \Delta h_v + \Delta h_l$$

α : Coefficient de répartition de la vitesse (=1)

Δh_e : Perte de charge à l'entrée

Δh_g : Perte de charge dans la grille

Δh_v : Perte de charge dans la vanne

Δh_l : Perte de charge linéaire

IV.10.2. Calcul des pertes de charge singulières.

a) Pertes de charges dans la grille [2].

Pour éviter l'entrée des déchets on met en place une grille. Les pertes de charge dans les grilles dépendent de l'épaisseur, la séparation et la forme des barres, ainsi que de leur situation par rapport à l'horizontale et de la vitesse du flux qui traverse la grille. Elles peuvent être obtenues selon l'expression suivante:

$$hg = \xi_g \frac{Vg^2}{2g} \quad \text{et} \quad \xi_g = \beta \left(\frac{e}{b} \right)^{3/4} \sin \alpha$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2)

β : Coefficient qui prend en considération la forme des barres (tableau III.7)

α : Angle que forme la grille avec l'horizontale (76°)

e : Épaisseur des barres (0.04m)

b_1 : Distance entre les barres (0.75m)

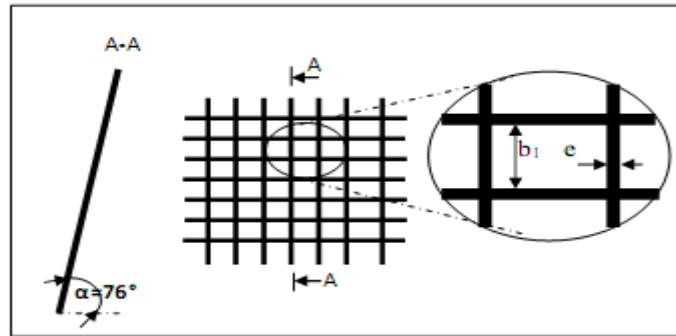


Figure IV. 8: Schéma explicatif de la grille

D'après le tableau (IV.2)

On prend $\xi_g = 0.02$

b) Perte de charge à l'entrée.

D'après le tableau (IV.3)

On prend $\xi_e = 0.5$

Perte de charge dans la vanne [4].

La perte de charge singulière au droit de la vanne est déterminée :

$$h_v = \xi_v \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Avec :

α : Ouverture relative de la vanne,

ξ_v : Coefficient de perte de charge pour $\alpha = 1$ (ouverture totale de la vanne),

En considérant l'ouverture totale de la vanne et « ξ_v » pris égal à 0,15 (valeur moyenne)

Tableau IV. 9 : Coefficient ξ_v de pertes dans les vannes

$\frac{a}{d}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
ξ_v	0,09	0,39	0,95	2,08	4,02	8,12	17,18	44,5	193

On prend pour la vanne de garde $\xi_v = 0.15$

Et 0,15 pour la vanne de réglage

c. Pertes de charge à la sortie (hs).

Les pertes de charge sont considérées en tenant compte de la compression du jet à la sortie.

$$h_s = \xi_s \frac{V^2}{2g}$$

D'où :

ξ_s = Coefficient de pertes de charges égal à 1.

c) Perte de charge linéaires [4].

Pour les pertes de charges en longueur on a utilisé la formule de Darcy-Weisbach :

$$h_l = \frac{\lambda l}{4R} \cdot \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (IV-24)$$

$$\xi_l = \frac{\lambda l}{4R}$$

Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

$$V = \mu \sqrt{2gH}$$

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

On applique la formule d'A. Altchule (Régime turbulent)

$$\lambda = 0.11 \left(\frac{\varepsilon}{D} + \frac{68}{Re} \right)^{0.25} \dots\dots\dots (IV-25)$$

$$\lambda = 0,017$$

ε : 2,5 (conduit en béton armé)

Le coefficient des pertes de charges linéaires est : $\xi_l = 3,21$

Donc le coefficient du débit total est :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (3,21 + 1,82)}} = 0,4$$

Tableau IV.10: Calcul du temps de vidange.

N°/	Cote du niveau d'eau (m)	Cote moy (m)	Z=Cote moy(m)-i(m) (m)	$\sqrt{z}$ (m)	$Q=k\sqrt{z}$ (m ³ /s)	V (m ³)	Temps de vidange (s)
1	1135,78	1135,53	1135,51	33,70	244,79	45,27	184935,94
2	1135,28	1134,64	1134,62	33,68	244,69	43,84	179164,36
3	1134	1133	1132,98	33,66	244,51	41,32	168987,86
4	1132	1131	1130,98	33,63	244,30	38,43	157307,43
5	1130	1129	1128,98	33,60	244,08	35,72	146343,90
6	1128	1127	1126,98	33,57	243,87	33,18	136058,16
7	1126	1125	1124,98	33,54	243,65	30,79	126369,89
8	1124	1123	1122,98	33,51	243,43	28,56	117321,74
9	1122	1121	1120,98	33,48	243,22	26,45	108750,95
10	1120	1119	1118,98	33,45	243,00	23,53	96831,59
11	1118	1117	1116,98	33,42	242,78	21,85	89998,45
12	1116	1115	1114,98	33,39	242,56	19,97	82328,62
13	1114	1113	1112,98	33,36	242,35	18,31	75552,87
14	1112	1111	1110,98	33,33	242,13	16,71	69012,80
15	1110	1109	1108,98	33,30	241,91	15,17	62709,02
16	1108	1107	1106,98	33,27	241,69	13,67	56559,42
17	1106	1105	1104,98	33,24	241,47	12,21	50564,39
18	1104	1103	1102,98	33,21	241,26	10,49	43480,84
19	1102	1101	1100,98	33,18	241,04	10,08	41819,33
20	1100	1099	1098,98	33,15	240,82	8,81	36583,67
21	1098	1097	1096,98	33,12	240,60	7,35	30548,81
22	1096	1095	1094,98	33,09	240,38	6,09	25334,98
23	1094	1093	1092,98	33,06	240,16	4,93	20528,02
24	1092	1091	1090,98	33,03	239,94	3,88	16170,73
25	1090	1089	1088,98	33,00	239,72	2,97	12389,47
26	1088	1087	1086,98	32,97	239,50	2,19	9144,07
27	1086	1085	1084,98	32,94	239,28	1,62	6770,34
28	1084	1083	1082,98	32,91	239,06	1,05	4392,23
29	1082	1081	1080,98	32,88	238,84	0,64	2679,65
30	1080	1079	1078,98	32,85	238,62	0,39	1634,42
31	1078	1077	1076,98	32,82	238,40	0,2	838,94
32	1076	1075	1074,98	32,79	238,17	0,14	587,81
33	1074	1073	1072,98	32,76	237,95	0,08	336,20
34	1072	1071	1070,98	32,73	237,73	0,06	252,39
35	1070	Temps de vidange total.....					2162289,28

Alors, $T = \Sigma T / 86400 = 2162289,28 / 86400 = 25$ jours, 7 heures et 12 minutes (pour les deux pertuis)

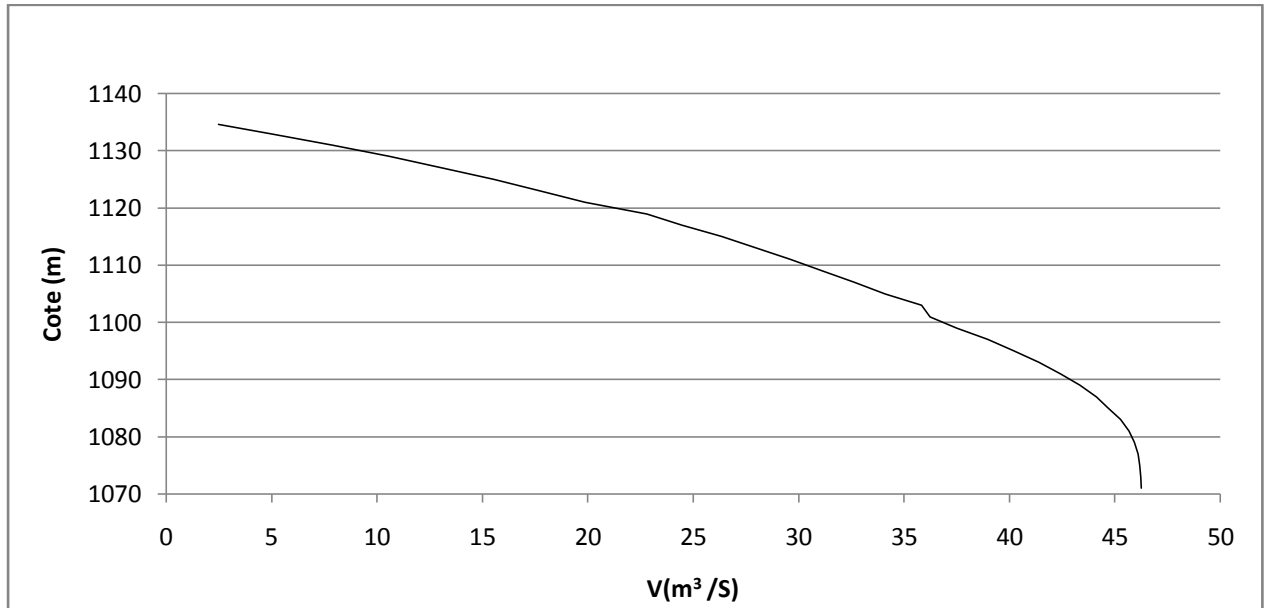


Figure IV.9 : Courbe caractéristique du volume de vidange en fonction des hauteurs.

IV.10.3. Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue.

La vitesse d'abaissement est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{H}{T_V}$$

D'où :

H : est la hauteur d'eau entre NNR et NVM.

T_V et le temps de vidange

$$V = \frac{H}{T_V} = 3,05 \text{ m/j}$$

IV.10.4. Maitrise de l'écoulement sous la vanne.

La maitrise de l'écoulement sous la vanne consiste à déterminer les hauteurs conjuguées (h_1) et (h_2) et la longueur de ressaut hydraulique.

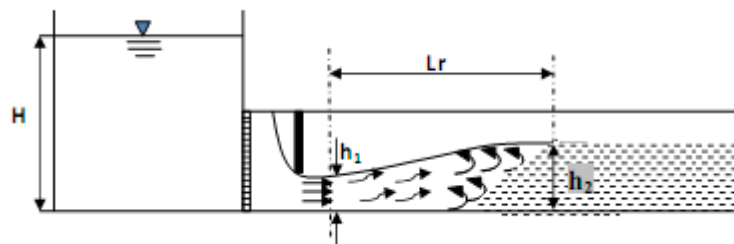


Figure IV.10: schéma explicatif d'un écoulement sous vanne

IV.10.4.1. La vitesse à la sortie de la vanne.

$$V = \frac{Q}{h \cdot b_{co}} \dots\dots\dots (IV-26)$$

Avec :

b : la largeur de pertuis ou de la vanne (1m)

V : la vitesse a la sortie de la vanne Q : débit de la vanne ($Q = u.S.\sqrt{2gH}$)

hco : c'est la profondeur comprimé ou la premier hauteur conjugue (h1)

La profondeur comprimée (hc) peut être déterminée par la méthode itérative de la manière suivante : [2]

$$h_{co} \approx \frac{q}{\varphi(2g(P+H_0-h_{co}))^{1/2}} \dots\dots\dots (IV-27)$$

Sachant que :

q : débit spécifique

$\phi = 0.85$ à 0.95 , coefficient de vitesse

P : hauteur de pelle (p=0)

H0 : charge hydraulique à la sortie de la vanne en tenant compte la charge de la vitesse

$$\left(\frac{\alpha V^2}{2g}\right) H_0 = h + \frac{\alpha V^2}{2g}$$

V : vitesse du flux dans la vanne

h : ouverture de la vanne

g : accélération de la gravité

➤ La deuxième hauteur conjugue :

$$h_2 = \frac{h_1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \dots\dots\dots (IV-28)$$

➤ Nombre de Froude

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh_{co}}} \dots\dots\dots (IV-29)$$

➤ La longueur de ressaut :

$$Lr \approx 6.(h_2 - h_1) \dots\dots\dots (IV-30)$$

➤ L'énergie dissipée

$$\Delta H = \frac{(h''-h')^3}{4h''h'} \dots\dots\dots (IV-31)$$

V : la vitesse a la sortie de la vanne

h_{ct}=ε.a ε.peut être pris a 0,64

Tableau IV.11: Calculs hydrauliques au niveau de la vanne

ouverture de la vanne	débit	vitesse	h contracté (=h')	N Froude Fr	h''	longueur de ressaut	Energie dissipée
m	m3/s	m/s	m	-	m	m	m
0,2	1,76	7,04	0,13	6,29	1,08	5,69	1,55
0,4	3,52	7,04	0,26	4,44	1,49	7,38	1,22
0,6	5,28	7,04	0,38	3,63	1,79	8,43	1,01
0,8	7,04	7,04	0,51	3,14	2,03	9,13	0,85
1	8,80	7,04	0,64	2,81	2,24	9,63	0,72
1,2	10,57	7,04	0,77	2,57	2,43	9,97	0,61
1,4	12,33	7,04	0,90	2,38	2,60	10,20	0,53
1,6	13,16	7,04	1,02	2,22	2,75	10,34	0,45

IV.11. Dimensionnement hydraulique de la partie aval de galerie.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{1/2} \cdot h_n \cdot b \cdot \sqrt{R \cdot i} = 13,155 \text{ (vanne totalement ouvert d'un seul pertuis)}$$

n : rugosité intérieur de la galerie de vidange (0.015 celle de béton armé).

R : rayon hydraulique.

h_n : hauteur normal dan la galerie de vidange.

$b=4,5$ m la largeur de demi galerie.

$i=0.0182$ pente de galerie.

Tableau IV.12: Calcul de la profondeur normale

b(m)	hn(m)	s(m ²)	P(m)	R(m)	Q(m3/s)
1,30	0,25	0,33	1,80	0,18	1,17
1,30	0,50	0,65	2,30	0,28	3,15
1,30	0,75	0,98	2,80	0,35	5,43
1,30	1,00	1,30	3,30	0,39	7,85
1,30	1,10	1,43	3,50	0,41	8,85
1,30	1,15	1,50	3,60	0,42	9,36
1,30	1,20	1,56	3,70	0,42	9,86
1,30	1,25	1,63	3,80	0,43	10,37
1,30	1,30	1,69	3,90	0,43	10,88
1,30	1,35	1,76	4,00	0,44	11,39
1,30	1,37	1,78	4,04	0,44	11,60
1,30	1,47	1,91	4,24	0,45	12,63
1,30	1,50	1,95	4,30	0,45	12,94
1,30	1,51	1,96	4,32	0,45	13,04
1,30	1,52	1,98	4,34	0,46	13,15
1,30	1,62	2,11	4,54	0,46	14,19

IV.12. Calcul de la vitesse a la sortie de la galerie.

$$\frac{Q}{S} = \frac{13,15}{1,3 \cdot 1,52} = 6,64 \text{ m/s}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} = 1,72$$

IV.13. Dissipateur d'énergie [7].

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 (USBR) montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant 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.

Remarque.

Dans cette partie, on va calculer la dissipation d'énergie pour un seul pertuis, puisque les calculs seront généralisés pour l'ensemble des pertuis.

IV.13.1 Conception d'un dissipateur de Type I ($1,7 < Fr < 4,5$).

La hauteur normale à la sortie de galerie	débit	vitesse	h contracté (=h')	N Froude Fr	h''	longueur de ressaut	Energie dissipée
m	m ³ /s	m/s	m	-	m	m	m
1,52	13,15	6,65	0,97	2,15	2,52	9,26	0,38

IV.13.1. Caractéristique de bassin dissipation [8].

IV.13.2. Calcul de la longueur de bassin de dissipation

Le calcul est souvent donné par l'expression empirique ci-dessous, pour un canal rectangulaire.

$$L_{bas} = (0,8 - 1,25) L_{RH}; \dots \dots \dots (IV-32)$$

$$L_{bas} = 10m$$

IV.13.3. Calcul de l'épaisseur du bassin de dissipation.

$$T_{bas} = \left(\frac{1}{12} - \frac{1}{10} \right) L_{bas}; \dots \dots \dots (IV-33)$$

$$T_{bas} = 0,8m$$

IV.13.4. 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 trapézoïdal avec un fruit de talus $m=1,5$ et une pente $i = 0,018$

Généralement la vitesse dans la risberme est supérieure à la vitesse admissible, du fait que le 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 assumée 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).

IV.13.5. Dimensionnement hydraulique de la risberme.

Pour un fruit de talus $m=1.5$, et une largeur de fond $b=5m$ et une rugosité $n=0.023$ les résultats trouvés sont inscrits dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.14 : 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)
5,00	0,10	0,52	5,36	0,10	29,43	0,62	1,19
5,00	0,25	1,34	5,90	0,23	33,98	2,73	2,03
5,00	0,40	2,24	6,44	0,35	36,46	5,80	2,59
5,00	0,55	3,20	6,98	0,46	38,19	9,60	3,00
5,00	0,70	4,24	7,52	0,56	39,51	14,00	3,30
5,00	0,85	5,33	8,06	0,66	40,58	18,92	3,55
5,00	0,95	6,10	8,43	0,72	41,21	22,47	3,68
5,00	1,05	6,90	8,79	0,79	41,77	26,22	3,80
5,00	1,15	7,73	9,15	0,85	42,28	30,16	3,90

D'après ces résultats, la vitesse dans la risberme est supérieure à la vitesse admissible ($v_a=3m/s$) donc il faut protéger notre canal par un enrochement.

IV.13.6. Calcul de l'épaisseur de revêtement [2].

$$T_{ris} = 1.05 \left(\frac{q}{v} \right)^{0,83} \dots\dots\dots (IV-34)$$

Avec :

hr : hauteur de revêtement

q : débit spécifique à l'entrée de la risberme ($1,41m^3/s/m$)

v: vitesse dans la risberme ($3,80m/s$)

hr=0.46m

On prend : hr =0,5 m

IV.13.7. Calcul de diamètre des roches de revêtement [2].

$$D = \left(\frac{v}{0,86 \sqrt{2g \frac{\gamma_p - \gamma_e}{\gamma_e}}} \right)^2 \dots\dots\dots (IV-35)$$

Avec :

V : vitesse dans la risberme ($3,8 m/s$)

D : diamètre de la roche W

γ_p : poids spécifique de la pierre à placer ($2.6 t/m^3$)

γ_e : poids spécifique de l'eau ($1t/m^3$)

D=0.62m (15cm)

IV.13.8. Calcul de la longueur du canal de restitution (risberme) [8].

Avant de la calculer, il faut d'abord calculer la hauteur critique du canal en utilisant les formules (III-7, III-8 et III-9), et on a pu obtenir les résultats suivants :

K = 1,41

$$\sigma_{cr}=0,42$$

$$\Rightarrow h_{cr} = 1,08 \text{ m}$$

$$L_{ris} = 8h_{cr} \dots\dots\dots (IV-36)$$

$$b_{ris}=5\text{m, donc } L_{ris}=8,68 \text{ m} \quad L_{ris} = 9 \text{ m}$$

Conclusion.

La conduite d'irrigation doit être capable de débiter un débit de $8,54 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une cote de retenue comprise entre la cote de retenue normale RN et la cote de limite utile LU, En conséquence, le diamètre de la conduite doit être suffisant pour restituer le débit nécessaire sous la charge d'eau minimale correspondant à la limite utile d'exploitation .Une conduite métallique en charge de diamètre nominal 1,30 m, logée à sa partie amont dans le radier de la galerie de la vidange de fond sur une longueur plus de 824 m,

Cote fil d'eau amont : 1083,00 NGA

Cote fil d'eau aval : 1066,77 NGA

Le circuit d'eau potable doit être capable de débiter $1,01 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une cote de retenue comprise entre la cote de retenue normale (RN) et la cote de limite utile(LU).

Afin de garantir la meilleure qualité de l'eau restituée, trois prises d'eau associées à trois conduites distinctes sont implantées en parallèle suivant trois niveaux correspondant à trois tranches circuit supérieur, circuit intermédiaire et circuit inférieur équivalentes de hauteur d'eau. Dans ces conditions le diamètre nominal des trois conduites doit être suffisant pour restituer le débit nécessaire sous les charges minimales d'exploitation. Un peigne de raccordement aval aux conduites métalliques en charge de diamètre nominal 500 mm disposées, sur lequel vient se raccorder une conduite métallique unique en charge de diamètre nominal 500 mm, logée à sa partie amont dans le radier de la galerie de la vidange de fond sur une longueur de 824,00 m.

La galerie de vidange à une largeur de 2,6m et sera calé à 130m NGA elle sera équipée par des vannes (vannes de réglage et de garde) pour pouvoir régler le débit et assurée le bon fonctionnement du dispositif de vidange. L'ouvrage de vidange doit constituée des grilles de protection contre les corps solides ainsi que les corps flottants.

La hauteur d'espace aéré au dessus de la surface d'eau dans la galerie a écoulement permanent a surface libre de vitesse ne dépasse pas 10 m/s ne doit pas être inférieure a $0,4 \text{ m/s}$. L'écoulement à grandes vitesse favorise le développement de la cavitation. Dans le cas d'envasement considérable de la retenue et de dépôts des sédiments dans la galerie, le revêtement intérieur de celle-ci doit être construit de matériaux dont la résistance à l'abrasion est très élevée.



CHAPITRE V

Equipement

Hydromécanique

et

Mécanique



Introduction.

Dans ce chapitre sont définies, et justifiées les caractéristiques essentielles des équipements hydromécaniques et mécaniques.

Les matériels mis en service dans la chambre de prises d'eau ainsi que dans la galerie et le puits d'accès sont appelés à fonctionner aux températures ambiantes suivantes :

- Température minimale : + 5 °C
- Température maximale : + 20°C
- Température de l'eau à 1083 NGA : + 5°C
- Hygrométrie : 80 à 100 %

Nature des eaux : les eaux sont issues du pompage depuis la retenue d'Ighil Emda

Les matériels installés en surface sont appelés à fonctionner aux températures ambiantes suivantes :

- Température minimale : - 10°C
- Température maximale : + 50°C
- Hygrométrie : jusqu'à 100 %

V.1. Circuit de vidange.

La vidange de fond se compose essentiellement des ouvrages suivants :

- une tour de prise amont noyée où sont disposées deux vannes wagon sous carter de 2,40 x 1,95 m et d'entre axe 4 m (bassin versant très peu boisé et donc un très faible risque d'obstruction par des bois).
- une galerie aval à écoulement libre de type rectangulaire, de longueur totale 824 m environ et de section finie 12,22 m² environ (largeur 2,6 m et hauteur 2,2m).
- à l'amont de la galerie à écoulement libre sont disposées deux tuyauteries d'aération.

V.1.1. Prise d'eau et blindages.

L'implantation de l'entonnement de la vidange de fond a été optimisée avec celle du circuit IRR : implantés côte à côte et de largeur identique, ces entonnements permettent la réalisation de rainures à batardeau identiques et alignées. De ce fait, un seul batardeau est nécessaire.

V.1.2 Prise d'eau - Rainures à batardeaux.

Le seuil de prise est positionné à l'altitude 1083 NGA et l'axe des vannes à 1084,25 NGA. La cote de la calotte de l'entonnement de prise amont est à l'altitude 1086,40 NGA environ.

Compte tenu de l'origine et de la nature des eaux, le risque de présence de déchets de grande et moyenne taille est quasi nul et donc la prise d'eau n'est pas équipée d'un plan de grille.

Les rainures et pièces fixes du batardeau sont placées juste à l'extérieur de la paroi cylindrique de la chambre de prises d'eau.

V.1.3. Blindages du conduit de vidange.

Trois sections différentes peuvent être distinguées :

- ✓ Blindage amont à la vanne de garde

- ✓ Blindage amont de liaison entre les deux vannes wagon
- ✓ Blindage aval à la vanne de service

V.I.4. Vannes wagon de vidange de fond.

A environ 6,5 mètres à l'aval du plan de grille se trouve la vanne wagon de vidange de garde suivie, 4 mètres à l'aval, d'une seconde vanne wagon qui assure la fonction de vanne de service.

a) Caractéristiques dimensionnelles.

Les caractéristiques dimensionnelles des deux vannes sont identiques

- Largeur nette du pertuis 1,95 m
- Hauteur nette du pertuis suivant la verticale 2,40 m
- Niveau du seuil 1083 NGA
- Niveau de la plate-forme de manœuvre 1088,55 NGA

b) Mode de fonctionnement et de commande de la vanne de garde.

En exploitation normale de la retenue, la vanne de garde est ouverte et verrouillée sur des verrous manœuvrés par des vérins oléo hydrauliques et munis de capteurs de position.

La vanne de garde est destinée à :

1. fermer le circuit de vidange pour visite et entretien
2. suppléer la vanne de service en cas de non fermeture de cette dernière

Son mode de fonctionnement est le suivant :

1. ouverture en eau morte, après équilibrage des pressions amont et aval
2. fermeture en eau vive (ou en eau morte) par gravité
3. coupure du débit maximal (sous le niveau des plus hautes eaux) : 120 m³/s

c) Mode de fonctionnement et de commande de la vanne de service.

La vanne de service est destinée à régler le débit de vidange de la retenue. Il faut noter toutefois que la vanne fonctionnera principalement en tout ou rien.

Son mode de fonctionnement est le suivant :

- ✓ ouverture en eau vive, sans équilibrage des pressions amont et aval
- ✓ fermeture en eau vive (ou en eau morte) par gravité
- ✓ coupure du débit maximal (sous le niveau des plus hautes eaux) : 120 m³/s

d) Temps de manœuvre des vannes wagon.

Les temps de manœuvre sont identiques pour les deux vannes, ouverture normale 8 minutes

e) Sécurité – Performances.

La vanne de garde doit pouvoir, en permanence, être manœuvrable à la fermeture. Mais, en aucun cas, la vanne de garde ne peut se fermer intempestivement lorsque la vanne de service est ouverte.

La vanne de service doit pouvoir, en permanence, être manœuvrable à l'ouverture.

f) Garanties communes.

En fermeture, la coupure du débit est garantie quelle que soit la position initiale de la vanne dont le fonctionnement est également garanti en ouverture partielle.

Le schéma hydraulique est conçu de façon qu'en cas d'anomalie (manque de tension, rupture de tuyauterie,...) la vanne se mette automatiquement en position de sécurité : maintien de la vanne en position dans laquelle elle se trouve au moment de l'anomalie.

g) Maintenance et entretien des vannes.

Afin d'effectuer des expertises visuelles de l'état des matériels sans nécessairement mettre en place des moyens importants dans le conduit de la vidange de fond, le démontage de panneaux sur la partie supérieure du carter permet d'accéder aux faces amont et aval du tablier ainsi qu'aux galets et étanchéités.

Pour les opérations de maintenance et d'entretien de ces vannes, la vanne est calée en position ouverte par des verrous. Ensuite, le vérin et le plancher bouchon sont démontés. La vanne est alors suspendue au pont-roulant et posée sur des chevêtres entre les pertuis des deux vannes. Le plancher bouchon peut ensuite être reposé et boulonné sur le carter afin de sécuriser la zone de travail.

V.1.5.Résumé des caractéristiques dimensionnelles du matériel.

Dans le tableau suivant est indiqué les caractéristiques des matériels utilisés

Tableau V.1 : Résumé des caractéristiques dimensionnelles du matériel.

Matériel	Caractéristique	valeur
Blindage amont	Dimensions	Amont : H x l = 2,8 m x 2,25 m Aval : H x l = 2,5 m x 1,95 m Longueur = 5 m Epaisseur de la tôle = 16 mm Dimension des renforcements : I 450
	masse	16,5 T
Blindage central	Dimensions	L x H x l = 4 m x 2.5m x 1.95 m tôle et renforcements : idem
	masse	12,2 T
Blindage aval	Dimensions	Amont : H x l = 2,5 m x 1,95 m Aval : H x l = 3 m x 4 m Longueur = 2 m tôle et renforcements : idem
	masse	9,5 T
Vannes wagon	dimension	L x H x l = 2,1 m x 2,85 m x 0,50 m
	masse	5 T

V.2.Circuit d'eau d'irrigation « IRRRI ».

Le débit total maximal à fournir pour assurer les besoins en irrigation est égal à 9,86 m³/s quelle que soit la cote de la retenue.

L'installation d'alimentation en eau d'irrigation comprend les ouvrages suivants :

- une prise d'eau située en rive gauche de la vidange de fond et équipée de grilles et un batardeau.
- un entonnement amont métallique de longueur environ 6,6 m, équipé de deux vannes papillon de diamètre 1300 mm installées dans la chambre de prises d'eau
- une conduite métallique de 1300 mm de diamètre raccordée à l'aval des vannes papillon et noyée ensuite dans le radier bétonné de la galerie de la vidange de fond.

Les vannes papillon n'étant pas conçues pour permettre une régulation du débit, un dispositif de régulation doit être installé à l'aval du barrage, au début du réseau de distribution aval de façon à asservir le débit d'irrigation souhaité à la cote de retenue.

V.2.1.prise d'eau et blindages.

La prise d'eau d'irrigation est située en rive gauche de l'ouvrage de vidange de fond. Le calage du radier de la prise est positionné à 1083 NGA.

V.2.1.1.Prise d'eau - Grilles de prise d'eau - Rainures batardeau.

La prise d'eau est équipée, à l'amont des rainures à batardeaux, d'un plan de grille composé d'un panneau unique dont les barreaux d'une section largeur x épaisseurs = 150 x 15 mm et espacés par un entr'axe de 150 mm.

Les rainures et pièces fixes du batardeau sont placées juste à l'extérieur de la paroi cylindrique de la chambre de prises d'eau. Les travaux de maintenance et d'entretien sur ces grilles sont donc réalisables à retenue basse ou par plongeurs.

V.2.1.2.Blindages.

Les éléments bétonnés de la prise d'eau d'irrigation sont blindés. Deux tronçons peuvent être distingués :

-Un premier tronçon qui s'étend de l'entonnement du pertuis (juste après l'arrondi) aux faces aval du carter du batardeau, qui pour rappel, est commun avec celui de la vidange de fond.

-Un carré-rond de longueur totale proche de 1,5 m. La section initiale rectangulaire est d'environ $L \times H = 1,7 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$. Le diamètre de la section circulaire est égal à 1300 mm. L'extrémité aval est prévue avec une sur longueur d'environ 1 mètre pour permettre, après Le blindage est dimensionné aux pressions intérieure et extérieure de 63,30 m.c.e .

Les conditions de conception de ces 2 tronçons blindés sont identiques à celles décrites précédemment pour le circuit de vidange.

V.2.1.3.Vannes papillon de garde et de service.

Environ 6 mètres à l'aval de la prise d'eau est installée la vanne papillon de garde ; la vanne papillon de service est installée 3 mètres en aval.

a) Caractéristiques dimensionnelles.

Les caractéristiques communes sont :

- Diamètre nominal: 1300 mm

- Angle par rapport à l'horizontale: 0°
- Cote de l'axe: 1083,75 NGA
- Cote de la plate-forme de manœuvre: 1082,50 NGA
- Débit nominal sous niveau amont minimal: 9,86 m³/s

b) Mode de fonctionnement de la vanne de garde.

En exploitation normale, la vanne est maintenue ouverte à 100 % au moyen du vérin de manœuvre.

La vanne de garde est destinée à :

1. fermer le circuit IRR pour visite et entretien
2. suppléer la vanne de service en cas de non fermeture de cette dernière

Son mode de fonctionnement est le suivant :

1. ouverture en eau morte, après équilibrage des pressions amont et aval
2. fermeture en eau vive

c) Mode de fonctionnement de la vanne de service.

En exploitation normale, la vanne est maintenue ouverte à 100 % au moyen du vérin de manœuvre. Rappelons que la vanne de service n'est pas destinée à régler le débit d'eau d'irrigation.

Son mode de fonctionnement est le suivant :

1. ouverture en eau morte, après remplissage de la conduite d'irrigation aval, ou en eau vive
2. fermeture en eau vive

Vitesses de manœuvre des vannes papillon.

Les temps de manœuvre sont identiques pour les deux vannes : ouverture normale 3 minutes.

d) Entretien et maintenance.

Pour les opérations de maintenance et d'entretien, la vanne est calée en position fermée. Après dépose de la manchette, la vanne est alors suspendue au pont-roulant et posée sur des chevêtres entre les pertuis des deux vannes wagon de vidange de fond.

Pour assurer la fermeture de la conduite du circuit IRR, une manchette de même longueur entre faces extérieures des brides de la vanne papillon est comprise dans la fourniture. Cette manchette, qui dispose des mêmes appuis que ceux de la vanne sur le génie-civil, est éprouvée en atelier.

e) Conduites du circuit Irrigation.

Quatre tronçons de conduite sont ci-après distingués.

- Tronçon amont de raccordement de la vanne amont au carré-rond blindé
- Tronçon de conduite entre les deux vannes
- Tronçon aval doublement coudé
- Tronçon de conduite noyé dans le radier bétonné de la vidange de fond.

Tableau V. 2 : Résumé des caractéristiques dimensionnelles des équipements « IRR ».

Matériel	Caractéristique	valeur
Plan de grilles	Dimensions	Amont : $H \times l = 2,8 \text{ m} \times 1,9 \text{ m}$ Section des barreaux : $100 \text{ m} \times 10 \text{ mm}$
	masse	1,5 T
Blindage amont	Dimensions	Amont : $H \times l = 2,9 \text{ m} \times 1,9 \text{ m}$ Aval : $H \times l = 2,7 \text{ m} \times 1,8 \text{ m}$ Longueur = 2 m Epaisseur de la tôle = 10 mm Renforcements : HEB 250
	masse	7 T
Conduite amont + brides	Dimensions	$L \times \phi = 2,9 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$, ép. = 10 mm
	masse	1,3 T
Conduite centrale + brides	Dimensions	$L \times \phi = 1,75 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$, ép. = 10 mm
	masse	1,1 T
Manchette de démontage	Dimensions	$L \times \phi = 0,5 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$, ép. = 10 mm
	masse	0,6 T
Conduite coudée + brides + trou d'homme + joint à onde + piquages	Dimensions	$L \times \phi = 13 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$, épaisseur = 10 mm
	masse	6,3 T
Conduite scellée et conduite aval + scellements	Dimensions	$L \times \phi = 824 + 121 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$, ép. = 10 mm
	masse	364 T
Vannes papillon	Diamètre nominal	$\phi = 1500 \text{ mm}$
	Dimension (avec contre-poids)	$L \times H \times l = 3 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 2,7 \text{ m}$
	Masse corps de vanne	2,5 T
	Masse contre-poids	3,3 T
	Distance embase – axe	900 mm
	Dimension appui	$L \times l = 0,210 \text{ m} \times 1,1 \text{ m}$

V.3.Circuit d'alimentation en eau potable « AEP ».

Le débit total maximal à fournir pour assurer les besoins en eau potable est de $1,1 \text{ m}^3/\text{s}$ quelle que soit la cote de la retenue (y compris donc à la cote limite utile d'exploitation de la retenue soit 1088,60 NGA).

L'équipement mis en service pour assurer ce débit comprend d'amont en aval les éléments suivants :

- Trois prises d'eau situées équipées chacune d'un batardeau et d'un panneau de grille.

- Trois conduits d'alimentation métalliques DN (500 séparés se raccordant aux trois ouvrages de prise d'eau,
- Deux vannes papillon de diamètre (500 mm par conduit et installées dans la chambre de prises d'eau,
- Un peigne de raccordement sur la conduite principale,
- La conduite métallique principale DN500 mm bétonnée dans le radier de la galerie de la vidange de fond, en rive droite de la conduite du circuit IRR.

Les vannes papillon n'étant pas conçues pour permettre une régulation du débit, un dispositif de régulation doit être installé à l'aval du barrage, au début du réseau de distribution aval de façon à asservir le débit d'eau potable souhaité à la cote de retenue.

V.3.1.Prises d'eau.

La prise d'eau potable inférieure est réalisée à l'aide d'un piquage latéral sur le conduit de la vidange de fond et d'un second piquage sur le conduit du circuit IRR. Ceci autorise l'exploitation d'eau potable en cas de batardage de l'un des deux conduits pour des opérations de maintenance et en cas de niveau d'eau de la retenue inférieure à 1104 NGA.

V.3.2.Batardeaux des prises d'eau supérieure et intermédiaire.

Les prises d'eau supérieure et intermédiaire sont équipées d'une porte-batardeau, située à l'amont des grilles, et montée sur des charnières verticales qui permettent de caler la porte, lorsqu'elle est ouverte, contre la face extérieure latérale de la prise d'eau. Chaque porte est équipée de dispositifs de condamnation et d'une vannette d'équilibrage de pressions.

La fermeture et l'ouverture des portes-batardeaux s'effectuent manuellement depuis une barque lorsque la cote de la retenue est abaissée, ou par la seule force physique d'un plongeur. En exploitation normale, la porte-batardeau est condamnée ouverte.

V.3.3.Grilles de prise d'eau et Entonnements.

a) Prises d'eau supérieure et intermédiaire.

Pour les prises d'eau potable supérieure et intermédiaire, la grille est composée d'un panneau de surface libre au moins égale à la surface de l'entonnement. Les barreaux verticaux ont une section de largeur x épaisseur = 100 x 10 mm et sont espacés par un entr'axe de 100 mm. Ces grilles sont boulonnées sur les pièces fixes, permettant leur démontage éventuel.

L'entonnement carré-rond de la conduite est scellé dans la structure béton des prises d'eau. L'extrémité aval circulaire est soudée sur la conduite DN 500.

b) Prise d'eau inférieure.

La prise d'eau potable inférieure comprend une grille boulonnée à l'entrée de chacun des 2 piquages. Le profil de la grille :

- boulonnée sur la conduite DN 1300 est circulaire
- boulonné sur le blindage de la vidange de fond est plat

Les barreaux, horizontaux dans les deux cas, ont une section de largeur x épaisseur = 100 x 10 mm et sont espacés de 100 mm entre axes.

V.3.4.Vannes papillon de garde et de service.

Deux vannes papillon de diamètre nominal 600 mm sont montées par conduite. La vanne amont assure la fonction de vanne de garde. La vanne aval assure la fonction de vanne de service.

Etant donné son double entonnement, la prise d'eau potable inférieure est équipée de deux vannes de garde.

1. Caractéristiques dimensionnelles.

Les caractéristiques communes sont :

- Diamètre nominal : 600 mm
- Angle par rapport à l'horizontale : 0°

Les caractéristiques particulières sont résumées dans le tableau qui suit.

Tableau V. 3: Les caractéristiques particulières de circuits AEP.

-----	Circuit AEP supérieur et intermédiaire	Circuit AEP inférieur
Cote de l'axe	1089,10 NGA	1083 NGA
Cote de la plate-forme de manœuvre	1088,55 NGA	1082,5 NGA
Charge maximale sur axe	$1146,7 - 1089,1 = 57,40$. m.c.e	$1146,7 - 1083 = 63,7$. m.C.E
Débit nominal sous niveau amont minimal	1,14 m³/s	1,14 m³/s

2. Mode de fonctionnement.

Toutes les vannes sont actionnées électriquement pour l'ouverture et pour la fermeture par un contrepoids. Elles disposent d'un volant de manœuvre manuelle débrayable. Mode de fonctionnement des vannes de garde

En exploitation normale, ces vannes sont maintenues ouvertes à 100 % par leur motorisation.

a) La vanne de garde ,est destinée à :

1. fermer le circuit AEP pour visite et entretien
2. suppléer la vanne de service en cas de non fermeture de cette dernière

Son mode de fonctionnement est le suivant :

1. ouverture en eau morte, après équilibrage des pressions amont et aval
2. fermeture en eau vive

b) La vanne de service

n'est pas destinée à régler le débit aval en fonction du niveau de la retenue et donc de la prise d'eau sollicitée. Le réglage se fait par l'intermédiaire d'une vanne placée à l'extrémité aval de la conduite par le gestionnaire du réseau AEP.

Son mode de fonctionnement est le suivant :

1. ouverture en eau morte, après remplissage de la conduite du circuit IRR aval, ou en eau vive
2. fermeture en eau vive

c) Mode de Commande.

Après contrôle des pressions aval, les vannes sont manœuvrées par commande manuelle à l'ouverture et à la fermeture : soit à partir du coffret de commande local - soit par commande déportée, depuis le tableau de la salle de commande

Les commandes sont de type :

1. ouverture avec ordre non auto maintenu en local
2. ouverture avec ordre auto maintenu en commande déportée
3. fermeture complète en une seule étape.

Toutes les positions relatives à l'obturateur sont détectées directement sur le corps de la vanne.

d) Temps de manœuvre des vannes papillon.

Les temps de manœuvre sont identiques pour les deux vannes, ouverture normale 1 minute:

e) Entretien et maintenance.

A l'aval de chaque vanne de service, une manchette de démontage permet le démontage des vannes papillon et permet de reprendre les déplacements de la vanne sur ses appuis.

Pour les opérations de maintenance et d'entretien de ces vannes, la vanne sont calées en position fermée. Après dépose de la manchette, la vanne est alors suspendue au pont-roulant et posée sur des chevêtres entre les pertuis des deux vannes wagon de vidange de fond.

Pour assurer la fermeture du conduit d'eau potable, une manchette de même longueur entre faces extérieures des brides de la vanne papillon est prévue.

f) Conduites.

Quatre types de conduites différentes sont à distinguer.

- Conduites d'amenée des prises d'eau supérieure et intermédiaire.
- Tronçon de conduite entre les vannes de garde et de service
- Peigne de raccordement
- Tronçon de conduite noyée dans le radier bétonné de la vidange de fond.

Tableau V. 4 : Résumé des caractéristiques dimensionnelles des équipements « AEP ».

Matériel	Caractéristique	valeur
Plans de grilles	Dimensions	Sup. et inter. : $H \times l = 1,2 \text{ m} \times 1,3 \text{ m}$ Inférieur : 1 m^2 Section des barreaux : $100 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$
	masse	1 T
Portes-batardeau	Dimensions	$L \times H = 1,25 \text{ m} \times 1,3 \text{ m}$
	masse	150 kilos
Conduites amont sup. et interm. + accessoires	Dimensions	$L = 100 + 210 \text{ m}$, épaisseur = 7 mm
	masse	42 T
Conduite Y de la prise d'eau inférieure + accès.	Dimensions	$L = 2,5 \text{ m}$, épaisseur = 7 mm
	masse	1 T
Tronçons centraux sup, interm & inférieur	Dimensions	$L = 2 * 2 \text{ m} + 4 \text{ m}$, épaisseur = 7 mm
	masse	1,5 T
Manchettes de démontage	Dimensions	$L \times \phi = 0,3 \text{ m} \times 0,6 \text{ m}$, épaisseur = 7 mm
	masse	0,1 T
Peigne + renforts + accessoires (piquages, joint à ondes...)	Dimensions	$L = 12 \text{ m}$, épaisseur = 7 mm
	masse	3 T
Conduite aval scellée	Dimensions	$L = 932 \text{ m}$, épaisseur = 8 mm
	masse	125 T
Vannes papillon	Diamètre nominal	$\phi = 600 \text{ mm}$
	Dimension (avec contre-poids	$L \times H \times l = 0,3 \text{ m} \times 0,85 \text{ m} \times 1,3 \text{ m}$
	Masse corps de vanne	450 kilos
	Masse contre-poids	1 = tonne

V.4.Mesure de débit.

Afin de valider lors des essais et de permettre par la suite la gestion du débit suivant la cote d'exploitation de la retenue, un système de mesure de débit est installé à l'aval du barrage, dans la galerie de sortie des conduites IRR et AEP, dans une zone d'écoulement non perturbée par la présence de coudes.

La conduite dispose de tous les piquages et matériels nécessaires au montage et à la mise en service de ce système de mesure.

Deux tuyauteries DN 200 (une de service, la seconde de secours) sont scellées dans le radier de la galerie de vidange de fond et permettent le passage des câbles de mesure des débits depuis l'aval du barrage jusqu'à la chambre de prises d'eau.

V.5.Ventilation de la chambre de prises d'eau.

L'air de la chambre de prises d'eau est renouvelé par un système de ventilation forcée comprenant :

1. une gaine d'amenée d'air, de diamètre 450 mm, capte l'air en façade NORD des locaux extérieurs construits au-dessus du puits d'accès (cote 1152), puis se développe dans le puits d'accès et en toit de la galerie horizontale jusqu'à la chambre de prises d'eau dans laquelle la gaine souffle l'air vers le dôme. A l'entrée de la chambre d'eau, la tuyauterie DN 450 présente une pente de 2 ou 3 % vers le bas pour faire un point bas où est placé un piquage DN 20. Une tuyauterie DN 20 évacue l'eau de condensation dans le caniveau d'exhaure de la galerie d'accès. L'extrémité calée à la cote 1092,30 est équipée d'une grille de protection

2. un ventilateur-propulseur à deux vitesses

L'ensemble de l'installation est dimensionné pour renouveler l'air :

- en 3 heures en fonctionnement normal
- en 2 heures en cas de travaux de maintenance.

V.6.Dimensionnement du conduit d'aération de la vanne de vidange de fond.

Il faut prévoir un conduit d'air (reniflard) afin d'obtenir à l'aval immédiat de la vanne de service de la vidange de fond une pression voisine de la pression atmosphérique, pour éviter la mise en dépression.

V.6.1 Géométrie du circuit d'aération.

Le conduit d'aération de la vanne de service chemine dans la galerie d'accès, dans le puits d'accès et débouche à l'air libre sur le toit du local technique. La longueur du circuit, du débouché à l'air libre au toit de la galerie de vidange de fond est égale à 272 m. La section du conduit est circulaire.

Du débouché à l'air libre jusqu'au débouché à l'arrière de la vanne de réglage dans le toit de la vidange de fond, on dénombre :

- deux coudes à 90° à la liaison entre le puits d'accès et la galerie,
- un coude à 90° au débouché dans la galerie de la vidange de fond.

Notons que la galerie n'est pas rectiligne mais épouse une courbure suffisamment importante pour négliger les pertes de charge occasionnées dans le conduit d'aération.

V.6.2. Pertes de charge le long du conduit d'aération.

V.6.2.1. Aération superficiel pour un écoulement torrentielle.

On va calculer le débit d'air pour une ouverture de vanne $a=0,25\text{m}$; $a/t_0=0,142$.

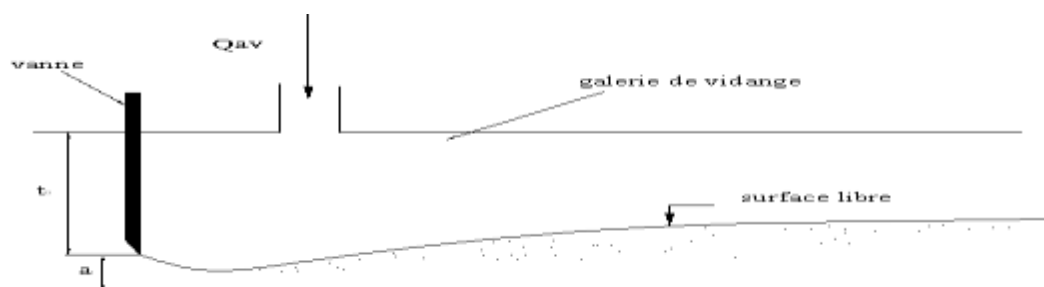


Figure V.1: Ecoulement dans une galerie à aération forcée superficielle.

$$\beta = \frac{A^*}{A_M} F_r^{0.62}$$

Cette formule s'applique uniquement pour $0,12 \leq a/t \leq 1$ et $Fr \leq 40$.

Avec

A_u : Section de la galerie aval ; $A_u = 3,14 \text{ m}^2$ ($D=2\text{m}$)

$$A_a^* = \dots + \sum$$

A_a : Section du canal d'aération, réduite pour tenir compte des pertes de charge

Pour un diamètre de la conduite d'aération de 0,3m on a : $A_a = \frac{\pi \cdot 0,3^2}{4} = \frac{0,0707}{4} = 0,0177$

$$\sum \frac{1}{A_a^*} = \frac{1}{0,0177} = 56,5$$

$$\text{Donc : } \sum = 0,04$$

Les coefficients «i » de pertes de charge singulières pris en compte sont les suivants :

- Entrée : $k_1 = 0,5$
- Coudes à 90° à la liaison puits/galerie d'accès : $k_2 = 0,17$ (à chaque coude)
- Coude à 90° et sortie $k_3 = 1,0$

$$\sum \frac{1}{A_a^*} = \frac{1}{0,0177} + \frac{1}{0,0177} + \frac{1}{0,0177} = 169,5$$

$$A_a^* = \dots + \sum$$

V.6.2.2. Calcul de nombre de Froude.

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$F_r = \frac{\sqrt{2gH}}{C_c a}$$

Avec H : la charge d'eau disponible ;

a : ouverture de la vanne ; on prend $a=0,25\text{m}$

C_c : coefficient de contraction donné par la relation suivante :

$$Q = C_v \sqrt{2gH} \Rightarrow C_v = \frac{Q}{\sqrt{2gH}} = 0,64$$

$$F_r = \frac{\sqrt{2gH}}{C_c a} = \frac{\sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 28,28}}{0,64 \cdot 0,25} = 28,28$$

On voit bien que $Fr \leq 40$; $\frac{a}{t_0} = \frac{0,25}{1,7} = 0,147$; $0,12 \leq a/t_0 \leq 1$

Donc la condition est vérifiée

V.6.2.3. Calcul du débit d'air relatif.

$$\beta = \frac{A^*}{A_M} = \frac{0,017}{2,8} = 0,006$$

$$\beta = \frac{Q_a}{Q_e} \Rightarrow Q_a = \beta Q_e$$

Q_a : le débit d'air

Q_e : le débit d'eau,

$$Q_e = 11,34 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow Q_a = 0,006 \times 11,34 = 0,068 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc $Q_a = 0,068 \times 11,34 = 0,77 \text{ m}^3/\text{s}$

V.6.2.4. La vitesse dans la conduite d'aération.

$$V_a = \frac{Q_a}{S_a} = \frac{0,77}{0,006} = 128,3 \text{ m/s}$$

La vitesse d'air est bien inférieure à la vitesse admissible $V_{adm} = 50 \text{ m/s}$ pour laquelle le phénomène de compressibilité d'air commence à se faire sentir.

Conclusion.

Une supervision du barrage de Mahouane sera installée à la station de pompage SP1 située en bordure de la retenue d'Ighil Emda. Elle permettra de visualiser les informations précisées sur les vannes de garde, la vanne de service, les différents débits et les défauts, de retenue (niveau de la retenue), Vidange de fond, Alimentation du réseau d'irrigation alimentation du réseau d'eau potable et alimentation du débit réservé.



CHAPITRE VI

Etude

Génie Civil



Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons calculer la stabilité des ouvrages annexes; c'est une étape nécessaire pour connaître si l'ouvrage est stable aux différents phénomènes ou non durant tout leurs durées de service. Pour cela, il faut avoir une stabilité des murs du canal et du radier de dissipation d'énergie contre le glissement, le renversement et le poinçonnement. Puis une stabilité du corps de batardeau et la galerie de dérivation, à base des contraintes aux quels ces ouvrages sont soumis, on calcule les armatures, afin que la résistance de ces corps à la traction sera complétée.

L'étude de stabilité a pour but de vérifier la stabilité de l'ouvrage au :

- Stabilité au renversement
- Stabilité au poinçonnement
- Stabilité au glissement

VI.1. Stabilité du canal d'amené

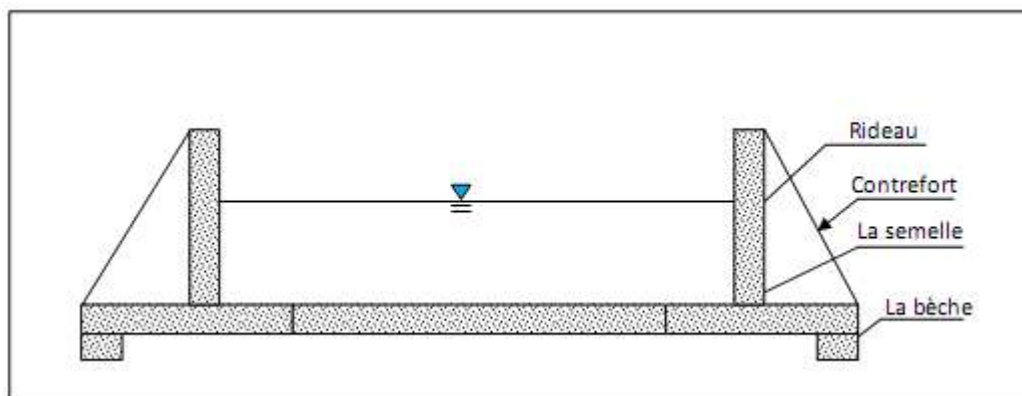


Figure VI.1 : Schéma explicatif d'un canal en béton armé

VI.1.1. Les combinaisons de charges [9].

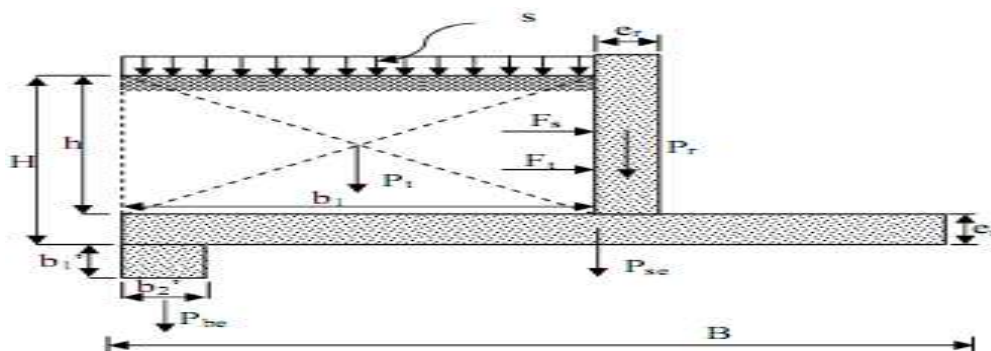


Figure VI.2. Schéma explicatif des combinaisons de charges

a) Les forces verticales.

- Poids de terre derrière le mur :

$$P_t = h \cdot \gamma_t \cdot b_1 : \dots\dots\dots (VI-1)$$

γ_t : Poids volumique de la terre (2.64t/m³)

b_1, h : sont la largeur et la hauteur de la terre derrière le mur.

➤ **Poids de la surcharge (s) ps.**

$$P_s = S \cdot b_1 \dots \dots \dots (VI-2)$$

S: surcharge ($s=1\text{t/m}^2$)

➤ **Poids de la semelle.**

$$P_{se} = \gamma_b \cdot e_s \cdot B \dots \dots \dots (VI-3)$$

γ_b : Poids volumique du béton armé $\gamma_b=2.5 \text{ t/m}^3$

e_s : épaisseur de la semelle.

B: la largeur de la semelle.

➤ **Poids de la bêche.**

$$P_{be} = \gamma_b \cdot \hat{b}_1 \cdot \hat{b}_2 \dots \dots \dots (VI-4)$$

γ_b : Poids volumique du béton armé $\gamma_b=2.5 \text{ t/m}^3$

$\hat{b}_1, \hat{b}_2$: Ce sont la largeur et la longueur de la bêche respectivement.

➤ **Poids du rideau.**

$$P_r = \gamma_b \cdot \frac{h(e_s + e_i)}{2} \dots \dots \dots (VI-5)$$

b) Les forces horizontales.➤ **Forces dues à la poussée des terres.**

$$F_t = A \cdot \gamma_t \cdot H \cdot \frac{H}{2} = A \cdot \gamma_t \cdot \frac{H^2}{2} \dots \dots \dots (VI-6)$$

$$A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \dots \dots \dots (VI-7)$$

Avec :

γ_t : Poids volumique de la terre ($2,64/\text{m}^3$)

A: coefficient de poussée.

H: la hauteur du mur.

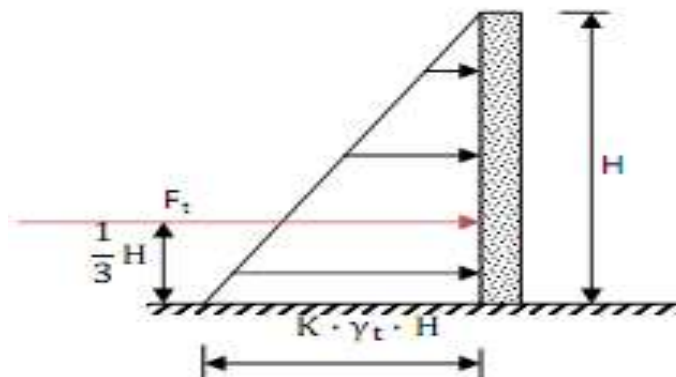


Figure VI.3. Différentes forces dues à la poussée des terres.

➤ Force due à la poussée de la surcharge.

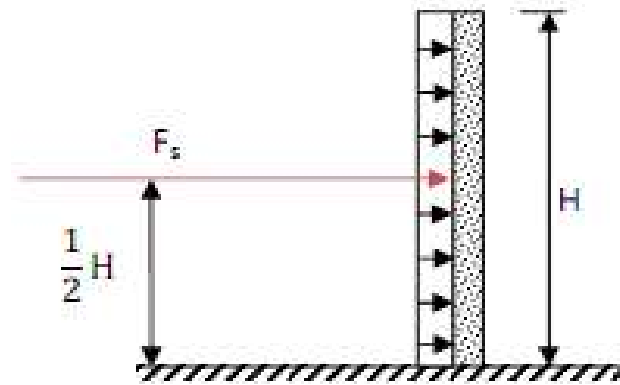


Figure VI.4. La force due à la poussée de la surcharge.

$$F_S = A \cdot s \cdot H \dots\dots\dots (VI-8)$$

A : coefficient de poussée.

H : la hauteur du mur.

S : surcharge

Tableau VI. 1 Caractéristiques mécaniques du sol

Poids volumique du sol.	γ	2,64	t/m ³
Angle de frottement.	φ	25	(°)
La cohésion du sol.	C	3	bar
Contrainte admissible de sol.	σ_{sol}	3,5	bar
Surcharge sur le mur.	s	1	t/m ²

Tableau VI.2 : Dimensionnement du canal d'amenée

Hauteur totale du rideau (h)	1
épaisseur de la semelle (ese)	0,4
Largeur de la semelle derrière le mur (b ₁)	1
Largeur total de la semelle (B)	4
Epaisseur inférieur du rideau (ei)	0,3
Epaisseur supérieur du rideau (es)	0,3
Epaisseur du contrefort (bo)	0,2
Dimensions de la bêche (b ₁ , b ₂)	0,3x0, 3
Distance entre contreforts (L)	3

VI.1.2. Calcul des différentes forces.

-Les forces verticales par 1 m de longueur.

Tableau VI.3 : les différentes forces verticales

Les forces verticales	Valeurs des forces verticales (tonne)
Pt	2,64
Ps	1
Pse	4
Pbe	0,225
Pr	0,75

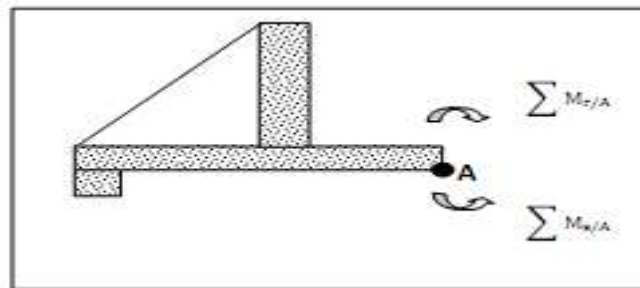
-Les forces horizontales.

$$F_t = 1,05t$$

$$F_s = 0,57 t$$

VI.1.3. Stabilité au renversement.

Le principe est de vérifier que le mur ne tourne pas autour de l'arrête A sous l'effet des forces horizontales.

**Figure VI.5.** Les moments agissant sur l'ouvrage

$$\frac{\sum M_{s/A}}{\sum M_{r/A}} \geq K_r^{adm} \dots\dots\dots (VI-9)$$

$\sum M_{s/A}$: La somme des moments stabilisateurs autour du point A.

$$\sum M_{s/A} = P_t \cdot 3,5 + P_s \cdot 3,5 + P_{se} \cdot 2 + P_{be} \cdot 3,85 + P_r \cdot 2,85 = 23,74 \text{ t/m}$$

$\sum M_{r/A}$: La somme des moments déstabilisateurs autour du point A.

$$\sum M_{r/A} = F_t \cdot 0,47 + F_s \cdot 0,7 = 0,89 \text{ t/m}$$

$$\frac{\sum M_{s/A}}{\sum M_{r/A}} = 67,63 > 3$$

K_r^{adm} : Coefficient de sécurité au renversement en France $K_r^{adm} = 3$.

Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

VI.1.4. Stabilité au poinçonnement.

Le poinçonnement est le renversement de l'ouvrage autour d'un point G se trouvant au centre de gravité de la base du radier.

$\overline{\sigma}_{sol}$: est la contrainte maximale que peut supporter le sol, ce paramètre se détermine par les essais in situ :

- Pénétromètre dynamique.
- Pénétromètre statique.
- Pressiomètre.

✓ Calcul des contraintes exercé par l'ouvrage sur Le sol

Sous l'effet des forces verticales et Horizontales, l'ouvrage va créer des contraintes 1 et 2 à la base du radier.

$$\sigma_A = \frac{N}{S} + 6 \frac{M/G}{bB^2} \dots\dots\dots (VI-10)$$

$$\sigma_B = \frac{N}{S} - 6 \frac{M/G}{bB^2} \dots\dots\dots (VI-11)$$

Avec :

N : Somme des forces verticales.

M_G : Somme des moments des forces verticales et horizontales par rapport à G.

b : Longueur transversale du radier (on prend 1m).

B : Largeur du radier.

S = b × h : Surface de la base du radier.

Les conditions qui doivent être vérifiées pour que l'ouvrage soit stable au poinçonnement sont

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_A \text{ et } \sigma_B \geq 0 \text{ bar} \dots\dots\dots (VI-12) \\ \sigma_A \text{ et } \sigma_B \leq \overline{\sigma_{sol}} \text{ bar} \dots\dots\dots (VI-13) \end{array} \right.$$

$$N = (P_t + P_r + P_{se} + P_{be} + P_s) \text{ (Kg)}$$

$$MG = 1,35(-P_t \cdot 1,25 - P_r \cdot 0,25 + -P_{be} \cdot 1,85 + F_t \cdot (0,33 + 0,2) + 1,5(F_s \cdot 0,5 - P_s \cdot 1,25)) \text{ t.m}$$

$$N = 8 \cdot 10^3 \text{ Kg}$$

$$MG = 5,62 \text{ t.m}$$

$$\sigma_A = 0,43 \text{ Kg/cm}^2 \geq 0$$

$$\sigma_B = 0,01 \text{ Kg/cm}^2 \geq 0$$

$$\sigma_A \text{ et } \sigma_B \leq \overline{\sigma_{sol}} = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$$

D'où le canal d'amenée est stable au poinçonnement .

$\overline{\sigma_{sol}}$: est déterminé à l'aide des essais in situ : pénétromètre dynamique, pénétromètre statique.

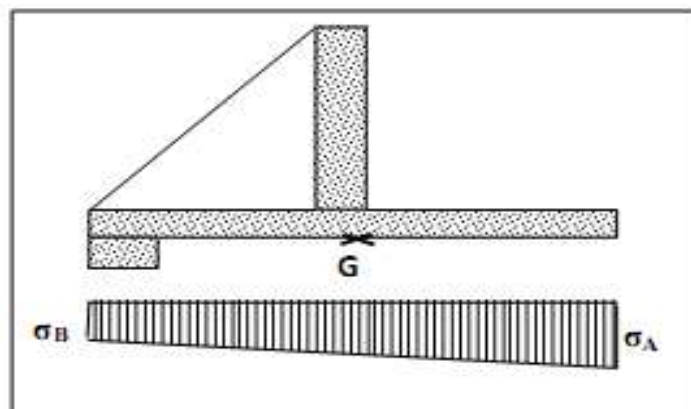


Figure VI.6. Répartition des contraintes sous le radier

En remarque que les deux contraintes sont inférieures à la contrainte admissible de sol (20t/m²)

VI.1.5. Stabilité au glissement.

Pour que le mur soit stable au glissement, il faut que la condition : $\frac{F_H}{F_V} \leq f = 0,6$ soit vérifiée.

Avec :

FH : Force favorisant le glissement

FV : Force empêchant le glissement

Pour notre cas :

$$F_H = F_t + F_s = 1,62 \text{ t}$$

$$F_H = 1,62 \text{ t}$$

$$F_V = P_r + P_s + P_{sr} + P_t + P_{be} = 8,62 \text{ t}$$

$$F_V = 8,62 \text{ t}$$

$$\frac{F_H}{F_V} = 0,19 < 0,6$$

Donc le mur résiste au glissement.

VI.2. Stabilité de bassin de dissipation au poinçonnement.

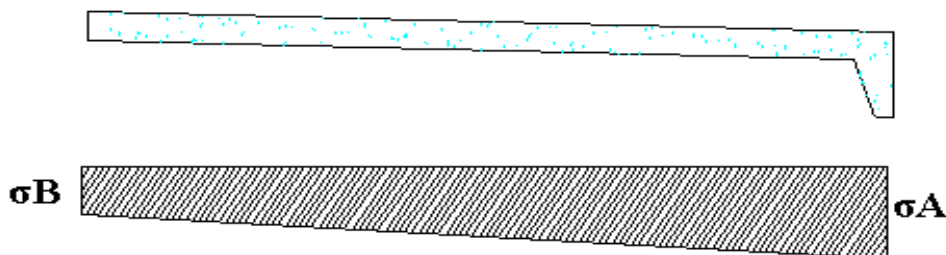


Figure VI.7. Répartition des contraintes sous le radier

➤ Poids de l'eau au dessus de radier de bassin de dissipation.

$$P_e = S_e \cdot \gamma_e \dots\dots\dots (VI-14)$$

Avec :

γ_e : Poids volumique de l'eau (1t/m³)

S_e : Section occupé par l'eau ($S_e = L_{bas} \cdot b_1$)

$$P_e = 10 \text{ t/m}$$

➤ Poids de radier de bassin de dissipation.

$$P_r = S_r \cdot \gamma_r \dots\dots\dots (VI-15)$$

γ_r : Poids volumique de béton armé (2.5t/m³)

Sr: Section de radier de bassin de dissipation ($S_r = L_{bas} \cdot b$)

Pr = 10,64.2,5 = 26,6 t

➤ **Force hydrostatique.**

$$F_s = \gamma_e \cdot S_r \dots\dots\dots (VI-16)$$

γ_e : Poids volumique de l'eau (1t/m³)

Sr : Section de radier de bassin de dissipation

$$F_s = 15,2t$$

➤ **Force hydrodynamique.**

$$F_{hd} = \gamma_e \cdot S_{hs} \dots\dots\dots (VI-17)$$

Avec :

γ_e : Poids volumique de l'eau (1t/m³)

S_{hs} : Section de l'épure de force hydrodynamique $S_{hs} = \frac{L_{bas} h_x}{2} \cdot b$

h_x est déterminé par le digramme de sou-pression de BLIGH

$$h_x = \frac{H \cdot L_x}{L_c} \dots\dots\dots (VI-18)$$

Avec :

L_c : Longueur de contour souterraine (56m)

h_x : Pression de filtration (sous pression) au point considéré

L_x : longueur de bassin de dissipation (10m)

H : Charge hydraulique (1.52m)

$F_{hd} = 1,36 t$

Selon les formules précédentes, il résulte que

$$\sigma_1 = 0,302 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 0,295 \text{ t/m}^2$$

D'où le bassin de dissipation est stable au poinçonnement .

VI.3. Stabilité des talus de batardeau.

La stabilité du batardeau en général est assimilable à celle de la digue (en terre). Le calcul de stabilité du talus est effectué dans le but de déterminer le coefficient de sécurité minimal qui garanti le bon fonctionnement de l'ouvrage, et qui reste le plus économique. La formule générale pour le calcul est posée comme suit:

$$\begin{cases} K_{ss} = \frac{\sum c \cdot dl + \sum (N_n - P) \cdot \tan \varphi}{\sum T_n} \geq K_{ss \min} & \text{sans seisme} \\ K_{as} = \frac{\sum c \cdot dl + \sum (N_n - P) \cdot \tan \varphi}{\sum T_n + \sum \frac{a \cdot G_n \cdot dn}{R}} \geq K_{as \min} & \text{avec seisme} \end{cases}$$

La méthode des tranches (**FONDEUV**) est généralement utilisée, la stabilité des talus est analysée pour les états de charge suivants :

1. Fin de construction.
2. Opération ou exploitation.
3. Vidange rapide.

L'utilisation de la méthode des tranches nécessite la réalisation des étapes suivantes :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers de la digue.
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 les efforts agissants sur une partie de glissement, et qui 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

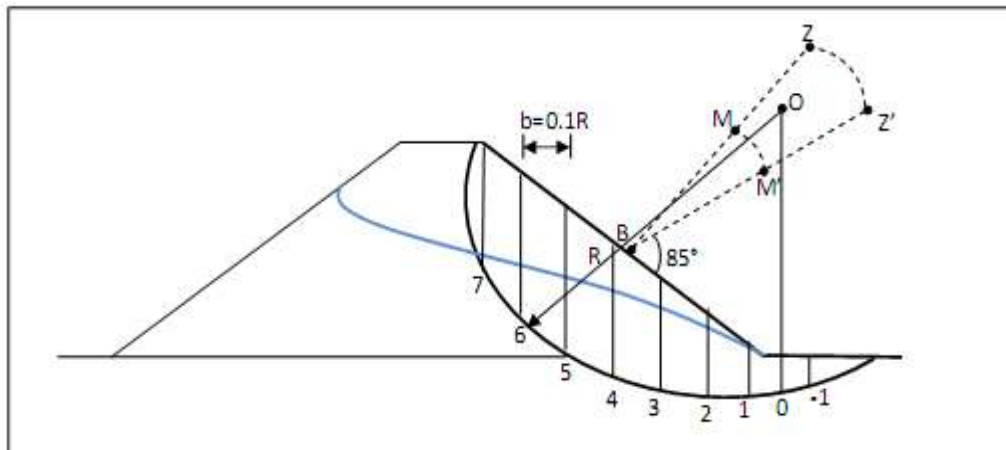


Figure VI.8. Schéma explicatif du cercle de glissement

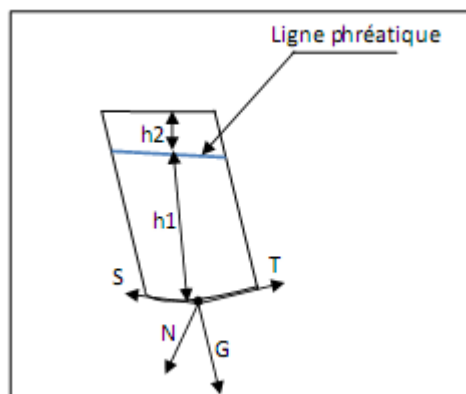


Figure VI.9. Représentation des forces agissantes sur chaque tranche

Avec :

G : Force de pesanteur

Nn : Force normale stabilisatrice.

Tn : Force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Ces forces sont classées en deux catégories

- Les forces Stabilisatrices (Forces de frottement et forces de cohésion)
- Les forces déstabilisatrices (motrices)

Remarque.

Vu les caractéristiques hydrologiques (cours d'eau à faible apports dont la crue de fréquence à 0,01% ne dépasse pas les 70m³/s), et dimensionnelles (4m de hauteur), il n'y a pas nécessité ou intérêt de faire une étude de stabilité du moment qu'il rempli son rôle.

VI.4. Stabilité de la galerie.**VI.4.1. Contrainte horizontale (latérale).**

La poussée horizontale sur la galerie est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_H = A \cdot \gamma_t \cdot H \dots\dots\dots \text{VI-19}$$

$$\sigma_H = 0,412 \cdot 64H = 1,08H$$

Pour H=69,35m alors :

$$\sigma_H = 94,90 \text{ t/m}^2$$

Pour H=69,35+3,5=72,85 alors :

$$\sigma_H = 78,68 \text{ t/m}^2$$

VI.4.2. Calcul de contrainte verticale.

La poussée verticale sur la galerie de dérivation est donnée par la relation suivante

$$\sigma_V = \gamma_t \cdot H \dots\dots\dots ; \dots\dots \text{VI-20}$$

$\gamma_t = 2,64 \text{ t/m}^3$ Poids volumique des terres.

H = 69,35m la hauteur du remblai au dessus de la galerie

D'où

$$\sigma_V = 183,08 \text{ t/m}^2$$

VI.4.3. Poids propre.

Le poids propre de la galerie est donné par l'addition des éléments suivant:

➤ **Poids propre du radier.**

$$P_r = \gamma_b \cdot S$$

$$P_r = 2,5 \cdot 3,3 \cdot 0,3 = 2,55 \text{ t}$$

$$P_r = 2,55 \text{ t}$$

➤ **Poids propre des parois.**

$$P_m = \gamma_b \cdot S$$

$$P_m = 2,5 \cdot (0,15 \cdot 2,2) = 0,825 \text{ t}$$

$$\text{Pour les deux parois : } P_m = 1,65 \text{ t}$$

➤ **Poids propre de l'eau.**

$$P_e = P_m = \gamma_e \cdot S$$

$$P_e = 1 \cdot (2,61 \cdot 4) = 3,64 \text{ t}$$

$$P_e = 3,64 \text{ t}$$

VI.5 Ferrailage du rideau :

Le rideau est calculé comme une console encastrée dans la semelle, sur lequel s'exercent deux poussées :

- Poussées dues aux terres
- Poussée due à la surcharge

Le calcul du ferrailage du rideau se fait pour le cas critique, c'est la où l'évacuateur est au repos (vide) c'est-à-dire que la force hydrodynamique est nulle.

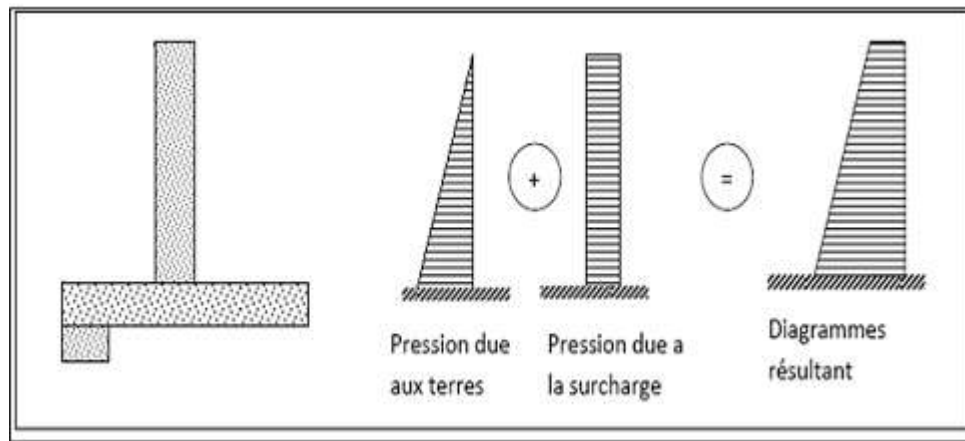


Figure.VI.10 : Répartition des contraintes sur le rideau.

VI.5.1 Le moment d'encastrement à la base du rideau :

$$M_{th} = 1,35M_{th}^{Ft} + 1,5M_{th}^{Fst} \dots\dots\dots (VI-19)$$

M_{th}^{Ft} Moment par rapport au point du renversement de la force des poussées des terres.

$$M_{ch}^{Ft} = F_{th} * 0,33 = 0,18 \text{ t.m}$$

M_{th}^{Fst} Moment de la surcharge par rapport au point de renversement.

$$M_{ch}^{Fst} = F_{srh} * 0,5 = 0,21 \text{ t.m}$$

$$M_{ch} = 0,56 \text{ t.m}$$

VI.5.2. calcul des aciers.

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} \dots\dots\dots (VI-20)$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton.

b : Longueur de la tranche

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage (d = 27 cm)

c : l'enrobage (c = 3 cm)

$$\sigma_{bc} = 0,85 F_{cj} / \gamma_s$$

Avec :

F_{cj} : La résistance du béton a la rupture par la compression. Elle varie avec le dosage en ciment, l'âge du béton, la quantité d'eau de gâchage et la granulométrie.

En pratique, $F_{cj} = F_{c28}$ (F_{c28} : la résistance à la compression en 28 jours).

γ_s : Coefficient de sécurité pour le béton. $\gamma_s = 1,5$; Pour un dosage en ciment de 375 Kg/cm^3 :

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Ce qui donne : } \mu = 0,0054$$

Remarque : $\mu < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \quad \alpha = 0,0068 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha ; \quad \beta = 0,997$$

σ_s = la limite d'élasticité garantie $f_{su} = f_e / \gamma_s$

Avec : f_e : contrainte de rupture ou limite élastique des aciers tores = 4000 bar

$$\sigma_s = 4000 / 1,5 ; \quad \sigma_s = 2666,66 \text{ bar}$$

La section d'acier :

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A = 0,78 \text{ cm}^2$$



Figure.VI.11 : Représentation d'une section d'acier

Le nombre d'aciers est donné par la relation : $n = \frac{A}{A_0} + 1$

A_0 : Section barres de diamètre 10 mm : $A_0 = 0,8 \text{ cm}^2$

On prendra $n=2$ barres de diamètre 10mm, avec un espacement de 20 cm ($e=20\text{cm}$)

VI.6. Ferrailage de la semelle.

La semelle est soumise, dans le cas le plus défavorable aux charges dues au poids du rideau, des réactions du sol, au poids de la semelle et au poids des terres et des surcharges.

VI.6.1 Contraintes σ dues aux forces verticales (sans P_s).

$$\sigma = \frac{1,35(P_t + P_r) + 1,5(P_{sr})}{100B'} = \frac{1,35(2640 + 750) + 1,5(1000)}{100 \cdot 100}$$

$$\sigma = 0,61 \text{ kg/cm}^2$$

VI.6.2 Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle.

$$\sigma_s = \frac{1,35(P_s)}{100B} = \frac{1,35(4000)}{100 \cdot 400}$$

$$\sigma_s = 0,135 \text{ kg/cm}^2$$

VI.6.3 Contraintes de réaction du sol.

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35(P_t + P_r + P_s) + 1,5(p_{sr})}{100 \cdot B} \pm \frac{6 M'_G}{100B^2}$$

Avec : M'_G : moment /G' des forces verticales + moment /G' des forces horizontales
(Avec l'application de coefficient de sécurité)

$$M'_G = 5,62 \text{ t.m}$$

Ce qui donne : $\sigma_{1,2} = 0,19 \pm 0,21$

$$\sigma_1 = 0,40 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = - 0,02 \text{ bars}$$

VI.6.4 Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d .

Les réactions de sol sont déterminées graphiquement et ont pour valeurs :

$$\sigma_c = 0,265 \text{ bars}$$

$$\sigma_d = 0,35 \text{ bars}$$

VI.6.5 Etude de la partie CA.

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement

$$M_c = F_b \cdot (400 - b/3) - F_a \cdot a/3$$

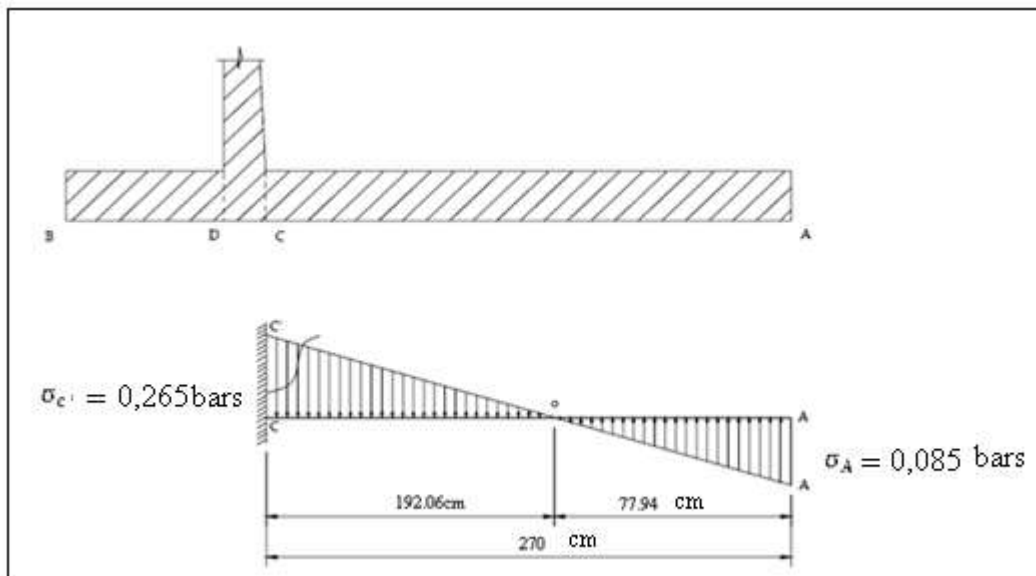


Figure VI.12 : Répartition des contraintes de la partie CA

$$a = 192,06 \text{ cm}$$

$$b = 12,06 \text{ cm} \quad (\text{déterminés graphiquement})$$

➤ **Dans la partie OC.**

La force résultante est : $F_a = \text{aire du triangle}$

$$OCC' = 200,26 \text{ kg}$$

➤ **Dans la partie OA.**

La force résultante est : $F_b = \text{aire du triangle}$

$$OAA' = 2683,08 \text{ kg}$$

Donc Le moment d'encastrement égal a :

$$M_c = F_b \cdot (270 - b/3) - F_a \cdot a/3 = 679013,88 \text{ kg.cm}$$

$$M_c = 6,79 \text{ t.m}$$

On a $M_c > 0$ donc le moment de la console est celui de F_b

UYVI.6.6 .Calcul des aciers de la partie CA.

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. = 142 b

b : Longueur de la tranche = 100cm

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 37 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,035 < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \quad \alpha = 0,044 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha ; \quad \beta = 0,982$$

la section d'acier :

$$A = \max (A_{\min} , A_{\text{calculé}})$$

$$A_{\min} = 0,5 \cdot b \cdot d / 100 ; A_{\min} = 18,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculé}} = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A_{\text{calculé}} = 7 \text{ cm}^2$$

$$A = 18,5 \text{ cm}^2$$

On prendra 8 barres de diamètre 18 mm

8T18

e =12,5cm

VI.6.7. Etude de la partie BD.

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement (Figure VI.4)

$$M_D = F_R \cdot g$$

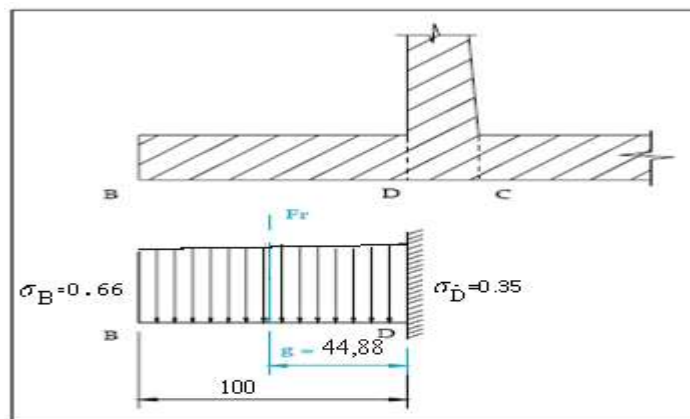


Figure VI.13 : Répartition des contraintes dans la partie BD

Avec : F_R : aire du diagramme des pressions = 5050kg

$$g = 44,88 \text{ cm}$$

Donc : $M_D = 2,266 \text{ t.m}$

VI.6.8 Calcul des aciers de la partie BD.

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. = 142 b

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 37 cm

C : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : μ **0,012** = **<0,186**

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \quad \alpha = 0,015 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha ; \quad \beta = 0,994$$

La section d'acier :

$$A = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}})$$

$$A_{\min} = 0,5 . b . d / 100 ; A_{\min} = 18,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = M_e / (\sigma_s . \beta . d); A_{\text{cal}} = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A = 18,5 \text{ cm}^2$$

On prendra 8 barres de diamètre 20 mm

8T18

e = 12,5cm

Conclusion

Après le calcul hydraulique, nous avons procédé dans ce présent chapitre a la vérification de la stabilité de notre ouvrage ainsi que le calcul des armatures nécessaire pour le renforcement et le maintien de cet édifice.



CHAPITRE VII

Organisation

De

Chantier



Introduction

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir les travaux d'exécution dans des meilleures conditions que possible. Elle consiste aussi à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Les constructions telles que les barrages présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

VII.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

VII.1.1. Maître de l'ouvrage

Appelé couramment le client, c'est une personne physique ou morale qui définit la commande. Son rôle est de conclure le marché, assurer le financement, réceptionner l'ouvrage et procéder au paiement. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire. Généralement le maître de l'ouvrage conclut deux contrats le premier avec l'entreprise et le second avec le maître d'œuvre.

VII.1.2. Maître d'œuvre

C'est le conseiller artistique et technique que le maître de l'ouvrage s'adjoint pour réaliser toutes les tâches ou quelques-unes. Il peut être une personne physique ou morale chargée de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son auscultation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VII.1.3. L'entrepreneur

Personne physique (entrepreneur personnel) ou morale (société), titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VII.2. Installations du chantier

L'installation générale d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour du site du chantier, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

VII.2.1. Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires, infirmerie, salles de repos et les locaux administratifs. ces installations sont en :

- ✓ Maçonnerie : ce sont des bâtiments réalisés sur chantier, expropriés ou abandonnés ; aménagés pour être effectués comme installations destinées au personnel.
- ✓ Bâtiments démontables : ce sont des constructions soigneuses pour être effectuées comme ; réfectoires, dortoirs, école...etc.
- ✓ Bâtiments préfabriqués non démontables ; dortoirs, réfectoires, école, bureaux ... etc.
- ✓ Roulottes : on peut les utiliser comme bureaux, infirmerie, dortoirs ... etc.

VII.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Les matériaux sont : les agrégats, le ciment, les aciers et l'eau.

✓ Agrégats

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons. Pour le sable il est important de vérifier la teneur en éléments fins par un essai d'équivalent de sable.

Si les agrégats sont sales ou enrobés d'une couche d'argile ou autres, il serait préférable de les laver avec une eau douce avant leur utilisation.

Les agrégats seront stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

✓ Ciment :

Le ciment sera stocké soit dans des silos métalliques, soit dans des baraquements en bois ou en métal. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire tel que la résistance et le temps de prise.

✓ Aciers

Les aciers doivent être rangés dans des baraquements pour être protégés contre la forte humidité, on peut également les stocker dans des hangars à simple toiture montée sur des poteaux.

✓ Eau

L'eau destinée au gâchage du béton doit satisfaire les normes suivantes :

Tableau VII.01 Tableau des valeurs des normes de l'eau de gâchage du béton.

Métiers	Normes en (g/l)
Matières organiques	0,1
Matières en suspension	0,2
Sels dissout	1,5
Sulfates	1,0
Acide humique	0,05
Acide sulfhydrique	0,05
Chlorures	0,1

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le ciment ou attaquer les aciers.

L'eau en tant que élément très important sur chantier elle nécessite des moyens de stockage considérables (citerne roulante, réservoir surélevé en acier pour alimenter gravitairement les centrales à béton).

✓ Béton

Le béton est un matériau artificiel dont on fait la plus grande consommation de nos jours en travaux publics et de bétonnage en général.

Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars , il se compose de sable , graviers de différentes granulométrie, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau , la précision est de plus en plus grande et exigée des travaux de génie civil, particulièrement en ce qui concerne les ouvrages d'arts qui exigent que le béton utilisé soit de caractéristiques parfaitement définies telles que la résistance à la compression fixée à l'avance, c'est-à-dire que sa fabrication ne peut être faite d'une manière empirique, on doit d'une part être sur des dosages exactes des différents constituants d'autre part, assurer une fabrication rationnelle et contrôlée. Pour sa fabrication on prévoit des centrales à bétons pas loin du site du barrage.

✓ Fabrication des granulats

Les granulats seront fabriqués dans les stations de concassage situées sur le site du barrage dont les ballastières d'exploitation sont connues ; ils seront acheminés jusqu'à l'aire de stockage par des camions benne.

✓ L'énergie électrique

L'alimentation en énergie électrique sera assurée à partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ). Cette énergie est une source d'avancement du projet.

✓ L'alimentation en eau potable

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

✓ L'alimentation en carburant

L'alimentation en carburant sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

VII.2.3. Installations destinées à la réparation des engins

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.2.4. Installation destinée pour la préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VII.3. Ordre d'exécution des travaux

Les grandes étapes de déroulement de notre projet sont les suivantes :

- ✓ Installation du chantier.
- ✓ Implantation des axes des différents ouvrages.
- ✓ Coupure et dérivation de l'oued.
- ✓ les travaux dans la retenue proprement dit.
- ✓ Coupure finale et mise en eau.

VII.3.1. Terrassement au niveau des installations de chantier

VII.3.1.1. Exécution des voies d'accès

La desserte est composée de 2 routes principales et 4 pistes dérivées. Des ponts provisoires seront construits par des buses pour la traversée de l'oued des deux cotés de l'ouvrage (aval et amont). Ces buses seront posées et revêtues en béton.

VII.3.1.2. Exécution des plates formes

Les bureaux et les logements seront construits à une distance de 500 m de l'axe du barrage en aval sur la rive droite. La superficie de l'emplacement s'élèvera à 25000m², ce qui donnera un volume approximatif de terrassement de 12500m³ (50cm d'excavation). Il faut noter que les engins de terrassement des voix d'accès et des plates formes seront les mêmes, et ceci, pour des raisons économiques.

a) Engins nécessaires

Pour les l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au niveau de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$R = \frac{G * K_r * K_t}{T * K_f} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(VII.01).}$$

Avec : G : capacité du godet.

K_r : coefficient de remplissage de godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

K_f : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est donné par la formule suivante :

$$R_c = \frac{G \cdot K_t}{T} \cdot K_f \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad \dots\dots\dots (\text{VII.02}).$$

Avec : G : capacité de la benne du camion.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Le réglage sera assuré au moyen d'un bulldozer d'un rendement :

$$R_b = \frac{G \cdot K_t}{T} \cdot K_f \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad \dots\dots\dots (\text{VII.03}).$$

Avec : G : capacité de la benne du camion.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voies d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important. Comme le délai d'exécution étant relativement important il est nécessaire de faire appel à un autre bulldozer et ceci dans le but d'accélérer les travaux.

VII.3.2. Dérivation provisoire

Il est évident qu'il plus avantageux de donner à la galerie de vidange les dimensions voulues pour servir de la galerie de dérivation.

Le calcul doit se faire dans cette optique, ce qui conduira inévitablement à envisager les deux alternatives ci-après :

- ✓ Dérivation en une étape au moyen d'une galerie.
- ✓ Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et galerie.

➤ Dérivation en une seule phase

Selon cette solution, l'oued barré par un batardeau s'écoulerait sous pression dans la galerie de vidange. Ceci interdirait le démarrage des travaux d'exécution des alluvions graveleuses de l'oued de la digue avant l'achèvement de la galerie et le batardeau. De ce fait, la digue du batardeau serait forcée de reposer sur des fondations non préparées pour leur plus grande partie. L'étude de cette option n'a pas été conduite plus avant du fait des délais de construction qu'elle suscite.

➤ Dérivation en deux phases

Compte tenu de ce qui précède, il est indispensable d'envisager la dérivation de l'oued selon les deux étapes ci-après qui permettent d'exécuter les autres travaux de fondation nécessaires pendant la construction de la galerie.

- **Première étape**

Creusement d'un canal à ciel ouvert sur la rive droite et la construction d'un batardeau temporaire.

- **Deuxième étape**

Construction de la galerie de dérivation et d'un batardeau permanent. La dérivation de l'oued sera assurée au moyen de deux batardeaux et une galerie. Le batardeau en amont sera implanté de façon qu'il pourra être incorporé dans la digue principale. La crête sera à 675.5 m. N.G.A. La hauteur maximale de la digue sera approximativement de 19 m au-dessus du lit de la rivière. Le batardeau en aval sera nécessaire pour empêcher les eaux de crue de remonter dans la zone où la digue sera construite. La crête de ce batardeau sera à 658.0 m N.G.A. La hauteur maximale de la paroi sera de 5 m.

VII.3.2.1. Exécution du batardeau principal

Les règles d'économie dictent l'utilisation des matériaux extraits des fouilles les plus voisines pour la construction des éléments de l'aménagement. Pour cela il est plus rationnel de concorder les excavations avec le remblayage de la digue du batardeau principal et ceci pour éviter une double manutention des déblais, donc les massifs de ce batardeau seront en colluvions, tandis que le masque amont (dispositifs d'étanchéité) sera en argile limoneuse disponible à l'amont du barrage.

VII.3.2.2. Opération d'exécution du batardeau principal

Les matériaux servant à la construction des massifs proviennent des excavations, tandis que l'écran d'étanchéité nécessite la préparation d'une carrière réservée à cet effet, les opérations d'exécution s'effectueront dans l'ordre suivant :

- ✓ Décapage de la couche superficielle.
- ✓ Aménagement des fosses de ceinture.
- ✓ Construction des routes d'accès et des rampes.
- ✓ Creusage et déplacement de terre utile.

Ces opérations seront suivies de la mise en places des terres dans le corps du batardeau, et qui à son tour s'effectuera dans l'ordre suivant :

- ✓ Déchargement des terres dans la zone considérée.
- ✓ Réglage des terres déchargées.
- ✓ Humectage des terres jusqu'à la teneur en eau optimale.
- ✓ Compactage des terres par couches.

N.B : les couches de remblayage doivent se succéder dans l'ordre suivant :

- ✓ Massif aval
- ✓ Ecran d'étanchéité
- ✓ Massif amont

a) Exécution du massif du batardeau :

Etant donné que les matériaux extraits des déblais sont très suffisants et quantité et en qualité pour la construction des massifs du batardeau.

On utilise dans ce cas pour le chargement un chargeur et pour le transport des camions à benne.

b) Exécution du remblai des massifs :

Pour assurer cette tâche on aura besoins des engins suivants :

- ✓ Un bulldozer est capable de procéder au régalage des terres.
- ✓ Un camion citerne :

Un camion citerne, de 10 m³ muni d'une pompe pour le remplissage et un arroseur pour l'humectation, est nécessaire pour accomplir cette tâche.

Le volume d'eau nécessaire pour l'humectation d'un mètre cube de terre est déterminé d'après la formule suivante :

$$q = \frac{W}{100} + \frac{r}{\gamma} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (\text{m}^3) \quad \dots\dots\dots (\text{VII.04}).$$

Avec : W_0 : Humidité optimale demandée.

W_n : Humidité naturelle de sol.

W_p : Perte d'humidité au cours de transport.

γ : Densité humide de sol.

γ_w : Densité d'eau utilisée pour l'humectage.

Le volume total d'eau nécessaire à l'humectage est :

$$Q = \quad (\text{m}^3) \quad \dots\dots\dots (\text{VII.05}).$$

Avec : V_m : volume total des massifs.

- ✓ Un compacteur (rouleau vibrant) :

Pour le compactage de ces matériaux on a besoin d'un compacteur dont le rendement est :

$$R = \frac{V * B}{N} \cdot K_t \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad \dots\dots\dots (\text{VII.06}).$$

Avec : V : Vitesse du compacteur en service.

B : Largeur du compacteur.

C : Epaisseur de la couche à scarifier.

h_c : Epaisseur de la couche à compacter.

K_t : coefficient d'utilisation du temps.

N : Nombre de passage du rouleau sur une bande.

c) Extraction des terres dans la carrière

Le choix de l'excavation dépend essentiellement de l'importance du volume à extraire et de l'état dans lequel se trouvent les matériaux.

Dans notre cas on opte pour une pelle butte dont la capacité du godet est de l'ordre 0,65 à 2m³. Un godet de 1m³ est adopté.

Le rendement de l'excavateur est :

$$R_p = \frac{g \cdot K_r \cdot K_t}{K_f} \cdot n \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad \dots\dots\dots (\text{VII.07}).$$

Avec : g : capacité du godet de l'excavation.

K_r : coefficient de remplissage du godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps.

K_f : coefficient de foisonnement des terres.

n : Nombre de cycle pendant une heure de travail, $n=3600/T$

Avec : T durée d'un cycle égale à 30secondes.

VII.3.2.3. Percement de la galerie de dérivation

Généralement l'excavation des roches dures s'exécute au moyen des explosifs, et ceci dans le but de respecter une cadence déterminée, et d'éviter les excavations longues et difficilement réalisables. Il est donc plus judicieux d'utiliser ce moyen efficace pour le percement des galeries souterraines tout en prenant soin de ne pas affecter la structure des zones avoisinantes, et d'éviter dans la mesure du possible tout accident imprévu.

a) Quantité des travaux

$S_u=10.20 \text{ m}^2$ (section unitaire).

$L=360\text{m}$ (longueur de la galerie).

$V=3672 \text{ m}^3$ (volume des excavations de la galerie).

L'excavation de la galerie de dérivation sera exécutée d'une part à partir de l'amont, et d'autre part à partir de l'aval et ceci dans le but de minimiser au maximum le délai d'exécution de la galerie compte tenu de son importance. Le type d'excavation sera de pleine section.

b) Engins nécessaires :

- ✓ Un chargeur à pneus.
- ✓ Un camion benne.
- ✓ Perforatrice à chenille.
- ✓ Ventilateur.

VII.3.3. Percement du puits vertical (La prise d'eau)

Après l'excavation de la galerie de dérivation, on procèdera à l'excavation du puits vertical de la prise d'eau du haut vers le bas, pour exécuter un puits de (20 m²) environ pour servir comme puits d'évacuation de déblais. L'élargissement du puits sera effectué à partir du haut et sera commencée à partir du point de l'entrée d'eau. Les déblais seront déchargés dans la galerie de dérivation, à l'aide d'une mini-pelle hydraulique et seront chargés et transportés à l'aide d'un chargeur et des camions bennes respectivement.

VII.3.3.1. Matériel mis en place

- ✓ Perforatrice.
- ✓ Mini pelle hydraulique.
- ✓ Chargeur.

- ✓ Camions bennes.
- ✓ Grue portique.

VII.3.4. Exécution des fouilles à ciel ouvert

VII.3.4.1. Fouille de l'assise du barrage

Compte tenu de l'hétérogénéité des alluvions constituant la fondation du barrage, et afin d'assurer la stabilité de ce dernier sous les conditions sismiques. Il est recommandé que les alluvions soient enlevées dans la zone qui est située sous la partie centrale du barrage. Puisque l'excavation se fait au dessous du niveau d'eau souterraine, il y a lieu d'abord d'exécuter plusieurs fosses sur le lieu d'excavation pour capter les eaux souterraines qui seront évacuées à l'extérieur à l'aide de pompes immergées.

VII.3.4.2. Engins nécessaires

- ✓ Excavateur (pelle hydraulique à chenille).
- ✓ Un camion benne.
- ✓ Perforatrice à chenille.
- ✓ Pompes immergées.

VII.3.5. Exécution de la digue

Le remblayage des différentes zones de la digue sera exécuté avec les matériaux prévenant des diverses zones d'emprunt se trouvant à des distances relativement acceptables. Ces matériaux doivent répondre aux exigences du projet d'étude du point de vue granulométrie, perméabilité, propriété,...etc.

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de deviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

VII.3.5.1. Engins nécessaires

- ✓ Pelle à butte
- ✓ Camion benne
- ✓ Bulldozer
- ✓ Compacteur

VII.3.5.2. Exécution du remblai de la digue

Avant de commencer le terrassement du remblai, un remblai d'essai sera prévu. Le remblai d'essai a pour objet de déterminer l'épaisseur des couches à compacter, le nombre de passes de rouleaux et le type des rouleaux à utiliser. Etant donné que la digue est composée de différentes zones, il y a lieu de respecter l'ordre de mise en place des matériaux respectifs.

a) Mise en place des terres dans le corps de la digue

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération consiste à l'épandage (régalage) des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement, humectation puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de compactage exigé par le projet. Avant de la mise de la couche suivante on prévoit la scarification de la surface exécutée.

b) Technologie d'exécution des différentes opérations**➤ Déchargement**

Le déchargement doit s'effectuer régulièrement en respectant la distance entre deux déchargements successifs et ceci pour faciliter leur régalage.

➤ Régalage des terres

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer.

➤ Humectage des terres

L'humectage se fera au moyen d'un camion citerne.

➤ Compactage

Le compactage des matériaux sera assuré par un compacteur aux rouleaux lisses avec vibration.

VII.3.5.3. Exécution des travaux des filtres et drains

Le lit de la rivière représente une zone d'emprunt adéquate pour l'extraction des matériaux de transition. L'extraction de ces matériaux se fera à l'aide d'une pelle rétro hydraulique, et qui assurera leur chargement dans un camion benne qui à son tour assurera leur transport jusqu'à la centrale de concassage pour la fabrication des différents matériaux dont la granulométrie est exigée par le projet d'étude.

a) Engins nécessaires

- ✓ Bulldozer
- ✓ Pelle hydraulique.
- ✓ Camion benne.

b) Mise en place des filtres et drains

Elle est également identique au massifs du la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux qui favorise l'augmentation des fines et par conséquent elle influe sur la fonction du filtre.

VII.3.5.4. Enrochements de protection

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'air libre et à l'eau. Ces matériaux proviennent d'une carrière se trouvant proche de l'axe de l'ouvrage, et dont la granulométrie sera conforme aux limites indiquées dans le projet.

Les enrochements sont simplement déversés des camions et régalés ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai et ce tous les 3m. Il est à noter que la même pelle mécanique sera utilisée pour le nivellement des talus.

VII.3.6. Exécution des travaux de bétonnage

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de ce matériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projeteur. Il faut rappeler que seuls quelques gâchages d'essai et la confection d'éprouvettes permettront d'ajuster au mieux la

composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux effectivement utilisées.

A titre d'exemple, nous nous fixerons au calcul de la composition du béton B40, dont la résistance moyenne est de 300 bars.

VII.3.6.1. Composition du béton

- ✓ Affaissement 7 cm.
- ✓ Résistance moyenne spécifiée 300 bars.

On suppose que les granulats sont assez secs mais présentent quand même une certaine humidité et l'on trouve :

✓ Eaux	140 l
✓ Ciment classe	325 - 340 kg/m ³
✓ Sable 0 - 5 mm	455 l
✓ Gravier 5 - 25 mm	360 l
✓ Cailloux 20 - 40 mm	498 l

VII.3.6.2. Intensité de bétonnage :

L'intensité des travaux de bétonnage est déterminée d'après l'expression suivante :

$$I_b = \frac{V_b * V}{I_b * t * t_e * C} \dots\dots\dots (VII.08).$$

Avec : V_b : Volume total des travaux de béton (m³)

t : Nombre de journées de travail par mois, 25 jours.

t_e : Durée de travail d'une équipe, 8 heures.

C : Nombre d'équipe par jour, 2 équipes.

T_b : Durée provisoire prise pour les travaux de bétonnage en mois.

Le rendement de la centrale à béton à adopter dépend de la valeur de I_b ainsi calculée, il doit être égale à :

$$R_c \geq \dots\dots\dots (m^3/h) \dots\dots\dots (VII.09).$$

Cette valeur présumée tout fois un bétonnage régulier pendant toute la durée ainsi estimée. Or il est très probable que cette condition soit remplie dans toutes les circonstances en pratique compte tenu des interruptions de travail involontaires, épuisement du stock du ciment, conditions climatiques défavorable, ... etc. donc on peut aller jusqu'à l'augmentation du rendement nécessaire de 2 fois.

VII.3.6.3. Engins nécessaires

- ✓ Central à béton
- ✓ Équipement d'alimentation en ciment
- ✓ Silos à ciment de 200 t
- ✓ Chargeur à pneus
- ✓ Camions citernes à ciment.
- ✓ Camions malaxeurs.

La centrale à béton sera installée en combinaison avec la centrale de concassage à une distance proche de l'axe du barrage Le béton frais mélangé à la centrale sera transporté jusqu'aux pieds d'œuvre le plus éloigné en moins de 30 minutes de temps par des camions malaxeurs qui, se traduit par la capacité de transport de $Y \text{ (m}^3/\text{h)}$ au plus.

Le nombre de camions malaxeur sera :

$$N = \frac{V}{Y \times 2} \text{ Camions malaxeurs (VII.10).}$$

Avec : X : la quantité du béton nécessaire.

Y : représente la capacité du camion malaxeur.

2 : représente le nombre de voyage par heure.

VII.3.6.4. Bétonnage de la galerie de dérivation

a) Ordre des opérations :

L'exécution du revêtement de la galerie s'effectue selon l'ordre suivant :

- ✓ Nettoyage du rocher en place.
- ✓ Bétonnage des sous radier de la galerie.
- ✓ Montage des armatures.
- ✓ Préparation des cintres.
- ✓ Bétonnage.

b) Matériels nécessaires

- ✓ Jeux de coffrage.
- ✓ Pompe à béton.
- ✓ Camions malaxeur.

VII.3.6.5. Bétonnage de puits vertical (tour de prise)

Le revêtement du puits vertical s'effectuera à partir du bas vers le haut. Les coffrages seront métalliques d'une hauteur de 3m. Le béton sera coulé à partir du haut du puits par une pompe à béton.

a) Ordre des opérations

L'ordre d'exécution du puits obéit aux étapes suivantes :

- ✓ Montage de plate forme au bout du puits.
- ✓ Montage d'échafaudage sur le fond.
- ✓ Montage des armatures et du coffrage.
- ✓ Préparation pour le bétonnage.
- ✓ Bétonnage.
- ✓ Montage des armatures et du coffrage (cote+3m).
- ✓ Bétonnage et ainsi de suite...

b) Matériels nécessaires

- ✓ Jeux de coffrage glissant de 3m.
- ✓ Pompe à béton.

- ✓ Camions malaxeur.
- ✓ Grue portique.

VII.4. Planification

VII.4.1. Définition

C'est un moyen qui permet de 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, son objectif est de s'assurer que les travaux se font dans un ordre correct à temps, aussi économique que possible. Elle consiste en :

- ✓ Installation des postes de travail.
- ✓ Observations instantanées.
- ✓ Analyse des tâches.
- ✓ Le chronométrage.
- ✓ Définition des objectifs et des attributions.
- ✓ Simplification des méthodes.
- ✓ Stabilisation des postes de travail.

VII.4.2. Procédures de travail de planification

Le travail de planification nécessite les étapes suivantes :

- ✓ Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériels, et le prix des matériaux.
- ✓ Les compositions du projet : on décompose le projet en opérations soit en éléments de construction (poteaux, poutres, ... etc.), soit suivant la ressource à utiliser (terrassements, coulage, ... etc.).
- ✓ Prévoir la relation entre opérations ; il existe deux types de relations :
 - Relation logique : exemple ; on ne peut pas faire le bétonnage avant que l'opération de coffrage soit terminée.
 - Relation référentielle : exemple ; on a 2 poteaux à réaliser on peut les réaliser un après l'autre si on a une seule équipe, mais de préférence on opte pour la construction des 2 poteaux au même temps si on peut disposer de 2 équipes.
- ✓ Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$T = \frac{Q \times R}{N} \dots\dots\dots (VII.11).$$

Avec : T : Temps de travail.

Q : Quantité de travail.

N : Nombre d'équipe.

R : Rendement.

- ✓ Conception du réseau.

VII.4.3. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ✓ Méthodes basées sur le réseau.
- ✓ Méthodes basées sur le graphique.

Note : le graphique ne peut se faire sans le réseau.

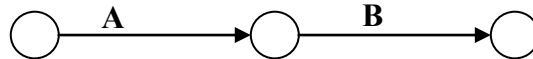
VII.4.3.1. Méthodes basées sur le réseau

a) 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 leurs durées de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ Réseau à flèches

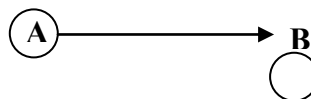
L'opération est représentée par une flèche et la relation entre les opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

➤ Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la relation entre les opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

b) 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.

c) Différentes méthodes basées sur le réseau

➤ Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2ème phase: analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

➤ **Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)**

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

➤ **Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)**

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (03) relations à savoir

- ✓ Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- ✓ Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- ✓ Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VII.4.3.2. Méthodes basées sur le graphique

a) **Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

b) **Méthode à barres**

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (Plan de travail).

VII.4.4. Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

VII.4.5. 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.

$$\text{Et : } \left\{ \begin{array}{l} \text{DFP} + \text{TR} \\ \text{DFPP} - \text{DCPP} \\ \text{MT} \end{array} \right.$$

VII.4.5.1. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

VII.4.5.2. 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:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \dots\dots\dots (VII.12).$$

Avec : $\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$

VII.4.5.3. Les plannings

Il existe trois types de plan de travail

a) 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.

b) Plan de travail au plus tard

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).

c) Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard, l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.4.6. 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 repose sur une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon

d'utilisation la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise.

VII.4.7. Compositions du projet

Le tableau ci-après nous donne les différentes opérations qui composent le projet ainsi que leur temps de réalisation.

Tableau VII.02 : symboles des opérations.

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	3
Pré batardeau	C	3
Tunnel de dérivation	D	6
Batardeau	E	5
Excavation du barrage	F	5
Recharges du barrage et du noyau	G	10
Prise d'eau et conduite	H	8
Chambers des vannes	I	6
Équipements hydromécaniques	J	5
Travaux de finition	K	5

VII.4.8. 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).pour sa détermination on applique les méthodes suivantes :

VII.4.8.1. Méthode de réseau à nœuds

Elle consiste à faire le calcul Aller et Retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Le réseau à nœud est représenté sur la figure VII.01.

VII.4.8.2. Méthode des figures (réseau à flèches)

Elle s'applique sur le réseau à flèche et consiste à faire le calcul Aller et Retour.

Le réseau à flèche est représenté sur la figure VII.02

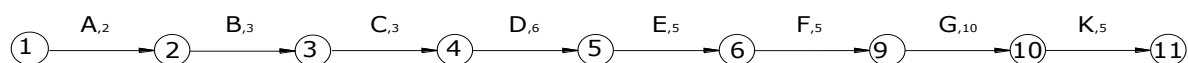
VII.4.8.3. Méthode du tableau

Elle s'applique sur un réseau à flèche.

Tableau VII.03 : détermination du chemin critique par la méthode du tableau.

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1 – 2	2	0	2	0	2	0
2 – 3	3	2	5	2	5	0
3 – 4	3	5	8	5	8	0
4 – 5	6	8	14	8	14	0
5 – 6	5	14	19	14	19	0
5 – 7	8	14	22	15	23	1
7 – 8	6	22	28	23	29	1
6 – 9	5	19	24	19	24	0
8 – 10	5	28	33	29	34	1
9 – 10	10	24	34	24	34	0

D'après le tableau ci-avant le temps de réalisation est de **39 mois**. Le chemin critique est le suivant :



Note : le diagramme de Gantt est sur la figure VII.03.

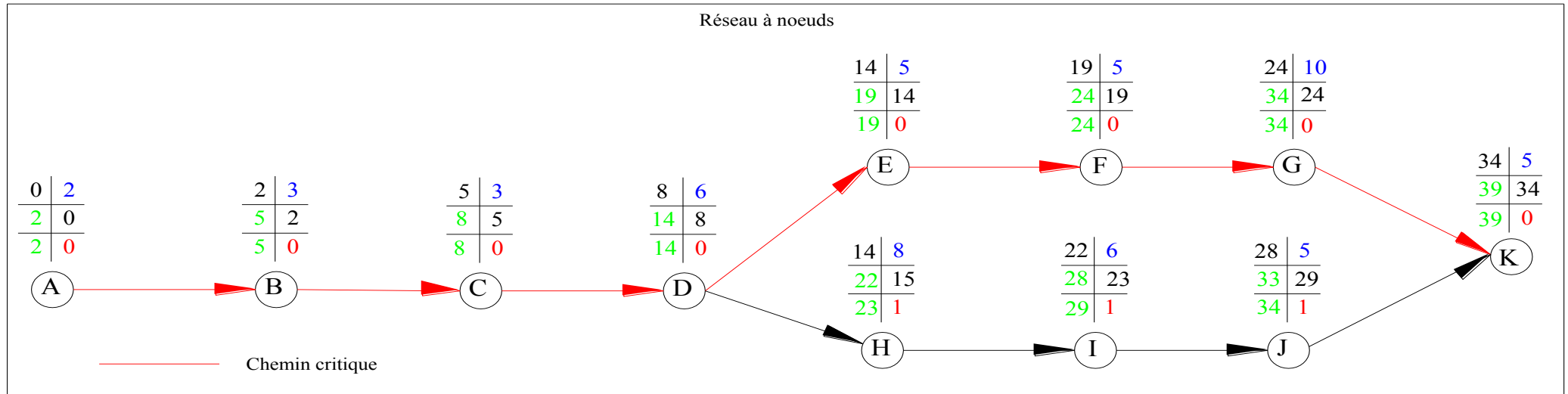


Figure VII.01 : calcul du chemin critique par le réseau à nœud.

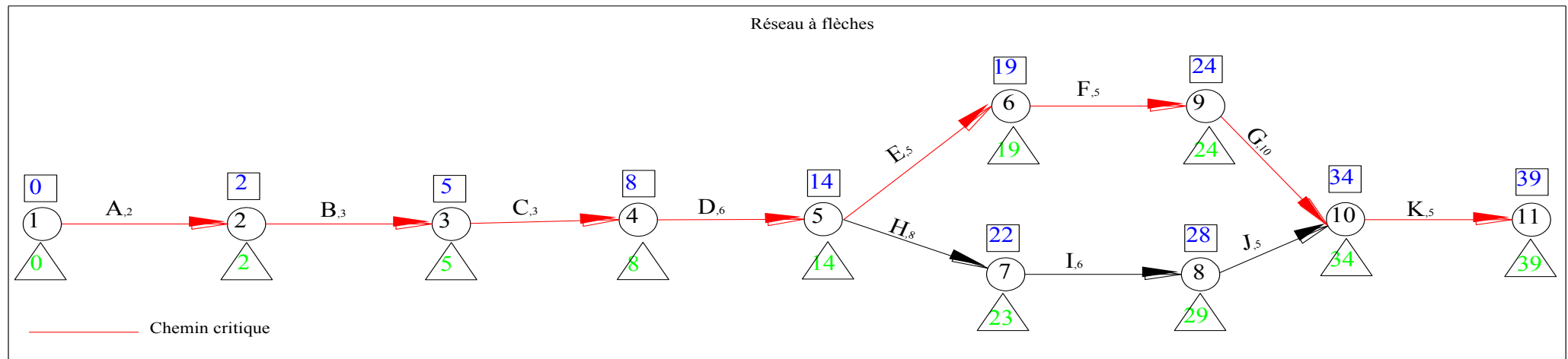


Figure VII.02: calcul du chemin critique par la méthode des figures.

D'après ces méthodes le temps de réalisation est de **39 mois** avec le même chemin critique que la méthode du tableau.

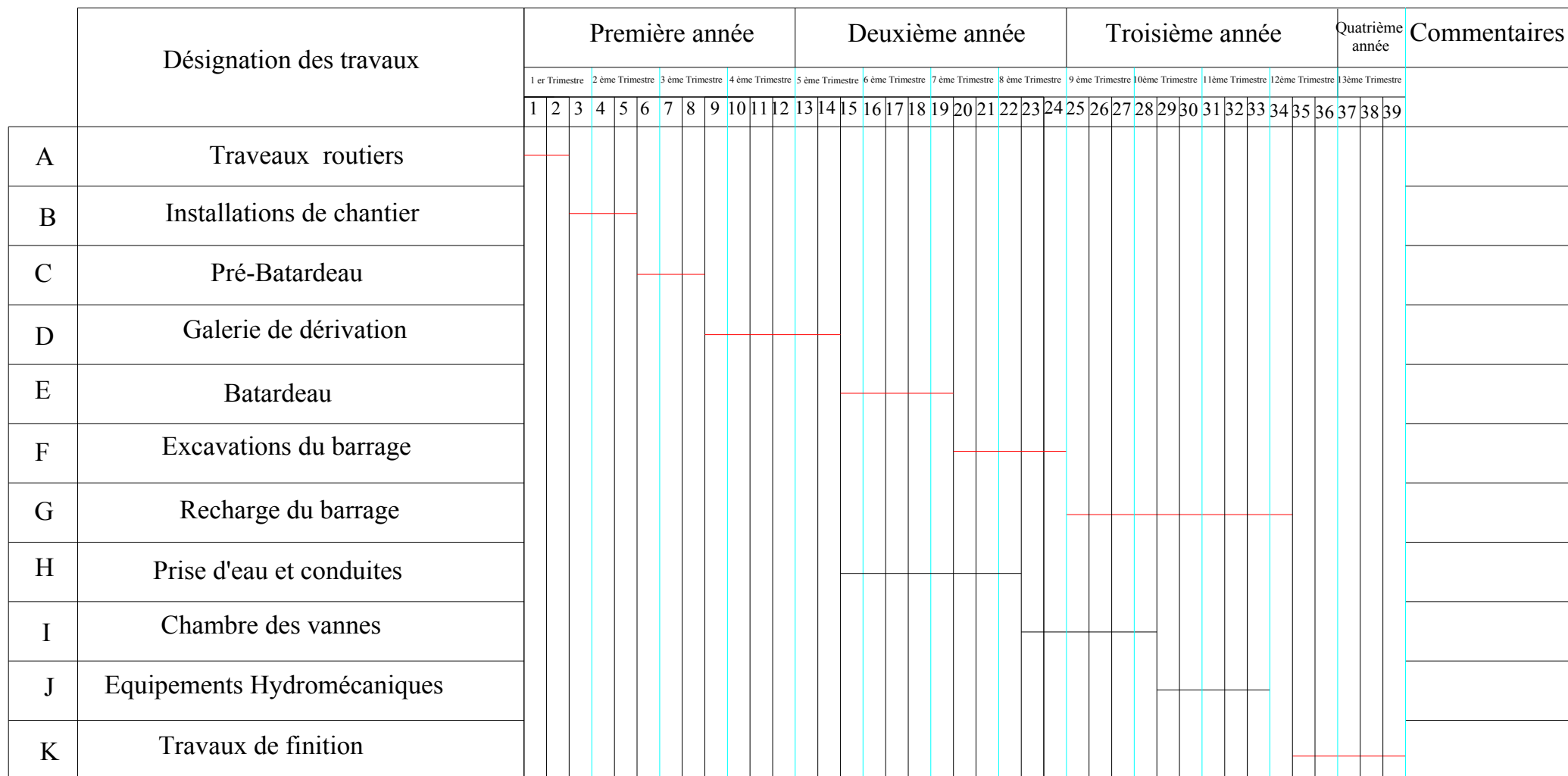


Figure VII.03: Diagramme de Gantt.

VII.5. Matériel et personnel nécessaires

VII.5.1. Matériels nécessaires

Les différents engins nécessaires au chantier peuvent dans certains cas travailler simultanément, et dans d'autres d'une opération à une autre, et ceci selon le planning d'exécution des travaux.

Ci-joint liste du matériel nécessaire à ce projet :

- ✓ Bulldozer.
- ✓ Chargeur (à pneus et à chenilles).
- ✓ Camion benne.
- ✓ Perforatrice.
- ✓ Pelle hydraulique.
- ✓ Pompe immergée.
- ✓ Camion citerne.
- ✓ Compacteur à pied de moutons.
- ✓ Pompe à béton.
- ✓ Pompe à forage.
- ✓ Pompe à injection.
- ✓ Grue à portique.
- ✓ Pelle butte.
- ✓ Camion malaxeur.
- ✓ Malaxeur à injection.
- ✓ Camion grue.
- ✓ Mini pelle hydraulique.

VII.5.2. Personnel nécessaire

Le nombre du personnel nécessaire au chantier varie d'une période à une autre, lors d'une période critique, le chantier peut avoir un personnel de pointe, et dans une autre un nombre important n'est plus utile.

Ci-joint liste du personnel nécessaire à ce projet :

- ✓ Contre maître.
- ✓ Opérateur.
- ✓ Chauffeur.
- ✓ Ouvrier.
- ✓ Ferrailleur.
- ✓ Grutier.
- ✓ Soudeur.
- ✓ Coffreur.
- ✓ Mineur.
- ✓ Bétonnier.
- ✓ Topographe.

VII.6.Coût d'un barrage

Le coût total d'un barrage dépend des conditions de réalisation propres à chaque site. Il peut être estimé trop élevé pour un objectif d'irrigation et entraîner le maître d'ouvrage à renoncer à son projet, alors qu'un coût analogue peut être jugé acceptable pour l'eau potable ou un but touristique. Le niveau des subventions publiques accordées influe aussi sur la décision du maître d'ouvrage. Les coûts d'investissements comprennent quatre parties :

VII.6.1. Coût des études

Levés topographiques, étude d'impact, enquête foncière, étude hydrologique, investigations géologiques et géotechniques, établissement du projet et du DCE (missions de maîtrise d'œuvre normalisées), contrôle permanent des travaux. Ce coût représente en moyenne 12 % environ du montant des travaux, mais dans certains cas, il peut atteindre 15 à 20 % .

VII.6.2. Coûts induits par la création du barrage

Acquisitions foncières, indemnités, mesures compensatoires, rétablissement des voies de communication et des réseaux. Ce coût peut être faible à très élevé. Attention à ne pas le sous-estimer.

VII.6.3. Coût des travaux de construction du barrage

Les terrassements représentent en moyenne plus de la moitié de ce montant et le reste concerne les ouvrages annexes (évacuateur, prise, vidange), l'installation de chantier, les dispositifs d'étanchéité, d'auscultation. Un ordre de grandeur de la répartition des coûts de travaux est donné dans le tableau suivant pour les barrages en terre homogènes ou pseudo zonés.

Tableau VII.04: Répartition approximative des postes de coût d'un barrage en terre

Poste	Plage de variation	Valeurs typiques	
		Sans injections	Sans injections
Terrassements	25 – 60	60	50
dont remblais	20 – 55	50	40
Injections – paroi mouillée	0 – 20	0	15
Génie civil	15 – 25	20	17
Equipements	5 – 20	10	8
Installations de chantier	5 – 15	10	10
Total	100	100	100

VII.6.4. Coût de l'entretien et de la surveillance

Les opérations d'entretien et de surveillance se répartissent en trois catégories :

VII.6.4.1. Opérations courantes

Généralement assurées par le maître d'ouvrage ou l'exploitant : manoeuvre des équipements, inspection visuelle, mesures piézométriques et de débit des fuites, tonte des parements, enlèvement des arbustes, peinture des ouvrages métalliques...etc.

VII.6.4.2. Opérations spécialisées

Généralement confiées à un géomètre expert (topographie) et à un bureau d'études (visite, interprétation des mesures d'auscultation, rapport de synthèse).

VII.6.4.3. Opérations de maintenance exceptionnelles

C'est des opérations qu'on effectue exceptionnellement telles que le remplacement des équipements vétustes ou défectueux, les réparations des structures en béton (ragréage, traitement de fissures).

Pour les ouvrages bien conçus et bien réalisés, qui ne nécessitent pas ultérieurement des travaux de confortement importants, on peut estimer que le coût total de la surveillance et de l'entretien (y compris les prestations assurées par le maître d'ouvrage) représente annuellement environ 0,25 % à 1 % du montant des travaux actualisés. Ce coût est donc à prévoir par le maître d'ouvrage.

Conclusion

Organiser le barrage de Mahouane déterminant et coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour sa construction. Tel est l'objet de ce chapitre, malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité, de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaires et sur tous les points de chantier.



CHAPITRE VIII

Devis Estimatif



Introduction

Le devis estimatif du barrage de Mahouane est constitué de 3 postes principaux :

- les ouvrages de génie civil,
- la fourniture et la pose des équipements mécaniques et hydromécaniques,
- la fourniture et la pose des équipements électriques.

Au coût sec de construction du barrage et de ses ouvrages annexes, résultant de la somme des montants des 3 postes ci dessus, sont appliquées des majorations de 10 % correspondant aux frais d'ingénierie (études d'exécution, surveillance des travaux...) et de 4 % correspondants aux frais administratifs, pendant la durée de construction.

VIII.1.Les travaux de génie civil

VIII.1.1.Description

Les travaux de génie civil ont été décomposés en 13 postes :

- A. Les travaux préparatoires
- B. Le rétablissement des voies de communication existantes, affectées par les ouvrages et la retenue.
- C. Le batardeau provisoire.
- D. Le chenal d'amenée de la « dérivation provisoire – vidange de fond ».
- E. Le chenal de restitution de la « dérivation provisoire – vidange de fond ».
- F. La galerie de « dérivation provisoire – vidange de fond ».
- G. Le barrage proprement dit, pour lequel sont différenciés : les terrassements, les forages et injections, le dispositif de mesures de fuites éventuelles sous les remblais, l'auscultation, les accès définitifs.
- H. La chambre de prises d'eau immergée.
- I. Le puits d'accès vertical à la chambre de prises d'eau.
- J. La galerie d'accès sub-horizontale à la chambre de prises d'eau.
- K. Les circuits d'A.E.P. intermédiaire et supérieur, placés sur le versant rive droite.
- L. La galerie de sortie des circuits d'irrigation et d'A.E.P., à l'aval du barrage
- M. Le bâtiment de commande.

VIII.1.2. Quantité et prix unitaire

VIII.1.2.1. Méthodologie

Les principales quantités de travaux ont été déterminées par mètres des plans d'APD.

L'élaboration des prix unitaires de génie civil a été faite au stade de la faisabilité du projet de transferts « Sétif-Hodna » ; les principes ayant conduit à l'établissement de ces prix unitaires sont rappelés ci-après.

En phase de faisabilité, il était apparu illusoire de se référer aux coûts unitaires utilisés dans les études antérieures relatives au projet, du fait de la période importante qui s'est déroulée entre

celles ci et la présente étude, période au cours de laquelle les conditions économiques et les taux de change ont varié dans des proportions telles qu'une actualisation ne refléterait pas le contexte actuel.

L'Agence Nationale des Barrages a mis à notre disposition un certain nombre de données relatives aux principaux coûts unitaires de travaux de génie civil, relevés sur des marchés récemment achevés ou en cours de réalisation (en 1999), à savoir :

- projet de Taksebt (1993)
- projet de Douera (1995)
- projet d'Ain Yousef (1996)
- projet de Sidi Ben Taïba (1997)
- projet de la Mitidja (1997)
- projet de Koudiet (1998)

Note : l'année indiquée entre parenthèses correspond à la date à laquelle les prix ont été établis.

Les taux de change en vigueur mi 1999 soit :

- 1 FF = 10,80 DZD
- 1 Euro = 6,55957 FF
- 1 US\$ = 6,30 FF

Les niveaux de prix moyen ainsi obtenus ont été confrontés aux prix d'ordre similaires issus de la banque de données propre à EDF, ce qui a permis d'effectuer quelques ajustements.

Tous les unitaires comprennent une fraction correspondante à l'aménée et au repli des installations de chantier.

VIII.1.2.2. Travaux à l'air libre

Sont indiqués ci après les principaux prix unitaires analysés et adoptés dans le présent devis. En ce qui concerne les travaux à l'air libre.

Tableau VIII.1 : Prix unitaires des travaux à l'air libre.

Liste des prix unitaires		Unité	Prix unitaire en FF (99)	Prix unitaire en DZD (99)
Accès	pistes non revêtues	Km	100 000	1 080 000
	routes revêtues	km	3 000 000	32 400 000
Préparation des terrains	déboisement - débroussaillage	m ²	10	110
	décapage de la terre végétale	m ²	4	45
Transports de matériaux		m ³ /h m	0,40	5
Déblais à l'air libre	en terrain meuble	m ³	27	295
	en terrain rocheux sans utilisation d'explosif	m ³	45	490
	en terrain rocheux avec utilisation d'explosif	m ³	172	1 860
Remblais	en matériaux meubles tout venant	m ³	18	195
	en matériaux argileux pour noyau	m ³	31	335
	en matériaux calibrés (filtres, drains ...)	m ³	109	1 180
	en enrochements tout venant	m ³	37	400
	en enrochements calibrés	m ³	88	950
	en enrochements pour " rip-rap " amont	m ³	189	2 050
Béton coffré à l'air libre	de masses, dosées à 250 kg de ciment par m ³	m ³	832	9 000
	armé, dosé à 300 kg de ciment par m ³	m ³	925	9 990
Béton projeté à l'air libre		m ²	238	2 570
Coffrages	grossiers	m ²	106	1 145
	plan lisse	m ²	211	2 280
	plan courbe	m ²	310	3 350
Acier pour armature béton		kg	10	110
Forages pour injection et drainage	de 0 à 20 m	m	265	2 865
	de 20 à 40 m	m	288	3 110
	de 40 à 60 m	m	355	3 835
	au delà de 60 m	m	291	3 145
fourniture de matériaux pour injection	ciment	t	878	9 500
	bentonite	t	1364	14 750

VIII.1.2.3. Travaux en souterrain

En ce qui concerne les prix de travaux en souterrain, la seule référence récente dont nous disposons concerne le chantier de Sidi Mohamed Ben Taiba, en cours de réalisation. Les prix moyens relevés dans ce marché, actualisés aux conditions économiques de 1999 en intégrant la part des installations, sont les suivants :

- prix moyen d'excavation : 5 800 DZD/m³
- prix moyen de béton : 7 600 DZD/m³
- prix moyen de coffrage : 4 700 DZD/m²
- prix moyen de cintres : 235 DZD/kg

Il est à noter que les prix d'excavation et de béton paraissent anormalement bas.

Compte tenu du peu d'information dont on dispose concernant des marchés récents, nous avons, avec l'aide d'une entreprise française spécialisée, reconstitué des prix analytiques pour les travaux souterrains. Le tableau ci-après donne la liste des prix unitaires retenus pour les travaux en souterrains.

Tableau VIII.2 : Prix unitaires des travaux en souterrains.

Liste des prix unitaires de GC	Unité	Prix unitaire en DZD (99)
Déblais en souterrain en traditionnel	m ³	9 000
Déblais en puits vertical	m ³	12 000
Béton coffré en souterrain	m ³	11 000
Béton coffré en puits	m ³	12 000
Béton projeté en souterrain	m ²	4 000
Coffrages en souterrain	m ²	5 000
Fourniture et pose d'ancrages	ml	3 000
Fourniture et pose de cintres	kg	300
Acier pour armature béton	kg	130

VIII.1.2.4. Devis estimatif global

Le tableau ci après récapitule le devis estimatif global exprimé en millions de en DZD 1999 du coût de réalisation du barrage de Mahouane et de ses ouvrages annexes y compris les frais d'ingénierie et les frais administratifs. Ce tableau est issu du détail estimatif joint en Annexe 8 de ce rapport.

Tableau VIII.3 : Récapitulatif du devis estimatif global coût de réalisation du barrage de Mahouane.

NATURE DES TRAVAUX	Total hors aléas en MDZD	Total avec aléas en MDZD
A – Tavaux préparatoires	186,67	186,67
B – Rétablissement des voies de communication	437,4	437,4
C – Batardeau provisoire	67,47	74,55
D – Chenal d’amenée D.P. – V.F.	49,56	55,66
E – Chenal de restitution D.P. – V.F.	34,68	38,32
F – Galerie de la vidange de fond	467,54	519,82
G – Barrage	7 098,34	7 852,84
H – Chambre de prises d’eau	59,31	66,45
I – Puits d’accès à l’ouvrage de prises	41,69	46,52
J – Galerie d’accès à l’ouvrage de prises	100,03	111,4
K – Tronçons circuits AEP intermédiaire et	12,32	13,86
L – Galerie de sortie des conduites IRR et AEP	41,03	45,69
M – Bâtiment de commande	62,02	70,81
Sous total Génie - Civil	8 658,06	9 519,99
N – Circuit de vidange de fond	27,2	28,56
O – Circuit pour irrigation	87,7	92,09
P – Circuit pour AEP	47,96	50,36
Q – Circuit débit réservé	0,16	0,17
R – Equipements auxiliaires des circuits	0,81	0,86
S – Batardeau d’isolement	5,6	5,88
T – Engins de manutention	8,86	9,3
U – Auxiliaires de la chambre de prises d’eau	2,2	2,31
V – Equipements du puits et de la galerie d’accès	24,69	25,92
W – outillage d’exploitation – pièces de rechange	3,19	3,35
Sous total Mécanique et Hydromécanique	208,37	218,79
X – Transformateur 30kV / 400 V	1,63	1,71
Y – Groupe électrogène	3,26	3,42
Z – Installation électrique générale	24,16	25,37
Sous total Electricité	29,05	30,5
Sous Total Coût Sec de l’ouvrage	8 895,48	9 769,27
Frais administratifs (4%)	355,82	390,77
Frais d’ingénierie (10%)	889,55	976,93
COUT TOTAL aux conditions de mi 1999	10 140,84	11 136,97
COUT TOTAL aux conditions de fin 2001	11 296,90	12 406,58

Conclusion

Dans le coût sec de construction et sans tenir compte des travaux de rétablissement du réseau routier, la part du génie civil représente 9 083 MDZD (soit 97,3%) et la part des équipements électro-mécaniques représente 250 MDZD (soit 2,7 %).

Afin de vérifier l'ordre de grandeur de l'estimation global du coût sec de construction de l'ouvrage nous avons mené une étude statistique sommaire par rapport à des barrages similaires construits récemment en Algérie. Pour les barrages de Sidi Ben Taiba et de Taksebt nous obtenons un coût d'ouvrage ramené au m³ de remblai mis en œuvre respectivement de 1080 et 1030 DZD (coûts actualisés en base 99). Pour Mahouane nous obtenons un coût de 1174 DZD (hors aléas- ce de mi 99), soit du même ordre de grandeur que ceux des autres barrages.

Par rapport à la faisabilité, le devis a été majoré de 23% ; cette augmentation est à imputer pour l'essentiel :

- au barrage, pour lequel les conditions de fondation, telles que résultant des reconnaissances d'APD, se sont révélées beaucoup plus défavorable qu'à l'issue de la faisabilité, ce qui a eu pour conséquence une augmentation des profondeurs de fouilles.
- à l'allongement de la galerie de vidange de fond, rendue nécessaire par les conditions géologiques de l'appui rive droite.



CHAPITRE IX

Protection

Sécurité de Travail



Introduction

Chaque année se produisent dans le monde des millions d'accidents du travail. Certains sont mortels, d'autres ont pour suite une incapacité permanente, totale ou partielle.

Pour la plupart, les accidents du travail n'entraînent toutefois qu'une incapacité temporaire, qui peut néanmoins durer plusieurs mois.

Tous les accidents sont cause de souffrances pour la victime; beaucoup plongent la famille de celle-ci dans l'angoisse; beaucoup, lorsqu'ils sont mortels ou qu'ils ont pour conséquence une incapacité permanente, peuvent avoir des effets catastrophiques sur la vie familiale.

De plus, tous les accidents font perdre du temps et de l'argent.

Souffrances humaines et pertes économiques: le monde paie un lourd tribut aux accidents du travail.

Certes, des progrès ont été réalisés, mais la sécurité du travail reste aujourd'hui un très grand sujet de préoccupation.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est incontestable.

Mais faire œuvre de prévention ne peut être le seul fait de la direction, du service de protection ou du médecin attaché à l'entreprise. Il importe de donner à l'ensemble du personnel un véritable « esprit de sécurité » qui lui permettra de prévoir et d'agir de façon pleinement efficace.

La lutte contre les accidents est essentiellement une œuvre de solidarité humaine, réunissant tous ceux qui, du manœuvre au chef de l'entreprise, participent à la production. Convaincre, enseigner, exploiter intelligemment ce bon sens qui est la chose du monde la mieux protégée, voilà en fait tout le secret.

IX.1. Organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme représenté sur la figure IX.1.

IX.2. Comité de sécurité

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

IX.3. Instructions structurelles sur la sécurité**IX.3.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier**

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

IX.3.2. Instructions à donner au Chef d'équipe

Le Chef d'équipe doit vérifier périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

➤ **Réunion matinale en matière de sécurité**

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant les instructions sur la sécurité.

➤ **Mise en ordre du chantier**

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

IX.4. Contrôle et entretien du matériel

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle périodique et son résultat sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation. les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles aux cordages, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs sont des risques auxquels les travailleurs sont exposés et ils doivent faire attention.

Les installations, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporté les charges et les efforts auxquels ils sont soumis.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

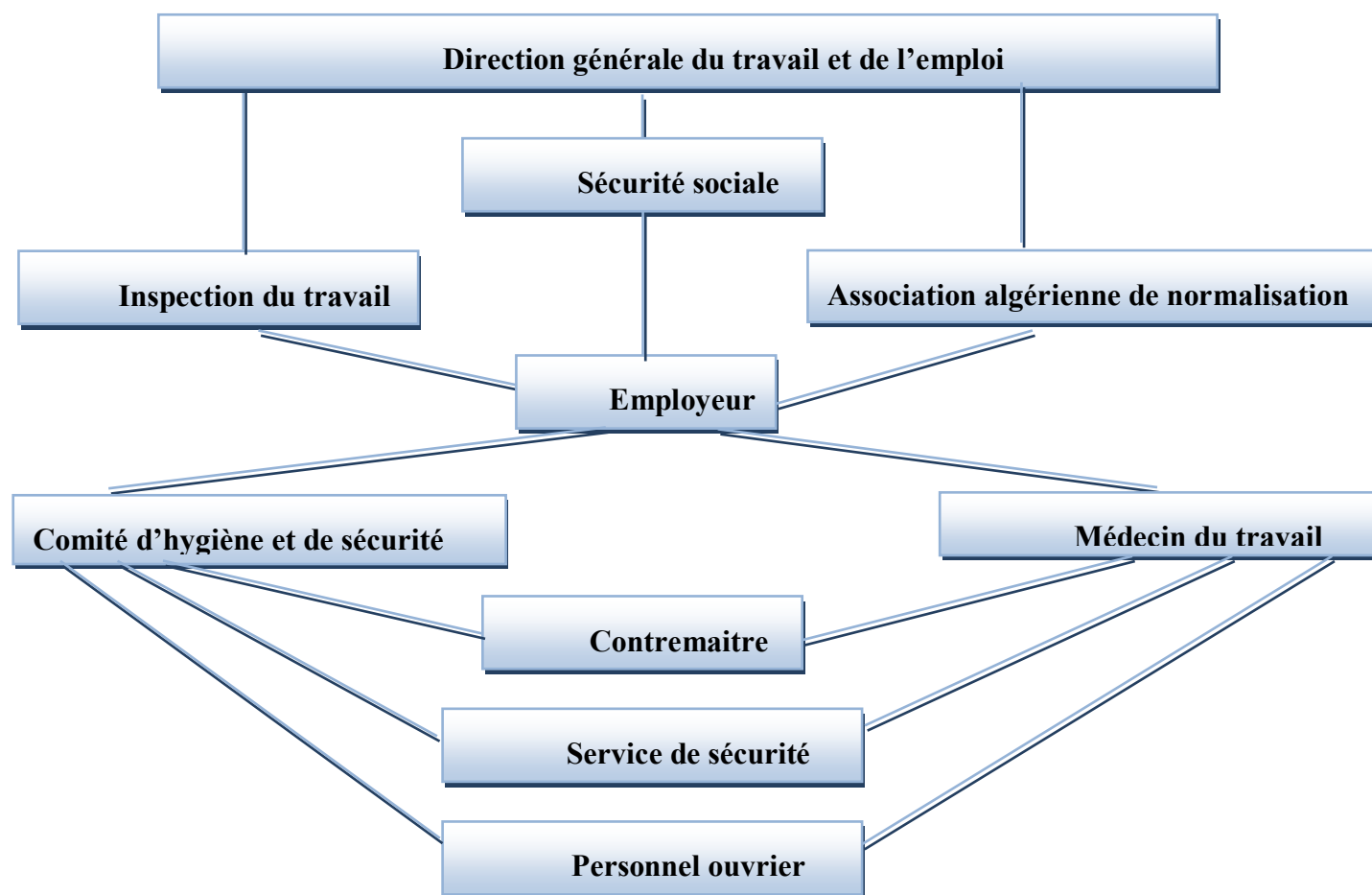


Figure IX.1 : Organigramme de la prévention.

Le Contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contremaître revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

IX.5. Principales fonctions du service de sécurité

Les principales fonctions du service de sécurité sont résumées comme suit :

XI.5.1. Etudes

- ✓ Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
- ✓ Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- ✓ Suggestions du Personnel.
- ✓ Statistique : élaboration et commentaire.
- ✓ Rapport avec l'administration.

IX.5.2. Exécution

- ✓ Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- ✓ Réalisations pratiques des suggestions et des études.

IX.5.3. Contrôle

- ✓ Enquêtes à la suite des accidents.
- ✓ Inspections des installations.
- ✓ Visites périodiques effectuées par les organismes.
- ✓ Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

IX.5.4. Animation

- ✓ Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- ✓ Equipes de secours.
- ✓ Formation spéciale concernant certaines professions.

XI.5.5. fonctions humaines**a) Sociale**

- ✓ Renseignements.
- ✓ Conseils.

b) Physiologique

- ✓ Etude physiologique du travail.
- ✓ Affectation et mouvement de la main-d'œuvre suivant l'avis du médecin du travail et en collaboration avec le service du personnel.

c) Psychologique

- ✓ Relations publiques intérieures de l'entreprise.
- ✓ Journal d'entreprise.
- ✓ Accueil des nouveaux embauchés.
- ✓ Développer l'esprit de sécurité.

- ✓ Causeries et expositions.

IX.6. Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

IX.6.1. Causes humaines

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- ✓ La négligence des travailleurs.
- ✓ La fatigue excessive.
- ✓ La distraction.
- ✓ Les gestes néfastes.
- ✓ Inaptitude mentale ou physique.
- ✓ Adoption de la solution de facilité.
- ✓ Manque de concentration.
- ✓ L'agitation.
- ✓ La nervosité.

IX.6.2. Causes techniques

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- ✓ Des mauvaises conditions de travail.
- ✓ De l'encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- ✓ Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- ✓ Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

IX.7. Causes des maladies professionnelles

IX.7.1. Les poussières

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus grave et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

Dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.

L'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

IX.7.2. Le bruit

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dues à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigue, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, provoque déficit Audi-métrique bilatéral par lésions cochléaire irréversible, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

IX.8. Actions dangereuses

- ✓ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- ✓ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ✓ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- ✓ Neutraliser les dispositifs de sécurité.
- ✓ Imprudence durant le travail, surtout lors des opérations de stockage et manutention.
- ✓ Adopter une position peu sûre.
- ✓ Travailler dans une altitude inappropriée.
- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté.
- ✓ Plaisanter et manque de concentration.
- ✓ Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- ✓ Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, soue pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.

IX.8.1. Methode et moyens de prévention

- ✓ Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- ✓ La protection individuelle est obligatoire.
- ✓ Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- ✓ L'intervention à une meilleure utilisation.
- ✓ Veiller à une meilleure utilisation.
- ✓ Eviter toute cadence de travail supérieure à la normale.
- ✓ Veiller à être toujours concentré lors du travail notamment lors de manipulation des engins dangereux.

IX.9. Conditions dangereuses dans le chantier

- ✓ Installation non protégée ou male protégée.
- ✓ Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- ✓ Matière défectueuse, stockage irrationnel.

- ✓ Protection individuelle inexistante.
- ✓ Défauts dans la construction.
- ✓ Eclairage défectueux.
- ✓ Facteur d'ambiance impropre.
- ✓ Conditions climatiques défavorables.
- ✓ Mauvaise disposition des lieux.

IX.9.1. Methode et moyens de prévention

- ✓ La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés. En essayant d'assurer les points suivants :
- ✓ Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- ✓ Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- ✓ Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors danger.
- ✓ Les abris doivent être aérés et chauffés.
- ✓ Assurer une protection individuelle.
- ✓ Assurer un entretien continu.
- ✓ Assurer un stockage rationnel.

IX.10. moyens employés pour promouvoir la sécurité de travail

On peut classer de la façon suivante les différents moyens généralement employés pour promouvoir la sécurité du travail:

➤ **L'action législative et réglementaire**

C'est-à-dire l'adoption de dispositions obligatoires sur les conditions générales de travail, la construction, l'entretien, l'inspection, les essais et l'utilisation du matériel et de l'outillage industriels, les devoirs des employeurs et des travailleurs, la formation professionnelle, la surveillance médicale, les premiers soins, ... etc.

➤ **la normalisation**

C'est-à-dire l'établissement de normes, officielles ou non, relatives à la construction du matériel et de l'outillage industriels, aux règles de sécurité et d'hygiène, aux moyens de protection individuelle, ... etc.

➤ **L'inspection**

C'est-à-dire le contrôle de l'application des dispositions obligatoires.

➤ **La recherche technique**

c'est-à-dire l'étude des dispositifs de protection des machines, des méthodes de prévention des explosions, des matériaux et des modèles les meilleurs pour l'équipement et l'outillage industriels, la recherche de substances de remplacement des substances nocives, ... etc.

➤ **La recherche médicale**

C'est-à-dire l'étude des effets physiologiques et pathologiques du milieu et des techniques utilisées, des particularités constitutionnelles qui prédisposent l'individu aux accidents, ... etc.

➤ **La recherche psychologique**

C'est-à-dire l'étude des particularités psychologiques qui prédisposent l'individu aux accidents.

➤ **La recherche statistique**

Elle permet d'établir le nombre, la nature et les causes des accidents, les catégories de personnes qu'ils touchent, les opérations au cours desquelles ils surviennent, ... etc.

➤ **L'éducation**

C'est-à-dire l'enseignement de la sécurité dans les écoles techniques et professionnelles, les cours pour apprentis, ... etc.

➤ **La formation**

C'est-à-dire l'enseignement pratique de la sécurité aux travailleurs, et surtout aux travailleurs débutants.

➤ **La persuasion**

C'est-à-dire l'emploi de diverses méthodes de propagande et d'appel aux intéressés, pour faire naître «l'esprit de sécurité».

➤ **Les avantages financiers accordés par les assurances pour promouvoir la prévention**

Par exemple la réduction des primes pour les entreprises qui prennent de bonnes mesures de sécurité.

➤ **L'action de prévention dans l'entreprise**

En dernière analyse, la valeur de ces divers moyens dépend dans une large mesure de l'efficacité des dispositions adoptées par l'entreprise. C'est dans l'entreprise, en effet, que se produisent les accidents: leur nombre et leur nature seront souvent en étroit rapport avec la conscience plus ou moins poussée qu'auront, de l'importance de la sécurité du travail, toutes les personnes qui y sont occupées.

Comme l'indique cette liste, la prévention des accidents exige la collaboration de toutes sortes de gens ; détenteurs du pouvoir législatif et réglementaire, fonctionnaires, ingénieurs et techniciens, médecins, psychologues, statisticiens, enseignants, et celle, bien entendu, des employeurs et des travailleurs eux-mêmes.

IX.11. le coût des accidents de travail

Il convient de préciser ce que l'on entend par «coût global des accidents», car, si de nombreux éléments de ce coût peuvent être aisément chiffrés, d'autres sont beaucoup moins faciles à cerner. Certains auteurs distinguent les coûts directs et les coûts indirects, ou encore le coût «subjectif» (préjudice subi par la victime et sa famille considéré relativement à la valeur intangible de la vie humaine et de la santé) et le coût pour l'économie (frais médicaux, perte de production, dégâts matériels, frais administratifs, etc.).

En raison même de la multiplicité des éléments qui entrent en jeu, il semble qu'il n'y ait guère d'accord sur ce que sont exactement les coûts indirects des accidents. La liste ci-après

nous donne les principaux paramètres qui entrent en jeu dans le calcul du coût de l'accident de travail :

- Coût du temps perdu par la victime de l'accident.
- Coût du temps perdu par les autres salariés qui ont interrompu leur travail:
 - ✓ Par curiosité.
 - ✓ Par amitié pour la victime.
 - ✓ Pour porter secours à la victime.
 - ✓ Pour d'autres raisons.
- Coût du temps perdu par les agents de maîtrise, les chefs de service et autres cadres:
 - ✓ Pour venir en aide à la victime;
 - ✓ Pour rechercher les causes de l'accident;
 - ✓ Pour faire reprendre le travail de la victime par un autre salarié;
 - ✓ Pour trouver un autre salarié qui puisse remplacer la victime, le former ou le mettre au courant;
 - ✓ Pour établir le rapport d'accident ou répondre aux convocations des agents de l'autorité publique.
- Coût du temps des secouristes et du personnel des services hospitaliers, lorsque ce coût n'est pas pris en charge par une compagnie d'assurances.
- Dommages subis par les machines, l'outillage ou d'autres biens, perte de matières ou de fournitures.
- Coûts qu'entraîne la désorganisation de la production, les retards de livraison, la perte des bonus d'assurance, le paiement des dommages intérêts.
- Coût supporté par l'employeur au titre des régimes de prestations.
- Coût de la baisse de productivité de la victime à son retour au travail relativement au salaire (le salarié est payé intégralement même si les services qu'il peut fournir avant d'être complètement rétabli n'atteignent peut-être que la moitié de leur valeur normale)
- Manque à gagner sur la productivité de la victime et de l'équipement (moins bien utilisé).
- Coût dû à l'agitation causée par l'accident ou à rabatement qui peut lui succéder.
- Coût afférent aux frais généraux (les frais de loyer, de chauffage, d'éclairage, etc. continuent à courir alors que la victime n'est plus productive).

Conclusion

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie attendue d'une construction pareille.

Il est à noter que la protection et la sécurité de travail est la responsabilité de toute personne ayant un lien avec le chantier et le projet, du cadre jusqu'à l'ouvrier.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion générale

Après avoir effectué cette étude (Etude de lavant projet détaillé des ouvrage annexes du barrage de Mahouane) nous pouvons dire que la réalisation de ces derniers se fait sans aucune difficulté technique particulière. Cette étude a été faite de telle sorte que l'ensemble fonctionne comme il le faut avec un maximum de garantie possible, sans mettre à l'écart le facteur économique, et exécuter les travaux de réalisation à temps prévu et dans les normes de construction technique et de sécurité.

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de l'A.P.D du barrage Mahouane sur l'oued Guessar ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La construction des ouvrages annexes du barrage Mahouane sur l'oued Guessar n'implique aucune difficulté technique particulière.
- Le barrage Mahouane peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures .
- La réalisation du barrage Mahouane offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.
- Le projet du barrage de Mahouane est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés.

En fin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de l'A.P.D et d'exécution des ouvrages annexes et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer et sera comme référence pour les générations à venir.

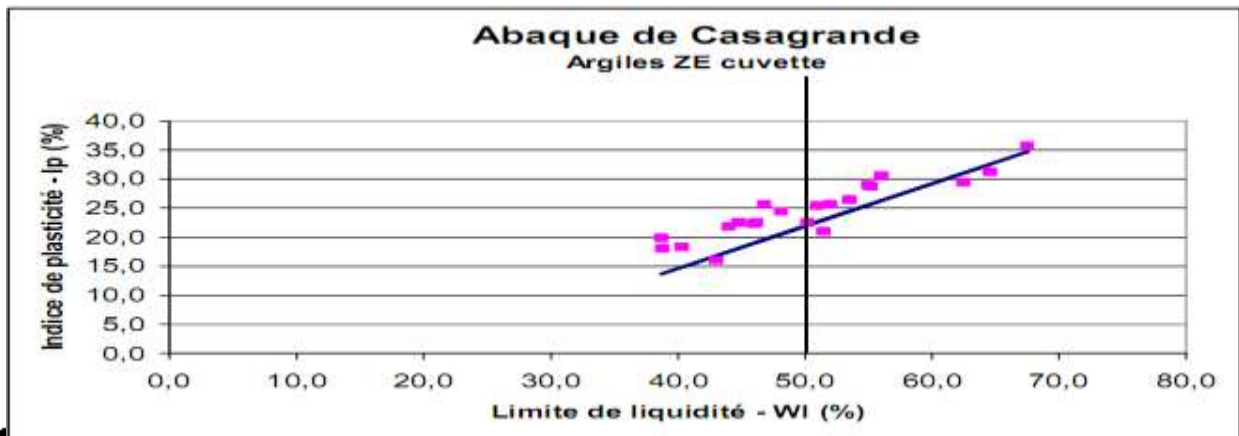
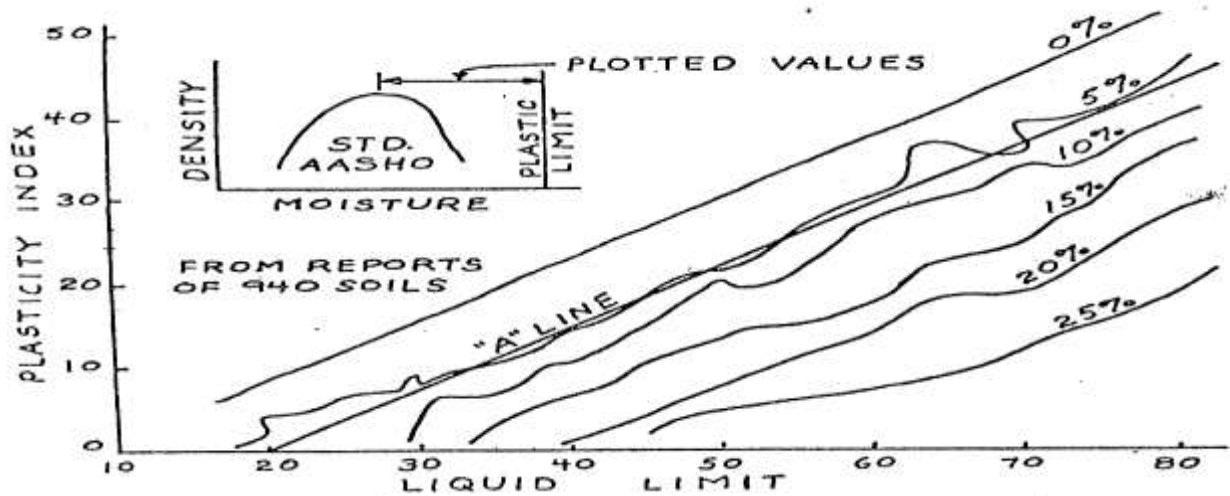
Références Bibliographiques.

- A.N.B.T (Etude géologique et géotechnique de Barrage de Mahouane (W de Sétif).
- A .GRIGORIEV livre d'hydraulique traduit du russe -Edition MIR .Moscou[4]
- B.TOUAIBIA (ENSH).Manuel pratique d'hydrologie
- B.TOUAIBIA et B.BENLAOUKLI (Introduction au dimensionnement des retenues collinaires.. ENSH Blida.)
- M^r. BACHIRCHERIF (Cours béton armé 3ème et 4ème année)-ENSH-Blida.EVIN – Formulaire des conduites forcées, oléoducs et conduits d' aération – DUNOD 1968. [4]
- FRANCOIS G. Distribution et collecte des eaux-Edition de l'école polytechnique de Montréal. [5]
- GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France ; 1977. [2]
- <http://www.edf.fr/html/fr/decouvertes/voyage/barrage/.html>. Site pédagogique d'Électricité de France expliquant le fonctionnement des barrages, leurs usages, etc[2] .
- JEAN-MAURICE DURAND ,Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale . [6]
- LENCASTRE Armando, 1996.Hydraulique générale. Edition : Eyrolles Paris. Université nouvelle-Lisbonne. Portugal.
- M.K.MIHOUBI., 1999. Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida[8]
- M. HASSANE(Ouvrages annexes -extrait du cours d'ouvrages hydrotechniques) Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida. [3]
- Mémoire de fin d'études- BELKADI LYES -étude d'avant projet détaille de l'évacuateur de crue du barrage CHARCHAR (w. Skikda)- ENSH- Blida- promotion 2010.
- Rapport de faisabilité EDF-CNEH / section 3 : Les conditions naturelles de la zone de projet. Septembre 99) . [5]
- R.BERNARDO A et L.SANTOS : manuel de conception et projets typiques des digues en terres ; procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger. Avril 2004. [1]
- Société du Canal de la Provence et d'Aménagement- Techniques des Barrages en Aménagement rural. [7] .

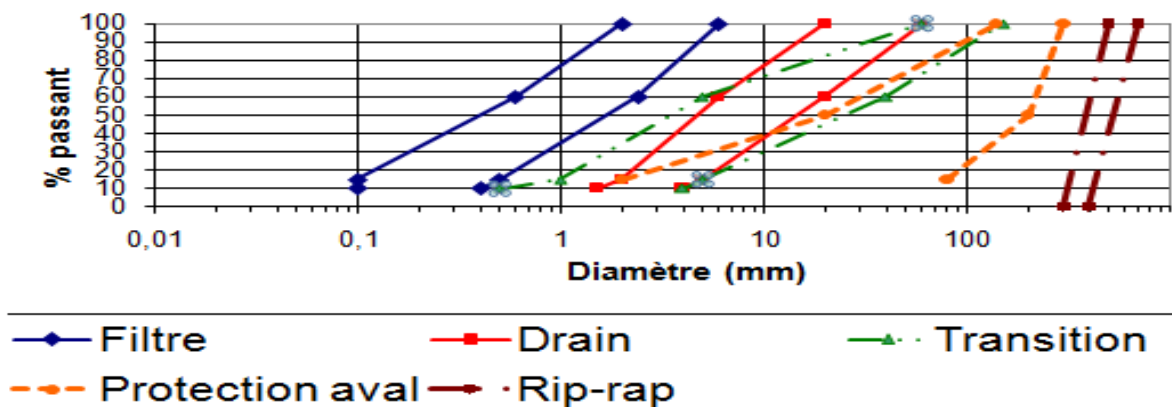
Annexes (I.1-I.2-I.3) :Evaluation de la teneur en eau

Optimum Proctor Normal en fonction des limites d'Atterberg.

(D'après Mac Donald J.K.)



Barrage de Mahouane - Fuseaux granulométriques



Annexe (II.1) : Série des pluies maximales journalière(mm) de la station Mahouane(15.061

années	sept	oct	nov	dec	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Pmax j
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	0,88	1,88	100

Source : A.N.R.H

**Annexe (II.2) : Série des apports(Mm3)de la station de Farmatou coude (15.06.01)sur Oued
Boucelem.**

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 (II.3) : Série des Série des débits maximaux (m³/s) de la station de Farmatou coude
(15.06.01) sur Oued Boucelem.**

	SEP	OCT	NOV	DEC	JANV	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL.	AOUT	ANNEE
1 969	-999	-999	-999	-999	3,57	2,24	12,1	45	0,7	0,19	0,08	0,05	-999
1 970	0,06	4,54	0,05	0,06	1,63	1,01	5,43	5,91	2,15	0,1	0,04	0,04	5.91
1 971	0,07	0,05	0,13	0,25	8,5	12,55	19,7	8,89	3,98	1,45	0,05	0,05	19.70
1 972	63,96	1,18	0,05	0,35	11,2	13,45	31	6,61	0,61	18,2	0,11	0,21	63.96
1 973	1,53	0,06	0,06	0,06	0,07	3,55	84	45	18,7	0,21	0,08	0,06	84.00
1 974	14,35	14,8	0,06	0,05	0,06	4,9	3,7	0,45	0,42	0,07	0,05	1,24	14.80
1 975	2,96	0,05	0,05	0,05	0,05	41,1	13	6,86	10,81	1,68	86,5	1,24	86.48
1 976	2,3	0,96	2,3	20,7	17,7	0,78	0,28	0,64	0,51	0,07	0,05	0,05	20.70
1 977	0,05	0,04	0,05	0,05	0,04	0,87	0,61	13,9	0,14	0,08	0,05	0,04	13.90
1 978	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,21	3,85	33,46	0,3	0,35	0,05	0,04	33.46
1 979	50,92	0,04	0,04	0,04	0,05	0,07	9,66	0,68	0,64	0,05	0,04	0,04	50.92
1 980	0,91	0,02	0,43	1,69	3,66	1,28	4,85	1,93	0,3	0,43	0,04	-999	-999
1 981	68,28	0,87	0,03	2,36	0,83	50,18	67,2	2,74	34,72	2,3	0,08	0,05	68.28
1 982	0,36	0,61	0,49	36	2,85	0,58	0,61	0,22	0,18	0,06	0,05	6,12	35.98
1 983	0,04	0,05	0,05	0,08	2,96	63,96	15,25	1,99	0,64	0,16	0,08	0,07	63.96
1 984	0,07	1,99	0,06	13	36,61	10,43	71,52	4,99	2,1	0,26	0,46	0,07	71.52
1 985	0,24	0,67	0,09	0,08	0,34	2,88	19,70	0,75	0,13	0,88	0,21	0,055	19.70
1 986	1,18	0,12	0,05	18,70	9,28	66,12	3,00	27,40	0,57	0,22	0,12	0,084	66.12
1 987	0,08	0,08	0,05	0,06	0,05	0,06	0,95	0,13	0,24	0,05	0,06	0,043	95.00
1 988	3,89	0,04	0,04	56,16	2,52	7,35	15,70	6,74	1,40	0,39	0,1	0,138	56.16
1 989	1,73	0,07	0,07	0,07	0,07	0,06	0,06	0,75	1,73	2,76	0,06	0,568	2.762
1 990	4,36	0,04	14,35	3,49	0,78	7,35	15,70	2,00	73,74	5,92	236	0,095	236.2
1 991	3,13	3,37	0,16	0,10	0,85	0,50	0,29	29,80	3,37	3,73	1,04	0,084	29.80
1 992	4,04	0,07	0,36	2,00	5,30	3,00	2,10	0,72	0,95	0,15	0,11	0,17	5.300
1 993	0,67	0,07	0,08	0,25	0,31	3,25	0,27	0,27	0,09	0,06	0,62	0,059	3.246
1 994	0,59	0,14	0,05	0,05	14,80	4,20	5,71	0,92	0,40	1,04	0,1	0,068	14.80
1 995	0,08	0,12	0,06	0,07	0,30	42,40	8,89	2,88	6,53	61,80	0,13	0,17	61.80
1 996	0,07	0,07	0,09	0,09	0,09	0,08	0,07	0,07	0,16	0,05	0,05	6,12	6.120

Source : A.N.R.H

cote (m) H(m)

