

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

ETUDE D'AVANT PROJET DÉTAILLÉ DES OUVRAGES
ANNEXES (DERIVATION PROVISoire, VIDANGE DE
FOND, PRISE D'EAU) DU BARRAGE DE TARZOUT
(W. CHELEF)

Présenté par :

M^r. HOUARI ABDELKADER

Promoteur:

M^r. HASSANE MOHAMED

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

Novembre 2011

œ Dédicace œ

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

- ✓ mes parents
- ✓ mes frères et sœurs
- ✓ toute ma famille
- ✓ Mes amis à Gouraya et à l'ENSH et surtout
YACINE*2 AHMED, BENZARGA, MAHMOUD, DJAHID NACER,
ISHAK, MESSOUD...

KADER

œ Remerciements œ

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 dans les meilleures conditions

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

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.

KADER

ملخص

في إطار الاستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من أجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة التي تتسرب إلى البحر ، لذا ترى وكالة 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 ملحقاتها ومتمماتها للمنشآت الملحقة لسد مائي على مستوى ولاية شلف وبالتحديد على وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتتناول دراسة مفصلة مستوى وادي ترزوت.

Résumé :

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 d'un barrage dans la wilaya de CHLEF et principalement sur l'Oued TARZOUT.

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 CHLEF and mainly on the TARZOUTWadi.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre I Mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité	
I. Introduction.....	2
I.1.Généralité.....	2
I.2.L'objectif du barrage	3
I.3. Etudes topographique, géologique et géotechnique	3
I.3.1.Etudes topographiques	3
I.1.3.1.Généralités	3
I.3.1.2Localisation de l'ouvrage	3
I.3.2 Etude géologique:	5
I.3.2.1Géologie de la cuvette de la retenue :.....	5
I.3.2.2Géologie de site d'implantation du barrage :.....	7
I.3.3 Etude géotechnique	8
I.3.3 .1Conditions géotechniques sur le site d'implantation du barrage	8
I.3.3 .2Reconnaissance géotechnique et essais de laboratoire	8
A/But des travaux de reconnaissance	8
B/ Travaux de reconnaissance Sur le site du barrage	8
C/Travaux de reconnaissance Sur la zone d'emprunt	10
I.3.4/Caractéristiques hydrogéologiques	11
I.4/ Matériaux de constructions	11
I.5/ Sismicité de la zone d'étude	12
I.6/ Tectonique	13
I.7/ Géomorphologie	13
I.8/ Hydrologie	13
I.8.1/ caractéristique de bassin versant	13
I.8.2/Précipitations.....	14
I.8.3/caractéristiques climatiques de la zone d'étude	15
I.9/ Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité	17
I.9.1/Digue	17
I.9.2/Évacuateur de crue	17
I.9.3 la galerie de dérivation	17
I.9.4/La vidange de fond	18
I.9.5/ La conduite raccordée à la vidange de fond	18
I.10/Qualité des eaux :.....	18
Conclusion.....	19

CHAPITRE II: ETUDE HYDROLOGIQUE

II. Introduction.....	20
II.1.Le bassin versant.....	20
II.1.1. description du bassin versant	20
II.1.2. Caractéristiques du bassin versant.....	21
A/ Les paramètres géométriques.....	21
B/Caractéristiques hydromorphologiques.....	22
II.1.3. Hypsométrie du bassin versant.....	24
II.1.4. les indices	26
II.1.5. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant	29
II.1.6. Profil en long de l'Oued	31
II.2. Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	33
II.2.1. Température.....	33
II.2.2. Vitesse du vent	35
II.2.3. Vitesse du vent	35
II.2.4. Evaporation	36
II.2.5. La pluviométrie	37
A/ Stations et données disponibles.....	37
B/ Répartition de la pluie moyenne dans l'année	38
C/ Les précipitations maximales journalières	39
II.3 Choix de la loi d'ajustement	39
II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	41
II.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :.....	43
II.4. Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	47
II.5. Evaluation des apports liquides	47
II.5.1. Analogie avec la station de sidi Akacha(02.02.07)	48
II.5.2 Caractéristiques de l'écoulement	48
II.5.3. Les apports fréquents.....	49
II.5.4. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	49
II.5.5. Apport solide et l'estimation du volume mort.....	50
II.6. Etude des crues:	51
II.6.1. Les Débits fréquents.....	53
II.6.2. détermination les temps caractéristiques au site du barrage de Tarzout	54
II.6.3. Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski	56
II.6.4. Choix de la crue de projet et de chantier	59
II.7. Régularisation	62
II.7.1. Courbes « Hauteurs -Capacités -Surface »	62
II.7.2. Répartition mensuel des besoins	65
II.7.3. Répartition mensuel de l'apport 80%	66
II.7.4. Calcul de volume utile.....	66
II.7.4.1 Régularisation annuelle	66
A/ Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	68
B/Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	71
II.7.2. Régularisation interannuel	71
1-Méthode du volume utile interannuel par la méthode Pléchkov-Svaidzé	71
2. Calcul du volume utile interannuel par la méthode KRISTEKLY -MENKEL	72
II.8 LAMINAGE DES CRUES :	75
II.8.1 La méthode de KOCHERINE :	76
II.8.1.1 Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b :	77

II.8.2 Étude d'optimisation :.....	85
II.8.2.1 Calcul du coût approximatif de la digue :.....	85
II.8.2.2 Le calcul approximatif de l'évacuateur de crue :.....	89
II.8.2.3 Calcul du coût approximatif du barrage:.....	90
II.9 La variante retenue pour le barrage de tarzout :.....	91

CAPITR III : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

III-I dérivation provisoire

III.I.1 Introduction :... ..	93
III.I .2 Type d'ouvrage de dérivation provisoire :.....	93
• Galerie de dérivation :.....	93
• Conduite de dérivation :.....	93
• Canal de dérivation :.....	93
III.I .3 Choix de la crue de dimensionnement :.....	94
III.I .4 Succession des travaux :.....	94
III.I.5 Dimensionnement de la dérivation provisoire :.....	95
III.I .5.1 Calcul du canal de dérivation.....	95
III.I .5.2 La galerie de dérivation :	98
III.I 5.2.1 Niveau de l'eau en fonction du débit dans le lit	
de l'oued sur le site du barrage :.....	98
III.I .5.2.2. Laminage de crues de chantier :.....	99
A- Le batardeau :.....	103
B- Calcul d'optimisation de la dérivation :	104
III.I .5.3 Vérification du régime torrentiel pour de petits débits :.....	107
III.I .5.4 Portail d'entrée :	108
III.I .5.5 Dissipateur d'énergie :.....	109

III.I .5.6 Canal de restitution :.....	111
III.I .5.7 Construction du batardeau :.....	114

III-II vidange de fond

III-II.1 Introduction :.....	117
III-II.2 But de l'étude :.....	117
III-II.3 Destination de la vidange de fond :.....	117
III-II.4 Type d'ouvrage de vidange :	118
✚ Conduite de vidange en charge :.....	118
✚ Conduites à écoulement libre :	118
✚ Ouvrages de vidange à batardeau :.....	118
III-II.5 Choix de type de vidange :.....	118
III-II.6 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange :.....	119
III-II.7 Recommandations modulées (dispositif minimum) :.....	120
III-II.8 Calcul de la vidange de fond :.....	121
III-II.8.1 Calcul hydraulique de la conduite de vidange :.....	121
III-II.8.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :.....	122
III-II.8.3 Calcul du temps réel de la vidange du barrage entre le NNR et le NVM:.....	124
III-II.8.4 Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue :.....	125
III-II.9 Conclusion :.....	126

III-III prise d'eau

III-III.1 Introduction :.....	127
III-III.2 Types des prises d'eau :.....	128
❖ Ouvrage de prise à but agricole :	128
❖ Ouvrage de prise pour l'adduction d'eau :.....	129
❖ Ouvrage de prise à but pastoral :.....	130
III-III.3 Choix de type de prise :.....	130
III-III.4 Qualité des eaux prélevées:.....	130

III-III.5 Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau :.....	130
III-III.5.1 La distribution mensuelle de la demande :.....	131
III-III.5.2 Calcul du débit maximum :.....	131
III-III.5.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :.....	133
III-III.6 Conclusion:.....	133
 <i>III-IX Calcul de ferrailage</i>	
III.IX.1.Bassin d'amortissement :.....	134
III.IX.1.1 Ferrailage du rideau :.....	134
III.IX.1.2.Ferrailage de la semelle :.....	136
III.IX.2.Tunnel de dérivation provisoire :.....	140
 CAPITR IV Etude des équipements hydromécaniques	
Introduction :.....	142
IV.1 Les vannes :.....	142
IV.1.1 Vibration des vannes :.....	142
IV.1.2 Les causes de vibration d'une vanne :.....	142
IV.1.3 Choix de types des vannes :.....	143
✚ Vannes pour la vidange de fond :.....	143
✚ Vannes pour la prise d'eau :.....	144
IV.1.4 Etanchéité des vannes:.....	144
IV.1.5 Entretien et réparation des usures :.....	145
IV.1.6 Protection contre la corrosion :.....	145
IV.1.7 Commande et automatisation :.....	145
✚ Commande sur place et à distance :.....	145
✚ Approvisionnement en énergie :.....	146
IV.2 Les grilles de protection :.....	147
IV.2.1 Définition :.....	147
IV.2.2 Espacement et constitution des barreaux :.....	147
IV.2.3 Pertes de charge :.....	148
IV.2.4 Calcule de Stabilité des barreaux :.....	149
IV.2.5 Conclusion :.....	150

CAPITRE V :DEVIS ESTIMATIMATIF ET QUANTITATIF

V.1 Le devis estimatif et quantitatif desouvrages annexes:	151
V.1.1 Calcul du volume du batardeau :.....	151
V.1.2 Calcul du coût des excavations :.....	153
V.1.3 Calcul du volume du béton et son coût :	154
V.2 Conclusion :.....	157

CAPITRE VI : ORGANISATION DU CHANTIER

VI.1 Introduction :.....	158
VI.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :.....	158
VI.3 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :.....	161
VI.4 Ordre d'exécution des travaux :.....	162
VI.5 Planification :.....	165
VI.6 Conclusion:.....	171

CAPITRE VII : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

VII.1 Introduction :.....	172
VII.2 Causes des accidents de travail :.....	172
VII.3 Conditions dangereuses dans le chantier :.....	173
VII.4 Actions dangereuses :.....	173
VII.5 Mesures préventives :.....	173
VII.6 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :.....	174
CONCLUSION GENERALE.....	177

REFERENCESBIBLIOGRAPHIQUES

Liste des tableaux

CAPITRE I : SYNTHESE D'ETUDE DE FAISABILITE

Tableau N°I.01 : Récapitulatif les sondages de reconnaissance sur le site du barrage	9
Tableau N°I.02 : Essais sur échantillons pris des zones d'emprunt des matériaux de construction.....	10
Tableau N°I.03 : Principales caractéristiques des stations pluviométriques.....	14
Tableau N°I.04: Pluies journalières maximales de différentes périodes de retour d'Abou El Hassen..	14
Tableau N°I.05 : Températures moyennes mensuelles annuelle pour la station de Ténès	15
Tableau N°I.06 : Températures maximales et minimales mensuelles pour la station de Ténès	15
Tableau N°I.07: Humidités moyennes mensuelles et moyennes annuelles à la station de Cap Ténès ..	16
Tableau N°I.08: Évaporation mensuelle – station d'Echlef	16
Tableau N°I.09 : Évaporation mensuelle – station Oued Fodda.....	16
Tableau N°I.10 : Production totale des débits solide sur le bassin versant.	17
Tableau N°I.11 : Répartition mensuelle des apports de station de Sidi Akacha.	17

CAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau N°II.01 : Calcul des surfaces cumulées.	25
Tableau N°II.02 : Les longueurs des courbes de niveaux	27
Tableau N°II.03 : Détermination de la pente Roche Ip.	28
Tableau N°II.04 : La longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.	32
Tableau N°II.05 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.	33
Tableau N°II.06 : Températures moyennes mensuelles et annuelle pour la station de Ténès.	34
Tableau N°II.07: Températures maximales et minimales mensuelles pour la station de Ténès.	34
Tableau N°II.08: Humidités moyennes mensuelles et moyennes annuelles à la station de Cap Ténès..	35
Tableau N°II.09 : Évaporation mensuelle – station d'Echlef.	36
Tableau N°II.10 : Principales caractéristiques des sites des stations ..pluviométriques.	37
Tableau N°II.11 : Station pluviométrique disponibles a proximité de la zone d'étude.	37
Tableau N°II.12 : Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles.	37
Tableau N°II.13 : Caractéristiques de la série des précipitations avec N=57ans.	38
Tableau N°II.14: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.	41
Tableau N°II.15 : Résultat de l'ajustement a la loi de Galton.	42
Tableau N°II.16 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.	43
Tableau N°II.17 : Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences.	44
Tableau N°II.19 : La répartition des apports de sidi Akacha.	47

Tableau N°II.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.	48
Tableau N°II.21 : Caractéristiques de l'écoulement.	48
Tableau N°II.22 : Apports fréquents de la station de Sidi Akacha.	49
Tableau N°II.23 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	50
Tableau N°II.24 : Répartition de volume mort annuel.	51
Tableau N°II.25 : La série des débits maximaux de station de Sidi Akacha.	52
Tableau N°II.26 : La série des débits maximaux de station de Site.	53
Tableau N°II.27 : Les Débits fréquents de la station de site.	54
Tableau N°II.28: Comparaison des Débits fréquents de la faisabilité et celles de l'APD.....	54
Tableau N°II.29 : Principaux éléments géométriques du bassin versant.	55
Tableau N°II.30 : Le coefficient relatif à la surface du bassin versant (K).	56
Tableau N°II.31 : Récapitulatif temps caractéristiques au site du barrage de Tarzout.	56
Tableau N°II.32 : Les valeurs de débits de crues en fonction de temps.	57
Tableau N°II.33 : Catégories des dommages résultant des crues.	60
Tableau N°II.34 : Crues de projet recommandé.	60
Tableau N°II.35 : Courbes topographiques et volumétriques.	64
Tableau N°II.36 : Répartition mensuelle des besoins.....	66
Tableau N°II.37 : Répartition mensuelle des apports.....	66
Tableau N°II.38 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm ³).....	68
Tableau N°II.39 : Les pertes dans la retenue.....	70
Tableau N°II.40 : Calcul du volume utile en tenant compte des pertes.....	71
Tableau N°II.41 : Tableau de Radkovich $r = f(M_0)$	73
Tableau N°II.42: Résultats de calcul du coefficient de débit.....	74
Tableau N°II.43 : Répartition mensuelle des apports.....	75
Tableau N°II.44 : Récapitulatif des résultats de la régularisation.....	75
Tableau II.45 :Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	77
Tableau II.46 :Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de h_d et b	78
Tableau II.47 :Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	79
Tableau II.48 :Détermination de H_0 et Q en fonction de b	80
Tableau II.49 :Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	81

Tableau II.50 :Les $q_{\max p\%}$ et h_d pour les différents valeurs de b	85
Tableau II.51:Variation de la côte de la crête en fonction de la charge déversant.....	88
Tableau II.52 :Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	89
Tableau II.53 :coût de l'évacuateur de crue pour différentes largeurs)déversantes.....	89
Tableau II.54 :Tableau récapitulatif des prix totaux.....	90
Tableau II.55 :Récapitulatif les caractéristiques du barrage.....	91
Tableau II.56 : Présentation des résultats de calcul hydraulique.....	92

III-I dérivation provisoire

Tableau III.I.01 : période de retour pour les ouvrages hydrotechniques	95
Tableau III.I.02 : Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs.....	97
Tableau (III.I.03): Niveau de l'eau en fonction du débit dans le lit de l'oued sur le site du barrage.....	98
Tableau (III.I.04) : Coefficient de débit pour différents diamètres.....	101
Tableau (III.I.05) : $Q = f(D)$	101
Tableau (III.I.06): $H_{\text{dev}} = f(T)$	102
Tableau (III.I.07): résultats de laminage.....	102
Tableau (III.I.08): récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.....	104
Tableau (III.I.09): Tableau Paramètres de calcul d'optimisation.....	106
Tableau (III.I.10): Valeurs de C en fonction des pentes de talus et δ	115
Tableau (III.I.11): Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	116

III-II vidange de fond

Tableau (III.II.01):type de vidange de fond en fonction de $H^2\sqrt{V}$	121
Tableau (III.II.02): Calcul du temps de vidange.....	125

III-III prise d'eau

Tableau (III.III.01): La distribution mensuelle de la demande.....	131
--	-----

CAPITRE V : DEVIS ESTIMATIMATIF ET

QUANTITATIF

Tableau V.01: Volume des recharges (enrochement).....	152
---	-----

Tableau V.02: Volume du Noyau.....	152
Tableau V.03 : Cout Total pour le batardeau.....	153
Tableau V.04 : Cout Total Terrassements généraux.....	154
Tableau V.05 : Cout Total Travaux de béton et de béton armé	155
Tableau V-06 :résultat de devis estimatif;.....	156
Tableau (V.07): coûts total des ouvrages annexes+batardeau.....	157

CAPITRE VI : ORGANISATION DU CHANTIER

Tableau .VI.1. Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats	159
Tableau .VI.2. Tableau des normes.....	160
Tableau n° VI.3 : symboles des opérations	167
Tableau n° VI.4 : programme des travaux pour la réalisation du retenue de Tarzout.....	169
Tableau n° V-05 : Détermination des chemins critiques.....	170

CAPITRE VII : PROTECTION ET SECURITE DE

TRAVAIL

Tableau VII.01 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations.....	175
---	-----

LISTE DES FIGURES

CAPITRE I : SYNTHESE D'ETUDE DE FAISABILITE

Figure N°I.01 : Carte géographique.....	2
Figure N°I.02 : Localisation du barrage deTarzout.....	3
Figure N°I.03:Localisation des deux sites étudiée.....	4
Figure N°I.04 : Carte géologique de site de barrage Tarzout.....	6
Figure N°I.05 : Carte géologique régionale du barrage deTarzout.....	7
Figure N°I.06 : Carte zonage sismique du territoire national-RPA99.....	12

CAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure N°II.01: Répartition des courbes de niveaux du bassin versant de TARZOUT.....	22
Figure N°II.02 : Rectangle équivalent.....	24
Figure N°II.03 : Courbe hypsométrique.....	25
Figure N°II.04 : Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Tarzout.....	29
Figure N°II.05 : Profil en long du cours d'eau principale.....	32
Figure N°II.06 : La répartition mensuelle des températures moyennes.....	34
Figure N°II.07 : La répartition desTempératuresmaximales et minimales mensuelles.....	35
Figure N°II.08 : La répartition des Humidités moyennes mensuelles.....	36
Figure N°II.09 : La répartition de l'Évaporation mensuelle.....	36
Figure N°II.10 : Courbes des pluies à courte durées.....	38
Figure N°II.11 :Représentation graphique de la loi de Gumbel.....	41
Figure N°II.12: Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).....	43
Figure N°II.13: Pluies de Courte durée.....	45
Figure N°II.14: Intensité –Durée –Fréquence.....	46
Figure N°II.15: Répartition mensuelle de l'apport moyen de site.....	48
Figure N°II.16 : Hydrogrammes des crues.....	59
Figure N°II.17 : Hydrogramme de crue de projet $Q_{0,01\%}$	61
Figure N°II.18: Hydrogramme de crue de projet $Q_{crue\ travaux}$	62

Figure N°II.19 : Courbes Surface - Hauteur.....	65
Figure N°II.20 : Courbes Capacité -Hauteur.....	66
Figure N°II.21 : Courbes de $H=f(Q,q)$	83
Figure N°II.22 : Courbes de $V=f(Q, q)$	84
Figure N°II.23 : Courbes d'optimisations.....	90

III-I dérivation provisoire

Figure III.I.01 courbe de tarage.....	99
Figure (III.I.02): Schéma de calcul.....	105
Figure III.I.03 : courbes d'optimisation.....	107

III-III prise d'eau

Figure III.III.01 : La répartition mensuelle des besoins	131
--	-----

III-IX Calcul de ferrailage

Figure III.IV.01 : schéma de calcul.....	134
Figure III.IV.02 : Ferrailage de rideau.....	136
Figure III.IV.03 : Diagramme des contraintes sur la semelle.....	137
Figure III.IV.04 : Ferrailage de la semelle (partie AB).....	138
Figure III.IV.05 : Ferrailage de la semelle (partie CD).....	140

CAPITRE VI : ORGANISATION DU CHANTIER

Figure VI.01 : Organigramme de la prévention.....	162
Figure (VI.2) : Réseau à nœud.....	168

Liste des planches

Planche N°01 : Vue en plan de l'aménagement.

Planche N°02 : Coupe géologique.

Planche N°03 : Coupe type de la digue du barrage.

Planche N°04 : Profil en long de la galerie de dérivation.

Planche N°05 : Chambre des vannes, portique d'entre et de sortie.

Liste des Annexes

Annexe N°I.01 : les Repères de barrage Tarzout.

Annexe N°I.02 : vue aval-amont de site de barrage Tarzout.

Annexe N°I.03 : vue amont-aval de site de barrage Tarzout.

Annexe N°I.4 : les fiches techniques des sondages de reconnaissance

Annexe N°II.01 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm).

Annexe N°II.02 : Pluies maximales journalières (mm).

Annexe N°III.01 : La représentation de la ligne d'eau .

Annexe N°III.02 Coefficient de rugosité pour les tuyaux neufs

Annexe N°III. 03: Coefficient de pertes de charge dans la vanne (ζ_v)

Annexe N°III.04 Coefficient de pertes dans l'entrée Ke.

Annexe N°III.05 : Stabilité des grilles

Annexe N°III.06 : Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type I

Annexe N°III.07 : Les appareils des essais de contrôle de qualité de béton.

Introduction général

Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie.

Pour que l'agriculture évolue, il faut qu'il y ait de l'eau en quantité suffisante surtout le cas de l'Algérie où les modes d'irrigation sont traditionnelles qui consomment beaucoup d'eau ainsi que le développement industriel de notre pays, et d'une part l'homme ne peut pas vivre sans eau.

C'est dans ce cadre que le secteur de l'hydraulique s'est vu accorder une attention particulière de la part des instances politiques du pays, et un plan ambitieux de développements des infrastructures hydrauliques a été élaboré.

Ce plan concerne notamment l'édification de plusieurs barrages de retenues parmi lesquels figure le site du futur barrage **TARZOUT** dans l'oued TARZOU.

Ce barrage est destiné pour l'irrigation.

L'objectif de mon travail est l'étude d'A.P.D. (avant projet détaillé) des ouvrages annexes (Dérivation provisoire, vidange de fond et prise d'eau) de ce dernier.

La conception de ces ouvrages et une science de maîtrise des rivières, pour assurer le bon fonctionnement et la sécurité de la réserve, par conséquent, ils occupent une place importante dans l'aménagement hydraulique du fait que leurs coûts de réalisation peuvent atteindre la moitié du budget total de réalisation du barrage.

C'est pour cela qu'il faut lui accorder une attention particulière pendant la conception et la réalisation, afin de pouvoir adapter à chaque ouvrage, les conditions topographiques géologiques pour son implantation et son fonctionnement parfait.



Chapitre I:

Synthèse d'étude de faisabilité

Chapitre I : Mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité

I.Introduction :

I.1 Généralité :

Le barrage de Tazout se situe sur Oued Tazout; wilaya de CHELEF est parmi les ouvrages qui sont en étude, dont l'étude d'avant projet sommaire (APS) et l'étude de faisabilité ont été faites par un bureau d'étude Energoprojekt Hidroinzenjering de l'état SERBIE. Le but de notre travail sera l'étude d'avant projet détaillé (APD) du barrage Tazout en complétant les recherches conduites au stade des études de faisabilité.

Le présent mémoire de synthèse fait partie de l'étude d'APD du barrage. Il a pour objectif la description générale de l'aménagement et la présentation d'un exposé justificatif et descriptif de la solution adoptée.

Dans ce chapitre, nous exposons le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité : l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

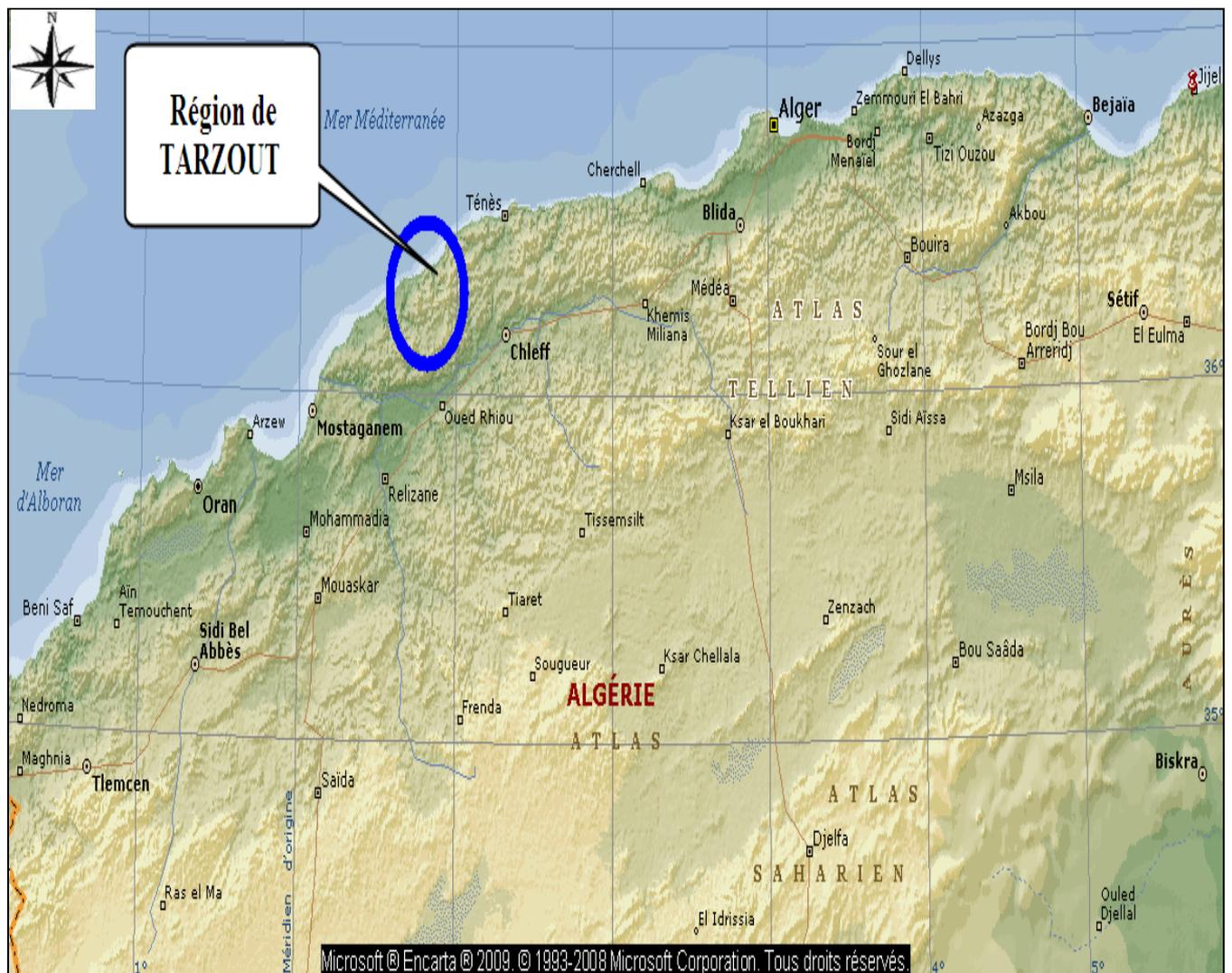


Figure I.01 : Carte géographique.

I.2 L'objectif du barrage :

Les besoins en eau potable de la population et en eau pour l'irrigation des surfaces agricoles du littoral de l'Algérie révèlent au fil des années un accroissement important.

La satisfaction de ces besoins croissants en eau sera possible par la mobilisation des nouvelles ressources. De ce fait, l'oued TARZOUT a aussi été mis en évidence comme une ressource potentielle, sur lequel sera créée par la construction d'un barrage, une retenue qui servira à la mobilisation des potentialités hydriques de ce cours d'eau.

I.3/ Etudes topographique, géologique et géotechnique :

I.3.1/ Etudes topographiques :

I.3.1.1 Généralités :

Dans ce chapitre, a été exposé le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité : étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

I.3.1.2 Localisation de l'ouvrage :

Le barrage de TARZOUT sera construit sur l'Oued TARZOUT. Son bassin versant se situe dans la willaya de CHLEF à environ 70 km au Nord- Ouest de la ville portant le même nom. Au niveau du découpage du territoire de l'Algérie du Nord en secteurs, le bassin versant de l'oued TARZOUT est situé dans la partie occidentale du bassin versant 2, à environ 250 km à l'Ouest de la ville d'Alger.



Figure I.02 : Localisation du barrage de Tarzout.

Les coordonnées du site (système Lambert) sont :

X = 349,80 Km

Y = 352,15 Km

Z = 25,00m N.G.A

Le site du barrage de TARZOUT est prévu à l'aval du village de Talassa. Les surfaces utiles agricoles dans la plaine de l'oued TARZOUT se situent autour du village de Talassa et dans la partie d'aval du cours d'eau avant son embouchure dans la Méditerranée. L'activité de la population locale se limite en général à l'agriculture et à l'élevage.

L'oued TARZOUT est formé de la jonction de l'oued Abou Khandek et de l'oued Abou Dada. La longueur du cours d'eau depuis la formation de l'oued TARZOUT jusqu'à son embouchure dans la Méditerranée est de 17 km environ. La superficie de l'oued TARZOUT est de l'ordre d'environ 120 km². Le bassin est encadré de monts d'une altitude culminant entre 500 et 900 m. Le débit moyen de l'oued TARZOUT au droit de l'embouchure dans la Méditerranée est voisin de 400 l/s.

Les documents topographiques ci –dessous nous ont été disponibles :

Carte topographique au 1/50.000 (feuille CAVIGNAC)

Carte topographique au 1/5000 de la cuvette de retenue (pour les sites de barrages n° 2 et n°5)

Carte topographique au 1/1000 du site du barrage (pour les sites de barrages n° 2 et n° 5).

Partant d'une analyse préliminaire des sites de barrages possibles étudiés pour la réalisation d'un ouvrage de retenue de TARZOUT, le Bureau d'études a proposé deux sites de barrages ci-dessous:

- Le site N° 2 se trouve à l'extrémité de la partie rétrécie de l'oued Tarzout. Au point de vue géologique et morphologique, ce site permettra la réalisation d'un barrage et la création d'une retenue.
- Le site N° 5 se trouve à environ 3 km à l'amont du site N° 2. Ce site a été déjà étudié dans les documents antérieurement établis. Du point de vue de la morphologie, ce site est légèrement plus étroit par rapport au site N° 2. En vérifiant la zone de la retenue dont la cote normale de retenue est à 126m, on a constaté qu'elle ne satisfera pas aux besoins requis.



Figure I.03 : Localisation des deux sites étudiés.

I.3.2/ Etude géologique:**I.3.2.1 / Géologie de la cuvette de la retenue :**

Les terrains dans la zone de cuvette de la retenue et à son amont sont susceptibles fortement d'altération physico – chimique, de ravinement élémentaire et d'une érosion en nappe (ravinelements et dénudation). Ces processus sont les plus accusés dans la zone de cuvette de la retenue et à son amont. Sur l'étendue à l'aval du site du barrage jusqu'à l'embouchure de l'oued TARZOUT dans la mer et sur le bief du cours d'eau, depuis la localité de TALASSA à l'aval jusqu'au début de la retenue, est notée une érosion des alluvions récentes jusqu'au massif rocheux en place dans le lit de l'oued. C'est probablement le résultat de l'activité qui a lieu le long des fractures subverti cales orientées nord-est - sud-ouest.

Tout cela est imposé par la nature des terrains constitués par des :

- e_a² Argiles et quartzites (Médjanien),
- m_c¹ Marnes (Cartennien),
- m₁ Argiles et poudingues rouges (Oligocène),
- c⁸⁻⁷ Marnes et calcaires (Sénonien).
- m_a¹ Grès et poudingues (Cartennien)
- q¹ Alluvions anciennes (*niveau inférieur*)

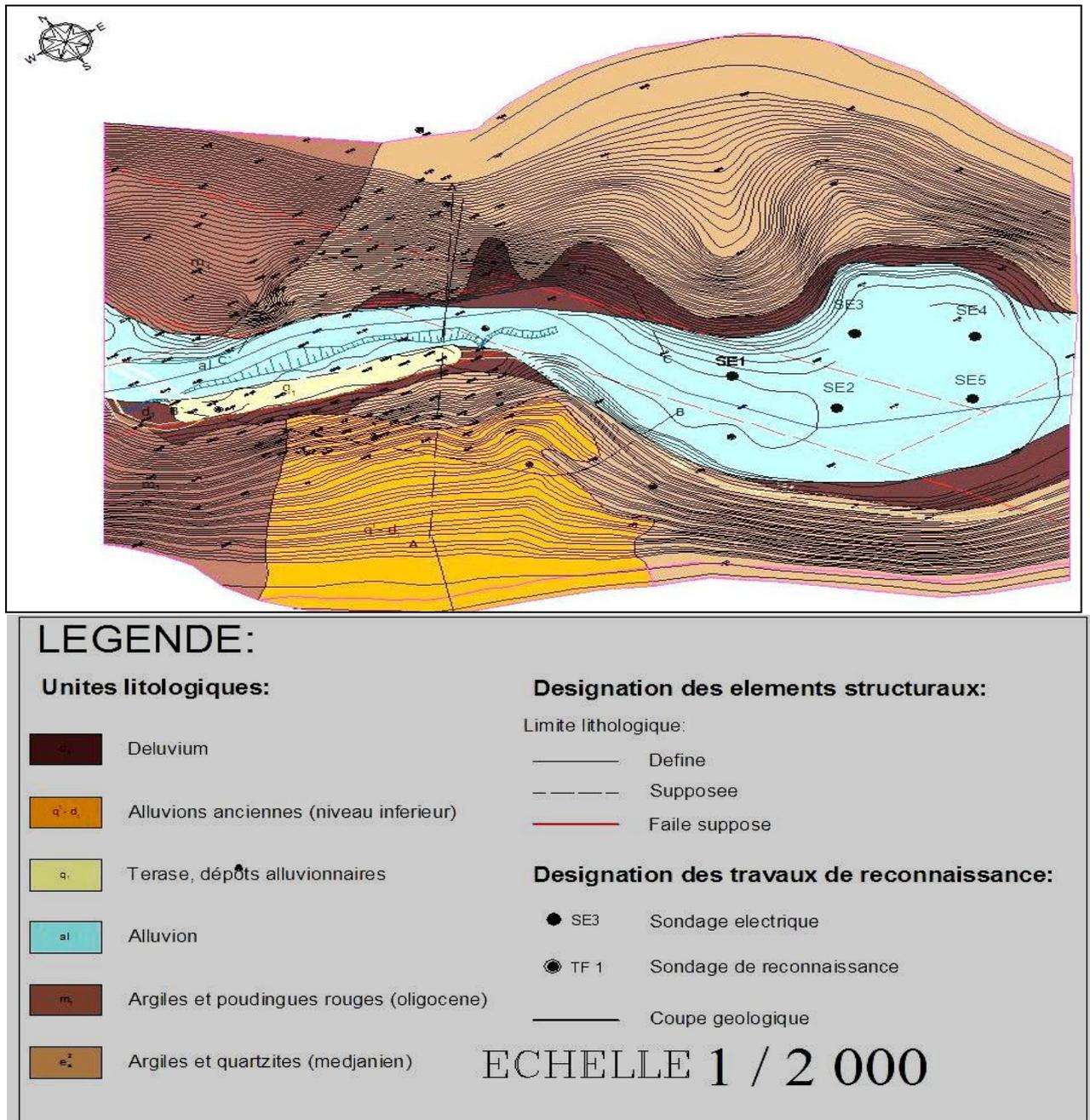


Figure I.04 : Carte géologique de site de barrage Tarzout.

Le but de cette étude est d'identifier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe de barrage et de savoir les principales caractéristiques géologiques telles que la perméabilité, le degré de consolidation, le tassement et l'histoire géologique le long de l'axe du barrage pour déterminer par la suite le régime de traitement de fondation à suivre. D'un autre coté, l'étude géologique et géotechnique nous a permet de localiser la zone d'emprunt des matériaux de construction.

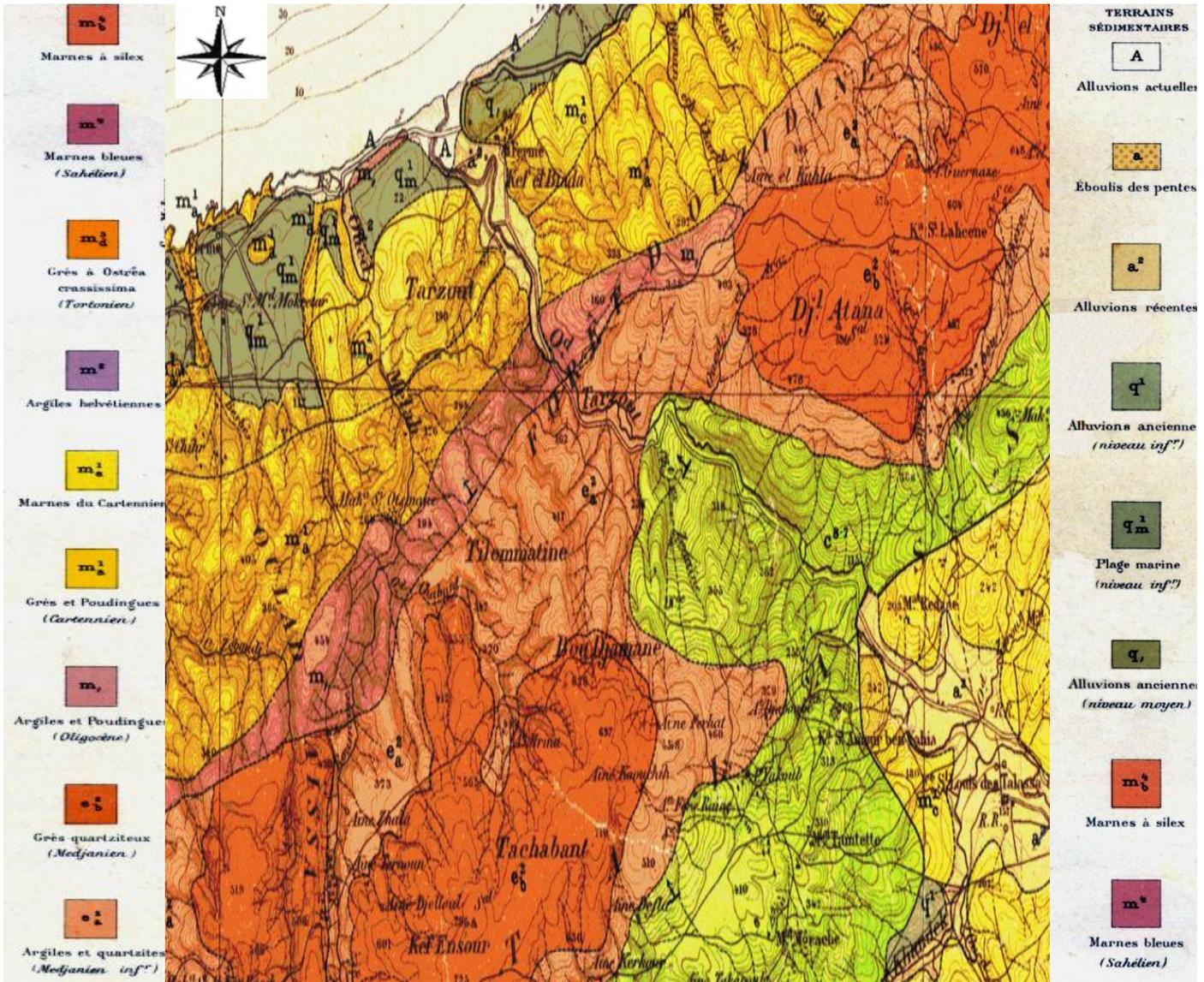


Figure I.05 : Carte géologique régionale (extrait de la carte géologique de l'Algérie à l'échelle 1/50000).

I.3.2.2 / Géologie de site d'implantation du barrage :

Les terrains sur le site d'implantation sont constitués par :

- Un complexe de marnes et de calcaires compacts à variétés suivant le pourcentage de constituant carbonaté. Ces roches constituent la base de la partie centrale et de la partie la plus amont de la cuvette de la retenue.
- Un complexe de blocs rocheux de grès quartzeux et de quartzites disséminés en surface ou noyés dans les argiles litées violacées avec une base de graviers quartzeux. Ces roches reposent au droit du site du barrage sur les calcaires marneux sénoniens.
- Un complexe de roches faiblement compactes. Ce complexe est formé d'argilites rouges et de limons oligocènes, d'alluvions anciennes, de terrasses fluviales, de cailloutis, de dépôts de pente (éboulis et blocs) et de sédiments proluviaux.
- Un complexe de sédiments alluvionnaires meubles.

I.3.3/ Etude géotechnique :

I.3.3 .1/ conditions géotechniques sur le site d'implantation du barrage :

Les conditions géotechniques de réalisation du barrage et des ouvrages annexes peuvent être considérées comme étant relativement favorables. Sur la base des caractéristiques géologiques du site du barrage et des matériaux de construction disponibles, la réalisation de différents types de barrages peut être envisagée. On estime que les marnes et les calcaires à variétés sont de qualité satisfaisante en matière de propriétés physico- mécaniques et géotechniques et qu'ils constituent en général un milieu favorable aux fondations de différents types de barrages.

Quant à la géotechnique, le plus grand problème est celui d'exécution des excavations en galerie et des excavations à ciel ouvert dans des blocs argileux de grès quartzeux et dans les sédiments de l'ancienne terrasse fluviale. Un milieu apte aux fondations du barrage se situe sur l'ensemble du site à environ 20 m de profondeur. Ce sont les marnes et calcaires à variétés dont les caractéristiques, du point de vue de la capacité portante, de l'aptitude à la réalisation des fouilles et de la perméabilité, sont bonnes.

Dans la zone du lit de l'oued jusqu'à une profondeur de 20 m sont présents des paquets de sédiments alluvionnaires, graveleux perméables avec des blocs rocheux. Les rives sont faiblement perméables dans la zone inférieure des grès quartzeux intacts noyés dans la matrice argileuse. Les excavations à ciel ouvert en deux rives doivent être projetées avec des pentes des talus de l'ordre 1/1.

I.3.3 .2/ Reconnaissance géotechnique et essais de laboratoire :

A/ But des travaux de reconnaissance :

Le but de la Campagne de reconnaissance géologique pour l'Étude de faisabilité est de décrire géologiquement le site d'implantation du barrage afin de:

- confirmer la faisabilité d'un barrage-poids ou d'un barrage en remblai;
- fournir des éléments de dimensionnement du barrage et du bassin de dissipation;
- permettre de chiffrer les travaux d'excavation, consolidation et étanchéité;
- permettre de confirmer la disponibilité de matériaux de construction.

Les principaux paramètres géotechniques de la fondation à déterminer sont sa résistance, sa déformabilité et sa perméabilité.

B/ Travaux de reconnaissance Sur le site du barrage :

➤ Forage de reconnaissance:

- 7 sondages verticaux carottés de 20 à 80 m de profondeur (totalisant 480 m de forage- donné à titre indicatif) et 2 sondages carottés inclinés de 40 à 75 m de profondeur (totalisant 115 m de forage- donné à titre indicatif);
- 1 sondage de reconnaissance dans le lit de l'oued dans l'axe du barrage de 65 m de profondeur chacune (TF-3), recouperont les a_b^2 -Dépôts alluvionnaires de l'oued Tarzout, et les e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien) ;
- 5 sondages en rive gauche, dans l'axe du barrage et du tracé de la vidange de fond recouperont les a_b^2 -Dépôts alluvionnaires de l'oued Tarzout, les q^1 -Alluvions anciennes

avec d_1 -Déluvium, les m_1 -Argiles et poudingues rouges (Oligocène), et les e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien) ;

- 1 sondage de reconnaissance de 80 m de profondeur (TF-1) dans l'axe du barrage;
 - 1 sondage de reconnaissance de 75 m de profondeur (TF-2) à l'intersection de l'axe du barrage et du tracé de la vidange de fond (sondage incliné à direction/ pendage 20/60 ou 200/60); b
 - 1 sondage de reconnaissance de 20 m de profondeur (TF-6), le long du tracé de la vidange de fond à l'amont de l'axe du barrage, dans la zone du portique d'entrée;
 - 1 sondage de reconnaissance de 40 m de profondeur (TF-7), le long du tracé de la vidange de fond à l'amont de l'axe du barrage;
 - 2 sondages de reconnaissance, respectivement de 40 m (TF-8 -sondage incliné à direction/pendage 135/60 ou 315/60) et de 20 m de profondeur (et TF-9), le long de l'évacuateur à l'aval de l'axe du barrage;
 - 2 sondages de reconnaissance en rive droite de 70 i 80 m de profondeur le long de l'axe du barrage et de la digue fusible recouperont les m_1 -Argiles et poudingues rouges (Oligocène), et les e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien);
 - 1 sondage de reconnaissance de 70 m de profondeur (TF-4) dans l'axe du barrage;
 - 1 sondage de reconnaissance de 80 m de profondeur (TF-5) dans l'axe du barrage;
- les diamètres de forage seront:
- de $\varnothing 101$ mm au minimum dans les a_b^2 -Dépôts alluvionnaires de l'oued Tarzout, les q_1 -Alluvions anciennes (niveaux inférieur), les m_1 -Argiles et poudingues rouges (Oligocène), et les e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien) désagrégées en argiles et
 - de $\varnothing 86$ mm au minimum dans les m_1 -Argiles et poudingues rouges (Oligocène), et les e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien) plus compactes.

Tableau N°I.01 :recapitulatif les sondages de reconnaissance sur le site du barrage.

Zone d'exécution	Nombre	Profondeur des sondages
le lit de l'oued	1	TF-3=65 m
rive gauche	6	TF-1 = 80m, TF-2 = 75m, TF-6 = 20m, TF-7 = 40m , TF-8 = 40m , TF-9 = 20m)
rive droite	2	TF-4 = 70m, TF-5 = 80m

➤ **Essais de laboratoire :**

Sur les échantillons de roche prélevés dans les sondages, les essais mentionnés ci- dessous ont été effectués.

- Poids spécifiques 6 essais
- Densité humide 6 essais
- Porosité 6 essais
- Compression simple sec 6 essais
- Analyses minéralo-péetrographiques 4 analyses

C/ Travaux de reconnaissance Sur la zone d'emprunt :

➤ **Travaux de reconnaissance du terrain :**

Le levé géologique a été réalisé à 12 emplacements des zones d'emprunt pour aboutir à des reconnaissances effectuées au droit de 4 zones d'emprunt des matériaux argileux choisis, sur le tronçon depuis la localité de Telassa , le long de la vallée jusqu'à l'embouchure avec la mer.

➤ **Essais de laboratoire :**

Sur les échantillons prélevés dans les zones d'emprunt des matériaux de construction, les essais de laboratoire donnés au tableau 2 ont été réalisés.

Tableau N°I.02 : Essais de laboratoire sur échantillons pris des zones d'emprunt des matériaux de construction.

Les essais	Argile				Sable-gravier		Pierres
	Arg-7	Arg-8	Arg-9	Arg-12	Grv-1	Grv-2	
	Nombre d'essais						
Analyse granulométrique	3	3	1	6	1	1	-
Limite d'Aterberg	3	3	1	6	-	-	-
Poids spécifique	3	3	1	6	-	-	3
Teneur en eau naturel	3	3	1	6	-	-	-
Densité humide	3	3	1	6	-	-	1
Essai de traction	-	-	-	-	-	-	1
Essai Proctor	3	3	1	6	-	-	-
Essai de cisaillement	3	3	1	6	-	-	-
Compression simple sec	-	-	-	-	-	-	1
Essais triaxiaux	3	3	1	6	-	-	-
Teneur en matière organique	3	3	1	6	-	-	-
Teneur en CaCO ₃	3	3	1	6	-	-	-
Porosité	-	-	-	-	-	-	1
Los Angles	-	-	-	-	-	-	3

➤ piézomètres:

Les mesures du niveau de l'eau souterraine ont été effectuées dans les piézomètres. Les piézomètres étulisés sont : TF1, TF2, TF4, TF5, TF7, TF8, TF9 .

I.3.4/Caractéristiques hydrogéologiques :

En règle générale, la cuvette de retenue est étanche vu que les possibilités de pertes vers les bassins versants voisins n'existent pas. A partir de la carte topographique au 1/50 000, les cotes de la nappe dans le bassin de l'oued TARZOUT, sont de loin supérieures à celle de la retenue. Le massif rocheux au droit du site peut être considéré comme peu aquifère. L'eau souterraine circule le long des fractures. Cependant les essais de perméabilité par méthode Lugeon n'ont pas révélé une perméabilité plus significative des roches. Les résultats d'essais d'eau sont assez uniformes et ne dépassent pas les valeurs de quelques Lugeons (voir les logs de sondages)

Au cours de l'examen de la coupe du sondage, des traces plus importantes d'aériorification sur les parois des fractures du substratum sénonien carbonaté n'ont pas été observées. Pendant l'exécution des sondages de reconnaissance, les mesures du niveau de l'eau souterraine ont fait ressortir de faibles oscillations du niveau de la nappe.

L'épaisseur des sédiments alluvionnaires perméables (paquets de blocs rocheux en alternance avec des graviers) va dans le lit de l'oued TARZOUT même jusqu'à 20m.

I.4/ Matériaux de constructions :

A proximité immédiate du site du barrage se trouvent des quantités de matériaux de construction de qualité satisfaisante pour sa construction. Ce sont des argiles, des matériaux gravelo- sableux et des pierres. Les matériaux extraits des fouilles des fondations du barrage (blocs de grès quartzeux), ainsi que des graviers en provenance des alluvions peuvent être utilisés pour la réalisation du barrage. Le matériau argileux de qualité satisfaisante géotechnique se trouve en quantité suffisante dans 4 zones d'emprunt à proximité immédiate du site d'implantation du barrage.

Les pierres se trouvent dans la zone d'une carrière potentielle, à 1,5 km à l'amont du site du barrage et sur les flancs gauche et droit. Il s'agit de grès et poudingues (Cartennien), marnes et calcaires (Sénonien) et grès quartzeux (Médjanien), de qualité satisfaisante et qui se trouvent en quantités significatives.

En plus des zones d'emprunt possibles des matériaux pour les filtres et enrochements du barrage en remblai, les matériaux ci-dessous pourront être utilisés comme agrégats pour bétons:

a² -Alluvions récentes par séparation des matériaux du lit de l'oued Tarzout sur une longueur de 1200 m à l'amont du site du barrage retenu (voir chapitre 6.4.3.2.);

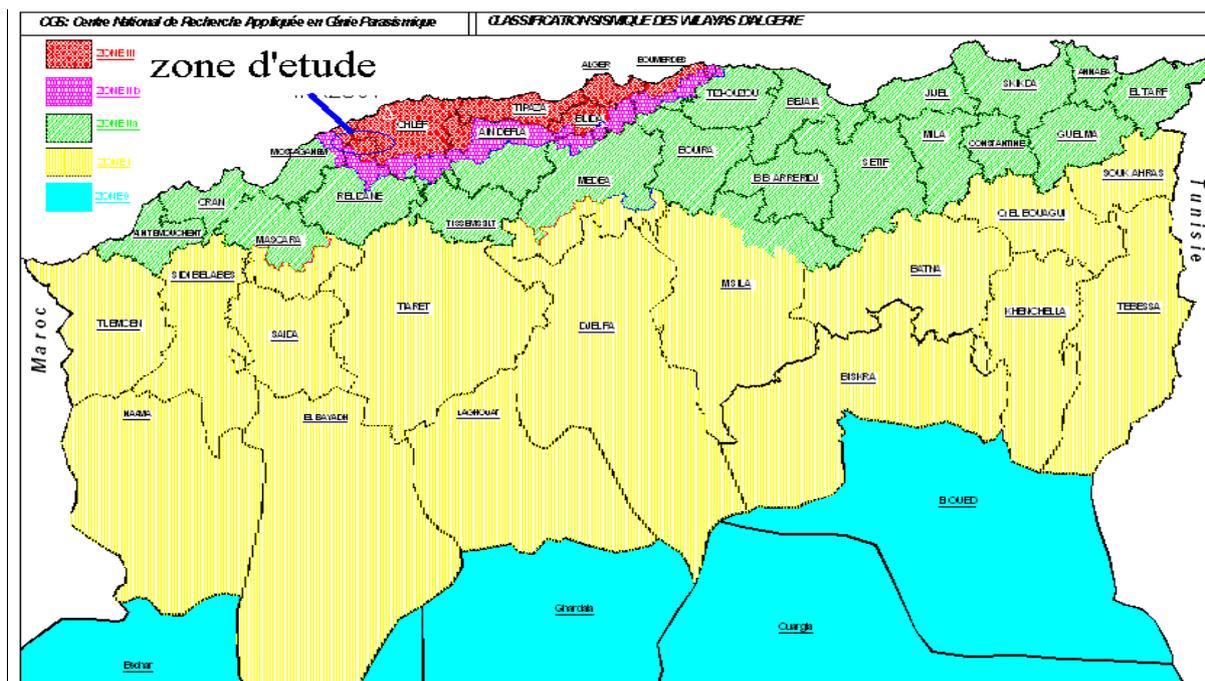
e² -Grès quartziteux (Medjanien) provenant des parties les plus hautes des deux rives incluant concassage et séparation obligatoires. Les matériaux se trouvent en quantités importantes qui dépassent les besoins de l'exécution de l'aménagement;

Calcaire en provenance des carrières voisines qui sont en exploitation (dans le cas d'une construction des ouvrages annexes pour le type de barrage en remblai).

I.5/ Sismicité de la zone d'étude :

A partir de la Carte d'intensité des séismes maximums survenus en Algérie de 1716 à 1989 selon CRAAG 1994, d'après la carte du zonage sismique du territoire national (RPA99-Version 2003), Sur la carte suivante il est défini 4 zones sismiques classées comme suite :

- 1)- Zone I : sismicité négligeable ;
- 2)- Zone II b : sismicité faible ;
- 3)- Zone II a : sismicité moyenne ;



4)- Zone III : sismicité élevée.

Figure N°I.06 : Carte zonage sismique du territoire national-RPA99.

La zone d'étude se situe à proximité immédiate de la zone sismique Chélif – Ain Defla et appartient à la zone III, Selon la classification des zones sismiques extraites des Règles parasismiques algériennes RPA 99, ce qui représente, du point de vue de la sismicité, la région la plus active sur l'ensemble du territoire de l'Algérie, même dans la Méditerranée. La vallée du Chélif appartient à la chaîne littorale constituée d'une ancienne base cristalline avec des grès, argilites et calcaires paléozoïques et avec des dépôts de flyschs et de carbonates mésozoïques cénozoïques.

L'analyse du hasard séismique fait apparaître la valeur de l'accélération maximale au site du barrage : $a_{max} = 0,24g$ Dans le cas d'un séisme d'une période de retour égale à 1000 ans.

I.6/ Tectonique :

Une analyse préliminaire des documents géologiques et sismologiques et des cartes topographiques à l'échelle de 1/50 000 (orientations des vallées) montre trois jeux possibles néotectoniques de ruptures: les ruptures orientées $10-190^0$, 85^0-265^0 , 160^0-340^0 , et le jeu le plus accentué orienté approximativement $60(70)^0-240(250)^0$. Le troisième jeu de ruptures interrompt en général la continuité de deux premiers jeux, ce qui découle aussi à partir d'une étude de sismicité. Ce jeu est probablement néotectonique. Au troisième jeu de discontinuité appartiendrait la faille à l'extrémité de la cuvette de la retenue, située entre le complexe sédimentaire et celui magmatique et métamorphique.

I.7/ Géomorphologie :

Au droit du site, la vallée de Tarzout est dissymétrique. Au niveau du site à environ 2.17 km, depuis le confluent de l'oued Tarzout avec la mer et à 1.2 km en amont, le lit de l'oued a presque une même largeur, en moyenne de 150 m, issue d'une lithologie uniforme (en majorité e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien) et en quantité subordonnée c^{8-7} -Marnes et calcaires (Sénonien.) avec éboulis argileux, ensuite q^1 -Alluvions anciennes (*niveau inférieur*). Sur ce bief, le fond de la vallée est rempli d' a^2 -Alluvions récentes.

En amont jusqu'à l'extrémité de la retenue, la largeur du fond ce qui représente à la fois la largeur de la retenue est légèrement plus étroite et est de 30 m environ. L'assise dans cette partie de la zone de la retenue est représentée par le c^{8-7} -Marnes et calcaires (Sénonien.)), alors que les a^2 -Alluvions récentes ne sont pas mises en évidence même dans les parties du terrain les plus amont.

Au niveau de la zone de la retenue, dans les parties plus hautes, notamment sur le versant gauche, au-dessus des cotes 60-180, on note la présence de hautes terrasses constituées par des matériaux limono-sablo-argileux qui représentent le plus probablement les débris résiduels des q^1 -Alluvions anciennes (*niveau inférieur*).

La géomorphologie (la dissymétrie des rives selon le pendage) du site du barrage est relativement défavorable. Une faible largeur du site du barrage et à l'amont de la zone de la retenue est favorable à la construction du barrage, sans tenir compte du type de barrage, mais elle est défavorable au point de vue du volume de la retenue.

D'autre part, la zone de la retenue est favorable, parce que les terres agricoles, situées à son aval et à son amont (Talassa) ne seront pas inondées.

I.8/ Hydrologie :

Dans ce présent partie, on fait le résumé de l'étude hydrologique de site du barrage de TARZOUT élaboré lors de l'étude de faisabilité.

I.8.1/ caractéristique de bassin versant :

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

1-Superficie :

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.

Par planimétrie sur la carte d'état major de site **TARZOUT** à l'échelle 1/50.000, la surface du bassin est: $S = 112 \text{ km}^2$

2-Périmètre :

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin on va le déterminer à l'aide d'un curvimètre $P = 59.5 \text{ km}$

I.8.2/ Précipitations

I.8.2.1/ caractéristiques des stations pluviométriques :

Tableau N°I.03 : Principales caractéristiques des stations pluviométriques.

station	Code de station	Altitude	Pluies moyennes interannuelles [mm]	Années d'observation
Abou El Hassen	02.02.01	200	499.5	1953/54-2002/03
Damous	02.02.03	40	564.8	1953/54-2002/03
Ténès	02.02.05	5	581.7	1953/54-2002/03

Source : ANBT.

I.8.2 .2/ Analyse des pluies maximales journalières:

La station de Bordj Abou El Hassen a été choisi comme une station de référence, parce qu'elle se trouve à proximité immédiate du bassin étudié et elle est équipée d'un pluviographe.

Les pluies journalières maximales pour les périodes de retour caractéristiques sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau N°I.04 : Pluies journalières maximales de différentes périodes de retour à la station de Bordj Abou El Hassen (02.02.01).

Station	Code	Pluies journalières maximales [mm] pour les périodes de retour [an]					
		10	20	50	100	1,000	10,000
Bordj Abou El Hassen	02.02.01	110.5	135.4	168.8	194.5	282.2	373.8

Source : ANRH.

I.8.3/ caractéristiques climatiques de la zone d'étude :**I.8.3.1/ Températures de l'air.**

Les températures moyennes annuelles de l'air constituent l'un des paramètres climatiques le plus important. Selon les données existantes disponibles, les mesures de température n'ont pas été effectuées sur le bassin versant de l'Oued Tarzout. Les températures moyennes mensuelles et la température moyenne annuelle de l'air pour la station de Ténès, et adoptées comme valables aussi pour la zone du futur barrage de Tarzout, sont indiquées sur le tableau I.05.

Tableau N°I.05 : Températures moyennes mensuelles et température moyenne annuelle pour la station de Ténès.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	moyenne
T [°C]	23.9	20.1	16.1	13.1	12.1	13.0	14.3	16.1	19.0	22.4	25.4	26.4	18.5

Source : ANBT.

Le tableau 3.6 montre les températures maximales et minimales mensuelles de l'air à la station de Ténès, qui peuvent aussi être appliquées au futur barrage de Tarzout.

Tableau N°I.06 : Températures maximales et minimales mensuelles pour la station de Ténès.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut
T _{Max} [°C]	34.1	31.4	26.7	21.6	19.5	21.6	25.4	28.3	30.9	31.8	37.8	36.9
T _{Min} [°C]	14.0	10.6	7.4	4.1	4.0	3.8	4.8	6.2	9.9	13.4	16.4	17.6

Source : ANBT.

I.8.3.2/ Le vent :

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

I.8.3.3/ Humidité relative de l'air :

Parmi les différents paramètres de l'humidité de l'air, l'humidité relative de l'air, représentant la tension de vapeur saturante de l'eau dans l'air, est d'importance capitale pratique.

Sur le tableau N°I.07 sont consignées les valeurs de l'humidité moyenne mensuelle et de l'humidité moyenne annuelle relative à la station de Cap Ténès qui peuvent également être utilisées pour le futur barrage de Tarzout.

Tableau N°I.07 : Humidités moyennes mensuelles et humidité moyenne annuelle à la station de Cap Ténès

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	moyenne
H [%]	71	72	73	74	77	75	72	71	72	72	69	70	72

Source : ANBT.

I.8.3.4/ Évaporation :

L'évaporation est l'un des facteurs climatologiques principaux dépendant de l'état de chaleur de la surface évaporant, du taux d'humidité de l'air au-dessus de cette surface, de la vitesse du vent et de la hauteur de pluies. En général, on entend par évaporation la hauteur d'eau, exprimée en millimètres, évaporée en un temps donné.

Tableau N°I.08 : Évaporation mensuelle – station d'Echlef.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	somme
E [mm]	193	10	79.5	53.5	47.5	57.5	88.5	109	152	214	265.5	234	1602
E [mm] réduc	150.5	84.2	62	41.7	37	44.8	69	85	118.5	166.9	207.1	182.5	1249.5

Source : ANBT.

Quant à la période 1948 – 1983, les mesures d'évaporation à la station de Oued Fodda étaient aussi disponibles. Elles sont données dans le Tableau 3.9, avec le coefficient de réduction adopté de 0.78.

Tableau N°I.09 : Évaporation mensuelle – station Oued Fodda.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	somme
E [mm]	194.3	114.1	66.3	54.6	40.3	47.8	74.4	103.8	253.3	208.5	281.6	266.8	1605.8
E [mm] réduc.	151.5	89.0	51.7	42.6	31.4	37.3	58.0	81.0	119.6	162.6	219.6	208.1	1252.4

Source : ANBT.

I.8.3.5/ Envasement:

Le bassin versant de l'oued TARZOUT appartient aux bassins versants qui n'ont pas fait l'objet d'études, parce que les données sur les mesures du débit et du transport solide n'existent pas. De ce fait, dans la présente étude a été faite une analyse de l'intensité des processus érosifs sur le bassin versant du barrage de TARZOUT, les coefficients relatifs au phénomène d'érosion et d'apports solides étant calculés.

Aux fins de calculs de la production de débits solides sur le bassin versant, une analyse des facteurs généraux sur l'ensemble du bassin comme orographie, climat, sols, géologie, végétation et autre a été faite.

Le tableau suivant présente la production totale des débits solide.

Tableau N°I.10 : production totale des débits solide sur le bassin versant.

débits solides	284.375 m ³ /an
débit de charriage	37.500 m ³ /an
débit en suspension	199.222 m ³ /an

I.8.3.6/ Apports :

Tableau N°I.11 : Répartition mensuelle des apports de station de Sidi Akacha.

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Total
Apports en %	1,08	4,16	13,60	17,78	14,53	19,30	15,04	9,40	4,16	0,74	0,06	0,16	100
Apports en hm ³	0,062	0,238	0,778	1,017	0,831	1,103	0,860	0,538	0,238	0,042	0,003	0,009	5,72

Source : ANBT

I.9/ Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité :

I.9.1/ Digue :

Le barrage de Tarzout est en enrochement à noyau central d'argile, Cette variante porte sur la construction du barrage en enrochements à noyau central d'argile et des recharges en enrochements.

Il est envisagé que l'étanchéité du barrage sera assurée par l'exécution d'un noyau central en argile avec des pentes des talus de 1/0,2. Pour protéger le noyau des effets de forces d'infiltration, les couches filtrantes en sable et en graviers, de 2 m de largeur chacune, sont prévues. La stabilité du barrage sera assurée par des recharges en enrochements. Du côté amont, la pente du talus du barrage sera de l'ordre de 1/1.65. Le talus amont sera recouvert d'un riprap de protection. Du côté aval, la pente du talus du barrage sera de 1/1.65 recouvert de revêtement en graviers grossie.

I.9.2/ Évacuateur de crue :

Pour l'évacuation des débits de crue, il est envisagé un évacuateur en puits. Il sera placé en rive gauche et sera dimensionné pour un débit de crue déca-millénaire. Le puits vertical sera transformé en une galerie d'évacuation (galerie de l'évacuateur en puits) par un rayon de courbure. A sa sortie, sera aménagé un bassin d'amortissement en béton pour tranquilliser les eaux déversées. La sortie de la galerie de l'évacuateur en puits sera reliée au bassin d'amortissement par un tronçon de transition.

I.9.3 la galerie de dérivation :

Évacuer les eaux pendant le chantier de construction, il sera prévu une galerie de dérivation de section circulaire. La galerie de dérivation sera dimensionnée pour le débit qui correspondra à une crue pouvant survenir tous les 20 ans. La galerie de dérivation est projetée

comme un ouvrage qui servira, durant la construction du barrage, à détourner l'eau de l'oued. Au terme de sa réalisation, la galerie servira à évacuer les débits de crue. De ce fait, la partie amont de la galerie de dérivation est projetée. La partie amont servira uniquement à détourner l'oued au cours de la construction du barrage. Après sa réalisation elle sera obturée par l'exécution d'un bouchon en béton. Au droit du portique d'entrée de la galerie de dérivation sera exécutée une niche pour la vanne de service. Au terme de la construction du barrage, la vanne de service sera abaissée au droit de l'entrée de la galerie de dérivation. A son abri, le bouchon en béton sera exécuté à l'endroit où la galerie de dérivation débouchera dans la galerie de l'évacuateur en puits.

I.9.4/ La vidange de fond :

La vidange de fond et la vidange pour les lâchers agricoles sont projetées comme des ouvrages en galerie implantés sur la rive droite. Le portique d'entrée de la vidange de fond sera équipé d'une grille grossière et des niches pour la vanne de service, sera aménagée la chambre des vannes de la vidange de fond. La chambre des vannes aura une section circulaire. Dans la chambre des vannes seront mises en place deux vannes de la vidange de fond, ainsi que la vanne de la vidange utilisée pour les lâchers agricoles. Les vannes seront commandées par un moteur électrique. L'accès à la chambre des vannes se fera par une passerelle à partir de la crête du barrage. La vidange de fond se terminera par un bassin d'amortissement qui servira à tranquilliser le débit évacué à travers la vidange de fond. Le bassin d'amortissement. Les dimensions projetées de la vidange de fond lui permettront d'effectuer des chasses des sédiments de la retenue en période de crues.

I.9.5/ La conduite raccordée à la vidange de fond :

Les eaux destinées à l'irrigation des surfaces agricoles seront fournies à partir d'une vidange utilisée pour les lâchers agricoles, posée dans la paroi de la vidange de fond. La conduite sera raccordée à la vidange de fond à l'amont de la chambre des vannes. Dans la zone de la chambre des vannes, la conduite sera parallèle à la vidange de fond. La vanne de la vidange pour les lâchers agricoles sera logée dans la chambre des vannes de la vidange de fond. A l'aval de la chambre des vannes, la conduite passera à travers la calotte supérieure de la vidange de fond jusqu'à sa sortie. En partant de cet endroit, la conduite sera acheminée vers les surfaces à irriguer.

I.10/ Qualité des eaux :

L'analyse physico- chimique et microbiologique qui a été effectuée sur l'échantillon d'eau prélevé dans l'oued Tarzout et réalisée par le Bureau d'études a fourni des résultats qui montrent que du point de vue des irrigations des cultures agricoles, il n'y a pas de facteurs limitants pour l'utilisation de l'eau de l'oued Tarzout.

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'avant projet sommaire (APS) tel que l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

Le bassin versant de l'oued Tarzout appartient aux bassins versants qui n'ont pas fait l'objet d'études, des reconnaissances géologiques approfondies jusqu'à l'heure actuelle, donc 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 l'Oued TARZOUT alors que les crues ont été évaluées par la méthode de l'hydro gramme unitaire synthétique.

La série des pluies utilisée dans le calcul hydrologique pour l'étude de faisabilité est courte et ancienne (1953/54-2002/03) tel que les résultats trouvés ne représentent pas la réalité. Dans notre travail, les calculs de l'étude hydrologique sont complétés en utilisant une nouvelle série de précipitation (2008/2009).

Pour le choix de la variante du barrage, deux types de variante ont été proposée : un barrage en enrochement avec un noyau central en argile, une autre variante d'un barrage en enrochement à écran en béton. Après l'étude technico-économique la variante choisie est : un barrage un noyau central en argile.

Pour l'évacuateur des crues, une seule variante a été étudiée : Pour l'évacuation des débits de crue, il sera aménagé un évacuateur en puits. Il sera placé en rive gauche et sera dimensionné pour un débit de crue déca millénaire de $965 \text{ m}^3/\text{s}$. Le diamètre de l'évacuateur en puits sera 20,00 m. Sur une longueur de 34 m, il sera réduit à 8,00 m.

L'étude d'une seule variante pour l'ouvrage d'évacuation des crues est insuffisante parce qu'on risque de dimensionner un ouvrage très coûteux, par ailleurs dans le cas où on rencontre une difficulté de calcul hydraulique ou de calcul de la stabilité des radiers; les conséquences seront néfastes pour l'étude, c'est la raison pour laquelle nous proposons d'étudier d'autres variantes.

La topographie et la géologie des deux rives nous permettent de construire un autre évacuateur de crue et l'étude technico-économique de choix de la variante de l'évacuateur de crue pour l'avant projet détaillé ça sera faite entre deux variantes.



Chapitre II :

Étude

Hydrologique

CHAPITRE II : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction:

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable, Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'Oued Tarzout tels que la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir calculer les caractéristiques morphologiques, les données climatologiques et pluviométriques, de déterminer l'apport liquide moyen annuel ainsi que les apports de différentes fréquences, également seront déterminés les débits maximums et les apports solides, Cela constituera la première partie de ce chapitre, et la deuxième partie concernera l'étude de la régularisation.

Toutes ces caractéristiques sont nécessaires au dimensionnement de l'évacuateur de crue de barrage Tarzout.

II.1 Le bassin versant :

Le bassin_versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets. Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite. Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête.

II.1.1 description du bassin versant.

Les caractéristiques physico-géographiques (surface du bassin versant, la forme du bassin, la pente et le réseau de drainage) du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte d'État Major Tarzout à l'échelle 1/50000.

Le bassin versant de l'Oued Tarzout est situé dans la willaya de Chlef à environ 40 km au Nord- Ouest de la ville du même nom. Ce nom a été d'ailleurs donné à la willaya elle-même. Au niveau du découpage du territoire de l'Algérie du Nord en secteurs, le bassin versant de l'Oued Tarzout se situe dans la partie ouest du bassin versant 2, à environ 180 km à l'Ouest de la ville d'Alger, soit à environ 25 km à l'Ouest de la localité de Ténès, se trouvant au bord de la Mer Méditerranée. Le barrage projeté se situera sur un bief du cours d'eau considéré à environ 2 km à l'amont du confluent de l'Oued Tarzout et de la Mer Méditerranée.

Les surfaces utiles agricoles prévues pour l'irrigation se trouvent à l'aval du futur barrage de TARZOUT. L'activité de la population locale se limite en général à l'agriculture et à l'élevage.

L'Oued Tarzout est formé de la jonction de l'Oued bou Khandek et de l'Oued bou Dada à environ 10 km de son confluent avec la Mer Méditerranée. Le bassin versant auquel

appartient l'Oued Tarzout avec l'Oued Abou Khandek et l'Oued bou Dada est nettement en forme d'éventail. Dans sa partie amont il est orienté perpendiculairement à l'oued Tarzout. En traversant par la suite une vallée encaissée il se dirige, en se rétrécissant, vers la Mer Méditerranée. Il est bordé de monts variant entre 350 et presque 850 d'altitude. La superficie totale du bassin versant de l'Oued Tarzout est de 120 km² environ. La superficie du bassin versant appropriée jusqu'au site du barrage possible est de 112 km² environ. L'annexe 2 donne la carte de situation de l'Oued Tarzout, avec une limite du bassin versant indiquée jusqu'au site du futur barrage de Tarzout.

Du point de vue géologique, dans le bassin versant de l'Oued Tarzout, la roche – mère est constituée par des matériaux marneux faiblement perméables à ceux imperméables. Quant à l'occupation des sols, la végétation est assez pauvre.

Selon les données fournies par l'ANB et l'ANRH, le bassin versant de l'Oued Tarzout n'a pas fait l'objet d'études hydrologiques jusqu'à l'heure actuelle.

II.1.2 Caractéristiques du bassin versant :

A. Les paramètres géométriques :

Après avoir délimité le contour du bassin versant sur la carte d'État Major Tarzout à l'échelle 1/50000, Nous avons trouvées :

1) Surface du bassin versant :

$$S=114.6\text{km}^2$$

2) Périmètre du bassin versant :

$$P = 59.33 \text{ km}$$

3)Longueur du cours d'eau principal (talweg) :

$$L = 19.5 \text{ km}$$

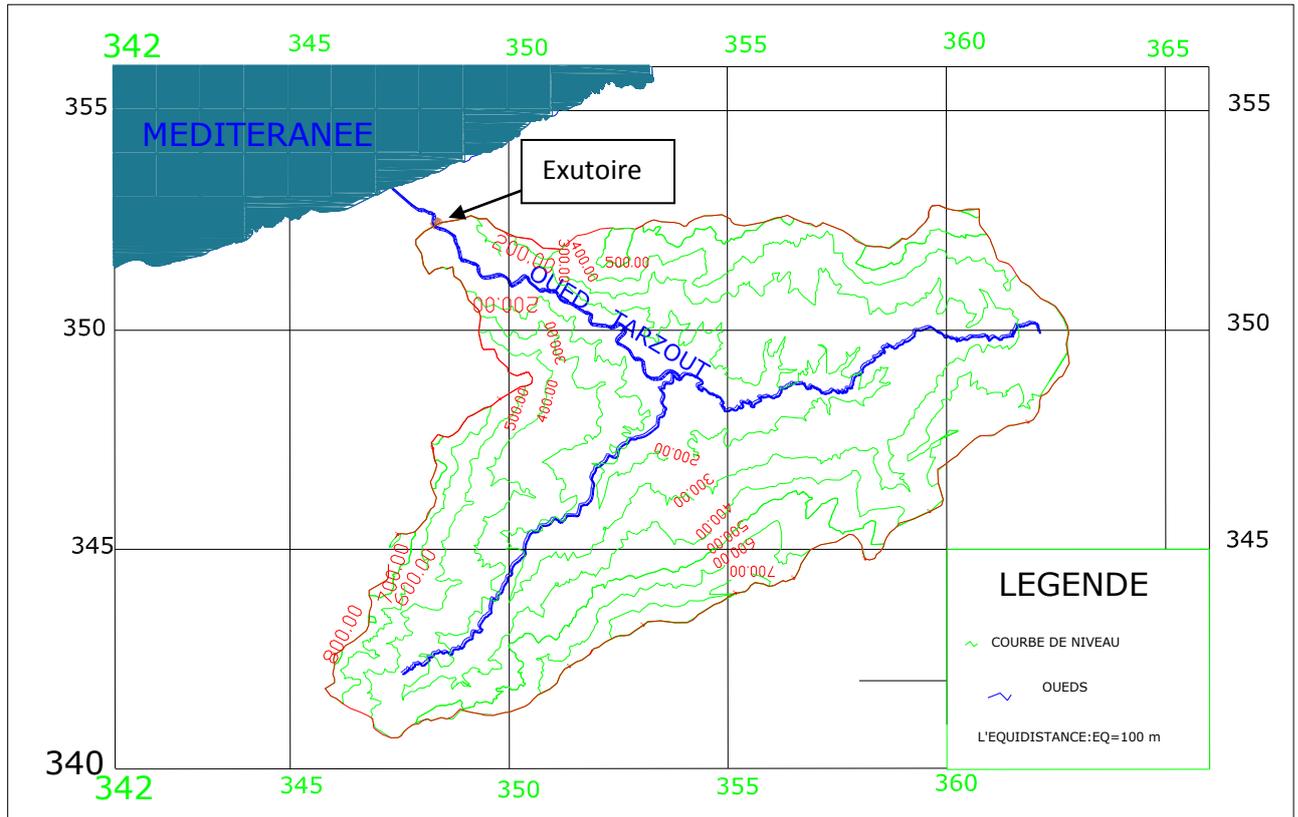


Figure II.01 : répartition des courbes de niveaux du bassin versant de Tarzout.

B. Caractéristiques hydro morphologiques :

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydro gramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme d'éventail, présentant un temps de concentration plus court, auront les plus forts débits de pointe.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux.

1. Indice de compacité de Gravelius Kc :

Défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface, Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface.

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

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (II.2)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

AN: **K_c = 1,55**

Si K_C = 1 => bassin ramassé

Si K_C > 1 => bassin allongé

Selon la valeur de K_C on pourra dire que notre bassin est de forme **allongé**.

2- Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante:

$$K_P = \frac{L^2}{S} \quad (II.3)$$

L : la longueur du talweg principal L = 19.5 km

S : surface du bassin versant S=114 ,6 Km²

$$K_p = 3.32$$

3- Rectangle équivalent :

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

Si **L** et **l** représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

Le périmètre du rectangle équivalent et la surface :

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

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

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (II.5)$$

De (II.4) et (II.5) on obtient une équation de 2^{ème} degré admet deux solutions L_r; l_r :

$$L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_C} \right)^2} \right) \quad (II.6)$$

$$l_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_C} \right)^2} \right) \quad (II.7)$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : **L_r = 24.80 km** et

l_r = 4.62 km

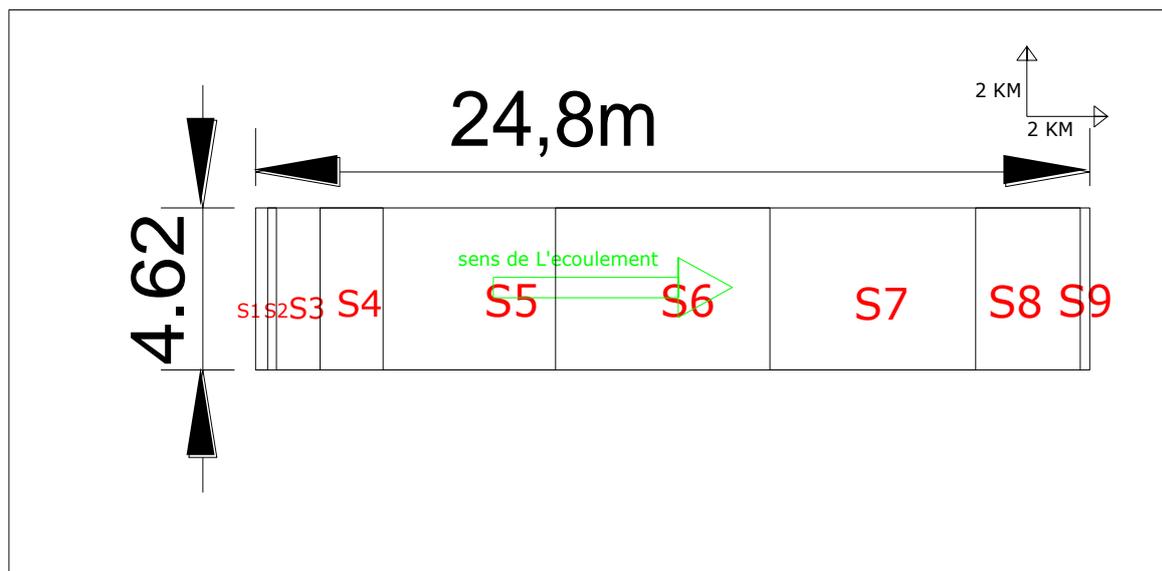


Figure II.02: Rectangle équivalent.

II.1.3 Hypsométrie du bassin versant :

II.1.3.1 Le relief :

L'aire d'étude se présente généralement comme une région au relief ondulé et aux pentes abruptes. L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou des caractéristiques suivants :

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

A/Courbe et répartition hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

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

Les mesures effectuées sur la figure n° II.1) à l'échelle 1/50000^{ème} sont résumées dans le tableau n°II.1.

Tableau II.1 : Calcul des surfaces cumulées :

cote (m)	Altitude moyenne (m)	S _i [Km ²]	S _i [%]	S _i cum [%]
830 à 800	30	1,678	1,465	1,465
800 à 700	100	1,218	1,062	2.527
700 à 600	100	6,018	5,252	7.779
600 à 500	100	8,657	7,554	15.333
500 à 400	100	23,696	20,677	36.010
400 à 300	100	29,412	25,665	61.675
300 à 200	100	28,281	24,678	86.353
200 à 100	100	14,351	12,523	98.876
100 à 25	75	1,287	1,123	100

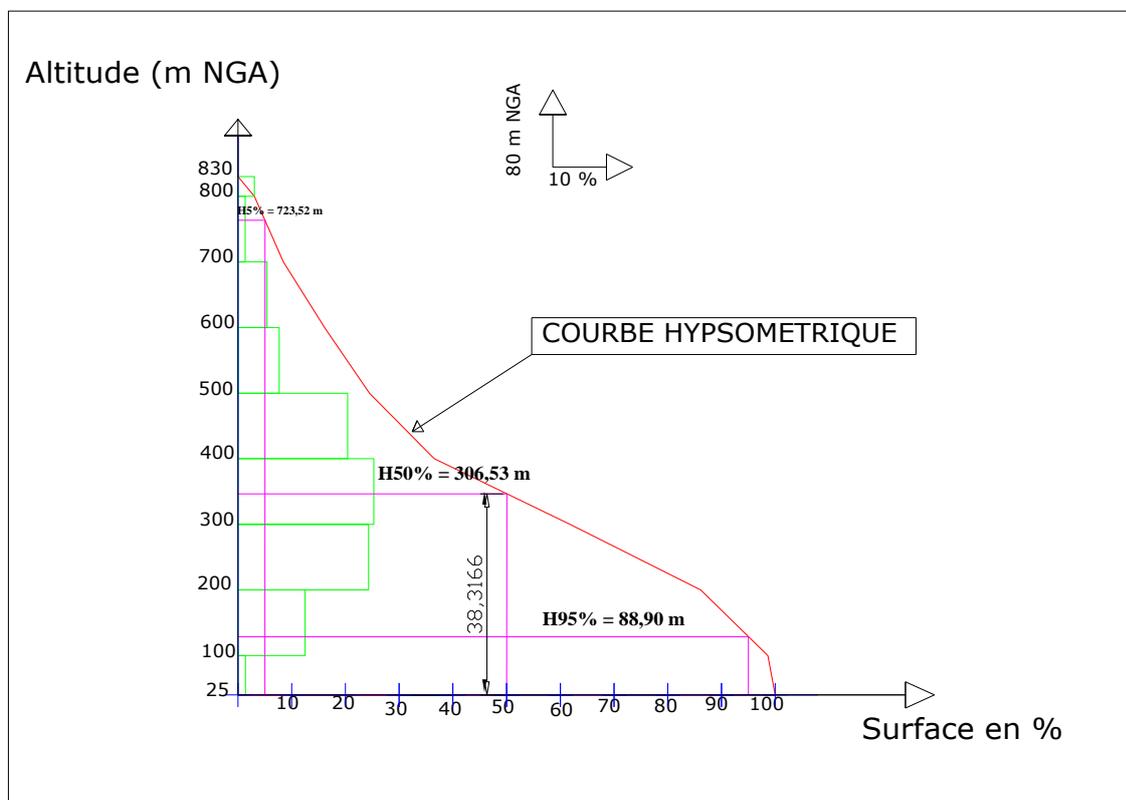


Figure II.03 : Courbe hypsométrique.

B/ Les altitudes caractéristiques :

1) 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 :

$$H_{\max} = 830 \text{ m NGA}$$

$$H_{\min} = 25 \text{ m NGA}$$

2) Altitude moyenne du bassin versant:

Celle-ci est donnée par la formule suivante:

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S_{bv}} \quad (\text{II-8})$$

Avec :

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2)

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m)

S_{bv} : Superficie du bassin versant (Km^2).

Donc : $H_{\text{moy}} = 390 \text{ m.}$

II.1.4 Les indices :

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

A/Indice de pente globale I_g :

$$I_g = \frac{D}{L} \quad (\text{II.9})$$

Ou D = Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$

On prend :

$D = H_{05\%} - H_{95\%}$ pour notre bassin versant, on a donc

$$D = 723,52 - 88,90 = 634,62 \text{ m .}$$

avec $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: sont les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

$$\text{AN : } I_g = \frac{634,62}{24.8} = 25,59 \text{ m/km} \quad \Rightarrow \quad I_g = 2,56 \text{ \%}.$$

B/ Indice de pente moyenne du bassin versant I_m :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration T_c) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$i_m = \frac{D \cdot L}{S} \quad (\text{II.10})$$

Où :

i_m : pente moyenne [%],

L : longueur totale de courbes de niveau [km],

D : équidistance entre deux courbes de niveau [m],

S : surface du bassin versant [km²].

Cette méthode de calcul donne de bons résultats dans le cas d'un relief modéré et pour des courbes de niveau simples et uniformément espacées. Dans les autres cas, il convient de styliser les courbes de niveau pour que leur longueur totale ait un sens réel vis-à-vis de la pente.

Le calcul de la pente moyenne tout comme celui de leur exposition (orientation des pentes) peut-être assez facilement automatisée en se basant sur des données numériques (M.N.T), représentant la topographie des bassins versants.

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \quad (\text{II.11})$$

Avec : ΔH : Dénivelée (m).

l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,3....n.

S : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau II.02 : les longueurs des courbes de niveaux.

Altitude (m)	L_i [km]
100	1,218
100	6,018
100	8,657
100	23,696
100	29,412
100	28,281
100	14,351

Donc :

$$I_m = 90.62 \text{ m/km} \Rightarrow I_m = 9.062 \%$$

Conclusion:

L'indice de pente moyenne est fort, donc on assistera à un écoulement moyen.

C/Indice de pente ROCHE I_p :

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \quad (\text{II.12})$$

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.03 : détermination de la pente Roche I_p .

altitude	$D_i=H_i-H_{i-1}$	S_i	$A_i=S_i/S$	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	km2	%	
830 - 800	30	1,678	1,464	6,628
800 - 700	100	1,218	1,063	10,309
700 - 600	100	6,018	5,251	22,916
600 - 500	100	8,657	7,554	27,485
500 - 400	100	23,696	20,677	45,472
400 - 300	100	29,412	25,665	50,661
300 - 200	100	28,281	24,678	49,677
200 - 100	100	14,351	12,523	35,387
100 - 25	75	1,287	1,123	9,178
Somme		114.6	100	257.712

$I_p=1.63$

II.1.5 Caractéristiques hydrographique du bassin versant:

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes.

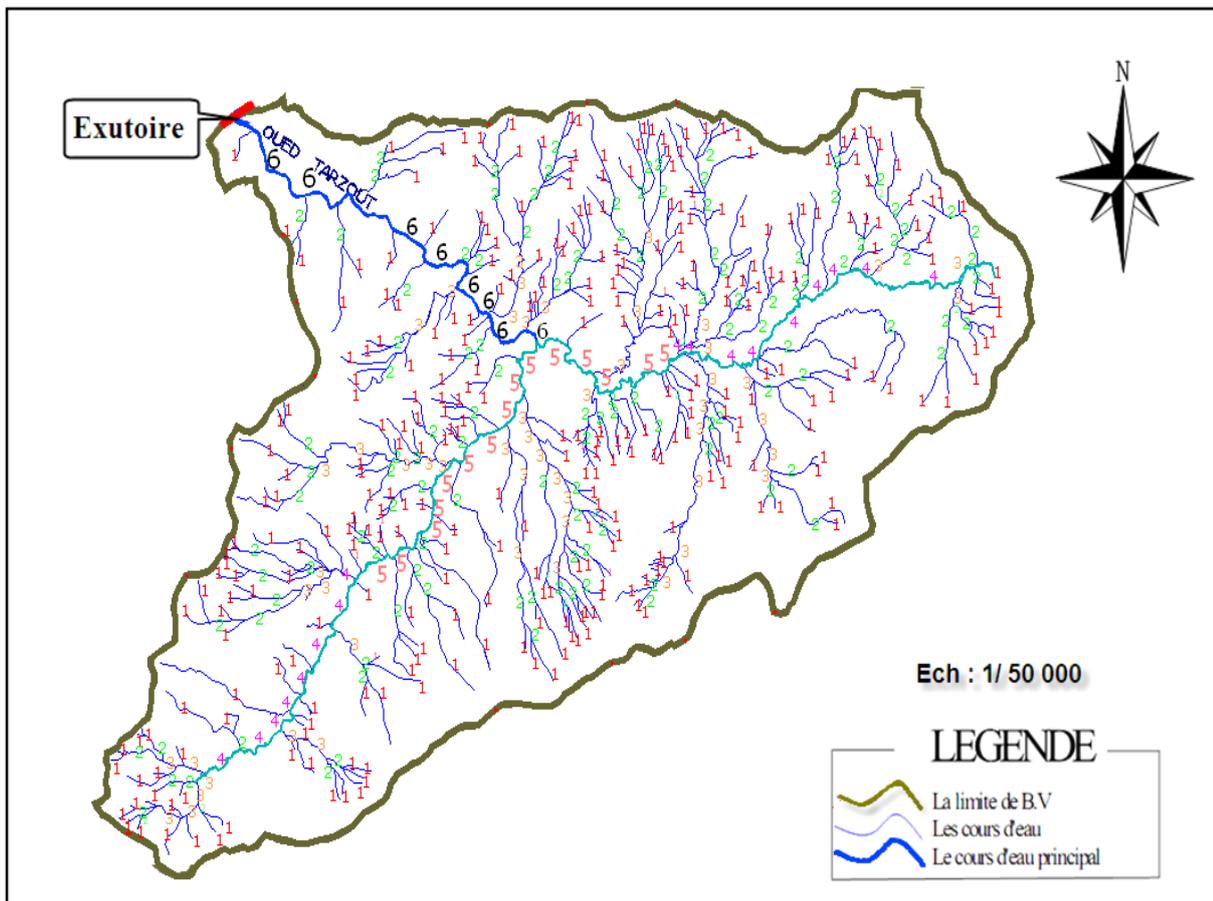


Figure N°II.04 : Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued Tarzout.

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/Km^2 .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (II.13)$$

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 101.26 Km.
 S : Superficie du bassin versant en (Km^2).

La densité de drainage dépend de la géologie des caractéristiques topographiques du bassin versant et, dans une certaine mesure, des conditions climatologiques et anthropiques. En pratique, les valeurs de densité de drainage varient de 3 à 4 pour des régions où l'écoulement n'a atteint qu'un développement très limité et se trouve centralisé ; la valeur inverse de la densité de drainage, $C=1/D_d$, s'appelle « constante de stabilité du cours d'eau ». Physiquement, elle représente la surface du bassin nécessaire pour maintenir des conditions hydrologiques stables dans un vecteur hydrographique unitaire (section du réseau).

$$\text{AN :} \quad D_d = \frac{101,26}{114,6} = 0,88 \text{ km/km}^2$$

$$Dd = 0.88 \text{ km/km}^2$$

B / Densité du thalweg élémentaire:

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \quad (\text{II.14})$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=120$.

S : Superficie du bassin versant.

$$\text{AN :} \quad F_1 = 0,153 \text{ thalweg/km}^2$$

C/ Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \quad (\text{II.15})$$

$$\text{AN:} \quad C_t = 0,13 \text{ Km}^{-3}$$

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.

D /Temps de concentration du bassin versant t_c :

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

- **Formule de GIANDOTTI :**

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_{cp}}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{II.16})$$

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

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km) $L = 19.5 \text{ km}$;

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ; $H_{moy} = 390\text{m}$

H_{min} : altitude minimale (m) $H_{min} = 25 \text{ m NGA}$;

$$\text{AN :} \quad t_c = 4.71 \text{ heures}$$

- **Formule de KIRPICH :**

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{moy}^{0,385} \quad (II.17)$$

Avec :

L_p : Longueur du cours d'eau principal (km) ;
 i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant. = 9.062%

AN : **Tc =2,11 heures.**

- **FORMULE DE CALIFORNIA :**

$$t_c = \left(\frac{0,87 L_{cp}^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0,386} \quad (II.18)$$

t_c = 2,23 heures.

- **FORMULE DE SCS :**

$$T_c = \left(0,868 \frac{L_s^2}{S_2} \right)^{0,385} \quad (II.19)$$

L_s : longueur du cours d'eau principal (talweg) $L_s = 19.5\text{Km}$

S_2 : pente maximale du cours d'eau. $S_2 = 28.2 \text{ ‰}$

Tc =2.58 heures.

On utilise la formule la plus proche de la moyenne qui est la formule de SCS

Donc : **Tc = 2.58 heures.**

E/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 :

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

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

AN : $V_r = 19,5 / 2.58 = 7.56 \text{ km / h}$

$V_r = 7.56 \text{ Km/h}$

II.1.6 Profil en long de l'Oued :

L'Oued Tarzout présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques légères ruptures en pente que l'on peut expliquer autrement que par des captures ou par des seuils rocheux particulièrement résistant à l'érosion.

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/50.000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire.

Tableau II.04 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.

Courbe de niveau (m)	Distance (m)	Distance cumulée (m)	Courbe de niveau (m)	Distance (m)	Distance cumulée (m)
575-500	1352,3	1352,3	180-200	1218,1	12524,4
460-500	951,6	2303,9	160-180	1465,8	13990,2
420-460	972,5	3276,4	140-160	718	14708,2
360-420	921,6	4198	120-140	1856,9	16565,1
340-360	1230,4	5428,4	100-120	1114,6	17679,7
300-340	2019,8	7447,8	80-100	278,3	17958
260-300	1560,8	9008,6	60-80	1113,8	19071,8
220-260	1246,5	10255,1	40-60	632	19703,8
200-220	1051,2	11306,3	25-40	274,7	19978,5

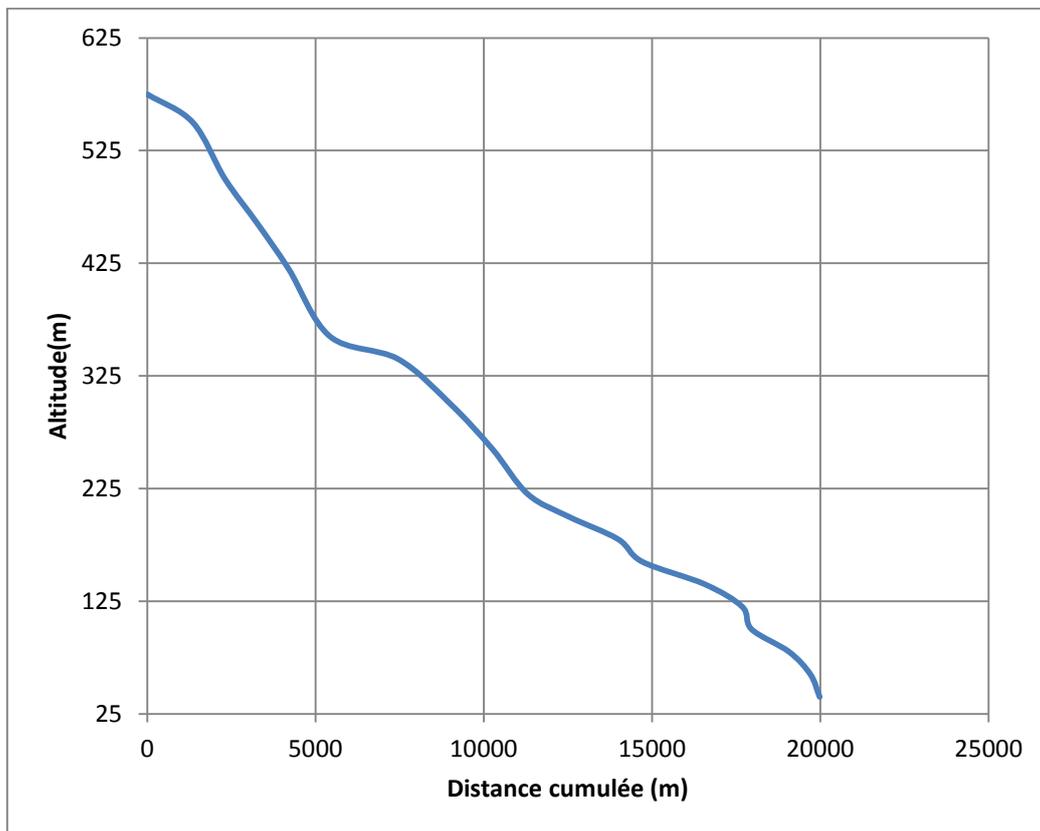


Figure II.05: Profil en long du cours d'eau principale.

Tableau II.05 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	km ²	114.6
Périmètre		P	km	59.33
Longueur du thalweg principal		L	km	19.5
Indice de compacité		K _C	—	1.55
Coefficient d'allongement		K _P	—	3.32
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	24.8
	largeur	l _r	Km	4.62
Altitudes	maximale	H _{max}	m	830
	moyenne	H _{moy}	m	390
	médiane	H _{med}	m	38,32
	minimale	H _{min}	m	25
Indice de pente globale		I _g	%	0.23
Indice de pente moyenne		I _m	%	9.062
Indice de pente roche		I _p	%	1.63
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	0,88
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	0,13
Temps de concentration		T _c	h	2.58
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	7.56

II.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant

Les caractéristiques climatologiques de la région du barrage sont estimées par les données disponibles des stations climatologiques avoisinantes.

II.2.1 Températures de l'air

Les températures moyennes annuelles de l'air constituent l'un des paramètres climatiques le plus important. Selon les données existantes disponibles, les mesures de température n'ont pas été effectuées sur le bassin versant de l'Oued Tarzout. Les données sur les températures moyennes minimales et maximales enregistrées à la station de Ténès, considérée comme suffisamment représentative du bassin étudié, tant du point de vue de la distance que du point

de vue de sa position par rapport à la mer, ont servi de base pour l'évaluation des températures moyennes annuelles dans le bassin considéré. Les températures moyennes mensuelles et la température moyenne annuelle de l'air pour la station de Ténès, adoptées comme valables aussi pour la zone du futur barrage de Tarzout, sont indiquées sur le tableau

Tableau II.06 : Températures moyennes mensuelles et température moyenne annuelle pour la station de Ténès.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	moyenne
T [°C]	23.9	20.1	16.1	13.1	12.1	13.0	14.3	16.1	19.0	22.4	25.4	26.4	18.5

Source : ANBT.

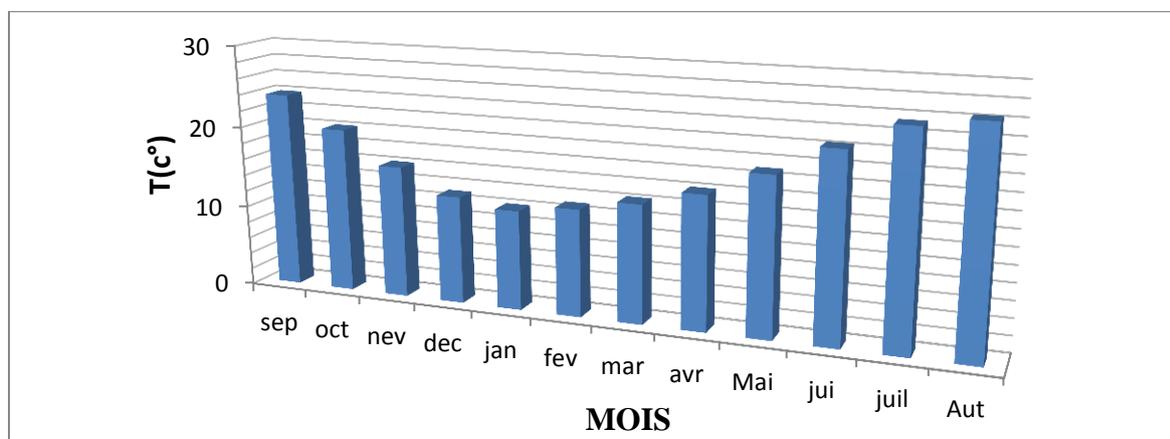


Figure II.06 : La répartition mensuelle des températures moyennes.

les températures maximales et minimales mensuelles de l'air à la station de Ténès, qui peuvent aussi être appliquées au futur barrage de Tarzout indiquées sur le tableau

Tableau II.07 : Températures maximales et minimales mensuelles pour la station de Ténès.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut
T _{Max} [°C]	34.1	31.4	26.7	21.6	19.5	21.6	25.4	28.3	30.9	31.8	37.8	36.9
T _{Min} [°C]	14.0	10.6	7.4	4.1	4.0	3.8	4.8	6.2	9.9	13.4	16.4	17.6

Source : ANBT.

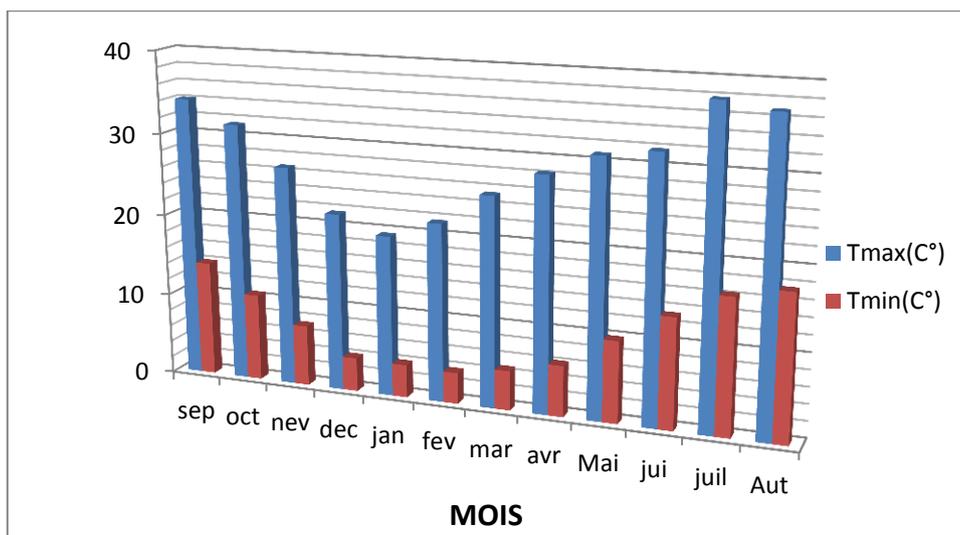


Figure II.07 : La répartition des Températures maximales et minimales mensuelles.

I.2.2 Le vent :

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

II.2.3 Humidité relative de l'air :

Parmi les différents paramètres de l'humidité de l'air, l'humidité relative de l'air, représentant la tension de vapeur saturante de l'eau dans l'air, est d'importance capitale pratique.

Sur le tableau (II.08) sont consignées les valeurs de l'humidité moyenne mensuelle et de l'humidité moyenne annuelle relative à la station de Cap Ténès qui peuvent également être utilisées pour le futur barrage de Tarzout.

Tableau II.08 : Humidités moyennes mensuelles et humidité moyenne annuelle à la station de Cap Ténès.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	moy enne
H [%]	71	72	73	74	77	75	72	71	72	72	69	70	72

Source : ANBT.

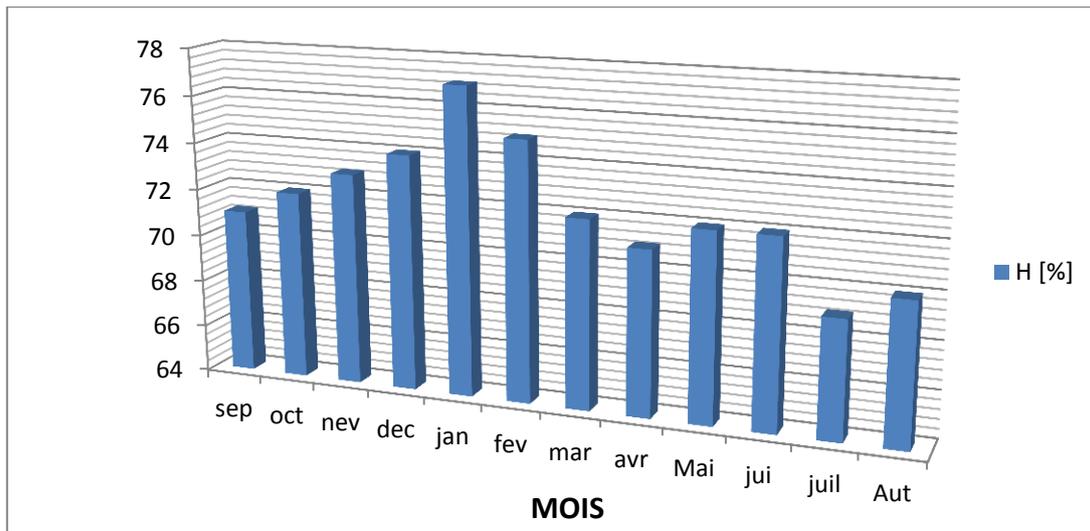


Figure II.08 : La répartition des Humidités moyennes mensuelles.

II.2.4 Évaporation

Vu que les mesures de l'évaporation n'ont pas été effectuées sur le bassin versant étudié, on adoptera l'évaporation mensuelle mesurée à la station d'Echelif qui se situe à proximité relative du bassin donné. La valeur de l'évaporation mensuelle est portée sur le tableau 3,8 . Pour appliquer à la retenue les valeurs obtenues au bac d'évaporation, on a utilisé un coefficient de réduction de 0,78

Tableau II.09 : Évaporation mensuelle – station de Echlef.

Mois	sept.	oct	nov	dec	jan	fev	mrs	avr	mai	jui	juil	aut	somme
E [mm]	193	108	79.5	53.5	47.5	57.5	88.5	109	152.0	214	265.5	234	1602
réduc [mm]	150.5	84.2	62	41.7	37	44.8	69	85	118.5	166.9	207.1	182.5	1249.5

Source : ANBT.

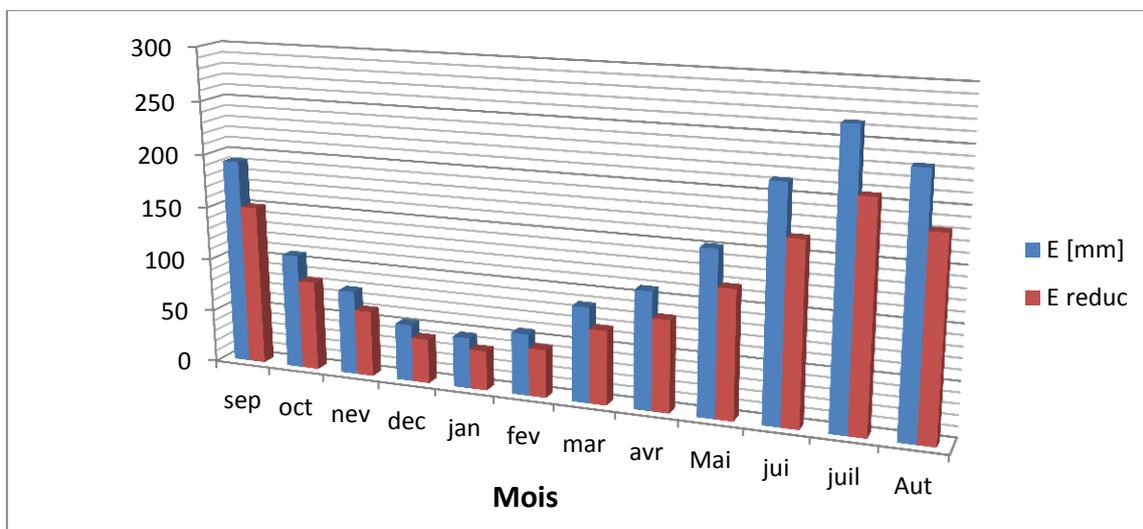


Figure II.09 : La répartition de l'Évaporation mensuelle.

II.2.5 Pluviométrie:

Selon les données disponibles, dans le bassin versant de l'Oued Tarzout, il n'existe pas de stations pluviométriques appartenant au réseau permanent de stations d'observations.

A/ Stations et données disponibles:

Toutefois dans le bassin versant de l'Oued Allalah, situé à l'Est du bassin versant étudié et qui confine avec lui dans sa partie amont sont implantées deux stations pluviométriques : Bordj Abou El Hassen (02.02.01) et Ténès (02.02.05). En allant encore plus à l'Est se trouve aussi la station pluviométrique de Damous (02.02.03).

Tableau II.10:Principales caractéristiques des sites des stations pluviométriques.

N°	Code	Station	Altitude(m)	Coordonnées de Lambert	
				X [km]	Y[km]
1.	02.02.01	Ain El Hassen	200	366.20	346.50
2.	02.02.03	Damous	40	411.20	361.35
3.	02.02.05	Ténès	5	376.80	359.00

Source : A.N.B.T

Tableau II.11 : station pluviométrique disponibles a proximité de la zone d'étude.

code	station	Altitude (m)	Année de service	Années d'observations	P (mm)
020201	Abou El hassen	200	1973 -2009	36	484.74

Source : A.N.R.H

La station de Abou El hassen est la plus proche du site avec une période d'observation de 1973-2009 soit 36 ans.

Le tableau I.12 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

B/ Répartition de la pluie moyenne dans l'année :

Tableau II.12 : Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles.

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	jan	fév.	Mars	Avar	Mais	Juin	Juil.	Août	Total
P (mm)	19.71	44.18	74.51	80.19	55.07	67.29	58.73	41.94	31.62	5.01	1.11	3.37	484.74
P (%)	4,07	9,11	15,37	16,54	11,77	13,88	12,12	8,65	6,52	1,03	0,23	0,69	100%

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure II.10.

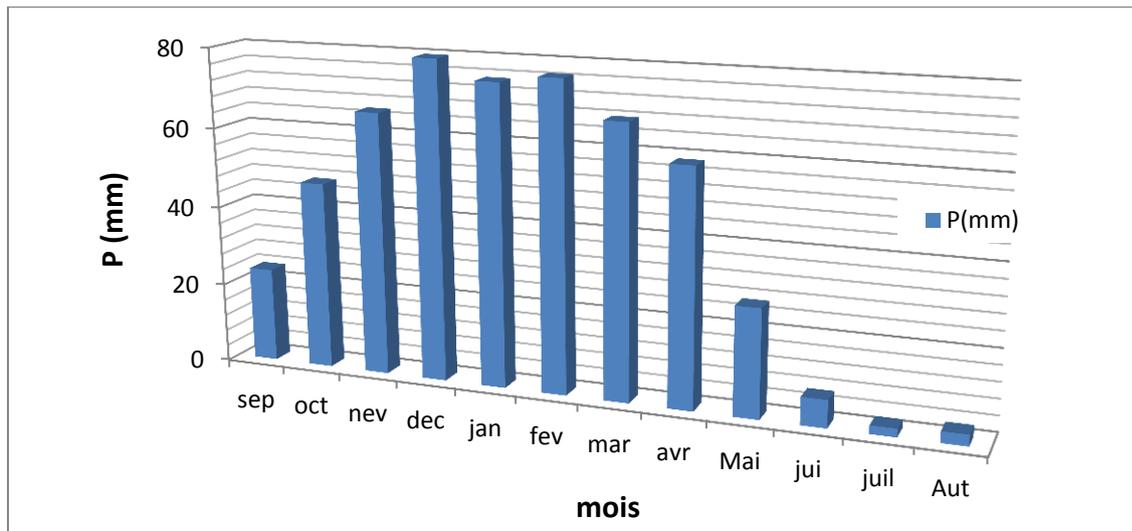


Figure II.10 : Répartition mensuelle des précipitations.

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

C/ 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 de durée et de période de retour donnée.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classifier 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.

Tableau II.13 : Caractéristiques de la série des précipitations avec N=37 ans.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=37} X_i$	3789,4
la moyenne des $P_{max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=37} X_i}{n}$	66.47
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \times \sum_i^n (x_i^2 - n \cdot \bar{x}^2)$ et $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$	33
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.507
L'exposant climatique :	$b=0.487$	

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région ($b = 0.487$) est donné par l'ARNH de ALGER

ANRH : agence nationale des ressources hydriques.

II.3 Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (*B.Touabia, 2001*).

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

1)-la loi de **GUMBEL**

2)-la loi de **GALTON (log-normal2)**.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traiter par logiciel "*Hyfran*".

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas les deux lois suivantes. La loi de *Gumbel* (doublement exponentielle), Galton (log normale), a l'aide de logiciel *Hyfran*, avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

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 :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (II.21).$$

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

1/a : la pente de la droite de *GUMEL*

y : variable réduite de *GUMBEL*

x : précipitation maximale journalière (mm)

x₀ : ordonnée à l'origine en (mm)

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

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

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

- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de *HAZEN*.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (II.22).$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(57)

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

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

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

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

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0$$

Avec :

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

• **Gumbel (Méthode des moments)**

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 37

Paramètres :

u 53.385513

Alpha 24.618918

Quantiles :

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

T = 1/ (1-q)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	280	25.2	231-330
2000.0	0.9995	241	21.1	199-282
1000.0	0.9990	223	19.3	186-261
200.0	0.9950	184	15.2	154- 214
100.0	0.9900	167	13.4	140-193
50.0	0.9800	149	11.7	127-172
20.0	0.9500	127	9.38	108-145
10.0	0.9000	109	7.65	93.8-124
5.0	0.8000	90.3	5.95	78.7-102
3.0	0.6667	75.6	4.73	66.3-84.9
2.0	0.5000	62.4	3.85	54.9-70.0

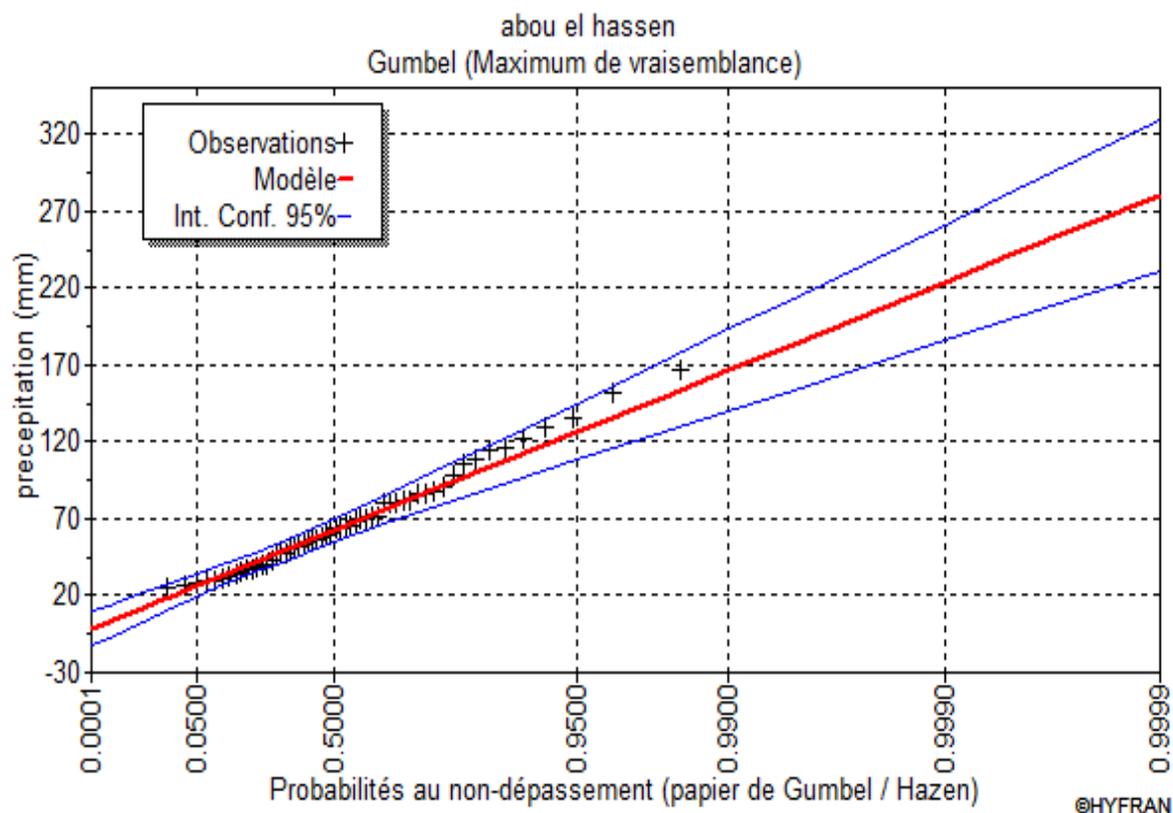


Figure II.11 : représentation graphique de la loi de Gumbel.

Tableau II.14 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Gumbel (Méthode des moments)	Carac de la loi	Carac.del'échantillon
Minimum	Aucun	25.3
Maximum	Aucun	167
Moyenne	67.6	68.2
Ecart – type	31.6	33
Médiane	62.4	62.5
Coefficient de variation (C _v)	0.467	0.483
Coefficient d'asymétrie (C _s)	1.14	1.01
Coefficient d'aplatissement (CK)	2.40	3.43

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 du papier log-normale,

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (II.23).$$

Ou :
$$u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS}) \quad (II.24).$$

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

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } x} + \delta \cdot \text{Log } u(p\%) \quad (\text{II.25}).$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{32} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \quad (\text{II.26}).$$

• **Galton (Log -Normal)**

Nombre d'observations : 37

Paramètres :

mu 4.113517

sigma 0.473487

Quantiles :

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

T = 1/ (1-q)

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau II.15 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	356	63.8	231- 481
2000.0	0.9995	291	46.9	199-382
1000.0	0.9990	264	40.5	185-344
200.0	0.9950	207	27.4	153- 261
100.0	0.9900	184	22.6	140-228
50.0	0.9800	162	18.2	126-197
20.0	0.9500	133	13.0	108-159
10.0	0.9000	112	9.62	93.4-131
5.0	0.8000	91.1	6.72	77.9-104
3.0	0.6667	75.0	4.96	65.3-84.7
2.0	0.5000	61.2	3.87	53.6- 68.7

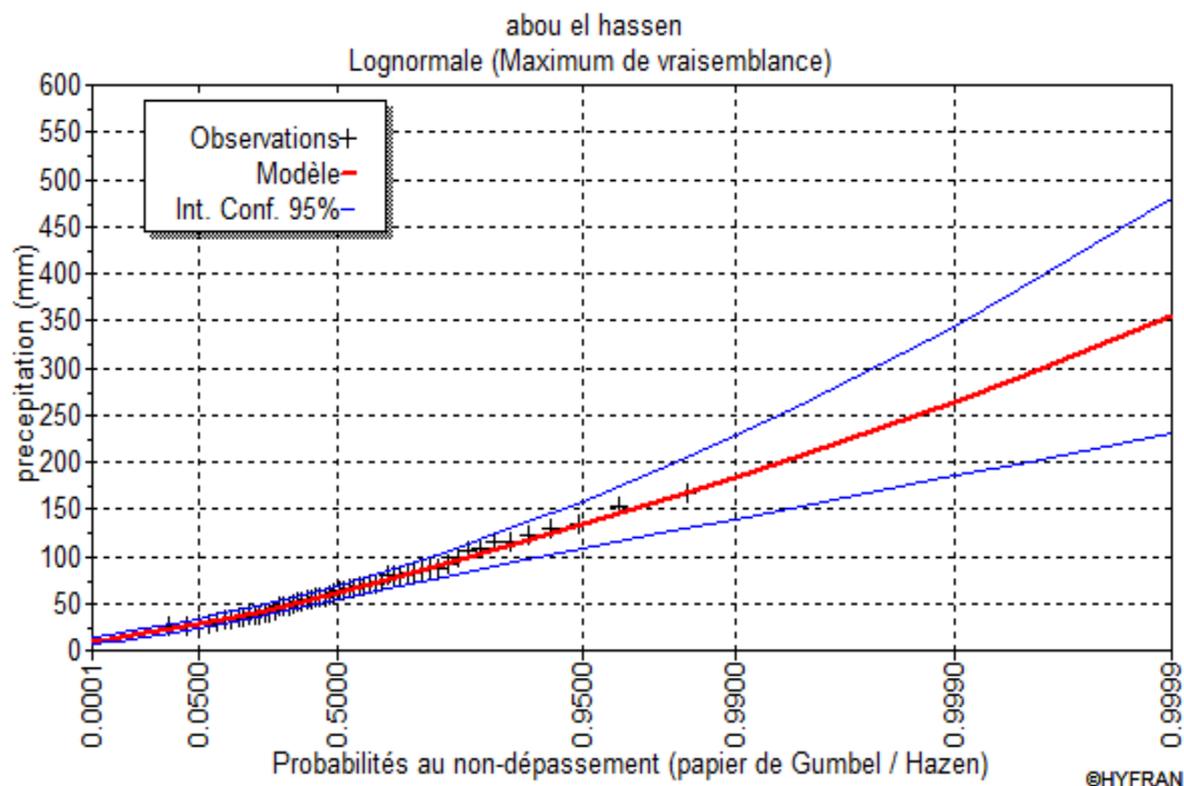


Figure II.12 : représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).

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

Galton (Log -Normal)	Carac .de la loi	Carac.de l'échantillon
Minimum	0.00	25.3
Maximum	Aucun	167
Moyenne	68.4	68.2
Ecart – type	34.3	33
Médiane	61.2	62.5
Coefficient de variation (C _v)	0.501	0.483
Coefficient d'asymétrie (C _s)	1.63	1.01
Coefficient d'aplatissement (CK)	8.07	3.43

Conclusion :

D'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit les lois log-normale (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY.

II.4 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$P_{\text{max}, p\%} = P_{\text{max}, p(\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (II.27)$$

b : Exposant climatique (pour notre région est de 0.487)

Tableau II.17 : Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences.

Période	5		10		20		50		100		1000		10000	
Fréquence (%)	20		10		5		2		1		0,1		0,01	
P _{maxj, p} (%) (mm)	91,1		112		133		162		184		264		356	
T(h)	P _{maxj, p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{maxj, p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{maxj, p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{maxj, p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{maxj, p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{maxj, p} % (mm)	I ₀ (mm/h)	P _{maxj, p} % (mm)	I ₀ (mm/h)
0,5	13,83	27,66	17,0	34,00	20,19	40,38	24,59	49,18	27,93	55,86	40,07	80,14	54,04	108,07
1	19,38	19,38	23,8	23,83	28,29	28,29	34,46	34,46	39,14	39,14	56,16	56,16	75,73	75,73
2	27,16	13,58	33,4	16,70	39,65	19,83	48,30	24,15	54,86	27,43	78,71	39,36	106,14	53,07
2,58	30,75	11,92	37,8	14,65	44,89	17,40	54,68	21,19	62,10	24,07	89,10	34,54	120,16	46,57
3	33,09	11,03	40,7	13,56	48,31	16,10	58,85	19,62	66,84	22,28	95,90	31,97	129,31	43,10
4	38,07	9,52	46,8	11,70	55,58	13,89	67,69	16,92	76,89	19,22	110,32	27,58	148,76	37,19
5	42,44	8,49	52,2	10,43	61,96	12,39	75,47	15,09	85,71	17,14	122,98	24,60	165,84	33,17
6	46,38	7,73	57,0	9,50	67,71	11,28	82,47	13,75	93,67	15,61	134,40	22,40	181,24	30,21
7	49,99	7,14	61,5	8,78	72,99	10,43	88,90	12,70	100,98	14,43	144,88	20,70	195,37	27,91
8	53,35	6,67	65,6	8,20	77,89	9,74	94,88	11,86	107,76	13,47	154,61	19,33	208,49	26,06
9	56,50	6,28	69,5	7,72	82,49	9,17	100,48	11,16	114,12	12,68	163,74	18,19	220,80	24,53
10	59,48	5,95	73,1	7,31	86,83	8,68	105,77	10,58	120,13	12,01	172,36	17,24	232,43	23,24
11	62,30	5,66	76,6	6,96	90,96	8,27	110,79	10,07	125,84	11,44	180,55	16,41	243,47	22,13
12	65,00	5,42	79,9	6,66	94,90	7,91	115,59	9,63	131,29	10,94	188,37	15,70	254,01	21,17
13	67,58	5,20	83,1	6,39	98,67	7,59	120,18	9,24	136,50	10,50	195,85	15,07	264,11	20,32
14	70,07	5,00	86,1	6,15	102,29	7,31	124,60	8,90	141,52	10,11	203,05	14,50	273,81	19,56
15	72,46	4,83	89,1	5,94	105,79	7,05	128,86	8,59	146,36	9,76	209,99	14,00	283,17	18,88
16	74,78	4,67	91,9	5,75	109,17	6,82	132,97	8,31	151,03	9,44	216,69	13,54	292,21	18,26
17	77,02	4,53	94,7	5,57	112,44	6,61	136,96	8,06	155,55	9,15	223,19	13,13	300,96	17,70
18	79,19	4,40	97,4	5,41	115,61	6,42	140,82	7,82	159,95	8,89	229,49	12,75	309,46	17,19
19	81,30	4,28	100,0	5,26	118,70	6,25	144,58	7,61	164,21	8,64	235,61	12,40	317,72	16,72
20	83,36	4,17	102,5	5,12	121,70	6,08	148,24	7,41	168,37	8,42	241,57	12,08	325,75	16,29
21	85,36	4,06	104,9	5,00	124,63	5,93	151,80	7,23	172,42	8,21	247,38	11,78	333,59	15,89
22	87,32	3,97	107,4	4,88	127,48	5,79	155,28	7,06	176,37	8,02	253,05	11,50	341,23	15,51
23	89,23	3,88	109,7	4,77	130,27	5,66	158,68	6,90	180,23	7,84	258,58	11,24	348,70	15,16
24	91,10	3,80	112,0	4,67	133,00	5,54	162,00	6,75	184,00	7,67	264,00	11,00	356,00	14,83

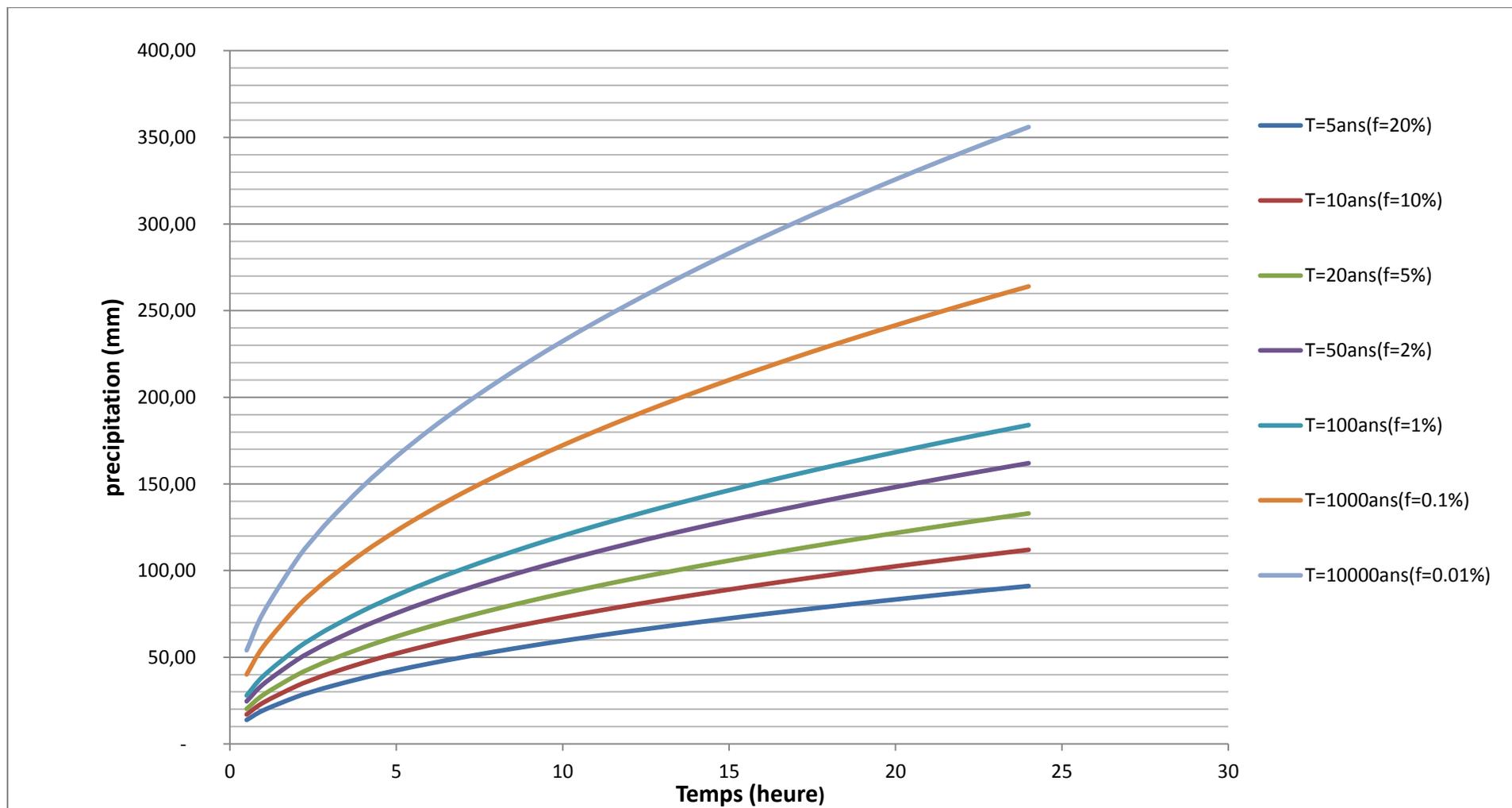


Figure II.13 : Pluies de Courte durée.

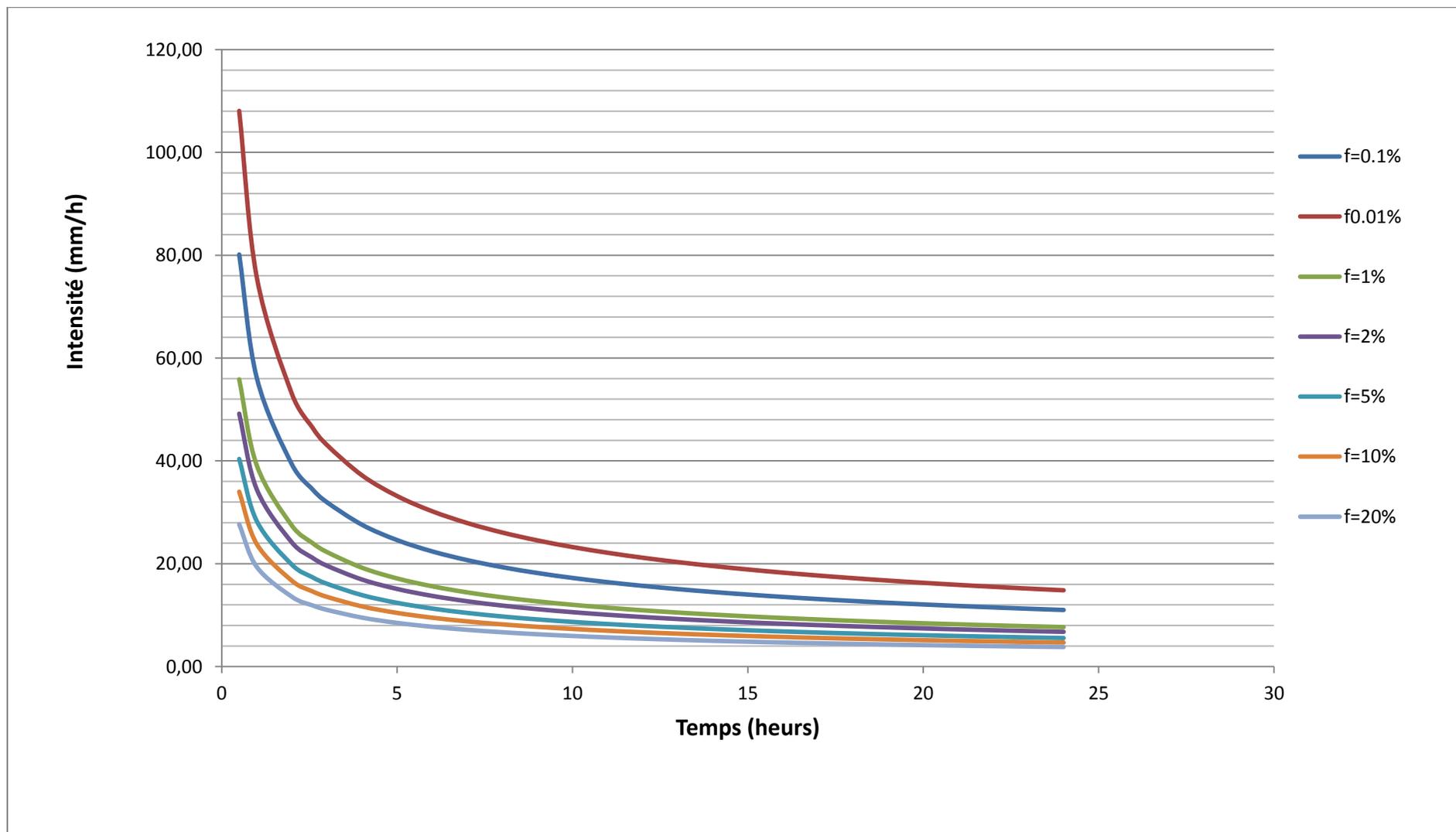


Figure II.14 : Intensité –Durée –Fréquence.

II.5 Évaluation des apports liquides:

I.5.1 Analogie avec la station de sidi Akacha (02.02.07):

Au niveau de notre site, on a optée à la méthode d’analogie qui est basée sur les informations des apports de la station hydrométrique de sidi Akacha.

Dans de pareilles circonstances, lorsqu’il n’y a pas de mesures sur le cours d’eau, il est possible de faire recours aux différents procédés qui peuvent servir à l’évaluation du bilan d’eau, l’un des procédés consiste à reporter, selon un certain modèle, les apports d’un bassin versant situé à proximité et déjà étudié du point de vue de l’hydrologie, sur le bassin versant considéré. Ce serait bien idéal que ces deux bassins versants sont identiques au point de vue de la superficie, de la forme, de la structure géologique, des terrains boisés, de la pente moyenne, de la direction et du sens de l’écoulement du cours d’eau, de la quantité d’eau moyenne et de la répartition des pluies au niveau annuel et autre ce qui n’est pas souvent le cas en pratique. Dans le cas concret, on a profité de la possibilité de définir les valeurs des apports au site du futur barrage de Tarzout à partir des apports mesurés sur le bassin versant voisinant – analogue, celui de l’Oued Allah, qui se jette aussi dans la Mer Méditerranée à environ 25 km à l’Est de l’Oued Tarzout, près de la localité de Ténès, tel qu’il est indiqué sur la carte de situation, annexe 1. Sur l’Oued Allah est installée une station hydrométrique de Sidi Akacha (02.02.07) qui occupe une surface versante de **295 km²** et est située approximativement sur la moitié de la longueur totale du cours d’eau.

Tableau II.19 : La répartition des apports de sidi Akacha.

Années d’observation	Apport annuel (Mm³)	Années d’observation	Apport annuel (Mm³)
1983 - 1984	5,60	1996 - 1997	11,17
1984 - 1985	10,06	1997 - 1998	13,29
1985 - 1986	26,83	1998 - 1999	22,42
1986 - 1987	40,10	1999 - 2000	26,05
1987 - 1988	7,53	2000 - 2001	11,09
1988 - 1989	7,68	2001 - 2002	23,23
1989 - 1990	3,51	2002 - 2003	8,13
1990 - 1991	17,31	2003 - 2004	4,82
1991 - 1992	8,39	2004 - 2005	7,77
1992 - 1993	3,96	2005 - 2006	22,78
1993 - 1994	9,14	2006 - 2007	17,44
1994 - 1995	15,93	2007 - 2008	9,87
1995 - 1996	23,91	Apport interannuel	14, 32

Source : A.N.R.H

Nombre d’année d’observation : N=25 ans

Pour la détermination des apports du bassin versant on utilise analogie avec le bassin versant voisinant de l’Oued Allah par la formule suivante :

$$A_{interannuel}^{bassin\ versant} = \frac{S_{BV}^{bassin\ versant}}{S_{BV}^{station}} \cdot A_{interannuel}^{station} \quad (II.28) \quad A_{interannuel}^{bassin\ versant} = 5,56 \text{ Mm}^3$$

La répartition est donnée par le tableau suivant et la figure N°II.20.

Tableau II.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
A (%)	1,08	4,16	13,6	17,78	14,53	19,29	15,05	9,40	4,16	0,74	0,06	0,16
A(Mm ³) _{station}	0,15	0,60	1,95	2,55	2,08	2,76	2,15	1,35	0,60	0,11	0,01	0,02
A (Mm ³) _{site}	0,06	0,231	0,756	0,989	0,808	1,073	0,836	0,523	0,231	0,041	0,003	0,009

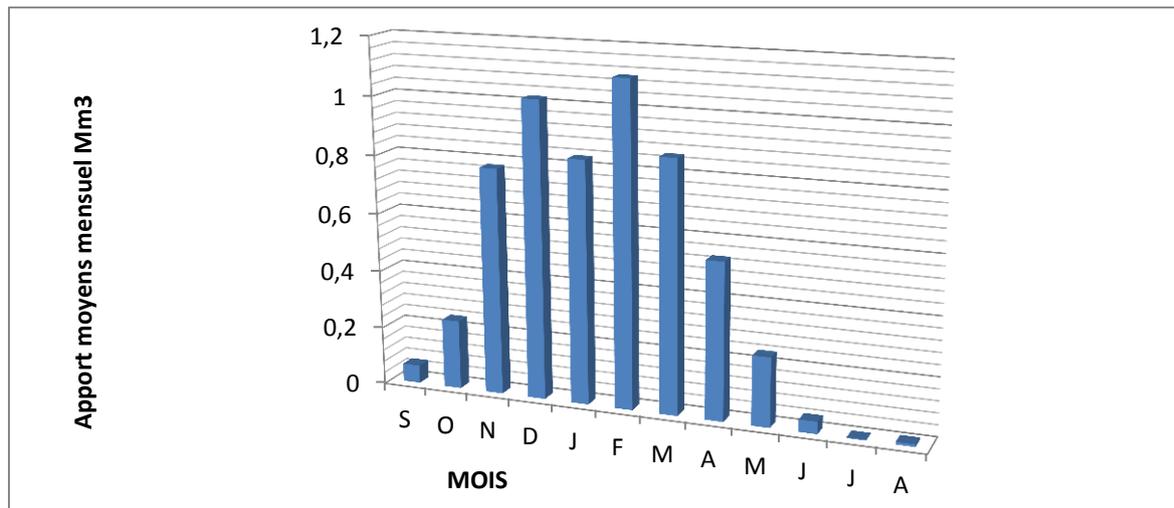


Figure II.15 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de site.

I.5 .2 Caractéristiques de l'écoulement :

Tableau II.21 : Caractéristiques de l'écoulement.

paramètre	relations	unité	valeur
Module de l'écoulement	$M_e = A_{moy} / T$	L /s	176,31
Module de l'écoulement relatif (spécifique)	$M_0 = M_e / S$	l/s/Km ²	1,54
Lame d'eau écoulee	$L_e = A_{moy} / S_{BV}$	mm	48,52

Avec :

S_{BV} : Superficie du bassin (S=114,6 Km²).

A_{moy} : Apport moyen annuel = 5,56 Mm³

T : Temps d'une année en secondes T = 31,536.106 s

II.5 .3 Les apports fréquentiels:

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par la loi **Log Normale** par

l'équation de la variable réduite:
$$A_{(%) } = e^{\ln \bar{X} + U \times \sigma_{\ln X}} \quad (II.29)$$

Avec :

$\overline{\ln x}$: C'est l'apport moyen après la transformation de la série de sidi Akacha en logarithme.

$$\overline{\ln x} = 2,47 \text{ Mm}^3$$

A_%: apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Variance (σ^2) : pour n<30 année on a :

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \times \sum_i^n (x_i^2 - n.\overline{x^2}) \quad (\text{II-30})$$

Avec : n=25 année.

$$\bar{x}=2,47\text{Mm}$$

Donc : $\sigma^2=0,415$

L'écart type : $\sigma = \sqrt{\sigma^2} = 0,644$

Coefficient de variation :

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation Cv

$$Cv = \sigma_{\ln x} / \overline{\ln x} \quad (\text{II-31})$$

$$Cv = \frac{0,644}{2,47} = 0,261$$

$$C_s = 2 * Cv \quad (\text{II-32})$$

$$C_s = 0,522$$

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant:

Tableau II.22 : Apports fréquentiels de la station de sidi akacha.

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (hm ³)
1.25	20,00	0,808	6.87
5	80,00	-0,85	20 ,2
10	90,00	-1,22	25.1
20	95,00	-1,49	29.9
50	98,00	-1,81	36.0
100	99,00	-1,96	40.7
1000	99,90	-2,4	55.9

II.5.4 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations

On a: $A_{80\%}^{site} = A_{80\%}^{station} \times \frac{S_{BV}^{site}}{S_{station}^{site}} = 7,85 \text{ Mm}^3$

$$A_{80\%}^{site} = 7,85 \text{ Mm}^3$$

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

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
A (%)	1,08	4,16	13,6	17,78	14,53	19,29	15,05	9,4	4,16	0,74	0,06	0,16
A _{80%} (Mm ³)	0,085	0,327	1,068	1,396	1,141	1,514	1,181	0,738	0,327	0,058	0,005	0,013

II.5.5 Apport solide et l'estimation du volume mort :

Le débit solide au bassin versant du barrage de TARZOUT peut être déterminé par des méthodes empiriques à cause d'absence des mesures sur le transport solide et les données sur des sédiments en suspension au site du barrage de TARZOUT ne sont pas disponibles.

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'eau transportent les sédiments sous deux formes :

- ✓ en suspension
- ✓ par charriage

a)Formule de TIXERONT:

$$V_m = (1,05; 1,1) \frac{Q_s}{\tau} * T \quad (II-33)$$

T : durée de l'envasement La garde d'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons T=50 ans

Q_s :debit solide en tonne /an

τ : poids spécifiques moyen des sédiments τ = 1.5 T/m³.

$$Q_s = T_s * S_{Bv} \quad (II-34)$$

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

$$T_s = \alpha * L_0^{0.15} \quad (II-35)$$

Avec :

S_{Bv} : Superficie du bassin (S=114,6 Km²).

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

L₀ : la lame écoulée en (mm). 48,52 mm

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

T_s =626, 55 (t/Km²/an).

Q_s = T_s* S_{Bv} =70173, 6 tone/an

AN: $V_m = 2,34 \text{ Mm}^3$

B - Formule liée à l'érosion spécifique(Fournier):

Le volume s'obtient par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s * S * T}{\gamma_s} \quad (II.36).$$

Avec : E_s : Erosion spécifique (t/km²/an).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,5 t/m³).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Le transport solide est donnée par la formule suivante :

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,46} \quad (II.37).$$

Avec : E_s : érosion spécifique (t/Km²an)

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm). $P_m = 76,7$ mm.

P_a : Pluie moyenne annuelle (mm) $P_a = 532.5$ mm.

$h = 45\% (H_{max} - H_{min})$ (m);

h_{max} : Altitude maximale = 830m.

H_{min} : Altitude minimale = 25m.

S : Surface du bassin versant (km²) $S = 114,6$ Km².

A.N :

$h = 362,25$ m.

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{76,7^2}{532,5} \right)^{2,65} \left(\frac{362,25^2}{114,6} \right)^{0,46} = 412.50 \text{ t/km}^2 / \text{an} \quad E_s = 412.50 \text{ t/km}^2 / \text{an}$$

$$V_m = \frac{412.50 \times 114,6 \times 50}{1,5} = 1,6 \text{ Mm}^3 \quad V_m = 1,6 \text{ Mm}^3$$

Tableau II.24 : Répartition de volume mort annuel.

Formule	volume annuel moyen (Mm ³)
Tixeront	2,34
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournie)	1,6

Résultats et discussion:

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 ($300 < P_{an} = 532.5 \text{ mm} < 700$). On adopte pour la valeur trouvée par cette formule puisque on a $P_{an} = 532.5$ mm donc nous nous trouvons dans le même intervalle d'application de cette formule.

Pour des raisons de sécurité on opte pour le volume obtenu par la formule de Tixeront donc le volume mort estimé à 50ans de service est **2.34 Hm³**.

II.6 Étude des crues:

Une bonne détermination du bilan d'eau est l'une des opérations les plus importantes dans le cadre d'études hydrologiques d'un bassin versant. A plusieurs reprises

Dans de pareilles circonstances, lorsqu'il n'y a pas de mesures sur le cours d'eau, il est possible de faire recours aux différents procédés qui peuvent servir à l'évaluation du bilan d'eau.

L'un des procédés consiste à reporter, selon un certain modèle, les débits d'un bassin versant situé à proximité et déjà étudié du point de vue de l'hydrologie, sur le bassin versant considéré. Ce serait bien idéal que ces deux bassins versants sont identiques au point de vue de la superficie, de la forme, de la structure géologique, des terrains boisés, de la pente moyenne, de la direction et du sens de l'écoulement du cours d'eau, de la quantité d'eau moyenne et de la répartition des pluies au niveau annuel et autre ce qui n'est pas souvent le cas en pratique. Dans le cas concret, on a profité de la possibilité de définir les valeurs des débits au site du futur barrage de Tarzout à partir des débits mesurés sur le bassin versant voisinant – analogue, celui de L'Oued Allalah se jette aussi dans la Mer Méditerranée à environ 25 km à l'Est de l'Oued Tarzout, près de la localité de Ténès, tel qu'il est indiqué sur la carte de situation, annexe 1. Sur l'Oued Allah est installée une station hydrométrique de Sidi Akacha (02.02.07) qui occupe une surface versante de 295 km² et est située approximativement sur la moitié de la longueur totale du cours d'eau. Dans la suite, on parlera du mode de détermination des débits au site du barrage de Tarzout à partir des débits de l'Oued Allalah mesurés à la station hydrométrique de Sidi Akacha.

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.

Tableau II.25 : La série des débits maximaux de station de Sidi Akacha.

Années d'observation	Q max m3/s	Années d'observation	Q max m3/s
1983 - 1984	28,00	1996 - 1997	339,20
1984 - 1985	52,73	1997 - 1998	121,30
1985 - 1986	162,20	1998 - 1999	117,90
1986 - 1987	153,20	1999 - 2000	239,91
1987 - 1988	28,00	2000 - 2001	212,00
1988 - 1989	96,00	2001 - 2002	357,20
1989 - 1990	130,88	2002 - 2003	43,39
1990 - 1991	71,60	2003 - 2004	22,22
1991 - 1992	42,60	2004 - 2005	39,29
1992 - 1993	19,42	2005 - 2006	325,50
1993 - 1994	17,71	2006 - 2007	112,10
1994 - 1995	120,80	2007 - 2008	73,95

1995 - 1996	90,10		

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passant par l'analogie avec celle de Sidi Akacha par la relation suivante :

$$Q_{interannuel}^{bassin\ versant} = \frac{S_{BV}^{bassin\ versant}}{S_{BV}^{station}} \cdot Q_{interannuel}^{station} \quad (II-38)$$

Tableau II.26 : La série des débits maximaux de station de Site.

Années d'observation	Q max m3/s	Années d'observation	Q max m3/s
1983 - 1984	10,88	1996 - 1997	131,77
1984 - 1985	20,48	1997 - 1998	47,12
1985 - 1986	63,01	1998 - 1999	45,80
1986 - 1987	59,51	1999 - 2000	93,2
1987 - 1988	10,88	2000 - 2001	82,36
1988 - 1989	37,29	2001 - 2002	138,76
1989 - 1990	50,84	2002 - 2003	16,86
1990 - 1991	27,81	2003 - 2004	8,63
1991 - 1992	16,55	2004 - 2005	15,26
1992 - 1993	7,54	2005 - 2006	126,45
1993 - 1994	6,88	2006 - 2007	43,55
1994 - 1995	46,93	2007 - 2008	28,73

II.6 .1 Les Débits fréquentiels:

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par la loi **Log Normale** par l'équation de la variable réduite:

$$A_{(\%)} = e^{\overline{\ln X} + U \times \sigma_{\ln x}} \quad (II-39)$$

Avec :

$\overline{\ln x}$: C'est l'apport moyen après la transformation de la série de sidi Akacha en logarithme.

$A_{\%}$: apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Variance (σ^2), pour n<30 année on a :

$$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \times \sum_i^n (x_i^2 - n \cdot \overline{x^2}) \quad (II-40)$$

n=25 ans.

$$\overline{\ln x} = 3,487 \text{ Mm}^3$$

Donc :

$$\sigma^2 = 0,825$$

L'ecart type :

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2} = 0,908$$

Coefficient de variation :

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation Cv

$$Cv = \sigma_{\ln x} / \overline{\ln x} = \frac{0,908}{3,487} = 0,26$$

$$Cs = 2 * Cv = 0,521$$

Les calculs des Débits fréquentiels a conduit au tableau suivant:

Tableau N°II.27 : les Débits fréquentiels de la station de site.

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Débits(m ³ /s)
1.25	80	-0,85	15,22
10	10	1,33	197,36
20	5	1,78	245,4
50	2	2,385	288,93
100	1	2,701	379,4
1000	0,1	3,83	720
10000	0,01	4,856	958

Tableau II.28 : Ordonnées maximales des hydro grammes (Débits fréquentielles) de crue par différentes périodes de retour pour le site du barrage de Tarzout sur l'Oued Tarzout de faisabilité et celle obtenue par l'ajustement par la loi de log normale :

Période de retour	10	20	50	100	1000	10.000
Q_{max} (m³/s)	220,00	295,00	395,00	470,00	735,00	965,00
Q_{max} (m³/s)	197,36	245,4	288,93	379,4	720	958

II 6.2 détermination les temps caractéristiques au site du barrage de Tarzout :

Tableau II.29 : Principaux éléments géométriques du bassin versant de l'Oued Tarzout.

Cours d'eau	A [km ²]	L _s [km]	L _c [km]	H _{max} [m]	H _o [m]	H _u [m]	S ₁ [%]	S ₂ [% ₀]
Oued Tarzout	114.6	19.5	8.9	830	25	371	1.77	28.2

Avec : A : superficie du bassin versant étudié;

L_s : longueur du cours d'eau principal (talweg) ;

L_c : distance séparant le centre de gravité du bassin versant et le site;

H_{max} : altitude maximale du cours d'eau principal ;

H_o : altitude du site;

H_u : altitude moyenne du cours principal ;

S₁ : pente du lit rectifié;

S₂ : pente maximale du cours d'eau.

La durée de la pluie (T_k) est déterminée d'après la formule SCS:

$$T_k = T_c \cdot (1 + T_c)^{-0.20} \quad (\text{II-41})$$

$$T_k = 2 \text{ heures}$$

T_c : Le temps de concentration moyenne **T_c=2,58 heures**

Afin de définir le temps de montée de l'hydro gramme (T_m), on a appliqué, les formules ci-dessous :

(a) **Kennedy-Watt**

$$T_o = 1.864 \cdot A^{0.39} \cdot S_2^{-0.31}, \quad (\text{II-42})$$

$$Tm = (T_k / 2 + T_o) \cdot 3 / (2 + k) \quad (\text{II-43})$$

$$T_m = 4, 27 \text{ heures}$$

(b) **Kennedy-Watt**

$$T_o = 2.3 \cdot (L_{CP} / \sqrt{S_2})^{0.66}, \quad (\text{II-44})$$

$$T_o = 4, 23 \text{ heures}$$

(c) **Bell-Om Car**

$$\log Tm = 0.037 + 0.47 \cdot \log L_s \quad (\text{II-45})$$

Donc: **T_m=4,2 heures**

(d) **Linsey-Kohler**

$$T_o = 0.40 \cdot L_s^{0.67} \cdot (L_s \cdot L_c / \sqrt{S_1})^{0.086} \quad (\text{II-46})$$

D'ou,
$$Tm = (Tk / 2 + To) \cdot 3 / (2 + k) \quad (II-47)$$

Le temps de retard (Td) s'obtient selon la formule :

$$Td = K \cdot tm \quad (II-48)$$

Tableau II.30 : le coefficient relatif à la surface du bassin versant (K).

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

Le temps de base de l'hydrogramme s'obtient en additionnant le temps de montée et le temps de retard de l'hydro gramme, soit:

$$T_b = Tm + Td \quad (II-49)$$

T_b=12,6 heures

Tableau II.31 : récapitulatif temps caractéristiques au site du barrage de Tarzout.

Caractéristiques	désignation	Valeur	caractéristiques	désignation	Valeur
durée de la pluie	T _k	2.0	temps de décrue	T _d	8,4
temps de montée	T _m	4.2	temps de base	T _b	12,6

Remarque : unité c'est « heur »

II.6. 3 Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :

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

- ✓ Le volume.
- ✓ La durée.
- ✓ Le débit maximum (débit de pointe).

Pour le tracer de l'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 débit de la montée :

$$Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{T}{Tm} \right)^2 \quad (II.50)$$

T_m=T_c : Temps de montée.

B - Pour le débit de décrue :

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \quad (\text{II.51})$$

Avec :

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

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

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

t_d : temps de la décrue en heures ;

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

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

Les Hydro gramme de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau (II.31) et la Figure (II.17).

Tableau II.32 : les valeurs de débits de crues en fonction de temps.

temps (h)	periode de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10.000
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	0,70	0,87	1,02	1,34	2,55	3,39
0,5	2,80	3,48	4,09	5,38	10,20	13,58
0,75	6,29	7,83	9,21	12,10	22,96	30,55
1	11,19	13,91	16,38	21,51	40,82	54,31
1,25	17,48	21,74	25,59	33,61	63,78	84,86
1,5	25,17	31,30	36,85	48,39	91,84	122,19
1,75	34,26	42,60	50,16	65,87	125,00	166,32
2	44,75	55,65	65,52	86,03	163,27	217,23
2,25	56,64	70,43	82,92	108,88	206,63	274,94
2,5	69,93	86,95	102,37	134,42	255,10	339,43
2,75	84,61	105,21	123,87	162,65	308,67	410,71
3	100,69	125,20	147,41	193,57	367,35	488,78
3,25	118,18	146,94	173,01	227,18	431,12	573,63
3,5	137,06	170,42	200,65	263,47	500,00	665,28
3,75	157,33	195,63	230,33	302,46	573,98	763,71
4	179,01	222,59	262,07	344,13	653,06	868,93
4,2	197,36	245,40	288,93	379,40	720,00	958,00
4,5	176,96	220,03	259,07	340,18	645,58	858,98
4,75	161,08	200,28	235,81	309,65	587,63	781,87
5	146,17	181,75	213,99	281,00	533,26	709,53
5,25	132,22	164,40	193,56	254,17	482,34	641,79
4,5	176,96	220,03	259,07	340,18	645,58	858,98
4,75	161,08	200,28	235,81	309,65	587,63	781,87
5	146,17	181,75	213,99	281,00	533,26	709,53
5,25	132,22	164,40	193,56	254,17	482,34	641,79
5,5	119,18	148,19	174,47	229,10	434,78	578,50

5,75	107,03	133,08	156,68	205,75	390,45	519,52
6	95,73	119,03	140,15	184,03	349,24	464,69
6,25	85,26	106,01	124,82	163,90	311,04	413,86
6,3	83,26	103,53	121,89	160,06	303,75	404,16
6,75	66,66	82,89	97,59	128,15	243,20	323,59
7	58,48	72,71	85,61	112,41	213,33	283,85
7,25	50,99	63,40	74,65	98,02	186,02	247,51
7,5	44,17	54,92	64,66	84,91	161,14	214,41
7,75	37,99	47,23	55,61	73,03	138,59	184,40
8	32,41	40,30	47,45	62,31	118,24	157,33
8,25	27,41	34,08	40,13	52,69	99,99	133,04
8,5	22,95	28,54	33,60	44,12	83,72	111,40
8,75	19,00	23,63	27,82	36,53	69,32	92,24
9	15,54	19,32	22,74	29,87	56,68	75,41
9,25	12,52	15,57	18,33	24,07	45,67	60,77
9,5	9,92	12,33	14,52	19,07	36,19	48,15
9,75	7,71	9,58	11,28	14,82	28,12	37,42
10	5,85	7,28	8,57	11,25	21,35	28,41
10,25	4,32	5,37	6,33	8,31	15,77	20,98
10,5	3,08	3,83	4,51	5,93	11,25	14,97
10,7	2,28	2,84	3,34	4,39	8,33	11,09
10,95	1,50	1,86	2,19	2,88	5,46	7,26
11,2	0,91	1,14	1,34	1,76	3,33	4,44
11,45	0,51	0,63	0,74	0,97	1,85	2,46
11,7	0,24	0,30	0,36	0,47	0,89	1,18
11,95	0,09	0,11	0,13	0,18	0,33	0,44
12,2	0,02	0,03	0,03	0,04	0,08	0,10
12,6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

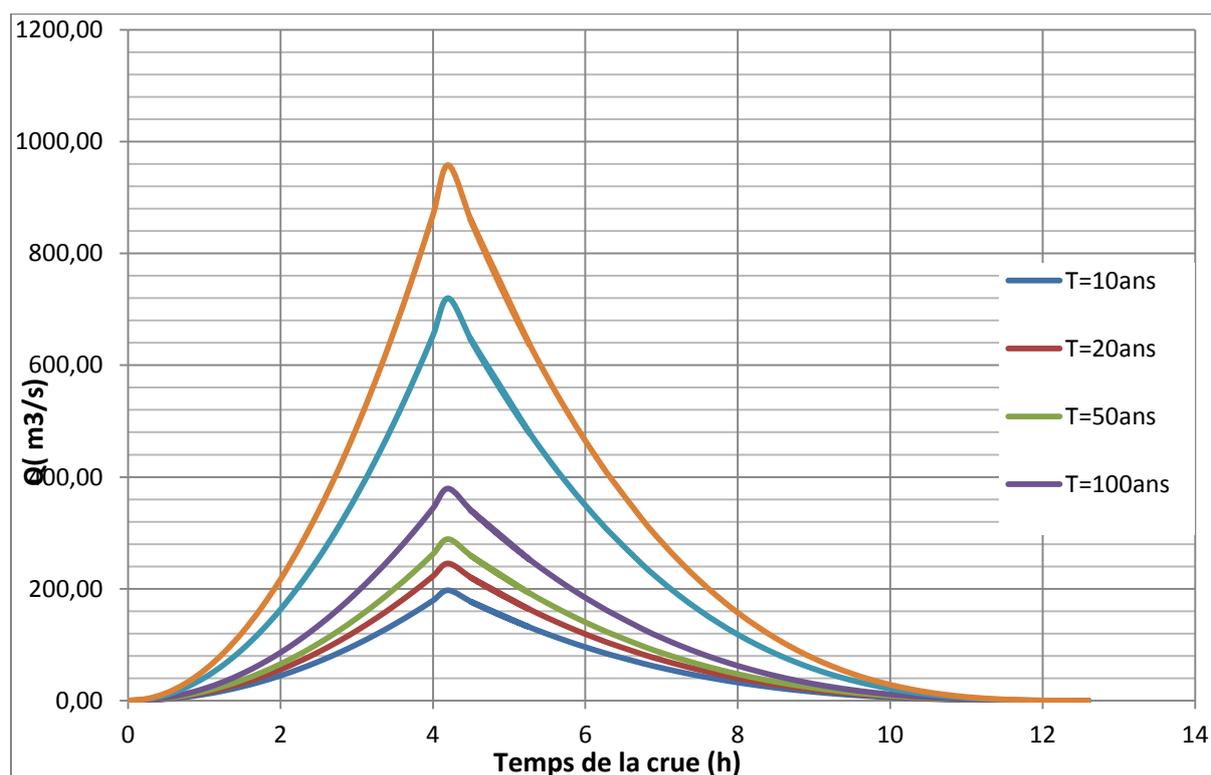


Figure II.16 : Hydro grammes des crues.

I.6.4 Choix de fréquence de la crue du projet et de chantier :

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000 ans).

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction, on se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages (CNAGB).

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

- Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).

- Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau II.33 : Catégories des dommages résultant des crues.

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois . Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.

Tableau II.34 : Crues de projet recommandé.

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

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

On doit calculer l'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a * I_d * I_r .$$

Avec : **I_a** : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les Difficultés topographiques).

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et Géotechniques).

I_r : représente les risques.

Si le risque est faible (degré 01), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

Si le risque est moyen ou modérée (degré 02), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

Si le risque est élevé (degré 03), la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont un peu compliquées, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est moyennement élevé (site un peu éloigné des zones urbaines- volume d'emménagement relativement important).

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,01% (T = 10000ans)

$$Q_{0.01\%} = 958,00 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'hydro gramme de la crue de projet (Q0, 01%) et celui tracé il est donné dans la Figure II.17

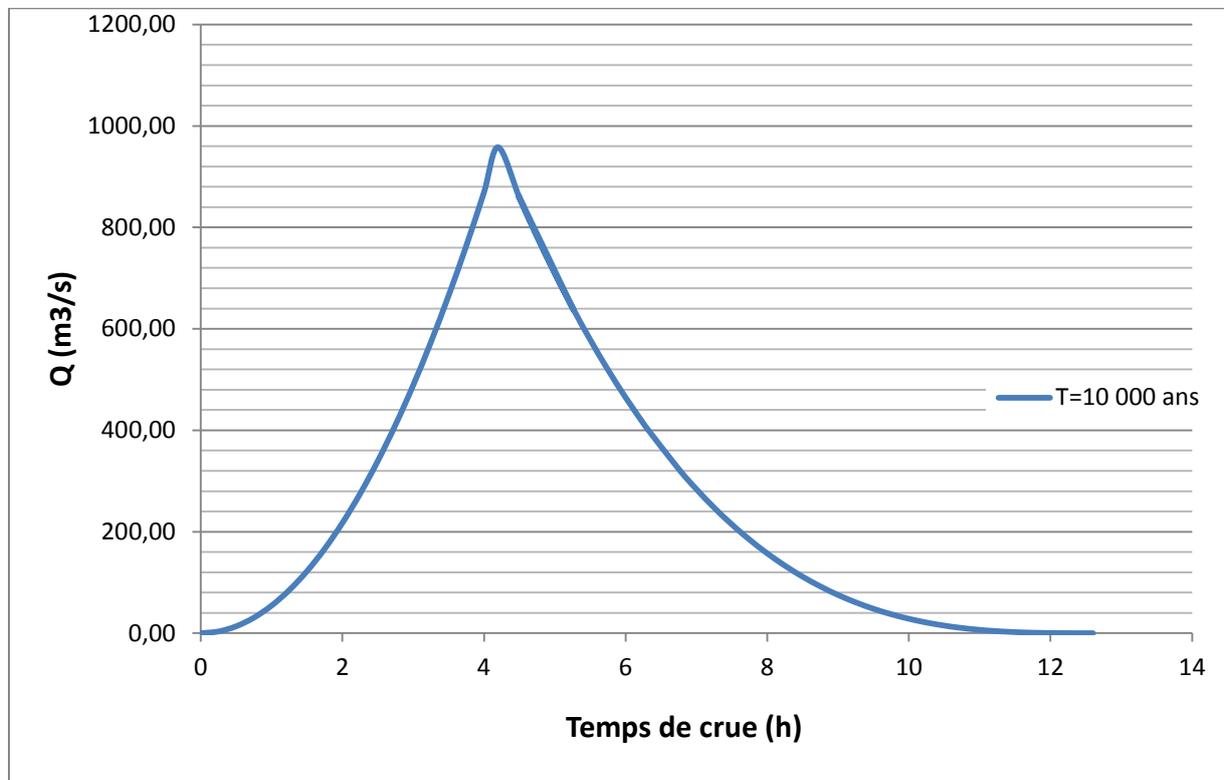


Figure II.17 : Hydro gramme de crue de projet $Q_{0,01\%}$.

Pour la crue des travaux Nous adoptons crue de période de retour (T = 20 ans)

$$Q_{\text{crue travaux}} = 245,40 \text{ m}^3/\text{s}$$

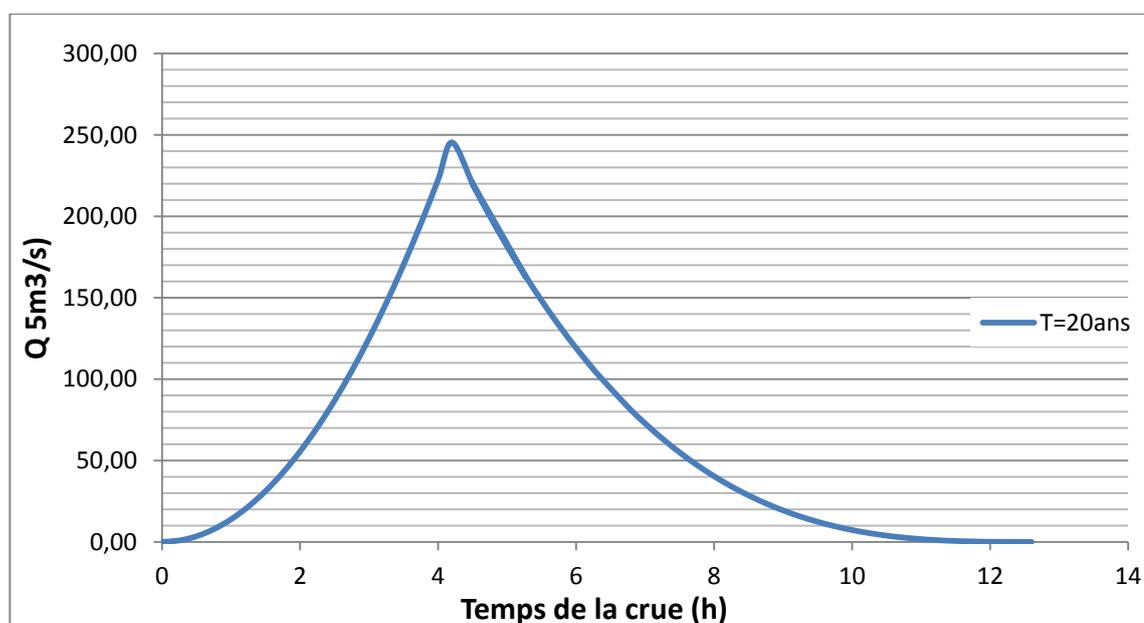


Figure II.18 : Hydro gramme de crue de projet $Q_{\text{crue travaux}}$.

II.7 Régularisation :

L'objet de l'étude de régularisation est d'établir la capacité de la retenue de L'Oued Allalah, de façon à ce que la régularisation des apports de l'Oued soit optimum. Donc le but consiste à déterminer les paramètres de la retenue et un mode d'exploitation, permettant ainsi une utilisation rationnelle des eaux. Pour la satisfaction des consommateurs. La retenue étant destinée à l'irrigation des terres limitrophes.

Pour la définition du volume de la retenue collinaire. On a tenu compte des conditions jouant sur la régularisation des masses d'eau, l'apport, l'évaporation, la consommation et les pertes par infiltration et évaporation.

Le calcul de la régularisation a été fait par la méthode du bilan d'eau.

Il y a deux types de régularisation sont utilisés:

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

Pour cette étude, on a effectué une régularisation saisonnière puisque les apports sont supérieurs à la demande.

Les paramètres qu'on doit avoir pour pouvoir faire le calcul de la régularisation sont :

- *-La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.
- *- La répartition mensuelle de l'apport ($A 80\% \text{ Hm}^3$).
- *-La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.

II.7.1 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

L'établissement du plan d'eau en courbe de niveau donne, d'une part les variations du volume de la retenue en fonction de la côte de la retenue normale et d'autre part la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la côte du plan d'eau, ce qui permettra de calculer les pertes par évaporation.

La cote minimale relevée est de 165.00m et la cote maximale de 716.00m, soit hauteur près de 20 mètres. L'approximation des volumes a été fait selon l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad (\text{II.52})$$

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H \quad (\text{II-53})$$

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

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

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

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

Le tableau suivant donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau II.35 : Courbes topographiques et volumétriques.

côte (m)	H (m)	S (Ha)	S moy (Ha)	ΔH (m)	ΔV (Mm3)	Vh (Mm3)
25	0	0	0,46875	5	3.125	0
30	5	0,9375	2,8125	5	0,1406	3.125
35	10	4,6875	6,25	5	0 ,3125	3.2656
40	15	7,8125	8,59375	5	0,4297	3.5781
45	20	9,375	11,71875	5	0,5859	4.0078
50	25	14,0625	16,09375	5	0,8047	4,5937
55	30	18,125	20	5	1	5.3984
60	35	21,875	24,6875	5	1,2344	6,3984
65	40	27,5	30	5	1,5	7,6328
70	45	32,5	34,84	5	1,742	9.1328
75	50	37,1875	40	5	2	10,8748
80	55	42,8125	46,25	5	2,3125	12,8748
85	60	49,6875	52,8125	5	2,6406	15 ,1873
90	65	55,9375	58,28125	5	2,9406	17,8279

côte (m)	H (m)	S (Ha)	S moy (Ha)	ΔH (m)	ΔV (Mm3)	Vh (Mm3)
95	70	60,3545	66,5625	5	3,3281	24,0966
100	75	72,5		5	0,1406	
105	80					

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques :

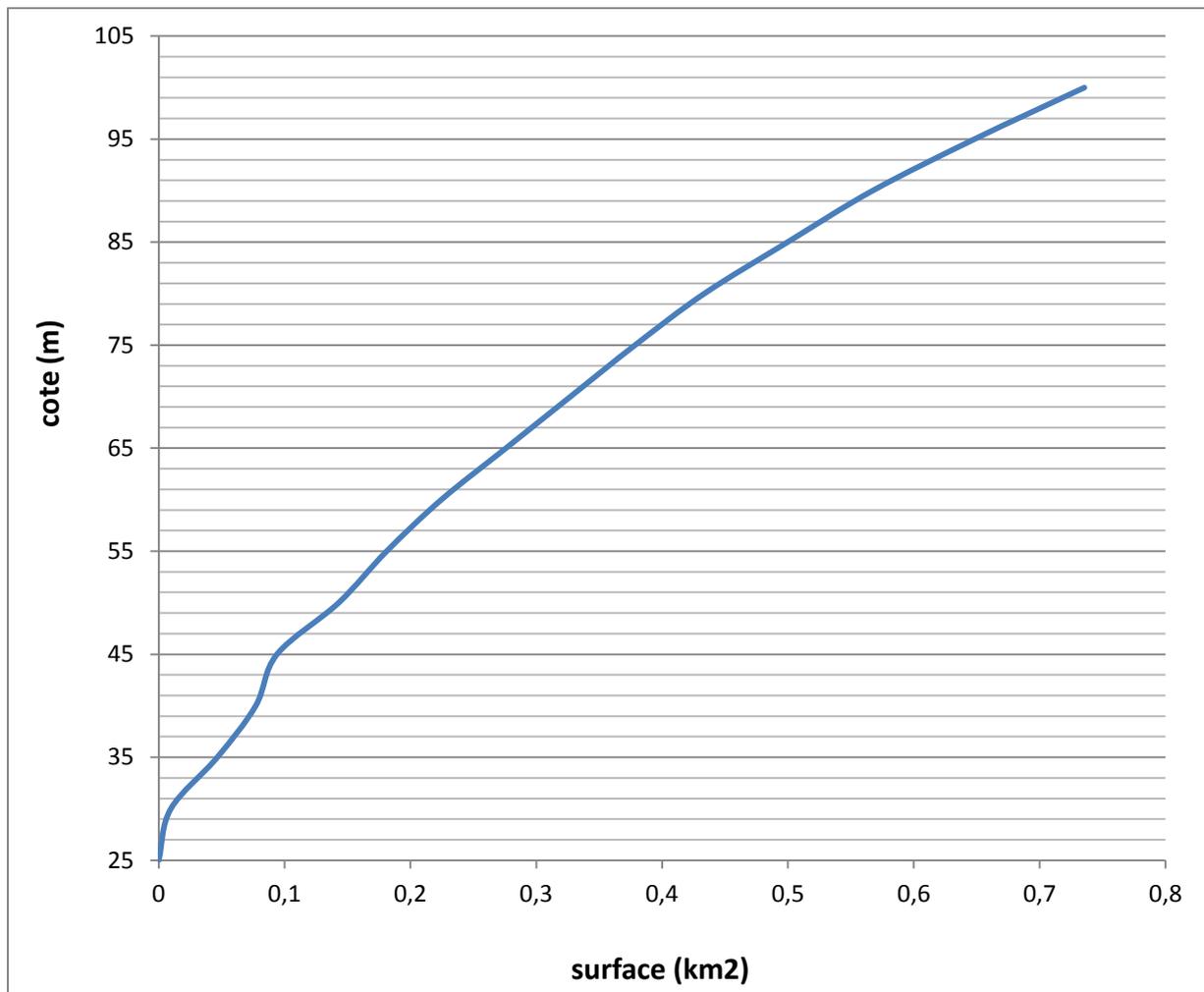


Figure II.19 : Courbes Surface - Hauteur.

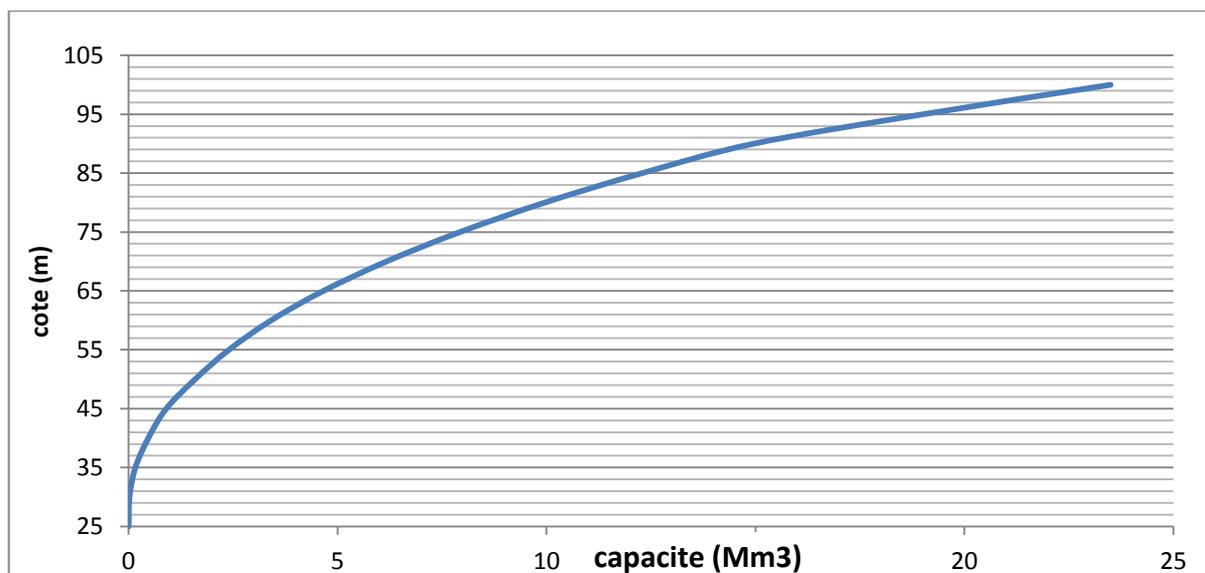


Figure II.20 : Courbes Capacité -Hauteur.

II.7.2 Répartition des besoins :

Le but d'utilisation de la retenue collinaire sur Oued **Allalah** est de satisfaire les besoins agricoles. Dans ce cas, la répartition mensuelle des besoins étant supposée suivre une loi agricole simplifiée utilisée souvent au Nord de l'Algérie.

La répartition des besoins est comme suit :

La surface qu'on a à irriguer est de 700 Ha.

Tableau II.36 : Répartition mensuelle des besoins.

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
Besoin en (%)	4,71	2,00	0,43	0,0	0,0	0,14	1,71	7,13	18,54	24,82	26,25	14,27
U_{irr} (Mm ³)	0,23	0,10	0,02	0,0	0,0	0,01	0,08	0,35	0,91	1,22	1,29	0,70

II.7.3 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm³):

Tableau II.37 : Répartition mensuelle des apports.

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
A (%)	1,08	4,16	13,6	17,78	14,53	19,29	15,05	9,40	4,16	0,74	0,06	0,16
$A_{80\%}$ (Mm ³)	0,085	0,327	1,068	1,396	1,141	1,514	1,181	0,738	0,327	0,058	0,005	0,013

II.7.4 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 :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W-U) \quad (II-54)$$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

II.7.4.1 Régularisation annuelle :**A /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.38 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³).

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A _{80%} - U _{80%}	1ère consigne			2ème consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Octobre	0,327	0,10	0,23	2,34	2,34			2,34	
				2,57	2,57		2,11	2,34	0,23
Novembre	1,068	0,02	1,05	3,62	3,62		1,29	2,34	1,05
				5,02	5,02		0,94	2,34	1,4
Décembre	1,396	0,00	1,40	6,16	6,16		2,08	2,34	0,26
				7,66	6,21	1,45	3,22	3,22	
Janvier	1,141	0,00	1,14	7,31	6,21	1,1	4,72	4,72	
				6,6	6,21	0,39	5,82	5,82	
Février	1,514	0,01	1,50	5,63	5,63		6,21	6,21	
				4,47	4,47		5,63	5,63	
Mars	1,181	0,08	1,10	3,38	3,38		4,47	4,47	
				2,49	2,49		3,18	3,18	
Avril	0,738	0,35	0,39	2,34	2,34		2,49	2,49	
				6,6	6,21	0,39	5,82	5,82	
Mai	0,327	0,91	-0,58	5,63	5,63		6,21	6,21	
				4,47	4,47		5,63	5,63	
Juin	0,003	1,22	-1,16	3,38	3,38		4,47	4,47	
				2,49	2,49		3,18	3,18	
Juillet	0,058	1,29	-1,29	2,49	2,49		3,18	3,18	
				2,34	2,34		2,49	2,49	
Aout	0,013	0,70	-0,69	2,49	2,49		3,18	3,18	
				2,34	2,34		2,49	2,49	
sept	0,085	0,23	-0,15	2,34	2,34		2,49	2,49	
				2,34	2,34		2,49	2,49	
						2,94	2,34	2,34	2,94

Du tableau (II.38) on à:

$$V_s = 6,81 \text{ M m}^3$$

$$V_d = 3,87 \text{ M m}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

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

Alors :

$$V_u = 3,87 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

(II.55).

D'où :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 3.87 + 2,34 = 6,21 \text{ Mm}^3 \quad V_{\text{NNR}} = \mathbf{6,21 \text{ Mm}^3}$$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer.

B/ Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration.

1) Pertes par évaporation :

$$\text{On a: } V_{\text{ep}} = E_s \cdot S_{\text{moy}} \quad (\text{II.56})$$

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}).

$$V_{\text{moy}} : \text{volume moyenne} \left[V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},j} + V_{\text{rf},j+1}}{2} \right] \quad (\text{II.57})$$

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

2) Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \quad (\text{II.58})$$

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

Avec : δ: coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette

$$\delta = (0.5 \div 1.5) \quad \text{on prend } \delta = \mathbf{0.75}$$

Tableau II.39 : Les pertes dans la retenue.

mois	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avr	mai	juin	juil.	Aout	sept
V_{moy} Mm^3	2,455	3,095	4,32	5,59	6,91	7,485	6,955	6,115	5,05	3,925	2,935	2,415
S_{moy} (Km^2)	0,0074	0,0931	0,1186	0,1845	0,2066	0,2162	0,2073	0,1933	0,1635	0,0909	0,0088	0,0073
Es (m)	0,0842	0,062	0,0417	0,037	0,0448	0,069	0,085	0,1185	0,1669	0,2071	0,1825	0,1505
V_{inf} Mm^3	0,0184	0,0232	0,0324	0,0419	0,0518	0,0561	0,0522	0,0459	0,0379	0,0294	0,0220	0,0181
V_{evp} Mm^3	0,0006	0,0058	0,0049	0,0068	0,0093	0,0149	0,0176	0,0229	0,0273	0,0188	0,0016	0,0011
Π Mm^3	0,0190	0,0290	0,0373	0,0487	0,0611	0,0710	0,0698	0,0688	0,0652	0,0482	0,0236	0,0192
$W-(U$ $+ \pi)$	0,208	1,019	1,3587	1,0923	1,4429	1,03	0,3182	-0,6518	-1,2272	-1,3332	-0,7106	-0,1642

Les calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.40 : Calcul du volume utile en tenir compte des pertes.

Mois	A _{80%}	U _{80%}	Pertes	A _{80%} - (U _{80%} +P)	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
OCT	0.327	0,10	0,0190	0,208	2,34	2,34			2,34	
					2,548	2,548		2,132	2,34	0,208
Nov	1.068	0,02	0,0290	1,019	3,567	3,567		1,321	2,34	1,019
					4,9257	4,9257		1,1849	2,34	1,1551
Déc	1.396	0,00	0,0373	1,3587	6,018	6,018		2,5436	2,5436	0
					7,4609	6,427	1,0339	3,6359	3,6359	
Jan	1.141	0,00	0,0487	1,0923	7,457	6,427	1,03	5,0788	5,0788	
					6,7452	6,427	0,3182	6,1088	6,1088	
Fév	1,514	0,01	0,0611	1,4429	5,7752	5,7752		6,427	6,427	
					4,548	4,548		5,7752	5,7752	
Mar	1,181	0,08	0,0710	1,03	3,2148	3,2148		4,548	4,548	
					2,5042	2,5042		3,2148	3,2148	
Avr	0,738	0,35	0,0698	0,3182	2,34	2,34		2,5042	2,5042	
					2,34	2,34		2,5042	2,5042	
Mai	0,327	0,91	0,0688	-0,6518						
Jun	0,003	1,22	0,0652	-1,2272						
Jun	0,058	1,29	0,0482	-1,3332						
Aou	0,013	0,70	0,0236	-0,7106						
Sep	0,085	0,23	0,0192	-0,1642						
							2,3821	2,34	2,34	2,3821

$$\left. \begin{aligned} V'_5 &= 6,4691 \text{ Mm}^3 \\ V'_d &= 4,087 \text{ Mm}^3 \end{aligned} \right\}$$

D'ou : $V'_u = V'_d = 4,087 \text{ Mm}^3$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V'_{NNR} = 6,427 \text{ Mm}^3$$

Estimation de l'erreur :

$$1\% < \zeta < 5\%$$

$$\text{On a: } \zeta = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100 = 4,23\% \quad (\text{II.59})$$

II.7.4.2 Régularisation interannuel :

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.

Ce type de régularisation nécessite des retenues importantes pour satisfaire le consommateur aussi bien annuellement que sur plusieurs années, il existe plusieurs méthodes de calcul du volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle.

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années, il y a plusieurs méthodes de calcul, on cite:

1-Méthode du volume utile interannuel par la méthode Pléchkov-Svaizdé:

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

$$V_u (\text{inter}) = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) W_o = \beta_s W_o + \beta_{\text{plur}} W_o \quad (\text{II.60})$$

Avec:

β_s : composante saisonnière

β_{plur} : composante interannuel

W_o : l'apport moyen interannuel (5 ,56 Mm³)

On a trouvé le volume utile saisonnier en tenant compte des pertes, $V_u = \beta_s W_o$

$$V_u = 4,087 \text{ Mm}^3.$$

La composante interannuelle β_{plur} est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svaizdé, cette composante β_{plur} est fonction de : (P%, α Cv, Cs,r)

α : Coefficient de régularisation.

P% : Probabilité de garantie

Cs : Coefficient d'asymétrie

Cv : Coefficient de variation de la série des apports annuels.

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce Coefficient est donné par le tableau de Radkovitch tableau si après :

Tableau II.41: Tableau de Radkovitch $r = f(M_0)$.

module spécifique $M_0(l/s.km^2)$	>20	20 - 10	10 - 4	4 - 1	<1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

On a: $M_0 = 1,54l/s/Km^2 < 1$ donc : **$r=0,4$**

Donc on est dans le cas où $C_s = 2 C_v$ et $r \neq 0,3$; on utilise les graphiques de Gougli qui donnant pour :

$$P=95\%$$

$$\alpha=0,9$$

$$C_v = 0,91$$

$$C_s = 2C_v = 1,82$$

$$\beta_{plur} = 0,36$$

$$V_{plur} = \beta_{plur} W_0 = 0,36 * 5,56 = 2 \text{ Mm}^3$$

$$\text{Donc : } Vu_{int} = V_s + V_{plur} = 4,087 + 2 = 6,087 \text{ Mm}^3$$

$$Vu_{int} = 6,087 \text{ Mm}^3$$

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

$$V_{NNR} = 2,34 + 6,087 = 6,872 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V_{NNR} = 8,43 \text{ Mm}^3}$$

2. Calcul du volume utile interannuel par la méthode KRISTEKLY -MENKEL:

Cette méthode basée sur les caractéristiques de l'échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit pendant des années sèches. Donc il faut disposer d'une série des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit $K_i = \frac{Q_i}{Q}$ et un coefficient de régularisation α .

$$\text{On a : } Vu_{int} = V_s + V_{int} \quad \text{(II-61)}$$

Le volume interannuel dont la relation :

$$Vu_{int} = \beta_{plur} \cdot W_0 \quad \text{(II-62)}$$

$$\beta_{plur} = \max(D) = \max[(\alpha - K_{p\%}) \cdot n] \quad \text{(II-63)}$$

Avec

α : Coefficient de régularisation

$K_{p\%}$: Coefficient de l'hydraulicité

$$K_{p\%} = F_{p\%} C_v^{(n)} + 1 \quad \text{(II-64)}$$

Avec : C_v : Coefficient de variation

$F_{p\%}$: la probabilité en fonction de $P_{\%}$ et C_s

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} ; C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}} \quad \text{(II-65)}$$

$$\text{Donc : } \beta_{plur} = \max[(\alpha - K_{p\%}) \cdot n] \quad \text{(II-66)}$$

Tableau II.42: résultats de calcul du coefficient de débit.

n	n ^{0.5}	CV	cs	F80%	KP=CV.FP+1	α=0,9
1	1	0,633	1,266	-0,85	0,462	0,4381
2	1,41421356	0,448	0,895	-0,85	0,620	0,5609
3	1,73205081	0,365	0,731	-0,85	0,689	0,6319
4	2	0,317	0,633	-0,85	0,731	0,6761
5	2,23606798	0,283	0,566	-0,85	0,759	0,7031
6	2,44948974	0,258	0,517	-0,85	0,780	0,7179
7	2,64575131	0,239	0,479	-0,85	0,797	0,7235
8	2,82842712	0,224	0,448	-0,85	0,810	0,7218
9	3	0,211	0,422	-0,85	0,821	0,7142
10	3,16227766	0,200	0,400	-0,85	0,830	0,7015
11	3,31662479	0,191	0,382	-0,85	0,838	0,6845
12	3,46410162	0,183	0,365	-0,85	0,845	0,6639
13	3,60555128	0,176	0,351	-0,85	0,851	0,6400
14	3,74165739	0,169	0,338	-0,85	0,856	0,6132
15	3,87298335	0,163	0,327	-0,85	0,861	0,5839
16	4	0,158	0,317	-0,85	0,865	0,5522
17	4,12310563	0,154	0,307	-0,85	0,870	0,5184
18	4,24264069	0,149	0,298	-0,85	0,873	0,4828
19	4,35889894	0,145	0,290	-0,85	0,877	0,4453
20	4,47213595	0,142	0,283	-0,85	0,880	0,4062
21	4,58257569	0,138	0,276	-0,85	0,883	0,3657
22	4,69041576	0,135	0,270	-0,85	0,885	0,3237
23	4,79583152	0,132	0,264	-0,85	0,888	0,2804
24	4,89897949	0,129	0,258	-0,85	0,890	0,2359
25	5	0,127	0,253	-0,85	0,892	0,1903

D'après le tableau (II.42) de calcul dans l'annexe II.4 .on trouve : β_{plur}= **0,7235**

$$V_{plur} = \beta_{plu} W_o = 5,563 * 0,7235 = 4,03 \text{ Mm}^3 \quad V_{plur} = \mathbf{4,03 \text{ Mm}^3}.$$

le calcul le volume saisonnier par la loi suivante :

$$V_{sais} = (\beta_s) W_o$$

W_o : l'apport moyen interannuel (5 ,56 Mm³)

β_s : composante saisonnière

$$B_s = \alpha * (T_{et} - w_{et}) \quad (II-67)$$

-T_{ét} = Nét/12 : Durée relative de l'étiage au cours de l'année.

-Nét : Nombre de mois pour le quel il y a étiage.

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

W_m : Apport pendant la période d'étiage.

W_{pm} : Apport total pendant les 12 mois de l'année.

Tableau II.43 : Répartition mensuelle des apports.

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
A _{80%} (Mm ³)	0,085	0,327	1,068	1,396	1,141	1,514	1,181	0,738	0,327	0,058	0,005	0,013

$$A_0 = \sum \frac{A_i}{12} = 0,654 \text{ Mm}^3$$

$$A_0 = 0,654 \text{ Mm}^3$$

$$N_{et} = 6$$

Donc: $T_{et} = \frac{6}{12} = 0,5$

$$W_{et} = 0,815 / 7,853 = 0,104$$

$$B_s = 0,9 * (0,5 - 0,104) = 0,356$$

$$V_{sais} = (\beta_s) W_o = 0,356 * 5,56 = 1,98 \text{ Mm}^3$$

$$V_{sais} = 1,98 \text{ Mm}^3$$

Donc :

$$V_{u_{int}} = V_s + V_{int} = 1,98 + 4,03 = 6,01 \text{ Mm}^3$$

Volume au niveau normal de la retenue est: $V_{NNR} = V'_m + V_U$

$$V_{NNR} = 2,34 + 6,01 = 8,35 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 8,35 \text{ Mm}^3$$

$$NNR = 76,06 \text{ m.NGA}$$

Tableau II.44 : récapitulatif des résultats de la régularisation.

Dénomination	Quantité
Cote au niveau mort (▼NVM)	54,46
Cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	76,06
Volume mort (Mm ³)	2,34
Volume utile (Mm ³)	6,01
Volume normal de la retenue (Mm ³)	8,35
Cote de fond (▼fond)	25

II.8 LAMINAGE DES CRUES

Généralités :

L'étude de laminage consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue (le niveau du volume forcé), la hauteur d'eau maximale déversant par l'évacuateur de crue et sa variation dans le temps tout au long du passage de la crue.

L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durées diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximal correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

Donc, le calcul de laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter globalement de l'aménagement, Ce type de calcul optimise la capacité

de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue Cette relation peut être formulée comme suite :

$$Q \frac{dh}{dt} = q \frac{dh}{dt} + S \frac{dh}{dt} \quad (\text{II.68})$$

Avec :

Q: le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulé à l'instant -t- est :

$$Q - q = S \frac{dh}{dt} \quad (\text{II.69})$$

Avec:

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

Il existe plusieurs procédés de laminage des crues entre autres : Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, step by step,...Nous traitons dans ce travail les méthodes de Kotcherine.

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:

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \quad (\text{II.70})$$

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.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \quad (\text{II.71})$$

H_0 :charge globale.

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

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad (\text{II.72})$$

Avec:

$$S = b.H \quad (\text{II.73})$$

➤ **Données initiales :**

Tableau II.45 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.

g (m ² /s)	9.81
$Q_{0.01\%}$ (m ³ /s)	958
V_{cr} (Mm ³)	21,727
m	0.49

II.8.1.1 Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b :

Le procédé de calcul consiste à :

- Donner des différentes valeurs des lames d'eau h_d ,
- Définir la cote PHE pour chaque lame,
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur ; on détermine le volume V_{PHE} relatif à chaque PHE,
- Définir le volume en charge pour chaque lame,
- Déterminer le volume de la crue pour l'hydro gramme ayant une forme triangulaire :

$$V_f = 0.5 \cdot Q_{\max p\%} \cdot T \quad (II.74)$$

- A l'aide de la formule $q_{\max p\%} = Q_{\max p\%} \times (1 - \frac{V_f}{V_{cr}})$ (II.75)
- Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame h_d .

Les calculs sont présentés dans le tableau qui suit.

Tableau II.46 : Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b.

Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE)																
Hd (m)	PHE (m)	VPHE (Mm3)	Vf (Mm3)	$q_{max,p\%} = Q_{max,p\%}(1 - Vf/Vcr)$	$q_{max,p\%} = m.b\sqrt{2g} \cdot Hd$ Puis(3/2) (m3/s)											
					b (m)											
					20	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
0,4	76,46	8,7	0,35	942,57	10,98	16,47	19,22	21,96	24,71	27,45	30,20	32,94	35,69	38,44	41,18	43,93
0,8	76,86	11,49	3,59	799,71	31,06	46,59	54,36	62,12	69,89	77,65	85,42	93,18	100,95	108,71	116,48	124,24
1,2	77,26	14,02	5,67	707,99	57,06	85,59	99,86	114,12	128,39	142,66	156,92	171,19	185,45	199,72	213,98	228,25
1,6	77,66	16,83	8,48	584,09	87,85	131,78	153,74	175,71	197,67	219,63	241,60	263,56	285,52	307,48	329,45	351,41
2	78,06	19,22	10,87	478,71	122,78	184,17	214,86	245,56	276,25	306,95	337,64	368,33	399,03	429,72	460,42	491,11
2,4	78,46	22,76	14,41	322,63	161,40	242,09	282,44	322,79	363,14	403,49	443,84	484,19	524,54	564,89	605,23	645,58
2,8	78,86	26,02	17,67	178,88	203,38	305,07	355,92	406,76	457,61	508,46	559,30	610,15	660,99	711,84	762,68	813,53
3,2	79,26	29,26	20,91	36,02	248,49	372,73	434,85	496,97	559,09	621,21	683,33	745,46	807,58	869,70	931,82	993,94

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci après:

Tableau II.47 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.

largeur	hauteur	débit	surface	vitesse	Wd
20	0,4	10,98	8	1,37	350000
30	0,8	46,59	24	1,94	3590000
35	1,2	99,86	42	2,38	5670000
40	1,6	175,71	64	2,75	8480000
45	2	276,25	90	3,07	10870000
50	2,4	403,49	120	3,36	14410000
55	2,8	559,30	154	3,63	17670000
60	3,2	745,46	192	3,88	20910000
65	3,6	963,64	234	4,12	23410000
70	4	1215,44	280	4,34	28700000
75	4,4	1502,40	330	4,55	30910000
80	4,8	1825,99	384	4,76	35060000

On fait le calcul on variant la largeur (**b**) de (20 à 80) m selon la formule: $Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau II.48 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b .

hauteur m	vitesse m/s	hauteur total m	La largeur déversant b(m)											
			20	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
0,4	1,37	0,50	15,35	23,02	26,86	30,69	34,53	38,37	42,20	46,04	49,88	53,72	57,55	61,39
0,8	1,94	0,99	42,76	64,14	74,83	85,52	96,21	106,90	117,59	128,28	138,97	149,66	160,35	171,04
1,2	2,38	1,49	78,95	118,43	138,16	157,90	177,64	197,38	217,11	236,85	256,59	276,33	296,06	315,80
1,6	2,75	1,99	121,86	182,79	213,25	243,72	274,18	304,65	335,11	365,57	396,04	426,50	456,97	487,43
2	3,07	2,48	169,53	254,30	296,68	339,07	381,45	423,83	466,21	508,60	550,98	593,36	635,75	678,13
2,4	3,36	2,98	223,31	334,96	390,79	446,61	502,44	558,26	614,09	669,92	725,74	781,57	837,40	893,22
2,8	3,63	3,47	280,59	420,88	491,03	561,18	631,32	701,47	771,62	841,77	911,91	982,06	1052,21	1122,35
3,2	3,88	3,97	343,37	515,05	600,90	686,74	772,58	858,42	944,27	1030,11	1115,95	1201,79	1287,63	1373,48

Tableau II.49 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.

h	Vch	q	5	10	15	20	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80
0,50	350000	942,5679	3,84	7,67	11,51	15,35	23,02	26,86	30,69	34,53	38,37	42,20	46,04	49,88	53,72	57,55	61,39
0,99	3590000	799,7108	10,69	21,38	32,07	42,76	64,14	74,83	85,52	96,21	106,90	117,59	128,28	138,97	149,66	160,35	171,04
1,49	5670000	708,0000	19,74	39,48	59,21	78,95	118,43	138,16	157,90	177,64	197,38	217,11	236,85	256,59	276,33	296,06	315,80
1,99	8480000	584,1023	30,46	60,93	91,39	121,86	182,79	213,25	243,72	274,18	304,65	335,11	365,57	396,04	426,50	456,97	487,43
2,48	10870000	478,7231	42,38	84,77	127,15	169,53	254,30	296,68	339,07	381,45	423,83	466,21	508,60	550,98	593,36	635,75	678,13
2,98	14410000	322,6384	55,83	111,65	167,48	223,31	334,96	390,79	446,61	502,44	558,26	614,09	669,92	725,74	781,57	837,40	893,22
3,47	17670000	178,8995	70,15	140,29	210,44	280,59	420,88	491,03	561,18	631,32	701,47	771,62	841,77	911,91	982,06	1052,21	1122,35
3,97	20910000	36,0423	85,84	171,68	257,53	343,37	515,05	600,90	686,74	772,58	858,42	944,27	1030,11	1115,95	1201,79	1287,63	1373,48

Après la détermination du débit de crues correspondant à chaque lame h_d , on suit le procédé suivant :

Construire le graphe débit à évacuer en fonction de la lame de l'eau déversante $h_d=f(q_{\max p\%})$

Définir les débits véhiculés à travers le déversoir pour chaque lame h_d , en se donnant différents largeurs de déversoir b à l'aide de la formule :

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \quad (\text{II.76})$$

$Q_{\%}$: débit maximum de crue considérée en m^3/s .

V_{ch} : volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

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

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \quad (\text{II.77})$$

T_b : temps global de la crue.

Valeurs inconnues suivantes : q_{\max} et h_d relatives à chaque largeur de déversoir b .

D'après le tableau II.48, on trace des courbes croissantes représentées dans la Figure(II.21) la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau (II.49), on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque la largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique.

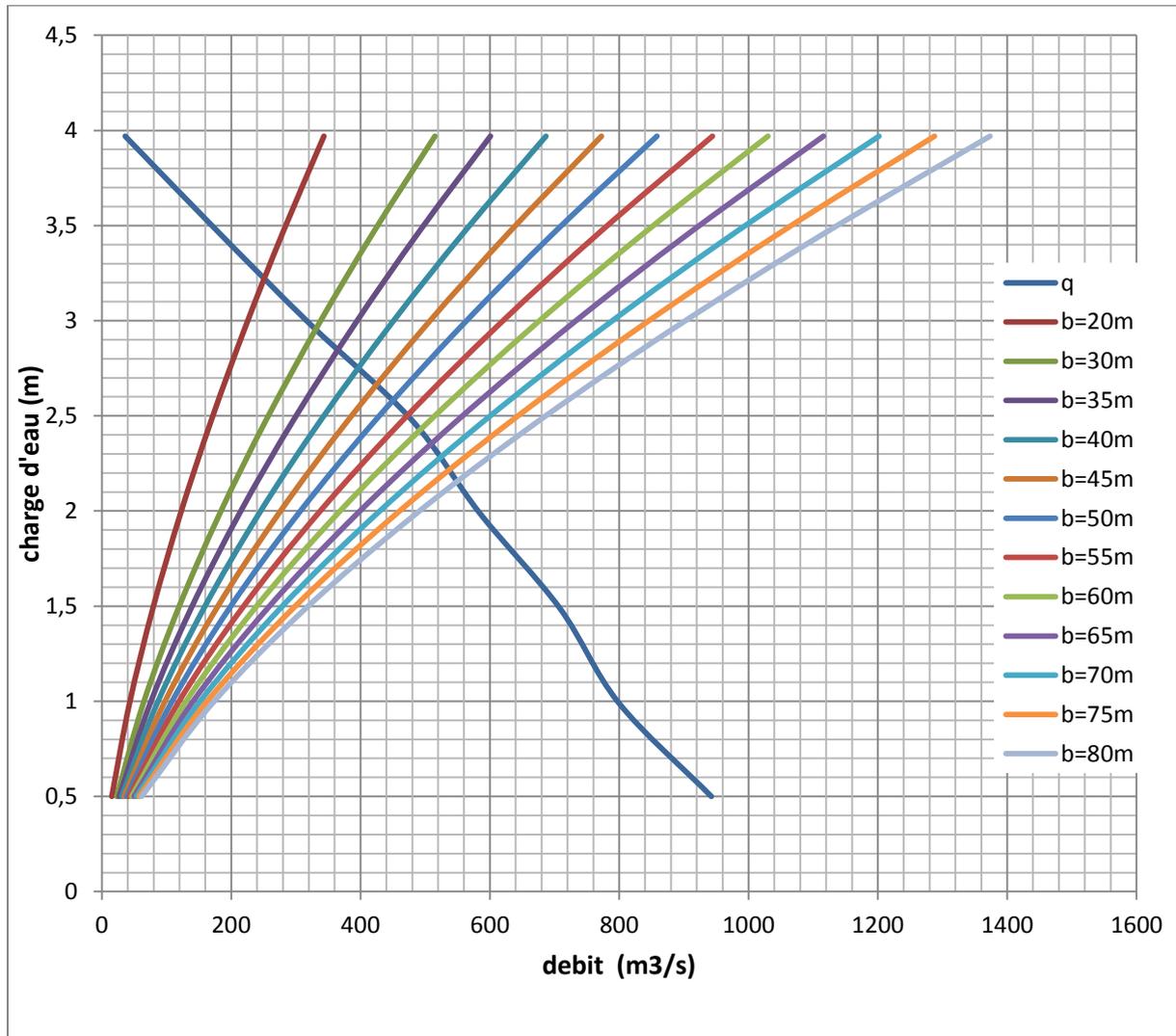


Figure II.21 : Courbes de $H = f(Q, q)$.

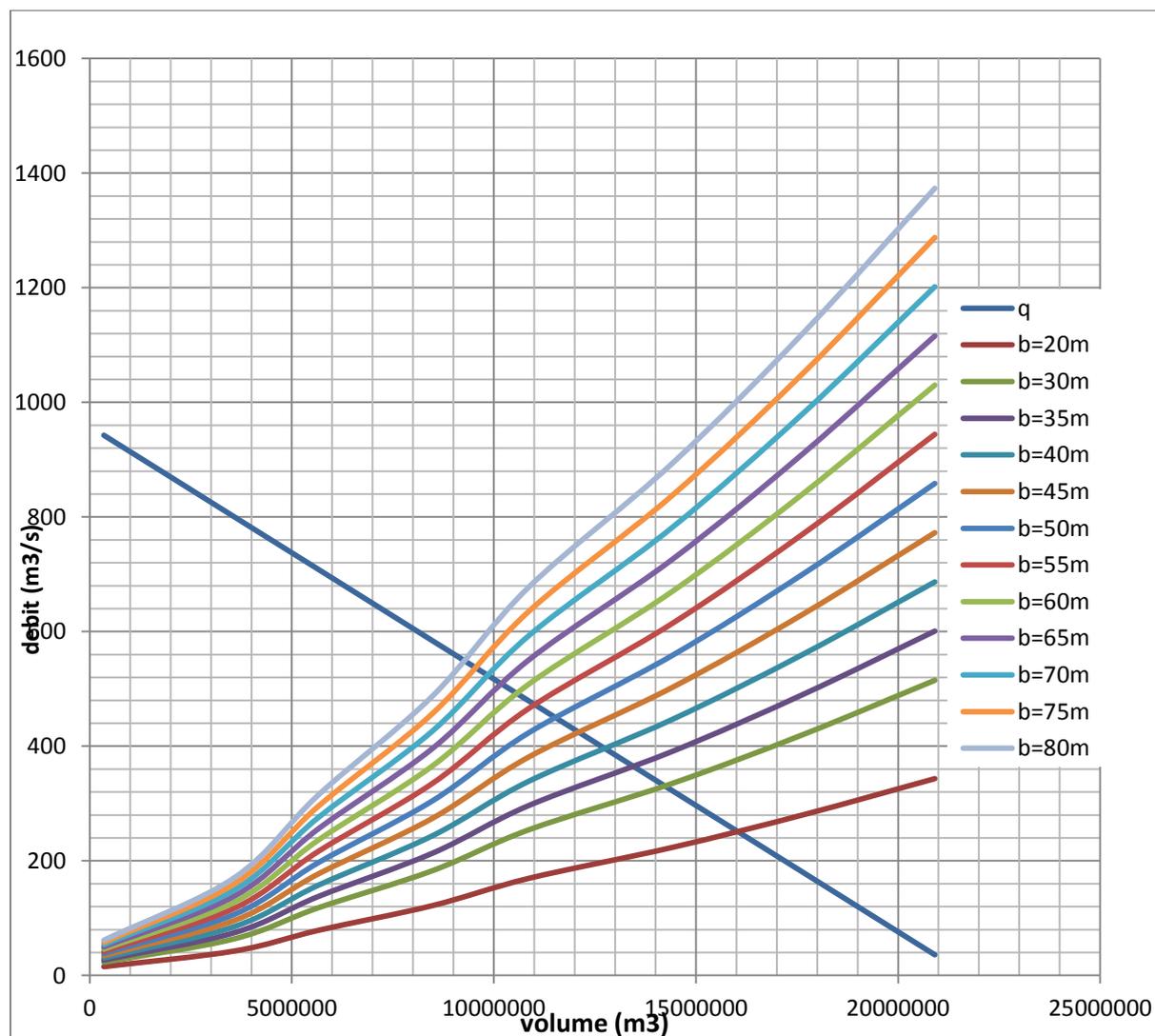


Figure II.22 : COURBES $V=f(Q,q)$.

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.

Les résultats tirés à partir de ces courbes sont résumés dans le tableau N°II.50 et la figure N°II.23

Tableau II.50 : Les $q_{\max p\%}$ et h_d pour les différents valeurs de b .

b(m)	H (m)	NPHE (m)	q(m³/s)	V_{forcé}(Mm³)
20	3.25	79,31	250	16,05
30	2.95	79,01	331.25	14,2904
35	2.85	78,91	363.69	13,4847
40	2.75	78,81	394.43	12,7510
45	2.61	78,67	423.06	12,0967
50	2.58	78,64	447.49	11,5304
55	2.51	78,57	469.11	11,0116
60	2.43	78,49	489.58	10,5880
65	2.35	78,41	505.8	10,1809
70	2.27	78,33	520.81	9,8491
75	2.22	78,28	538.44	9,5477
80	2.17	78,23	544.97	9,2738

II.8.2 Étude d'optimisation :

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

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

II.8.2.1 Calcul du coût approximatif de la digue :

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

$$V_B = \sum V_i \quad (II.78)$$

Avec
$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \quad (II.79)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i
$$\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \quad (II.80)$$

B_i : Largeur de base
$$[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b] \quad (II.81)$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus .

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i

$$[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t]. \quad (II.82)$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

◆ Calcul de la revanche :

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

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{II.83})$$

Avec : H : hauteur des vagues (m).

V : vitesse des vagues (m/s).

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

a) Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad (\text{II.84})$$

Avec : F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [F = 1,26 km].

AN : H=0,86m R=1,16m

b) Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032(U \cdot F)^{0.5} - 0.27F^{0.25} \quad (\text{II.85})$$

Avec : U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 23 Km/h.

H=0,532m R=0,86m

c) Formule de Mallet-paquant :

$$\text{Avec} \quad H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \quad (\text{II.86})$$

AN : H=0,87m R=1,18m

Il existe aussi la formule simplifiée pour qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \quad (\text{II.87})$$

AN : **R=1,34m**

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1,16 + 1,18 + 1,34 + 0,86}{4} = 1,14 \text{ m}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : **R = 1,15 m**

◆ **Le tassement :**

On calcule le tassement d' après les formules suivantes :

- ✓ $T = 0.015 H_b$
- ✓ $T = 0.001 H_b^{3/2}$

Avec:

T : Tassement de la crête du barrage

H_b : Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés de **0.5 m.** **T=0,5m**

◆ **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.

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

1) Formule de KNAPPENT :

$$b_{cr} = 1,65\sqrt{H_b} \quad (II.88)$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \quad (II.89)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \quad (II.90)$$

4) Formule pratique (pratique) :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \quad (II.91)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t. \quad (II.92)$$

Avec : NNR=76,06 m R=1,15m t=0,5 m

✓ **Pentes des talus:**

Amont: m1= 1 :1,65 Aval: m2= 1 :1,65

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

Tableau II.51: Variation de la côte de la crête en fonction de la charge déversant.

b (m)	H (m)	N _{PHE} (m)	q (m ³ /s)	V _{forsé} (Mm ³)	Cote de la crête (m)	H _b (m)	Largeur en crête du barrage (m)				b _{cr} moyenne
							KNAPIEN	PREECE	SIMPLIF	pratique	
20	3,25	79,31	250	16,05	80,96	55,96	12,343	9,229	10,770	12,468	11,20
30	2,95	79,01	331.25	14,2904	80,66	55,66	12,310	9,207	10,745	12,434	11,17
35	2,85	78,91	363.69	13,4847	80,56	55,56	12,299	9,199	10,737	12,423	11,16
40	2,75	78,81	394.43	12,7510	80,46	55,46	12,288	9,192	10,729	12,412	11,16
45	2,61	78,67	423.06	12,0967	80,32	55,32	12,272	9,182	10,717	12,396	11,14
50	2,58	78,64	447.49	11,5304	80,29	55,29	12,269	9,179	10,714	12,393	11,14
55	2,51	78,57	469.11	11,0116	80,22	55,22	12,261	9,174	10,709	12,385	11,13
60	2,43	78,49	489.58	10,5880	80,14	55,14	12,252	9,168	10,702	12,376	11,12
65	2,35	78,41	505.8	10,1809	80,06	55,06	12,243	9,162	10,695	12,367	11,12
70	2,27	78,33	520.81	9,8491	79,98	54,98	12,235	9,156	10,689	12,358	11,11
75	2,22	78,28	538,44	9,5477	79,93	54,93	12,229	9,153	10,685	12,352	11,10
80	2,17	78,23	544.97	9,2738	79,88	54,88	12,223	9,149	10,680	12,347	11,10

Tableau II.52 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes.

digue	b (m)	h _d (m)	V _{totale} (m ³)	coûts(10 ⁶ DA)
1	20	3.25	310060,33	256,048
2	30	2.95	306304,07	249,043
3	35	2.85	304966,69	245,973
4	40	2.75	303637,99	242,91
5	45	2.61	301775,78	240,021
6	50	2.58	301373,32	238,099
7	55	2.51	300456,13	236,365
8	60	2.43	299394,79	234,516
9	65	2.35	298325,68	231,071
10	70	2.27	297291,38	229,833
11	75	2.22	296636,53	226,309
12	80	2.17	285381,72	225,305

II.8.2.2 Le calcul approximatif de l'évacuateur de crue :

Pour déterminer le cout de l'évacuateur de crue il faut calculer le cout des différentes ouvrage qui le constitues comme:

- le canal d'approche
- le déversoir
- le coursier
- le bassin d'amortissement

les résultants de calcul sont données dans le tableau suivant.

Tableau II.53 : coût de l'évacuateur de crue pour différentes largeurs)déversantes.

N°	b (m)	h _d (m)	Coûts(MDA)
1	20	3.25	86,142
2	30	2.95	92,474
3	35	2.85	95,2016
4	40	2.75	97,3932
5	45	2.61	99,4168
6	50	2.58	100,688
7	55	2.51	102,2164
8	60	2.43	104,0212
9	65	2.35	106,8044
10	70	2.27	107,6888
11	75	2.22	110,614
12	80	2.17	112,904

II.8.2.3 Calcul du coût approximatif du barrage:

Tableau II.54 : Tableau récapitulatif des prix totaux.

Largueur déversant b (m)	Coût EVC MDA	Coût digue MDA	Coût totale MDA
20	86,142	256,048	342,19
30	92,474	249,043	341,517
35	95,2016	245,973	341,1746
40	97,3932	242,91	340,3032
45	99,4168	240,021	339,4378
50	100,688	238,099	338,787
55	102,2164	236,365	338,5814
60	104,0212	234,516	338,5372
65	106,8044	231,071	337,8754
70	107,6888	229,833	337,5218
75	110,614	226,309	336,923
80	112,904	225,305	338,209

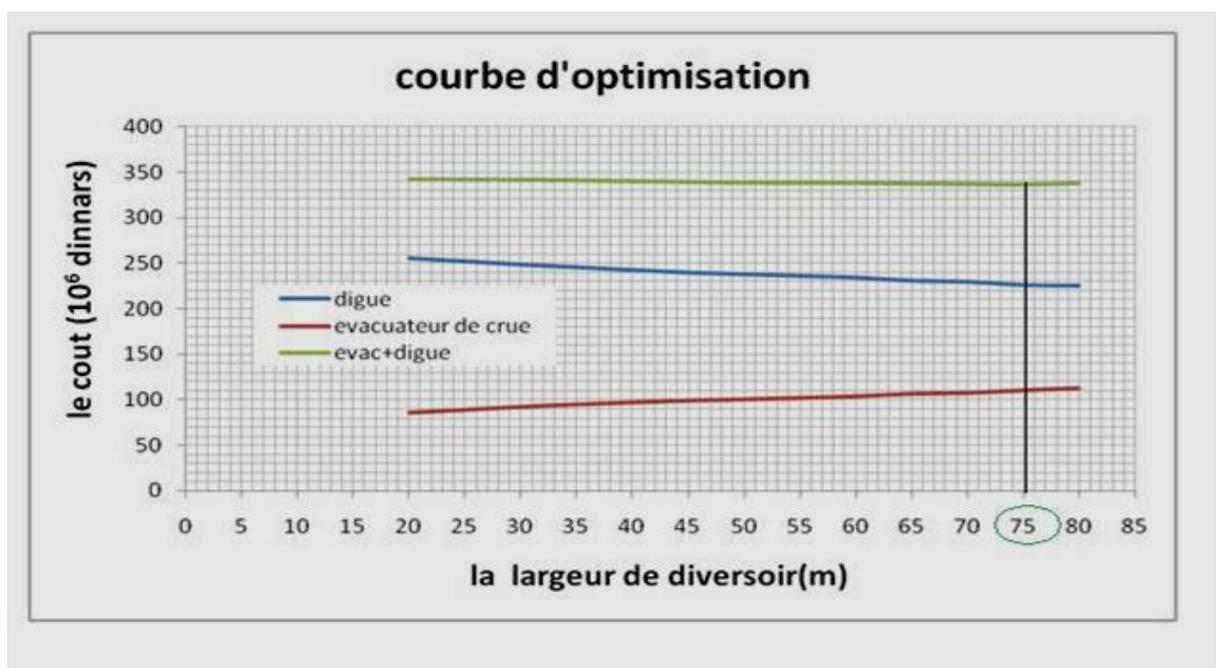


Figure II.23 : Courbes d'optimisations.

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, du déversoir et du bassin de dissipation (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu des résultats représentés en figure II.23, notre choix a été basé sur le coût total moyen.

La courbe d'optimisation des coûts présente un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « **b=75m** ».

Donc la hauteur du barrage est :

H_b =54,93 m NGA

Et le niveau de crête est :

▼Crête =79,93 m NGA

Conclusion :

Étude de laminage des crues nous a permis de trouver caractéristiques du barrage représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.55 : Récapitulatif les caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unité	Quantité
revanche	m	1,15
tassement	m	0,5
largeur de crête	m	11
Largeur de déversoir	m	75.00
La hauteur de charge déverser.	m	2,22
Le débit évacué	m ³ /s	538,44

II.9 La variante retenue pour le barrage de tarzout :

✚ La digue :

Cette variante porte sur la construction du barrage en enrochements à noyau central d'argile et des recharges en enrochements.

Il est envisagé que l'étanchéité du barrage sera assurée par l'exécution d'un noyau central en argile avec des pentes des talus de 1/0,2. Pour protéger le noyau des effets de forces d'infiltration, les couches filtrantes en sable et en graviers, de 2 m de largeur chacune, sont prévues. La stabilité du barrage sera assurée par des recharges en enrochements. Du côté amont, la pente du talus du barrage sera de l'ordre de 1/1.65. Le talus amont sera recouvert d'un riprap de protection. Du côté aval, la pente du talus du barrage sera de 1/1.65 recouvert de revêtement en graviers grossiers.

Dans la partie amont, au niveau du corps du barrage, sera aménagé un pré- batardeau avec pente du talus amont de 1/2.

✚ Evacuateur de crue :

Pour l'évacuation des débits de crue, il est envisagé un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral. Il sera placé en rive droite et sera dimensionné pour un débit de crue décennal de 958 m³/s.

Tableau II.56 : Présentation des résultats de calcul hydraulique.

Les différentes dimensions		Les dimensions
Déversoir		
	Largeur du seuil déversant	75 m
	Charge déversant	2.22 m
Chenal d'écoulement		
	Largeur	Varie de 15 à 20 m
	Longueur	70 m
Coursier		
	Largeur	20 m
	Longueur	238 m
Bassin de dissipation		
	Type du bassin	Bassin à ressaut type III
	Longueur	45 m
	Largeur	20 m
Murs bajoyers		
	Chenal d'écoulement	3,4 m
	Coursier	5,8 m pour (0 à 130) m
		2m pour (130 à 238) m
	Bassin de dissipation	11,3 m



Chapitre III :

**Etude des ouvrages Annexes
(Dérivation provisoire, vidange
de fond, prise d'eau)**

III-I dérivation provisoire

III.I.1 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 jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

III.I.2 Type d'ouvrage de dérivation provisoire :

- **Galerie de dérivation :**

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

- **Conduite de dérivation :**

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

- **Canal de dérivation :**

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

- **Conclusion :**

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie et batardeaux.

Vu les conditions géologiques et topographique du site, et l'étude économique, il a été jugé de projeter une galerie à section circulaire dans la rive gauche a coté de l'Oued.

III.I .3 Choix de la crue de dimensionnement :

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définissent le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire.

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En général, pour les barrages en béton, l'ouvrage de dérivation se dimensionne par les crues décennales ou vingtaines, alors que pour les barrages en terre, le dimensionnement de la dérivation provisoire se fait par les crues cinquanteennes ou même centennales.

Mais en Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue vingtaines.

Le débit maximum de cette crue est $Q_{max} (5\%)=245.4 \text{ m}^3/\text{s}$

III.I .4 Succession des travaux :

1^{ère} étape

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

2^{ème} étape

Dans cette étape on fait construire un pré-batardeau pour acheminer les eaux vers le canal et un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier et entre temps on écarte le pré- batardeau construit dans la 1^{ère} étape;

3^{ème} étape

On commence la construction de la galerie;

4^{ème} étape

Construction du batardeau amont pour acheminer les eaux vers le tunnel et pour amortir les crues;

5^{ème} étape

Enlèvement du pré- batardeau construit dans la 2^{ème} étape et la mise en eau.

III.I.5 Dimensionnement de la dérivation provisoire :**III.I .5.1 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 place dans la rive droit, 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.I.01 : période de retour pour les ouvrages hydrotechniques temporaires pendant la période de réalisation (crue de chantier).

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

D'après ce tableau en prendre la période de retour de 10ans

Le canal projeté est de forme trapézoïdale avec un fruit des talus $m=2,5$.

Dans le cas des canaux a écoulement 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 prendre $V=6$ m/s, D'où $Se= 32.89$ m².

On fixe la largeur (bi), et nous prenons ensuite une série des hauteurs (hi),et nous calculons les débits

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Où:

Q: Débit transité, $Q=197.36$ m³/s;

S : Section mouillée du canal (m²);

C : Coefficient du CHEZY ; $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$;

n: Coefficient de rugosité, $n= 0,022$;

R: Rayon hydraulique, $R = \frac{S}{P}$

P: Périmètre mouillé;

I : Pente du canal $I=0,0177$.

Avec: $S= (b+mh) h$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

m: Pente des talus, $m=2,5$;

b: Largeur du canal (m);

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

Tableau III.I.02 : Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs

bi	hi	Pm	Sm	Rh	C	Q
10	1	16,32456	12,5	0,765718	43,47224	63,262007
10	1,1	16,95701	14,025	0,827092	44,03447	74,723827
10	1,2	17,58947	15,6	0,886894	44,54981	87,074918
10	1,3	18,22192	17,225	0,94529	45,0258	100,32052
10	1,4	18,85438	18,9	1,00242	45,46831	114,46746
10	1,5	19,48683	20,625	1,058407	45,88203	129,52381
10	1,6	20,11929	22,4	1,113359	46,27074	145,4986
10	1,7	20,75174	24,225	1,167372	46,63752	162,40165
10	1,8	21,3842	26,1	1,220527	46,98492	180,2434
10	1,89	21,95341	27,83025	1,267696	47,28279	197,3576

Donc : $b=10\text{m}$ et $h= 1.89 \text{ m}$

$$h_{ca}=h+R$$

Où:

h_{ca} : Hauteur du canal;

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

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

D'où:

$$h_{ca}=2.39\text{m}..$$

❖ Calcul de la hauteur critique :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105\sigma_{cr}^2 \right) \text{ avec}$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \text{ et } \sigma_{cr} = \frac{Km}{b}$$

$$K=3,41\text{m}$$

$$\sigma_{cr}=0,85$$

Donc $h_{cr}=2,7\text{m}$

❖ La pente critique :

$$I_{cr} = \frac{gh_{cr}}{R_{cr} C^2}, \text{ avec } R = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$$

$$S_{cr} = (b + mh_{cr})h_{cr} = 45.23 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + 2h\sqrt{1 + m^2} = 24.55 \text{ m}$$

$$R_{cr} = 1.85 \text{ m}$$

$$I_{cr} = 0.00685 .$$

III.I .5.2 La galerie de dérivation :

Le dimensionnement de la galerie doit être fait d'une manière économique pour qu'elle puisse fonctionner comme vidange de fond et de prise d'eau lors de la mise en exploitation de l'ouvrage.

III.I 5.2.1 Niveau de l'eau en fonction du débit dans le lit de l'oued sur le site du barrage

Le débit est déterminé par la formule suivante :

$$Q = \frac{1}{n} S R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

Avec n : le coefficient de rugosité de Manning

Adopté: n = 0,022

An : la surface de la section en travers du lit naturel

Rn : le rayon hydraulique

I : la pente de lit de l'oued

Les résultats sont représentés dans le tableau III.I.03

Tableau (III.I.03): Niveau de l'eau en fonction du débit dans le lit de l'oued sur le site du barrage

Z(m)	22	23	25	27	29	30
Q(m ³ /s)	0	46	194	471	910	1.124

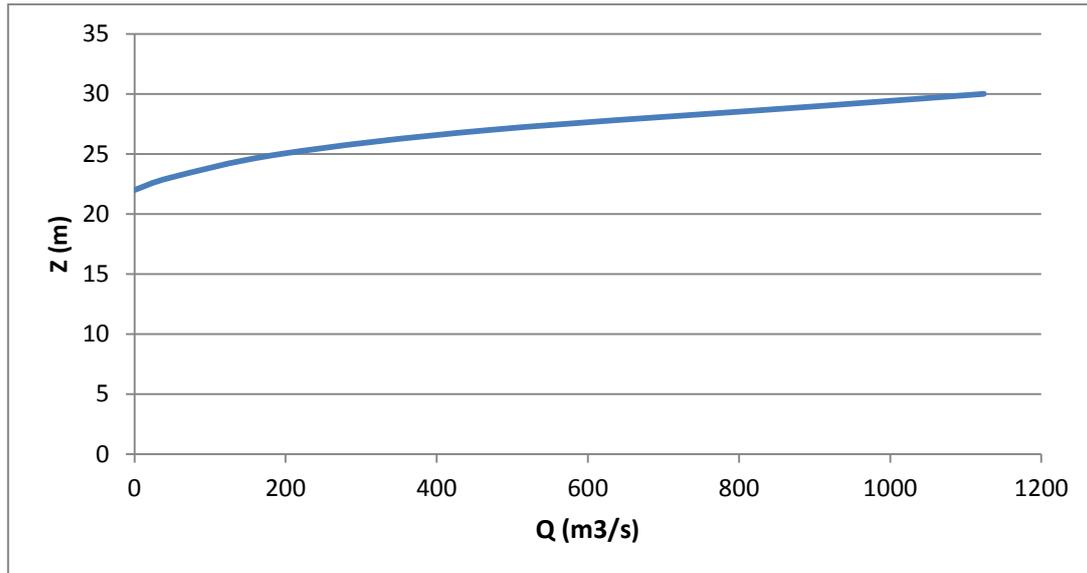


Figure III.I.01 courbe de tarage

III.I .5.2.2. Laminage de crues de chantier :

Avant de calcul du laminage, nous devons mettre en évidence que la galerie travaille en deux phases:

Dans la première, le niveau d'eau est inférieur au diamètre de la galerie, dans ce cas, l'écoulement est à surface libre et régie par la formule suivante :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Q: Débit évacué

S : Section mouillée; $S = \frac{r^2}{2}(\theta_{rad} - \sin \theta^0)$

C : Coefficient du CHEZY ; $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$

n : rugosité du béton n= 0,014.

R: Rayon hydraulique ; $R = \frac{S}{P}$

P_{cr} : Périmètre mouillé, $P = r\theta_{rad}$

I : Pente de la galerie, I=0,0177.

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\vartheta^0}{2}) \quad \text{Et} \quad \vartheta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right)$$

Dans la deuxième phase le niveau d'eau devient supérieur au toit de la galerie, l'écoulement est en charge et il est régi par la formule suivante:

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ}$$

Où:

Q : Débit évacué;

S : Section de la galerie;

Z : Dénivelée $Z = H + LI - \frac{D}{2}$;

H : Hauteur d'eau devant la galerie;

D : Hauteur de la galerie;

L : Longueur de la galerie.

Nous avons :
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}}$$

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad , \quad \xi_{\text{sortie}} = 1$$

$$\xi_{\text{linéaire}} = \frac{\lambda L}{D}$$

λ : Coefficient de résistance linéaire
$$\lambda = \frac{125n^2}{D^{1/3}}$$

L=246 m;

n=0,014

Nous avons pris cinq variantes, les résultats de calcul sont représentés dans le tableau

(III-I.4) :

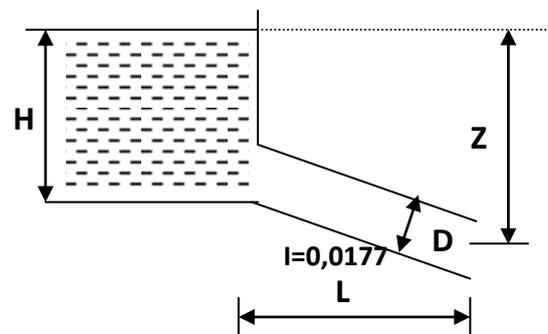


Tableau (III.I.04) : Coefficient de débit pour différents diamètres

$D_g(m)$	$\xi_e + \xi_s$	λ	$\lambda.L/D$	$\sqrt{1 + \sum \xi_i}$	μ
3	1,5	0,0170	1,393	1,973	0,507
3.5	1,5	0,0161	1,134	1,906	0,525
4	1,5	0,0154	0,949	1,857	0,538
4.5	1,5	0,0148	0,811	1,820	0,550
5	1,5	0,0143	0,705	1,790	0,559

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L.I - D/2)$$

Tableau (III.I.05) : $Q = f(D)$.

$D (m)$	μ	$S (m^2)$	$\mu S \sqrt{2g}$	$Z (m)$	$Q (m^3/s)$
3	0,507	7,07	15,861	H+2,85	$15,861 \sqrt{Z}$
3.5	0,525	9,62	22,344	H+2,60	$22,344 \sqrt{Z}$
4	0,538	12,56	29,956	H+2,35	$29,956 \sqrt{Z}$
4.5	0,550	15,90	38,694	H+2,10	$38,694 \sqrt{Z}$
5	0,559	19,63	48,557	H+1,85	$48,557 \sqrt{Z}$

Le laminage de la crue se fait comme suite :

À partir de l'hydrogramme de crue de fréquence 5% on calcul le volume de la crue correspondante ,et on tire toutes les hauteurs correspondantes a chaque volume de chaque heure jusqu'au temps de montée (t=4.2heurs). De la courbe capacité-hauteur.

Tableau (III.I.06): $H_{dev} = f(T)$

Temps(h)	$Q_c(m^3/s)$	$Q_{mo}(m^3/s)$	$v (m^3)$	h_{dev}
0	0	6.67	12006	3.2
1	13.35			
2	56.03	34.69	62442	5.01
3	125.15	90.59	163062	7.8
4	221.78	173.46	312228	10.6
4.2	245.4	233.59	420462	13.5

$D = 3m \quad Z = 13.5 + 2.85 (m)$

$D = 3.5m \quad Z = 13.5 + 2.60 (m).$

$D = 4m \quad Z = 13.5 + 2.35 (m).$

$D = 4.5 m \quad Z = 13.5+2.10 (m).$

$D = 5 m \quad Z = 13.5 +1.85 (m).$

Les résultats du laminage sont donnés dans le tableau suivant

Tableau (III.I.07): résultats de laminage

$D (m)$	3	3.5	4	4.5	5
$Z (m)$	16.35	16.10	15.85	15.6	15.35
$Q (m^3/s)$	64.13	89.65	119.26	152.83	190.24

III.I .5.2.3 Etude d'optimisation

C- Le batardeau :

- Calcul de la revanche du batardeau :
- *Formule de Stevenson* :

$$R = 0,75H_v + \frac{V^2}{2g}; \text{ (m).}$$

$$H_v : \text{ hauteur des vagues (m). } H_v = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26^4\sqrt{F}$$

$$F : \text{ Fetch } = 1.26\text{km,}$$

$$V : \text{ vitesse de propagation des vagues (m/s). } V = 1,5 + 2 H_v.$$

On aura :

$$H_v = 0.856\text{m. } V = 3,21 \text{ m/s.}$$

$$\text{Donc : } R = 1.17 \text{ m.}$$

- *Formule de Mallet –Paquant* :

$$R = H_v + \frac{V^2}{2g} + S; \text{ (m).}$$

Avec :

$$H_v : \text{ hauteur des vagues (m). } H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} = 0.874 \text{ m}$$

$$V : \text{ vitesse de propagation des vagues (m/s). } v = \frac{1}{2} + \frac{2}{3} H_v = 1,08\text{m/s}$$

S : marge de sécurité, on prend S = 0,5m

$$\text{Donc } R = 1,43\text{m.}$$

- *Formule simplifiée* :

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \text{ Avec } F = 1.26 \text{ km.}$$

$$\text{Donc } R = 1,34\text{m.}$$

Commentaire :

Pour les mesures de sécurité, on prend la valeur $R=1,5\text{m}$ comme revanche.

- **Calcul de la largeur en crête du batardeau :**

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

- **Formule de KNAPPEN :** $b = 1,65\sqrt{H_b}$ (m)..... (1)
- **Formule de PREECE :** $b = 1,1\sqrt{H_b} + 1$ (m)..... (2)
- **Formule simplifiée :** $b = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3$ (m)..... (3)

Tableau (III.I.08): récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

Dg [m]	H_{bat} [m]	Largeur en crête b en [m]			
		<i>F.Knappen</i>	<i>F.Preece</i>	<i>F.Simplifiée</i>	Valeur adaptée
3	17,85	6,97	5,65	6,41	6,34
3.5	17,6	6,92	5,61	6,36	6,30
4	17,35	6,87	5,58	6,32	6,26
4.5	17,1	6,82	5,55	6,27	6,22
5	16,85	6,77	5,52	6,23	6,17

Commentaire :

On remarque que tous les formules pour des mesures de sécurité sont plus proche ,donc on prend la valeur de: $b = 6$ m.

D- Calcul d'optimisation de la dérivation :

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuite tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois le diamètre de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

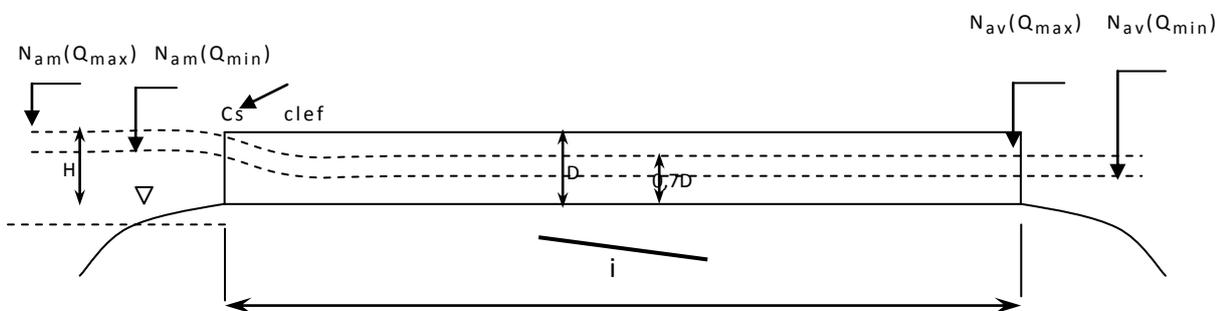
Hypothèses de calcul

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Q_{max} et Q_{min} .

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.



D	Diamètre
$ho = 0,7D$	Profondeur de remplissage
H	Charge totale
i	Pente
L	Longueur de la galerie
N_{am}	Niveau amont (pour Q_{max} et Q_{min})
N_{av}	Niveau amont (pour Q_{max} et Q_{min})
<i>clef</i>	Clef de voûte
C_s	Cote du seuil

Figure (III.I.02): Schéma de calcul

Tableau (III.I.09): *Tableau Paramètres de calcul d'optimisation*

N°	Désignation	VALEURS CALCULES				
		A-CALCUL HYDRAULIQUE				
1	Diamètre en m	2	3	4	5	6
2	Section du tunnel $A=\pi D^2/4$ (m ²)	7.0695	9.622375	12.568	15.9064	19.6375
3	Profondeur d'eau $h_0 = 0,7D$ (m)	2,1	2,45	2,8	3,15	3,5
4	Section mouillée $A_1 = 0,74.A$ (m ²)	5.23143	7.1205575	9.30032	11.7707	14.53175
5	Rayon hydraulique $R_h = 0,3D$ (m)	0.9	1.05	1.2	1.35	1.5
6	Coefficient de chezy $C = 1/n R_1^{1/6}$	65.50621	67.21099	68.7236	70.086	71.32755
7	Vitesse moyenne $V = Q_{max}/A_1$ (m/s)	13.54027	9.947957	7.6164	6.0179	4.874499
8	Pente $i = V^2/C^2R$	0,047473	0,020864	0,01024	0,00546	0,003114
9	Perte de charge linéaire $h_l = i.l$ (m)	11,67836	5,132544	2,51904	1,34316	0,766044
10	P.d.C à l'entrée $Z_{entr} = V^2/2g\phi^2$ (m)	11,53642	6,2270704	3,65019	2,2788	1,49512
11	P.d.C total $Z_0 = Z_{entr} + h_l$ (m)	23,2148	11,3596	6,1692	3,6220	2,2612
12	N Amont $N = N_{av} + Z_0$ (m NGA)	48,21	36,36	31,17	28,62	27,26
13	N à entrée $N_i = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)	36,68	30,13	27,52	26,34	25,77
14	Cote du Seuil $C_s = N_i - h_0$ (m NGA)	34,58	27,68	24,72	23,19	22,27
		B-VOLUMES DES TRAVEAUX				
15	$H_{bat} N_{am} R C_s$	17,85	17,6	17,35	17,1	16,85
16	$S_{bat} F_{bat} = (10 + 3H_{bat}) \cdot H_{bat}$ (m ²)	1134,37	1105,28	1076,57	1048,23	1020,27
17	Longueur du bat L_{batmoy} (m) plan T	56	52	46	43	40
18	Volume du bat $V_{bat} = L \cdot F$ (m ³)	27389,17	19460,8	11086,8	8095,88	6711
19	Conversion en $V_b V'_{bat} = 0,1 V_t$	2738,917	1946,08	1108,68	809,588	671,1
20	Volume d'excavation du T $V_{tun} = L \cdot A$	1739,10	2367,10	3091,73	3912,97	4830,83
21	Conversion en $V_b V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$	2608,646	3550,6564	4637,592	5869,4616	7246,2375
22	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$	5347,563	5514,7364	5746,272	6679,0496	7917,337

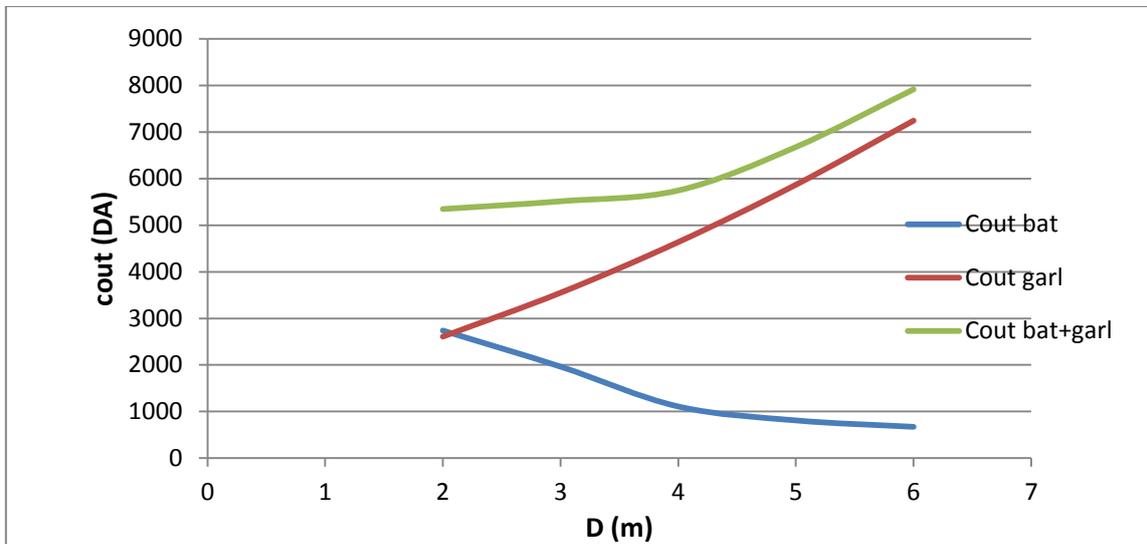


Figure III.I.03 : courbes d'optimisation

➤ Conclusion :

D'après la courbe d'optimisation Figure III.3 on remarque que le diamètre optimum est égal à 4m ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à 17.35 m.

On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vis-à-vis la hauteur du barrage qui est ($H_b = 55\text{m}$). Le batardeau de 17,35 m de hauteur sera incorporé dans la digue pour des raisons économiques et sera constitué de mêmes matériaux que la digue.

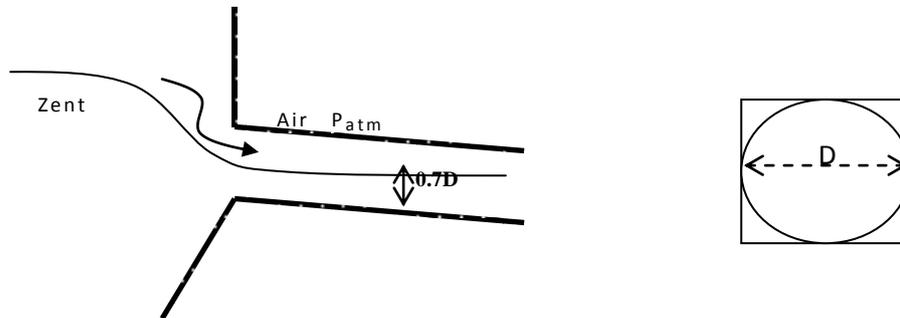
III.I .5.3 Vérification du régime torrentiel pour de petits débits :

Dans le cas de TARZOUT où la pente de la galerie de dérivation est relativement forte et égale à 1.77 %, il est aisé de vérifier que quel que soit le débit transité dans la plage des valeurs pour laquelle elle fonctionnera en écoulement libre et quel que soit le diamètre de la galerie retenue, l'écoulement sera toujours torrentiel. Dans le cas d'un écoulement libre dans la galerie de dérivation, Il résulte de ce qui précède que quels que soient les débits évacués, la section de contrôle de l'écoulement dans la galerie est toujours située à l'entrée de la galerie.

Dans ces conditions, lors de la montée de la crue, le niveau d'eau à l'entrée de la galerie de dérivation se rapproche de la voûte de la galerie. La ligne d'eau à l'entrée de la galerie présente un régime critique à l'entonnement, puis un abaissement progressif vers la hauteur normale. Par conséquent, tant que le niveau d'eau à l'entonnement n'atteint pas la voûte de la galerie, le débit évacué par la galerie est celui du régime critique amont dans la section d'entrée de la galerie.

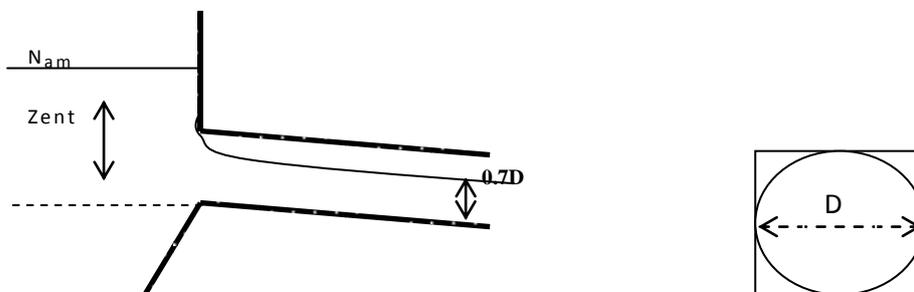
III.I .5.4 Portail d'entrée :

La galerie de dérivation est constituée d'un portail d'entrée (déversoir à large seuil), d'un ouvrage intermédiaire et d'un portail de sortie.



Pour une perte de charge supérieure à 0,3D, l'entrée est noyée, au lieu d'un déversoir on aura un orifice noyé.

Dans ce cas la ventilation est rompu, l'écoulement va aspirer l'air qui se trouve dans la galerie, donc il y'aura une dépression ($P < P_{atm}$) qui implique une vibration à l'intérieur.



➤ **Pente critique :**

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

➤ **Le débit unitaire :**

$$q = q/l \Rightarrow q = 29.8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m.l}$$

➤ **La hauteur d'eau critique :**

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \Rightarrow y_c = 3.85 \text{ m}$$

$$S_{cr}: \text{section critique} = 12.4 \text{ m}^2$$

$$P_{cr}: \text{périmètre critique} = 11 \text{ m}$$

$$R_{cr}: \text{rayon hydraulique critique} = 1.12 \text{ m}$$

$$C_{cr}: \text{coefficient de Chézy.} = 72.79$$

$$\mathbf{A.N : i_{cr} = 0.0155}$$

$$I = 0.0177 \geq i_{cr} \quad \text{On remarque que : } I > 0, I > I_c, h_n < h_c, Fr > 0.$$

D'après ces conditions notre courbe de remous est de type (S2). (Voir annexe III.I.01)
Le portail d'entrée est un déversoir à large seuil à une section rectangulaire de largeur D.

Entre 1-1 et 2-2 la section est rectangulaire (S_o). Ensuite devienne circulaire (S_{cir}). de cette condition on peut déterminer la hauteur C du portail. Les lignes m-n sont les lignes d'intersection des sections rectangulaire de largeur D et circulaire de diamètre D.

Donc les vitesses sont égales :

$$V_1 = V_2 = Q/S_o = Q/S_{cir}$$

$$S_o = (h_o - c).D = S_{cir} \Rightarrow \mathbf{C = h_o - \frac{S_{cir}}{D}}$$

A.N

$$C = 0.54 \text{ m}$$

III.I .5.5 Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin de la galerie de dérivation et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

1 $\leq FR \leq 1.7$ Ressaut ondulé.

1.7 $\leq FR \leq 2.5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

2.5 $\leq FR \leq 4.5$ Ressaut oscillant.

4.5 $\leq FR \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$FR \geq 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

✓ Calcul de nombre de Froude

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est $V = \frac{Q}{S}$

Où :

Q : le débit laminé ; $Q = 119.26 \text{ m}^3/\text{s}$

Nombre de Froude : $F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$.

h : hauteur d'eau à la sortie de la galerie ; $h = 2.34\text{m}$

$S = 9.38 \text{ m}^2/\text{s}$. D'où : $V = 12.71 \text{ m/s}$.

Donc $F = 2.65 > 2.5$

Donc il est nécessaire d'établir un dissipateur d'énergie

Pour notre cas :

2.5 $\leq FR \leq 4.5$ Donc on doit projeter un bassin de dissipation « **type I** » pas de blocs chicane. Voir Annexes [III.I.02].

✓ Dimensionnement du bassin :

De l'abaque de l'annexe [C] On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \quad \text{Donc :} \quad \frac{Y_2}{Y_1} = 3.2$$

$$Y_1 = 2.34\text{m} \quad \text{D'où :} \quad Y_2 = 7.48 \text{ m}$$

✓ **Longueur du bassin :**

D'après l'abaque de l'Annexe [C] on a :

$$\frac{L}{Y_2} = 4.9 \quad \text{Donc : } L_{\text{bas}} = 7.48 \times 4.9 = 36.65 \text{ m.}$$

On prend **$L_{\text{Bassin}} = 36.65\text{m}$**

✓ **Dimensionnement des blocs de chute :**

La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = 2 \cdot Y_1 = 4.6 \text{ m.}$

La largeur des blocs de chutes : $l_1 = 0.75 \cdot Y_1 = 1.7\text{m.}$

Hauteur du seuil denté : $h_2 = 1.25 \cdot Y_1 = 2.9 \text{ m.}$

✓ **La hauteur des murs de dissipateur d'énergie :**

$$h_{\text{diss}} = Y_2' + R_v$$

$$Y_2' = 1,1 \cdot Y_2 = 1,1 \cdot 7.48 = 8,23 \text{ m}$$

R_v : revanche (0.5m)

$$h_{\text{diss}} = 8,73 \text{ m} \quad \text{on prend } h_{\text{diss}} = 8.8\text{m}$$

III.I .5.6 Canal de restitution

Le canal de restitution (canal de fuite) 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 conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

Le canal de restitution est de section trapézoïdale avec un fruit de talus $m=1.5$ et une pente $I=0,01$

▪ **La hauteur critique**

$$h_{\text{cr}} = \left(1 - \frac{\sigma_{\text{cr}}}{3} + 0.105 \cdot \sigma_{\text{cr}}^2 \right) \cdot K .$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \text{et : } \sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad [m = 1,5].$$

$$\text{Donc : } K = \sqrt[3]{\frac{119,26^2}{g \cdot 10^2}} = 2,4 \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{2,05 \cdot 1,5}{10} = 0,36$$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,36}{3} + 0,105 \cdot 0,36^2 \right) \cdot 2,4 = 2,14 \text{ m}$$

▪ **Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \quad \text{Soit :} \quad S_{cr} = 28,26 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + 2 \cdot h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{Soit :} \quad P_{cr} = 17,71 \text{ m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{Soit:} \quad R_{cr} = 1,6 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{Soit :} \quad C_{cr} = 27,03$$

$$I_{cr} = \frac{119,26^2}{28,26^2 \cdot 27,03^2 \cdot 1,6} \cdot 100\% = 1,18\%$$

La pente critique est nettement supérieure à la pente de radier du canal, donc l'écoulement est fluvial.

▪ **La profondeur normale**

Selon la formule de l'écoulement uniforme nous avons : $Q = SC\sqrt{RI}$

Pour la hauteur normale on a :

$$S_n = mh_n^2 + bh_n$$

$$P_n = b + 2h_n \sqrt{1 + m^2}$$

$$R_n = \frac{S_n}{P_n}$$

$$C_n = \frac{1}{n} R_n^{1/6}$$

Nous substituons les termes ci-dessus dans (1) nous aurons:

$$Q = (mh_n^2 + bh_n) \left(\frac{1}{n} \right) \left[\frac{mh_n^2 + bh_n}{b + 2h_n \sqrt{1 + m^2}} \right]^{1/6} \left[\frac{I(mh_n^2 + bh_n)}{b + 2h_n \sqrt{1 + m^2}} \right]$$

Le calcul par itération donne $h_n = 1,74 \text{ m}$

▪ **La vitesse de l'écoulement**

$$V = Q/S = C\sqrt{RI}$$

$$AN : \quad V = 119.26/21.94 = 5.4 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement

- **Calcul de l'épaisseur de revêtement :**

$$h_r = 1.05 \left(\frac{q}{V} \right)^{0.8333}$$

h_r : hauteur de revêtement

q : débit spécifique à l'entrée de la risberme (11.92 m/s/m)

V : vitesse dans la risberme (5,4 m/s)

$h_r = 1.9 \text{ m}$

- **Calcul de diamètre des roches de revêtement :**

$$D = \left(\frac{V}{0.86 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \frac{(\gamma_p - \gamma_e)}{\gamma_e}}} \right)^2$$

V : vitesse dans la risberme (4,36 m/s)

D = diamètre de la roche

γ_p = poids spécifique de la pierre à placer (2.23 t/m³)

γ_e = poids spécifique de l'eau (1 t/m³)

$D = 0.6 \text{ m}$ (60 cm)

- **La hauteur de risberme :**

$$H_{ris} = h + Rv \quad H_{ris} = 1.74 + 0.2 = 1.94 \text{ m} \quad \text{on prend } H_{ris} = 2 \text{ m}$$

- **La longueur de la risberme**

La longueur de la risberme peut être déterminée par la formule suivante:

$$L_r = L_t - L_{diss}$$

L_r : longueur de la risberme

L_t : Longueur totale du revêtement (bassin d'amortissement en béton + risberme)

L_{diss} : Longueur du dissipateur d'énergie

La longueur totale de revêtement (L_t) peut être déterminée par:

$$L_t = 6(Y_2 - Y_1) + 8 h_c$$

Avec:

Y_1 : profondeur contractée ou la première hauteur conjuguée

Y_2 : seconde hauteur conjuguée

h_c : hauteur critique dans la risberme

$$L_r = 14 \text{ m}$$

III.I .5.7 Construction du batardeau :

- ❖ **Crête du batardeau :**

La crête du batardeau calé a une cote de 42,35 m NGA, et aura une largeur de 6 m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement, et puisque le batardeau est incorporé dans

le corps du barrage cette crête sera immergée après la mise en eau du barrage donc il est inutile de mettre une couche de matières synthétiques.

❖ **Les talus du batardeau :**

Elles varient en fonction de la hauteur du batardeau et du type de matériaux et sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements, on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux et on vérifie par une méthode de stabilité que le batardeau présente une sécurité suffisante avec ces pentes

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

Parement amont $m_1 = 1/2$.

Parement aval $m_2 = 1/1.6$

C'est ainsi qui vont augmenter la stabilité du barrage.

❖ **Protection des talus du batardeau :**

Les talus du batardeau doivent être protégés contre les dangers naturels: l'érosion provoquée par le ruissellement des eaux de pluies, l'action des vents les effets de dégradation résultant de l'action mécanique des eaux extérieures.

• **Talus aval:**

Pour le talus aval on ne prévoit aucune protection car le batardeau est incorporé dans la digue.

• **Talus amont:**

L'enrochement en vrac est la solution la plus couramment utilisée pour la protection du talus amont exposé au battillage des vagues. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en remblai.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes:

✓ **1^{ère} méthode:**

$$e = cv^2$$

e : épaisseur de l'enrochement en (m).

v : vitesse de propagation des vagues. $V=3.24\text{m}^3/\text{s}$ (voir l'étude d'optimisation)

C : coefficient dépendant de la pente des talus et du poids spécifique (δ) de l'enrochement.

Tableau (III.I.10): Valeurs de C en fonction des pentes de talus et δ .

Pente du talus	Valeurs de c pour différents poids spécifiques		
	$\delta = 2.5$	$\delta = 2.65$	$\delta = 2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

$c = 0.031$.

$e = 0,32\text{m}$

✓ **2^{ème} méthode:**

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau (III.I.11): Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

<i>Hauteur des vagues (m)</i>	<i>Epaisseur minimal de la couche d'encrochement (m)</i>	<i>D_{min} (m)</i>
<i>0 ÷ 0.3</i>	<i>0.3</i>	<i>0.2</i>
<i>0.3 ÷ 0.6</i>	<i>0.4</i>	<i>0.25</i>
<i>0.6 ÷ 1.2</i>	<i>0.45</i>	<i>0.3</i>
<i>1.2 ÷ 1.8</i>	<i>0.55</i>	<i>0.4</i>
<i>1.8 ÷ 2.4</i>	<i>0.7</i>	<i>0.45</i>
<i>2.4 ÷ 3</i>	<i>0.8</i>	<i>0.55</i>

Pour notre cas On a $H=0,86\text{m}$ (étude d'optimisation).

Donc $0.6 < H < 1.2 \text{ m}$;

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

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

- **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'encrochement.

III-II vidange de fond

III-II.1 Introduction

Les barrages de retenues modernes font souvent partie d'aménagement à buts multiples. Ces derniers peuvent servir entre autres à l'approvisionnement en eau potable et industrielle, à la protection contre les crues et évidemment à la production de l'énergie électrique

III-II.2 But de l'étude :

Cette note a pour objet de dimensionner la vidange de fond du barrage de **tarzout**.

Sachant que l'une des phases essentielles de la vie d'un barrage est la période de première mise en eau qui exige de la part du maître d'ouvrage une totale maîtrise du niveau du plan d'eau pour assurer la sécurité. Les organes de vidange doivent être suffisamment dimensionnés pour servir d'organes de sécurité permettant de contrôler la première mise en charge du barrage et d'abaisser rapidement le niveau de la retenue si des anomalies apparaissent dans le comportement de l'ouvrage.(2)

III-II.3 Destination de la vidange de fond :

La vidange de fond constitue un élément indispensable d'un barrage de retenue. Elle sert notamment à assurer :

- la montée contrôlée du plan d'eau pendant le premier remplissage du barrage,
- le control du plan d'eau en cas d'événement particulier, comme par exemple des instabilités des rives,
- un abaissement du plan d'eau en période de danger,
- l'évacuation de dépôts de sédiments,
- l'alimentation du cours d'eau avale en cas d'exceptionnels.

Les vidanges de fond des barrages importants constituent des organes de fermeture, et des organes de réglages. Puisque les profondeurs peuvent en de nombreux cas, dépasser quelque centaines de mètres, la vitesse maximale de l'écoulement excède couramment les 40m/s, de telles vitesses risquent de créer des sous pression dynamique importantes. Par conséquent, des phénomènes comme la cavitation, souvent accompagnés par l'érosion de

cavitation, ou des vibrations des vannes apparaissent si l'on ne tient pas suffisamment compte des exigences constructives lors de la conception de l'ouvrage. (3)

III-II.4 Type d'ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

✚ 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.

✚ Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\text{Ø} > 500\text{mm}$)
- 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.

✚ Ouvrages de vidange à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis 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. (4)

III-II.5 Choix de type de vidange :

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en remblai), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

III-II.6 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange :

Pour tous les dispositifs de vidange, il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (crépine surélevée ou dans un puits, ou bien grille et enrochements) et d'autre part un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter des affouillements.

Dès que $H^2 V^{0.5} > 30$, le diamètre adopté doit permettre de diviser par deux le volume d'eau en moins de 8 jours, le calcul étant fait sans tenir compte des apports naturels.

Dans le cas des grands bassins versants, on vérifiera que la conduite ainsi dimensionnée permet, lorsque la retenue est à pleine charge, d'évacuer le double du plus fort débit moyen mensuel. La crue de chantier retenue peut également conduire à augmenter le diamètre. La conduite est soit en PVC (adduction d'eau, pression maximale en service 1 ou 1,6 MPa, diamètre 160 ou 200 mm), soit en acier (protection continue, intérieure et extérieure, contre la corrosion), soit en béton à âme tôle (diamètre ≥ 600 mm); les conduites en béton armé et en fonte ne sont pas recommandées. Elle doit avoir une pente amont aval au moins ≥ 1 % et elle est à mettre en place dans une tranchée exécutée en fondation au point bas de la vallée pour les petits diamètres (≥ 400 mm) ou dans le terrain en place suffisamment rigide (pied d'un versant en général) pour les plus gros diamètres (≥ 600 mm). Il faut éviter des tassements importants et surtout des tassements différentiels (sinon un système de joints spéciaux est à prévoir). On s'attachera donc particulièrement à vérifier l'homogénéité de la fondation de la conduite (absence de points durs localisés).

Un enrobage total en béton dosé à 200 - 250 kg de ciment CPJ par m^3 coulé à pleine fouille est nécessaire afin de protéger la conduite et d'assurer une bonne liaison avec la terre. L'épaisseur de béton préconisée est d'une quinzaine de cm. Il n'est pas utile d'aller au-delà, d'où l'intérêt d'une tranchée à parois verticales qui minimise le volume de béton. Cet enrobage a deux fonctions :

- améliorer le contact tuyau-terre surtout dans les zones où le compactage est difficile,
- éviter d'introduire dans le remblai de l'eau sous pression, si pour une raison quelconque la conduite vient à se percer.

Mais dans le cas d'une conduite en béton à âme tôle, le deuxième risque est exclu.

Enfin, une autre précaution consiste à placer du matériau granulaire drainant ou filtrant de part et d'autre de la conduite sur son tiers aval de manière à bloquer un éventuel renard.

Le plus simple est d'utiliser pour cela le tapis drainant ou les bandes drainantes du remblai.

Lorsque $H^2V^{1/2} > 100$, il est recommandé d'effectuer, avant enrobage un essai d'étanchéité en obturant les deux extrémités de la conduite et en montant la pression jusqu'à deux fois la hauteur d'eau + 0,2MPa, maintenue ensuite pendant 8 heures (le point faible se situe aux joints). (6)

III-II.7 Recommandations modulées (dispositif minimum)

Elles concernent le type de conduite, son diamètre, le nombre et la position des vannes.

Les dispositions minimales préconisées sont regroupées dans le tableau (III.II.01).

Le dispositif adopté le plus généralement pour les grands barrages consiste à mettre en place à l'amont deux vannes. Cela évite à la conduite ou à la galerie d'être en charge, ce qui facilite son contrôle et réduit les risques de désordres dans le cas où son étanchéité ne serait pas parfaits. Une vanne joue le rôle de batardeau et reste donc en général ouverte.

Pour les barrages d'importance modérée ($100 < H^2 V^{1/2} < 700$) il est acceptable d'avoir la conduite en charge à condition qu'elle soit enrobée de béton. Dans ce cas, on place une simple vanne de garde à l'amont et la vanne de réglage est placée à l'aval où elle est facilement accessible et manœuvrable.

Pour les barrages de faible importance ($H^2V^{1/2} < 1500$) il est admissible de ne placer qu'une seule vanne à l'aval. En cas d'incident sur cette vanne, il est malgré tout possible d'intervenir en faisant installer par plongeur un obturateur gonflable à l'amont, ou une toile qui obture la crépine. (7)

Tableau (III.II.01): type de vidange de fond en fonction de $H^2 \sqrt{V}$

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en avale.

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m³].

On a H=55m

V=6.01Mm³

Donc $H^2 \sqrt{V} = 7415.9 > 1500$

III-II.8 Calcul de la vidange de fond :

Dans ce cas vidange de fond est une conduite en charge, est mise dans la galerie de dérivation provisoire pour minimiser les coûts de déblai pour l'installation de cette dernière

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

III-II.8.1 Calcul hydraulique de la conduite de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

V_u : volume utile en [m³]. On a $V_u=6.01\text{Mm}^3$

T : temps de vidange jours=20jours.

Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N :

$$Q_{vf} = \frac{6,01.10^6}{20.86400} + \frac{5,56.10^6}{31,536.10^6} = 3,8\text{m}^3/\text{s}$$

III-II.8.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

On a:

D'ou:

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

$H=54\text{m}$

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N :

$$S = \frac{3,8}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 54}} = 0,145\text{m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,145}{\pi}} = 0,44\text{m}$$

On prend:

$D_{vf}=450\text{ mm}$

➤ Correction du coefficient de débit μ :



: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

- Coefficients des pertes de charge linéaires:



Avec :



n : Coefficient de rugosité de beton [$n = 0.014$ ].

D : Diamètre de la conduite [$D = 450$ mm].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 246$ m).

A.N:

 = 0,033

$$\sum \xi_1 = 20.45$$

- Coefficients de pertes de charge singulière:

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad \xi_{\text{vannes de service}} = (0,15 + 0,15) = 0.3 \quad (\text{Annexe III.04})$$

$$\xi_{\text{grille}} = 0,26 \quad (\text{Chapitre IV})$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 2,06$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (20,45 + 2,06)}} = 0,2$$

Et :

$$S = \frac{3,8}{0,2 \sqrt{2g \cdot 54}} = 0,58 \text{m}^2$$

D'ou :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,58}{\pi}} = 0,86 \text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 1000 \text{ mm}$$

L'ouvrage de vidange sera édifié en tête de la galerie de la dérivation. La conduite étant en béton armé de diamètre 1000mm.

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}}$$

$$AN : V_s = 3.8 / 0.785 = 4,84 \text{ m/s}$$

$$V_s = 4,84 \text{ m/s}$$

III-II.8.3 Calcul du temps réel de la vidange du barrage entre le NNR et le NVM:

Le temps de vidange est déterminé par l'expression suivante:

$$T = V / Q$$

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. Les débits qu'évacuent la prise d'eau et la vidange de fond sont calculés par la formule suivante:

$$Q = \mu \cdot W \cdot (2gZ)^{1/2} \dots\dots\dots (*)$$

μ = coefficient de débit du système qui est déterminé par la relation

Z = pertes de charge totales, égales à la différence des niveaux d'eaux en amont et en aval, (m).

W = surface de la section transversale de la conduite, (m²); $W = \pi d^2 / 4$

d = diamètre de la conduite, (m).

En faisant $K = \mu \cdot W \cdot (2g)^{1/2}$, la formule (*) est exprimée de la manière suivante:

$$Q = K (Z)^{1/2}$$

Tout le calcul est effectué à l'aide d'un tableau type (III-16); en plus, il est nécessaire d'avoir la courbe caractéristique de la cuvette (courbe surface - capacité en fonction de la hauteur).

Tableau (III.II.02): Calcul du temps de vidange.

N/o	Côte du niveau d'eau	Côte moyenne (m)	Z=3-i (m)	(Z) ^{1/2} (m)	Q=K(Z) ^{1/2} (m ³ /s)	V=v _i -v _{i-1} (Mm ³)	T= V/Q *10 ⁶ (s)
1	2	3	4	5	6	7	8
a	76,06	74,53	49,53	7,038	4,894	1,05	0,21453892
b	73	71,5	46,5	6,819	4,742	1,05	0,22141843
c	70	68,5	43,5	6,595	4,587	0,9	0,19622251
d	67	65,5	40,5	6,364	4,426	0,89	0,20110064
e	64	62,5	37,5	6,124	4,259	0,73	0,17141869
f	61	59,5	34,5	5,874	4,085	0,68	0,1664755
g	58	56,5	31,5	5,612	3,903	0,64	0,16397425
h	55	54,73	29,73	5,453	3,792	0,07	0,01846084
i	54,46						
<i>Temps de vidange total.....</i>							1,35360978

Après les calculs on a :

$$T_v = 1,35360978 \cdot 10^6 = 15,67 \text{ jours}$$

Le débit de vidange sera égale à $Q_{vf} = 4,44 \text{ m}^3/\text{s}$

III-II.8.4 Calcule de la vitesse d'abaissement dans la retenue :

La vitesse d'abaissement est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{H}{T_v}$$

Ou :

H : est la hauteur d'eau entre NNR et NVM.

Tv et le temps de vidange

$$V = \frac{H}{T_v} = 1,37 \text{ m/j}$$

III-II.9 Conclusion :

La conduite de vidange à un diamètre de 1000mm et sera calé à 23.6m 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.

Le portique d'entrée de la vidange de fond sera équipé d'une grille pour la vanne de service. A une distance d'environ 110 m de l'entrée, sera aménagée la chambre des vannes de la vidange de fond. La chambre des vannes aura une section circulaire de 12,0 m de diamètre. Dans la chambre des vannes seront mises en place deux vannes de la vidange de fond, ainsi que la vanne de la vidange utilisée pour les lâchures agricoles. Les vannes seront commandées par un moteur électrique. L'accès à la chambre des vannes se fera par une passerelle à partir de la crête du barrage .

III-III prise d'eau

III-III.1 Introduction :

Les ouvrages de prise dans des barrages, devraient être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d'amener, généralement on peut distinguer les prises d'eau à grande profondeur, des prises d'eau à faible profondeur. Les prises sur des cours à lit mobil sont exclus.

Les prises à grande profondeur sont typiquement disposées dans des barrages de hauteur considérable qui servent par exemple de bassin d'accumulation pour la production d'énergie hydro-électrique, les exigences hydrauliques pour une telle prise sont les suivantes :

- Ecoulement sans apparition de cavitation,
- Perte de charge minimale,
- Absence de formation de zones de séparation qui pourraient conduire à des vibrations.

Par conséquent, il s'agit donc de trouver la géométrie adéquate pour l'entrée.

Les prises à faible profondeur devraient être le plus proches possible de la surface libre pour que la construction soit économique, cependant la submersion minimale est dictée par la condition que la formation de vortex soit limitée le plus possible.

Un ouvrage de prise permet à l'eau d'entrer dans le système d'amenée. Celui-ci est constitué d'une entrée suivie d'une conduite d'amenée. Vu que l'approche théorique se prête bien aux prises à axe vertical, celles-ci recevront une attention particulière, les prises à axe incliné, comme souvent rencontrées dans la pratique. Les exigences hydrauliques requises pour une prise d'eau sont les suivantes :

- Ecoulement sans formation de vortex,
- Pas d'entraînement d'air dans le cas où un vortex ne peut être évité,
- Formation de mouvement rotationnel limitée.

III-III.2 Types des prises d'eau :

❖ Ouvrage de prise à but agricole :

La prise d'eau à but agricole, qui comprend essentiellement un dispositif de prise à l'amont, une conduite enterrée ou posée sur la digue et un ouvrage de raccordement au réseau d'irrigation à l'aval, doit être implantée en raison de la cote des terres irrigables et dimensionnée en fonction des caractéristiques de l'aménagement aval. Elle doit donc caler de manière à ce que l'on dispose d'une charge suffisante, qui permette de conduire l'eau jusqu'à l'extrémité du périmètre en fonctionnement normale.

Les deux types principaux d'ouvrage de prise sont :

- Le siphon
- La conduite enterrée

a. Le siphon :

C'est une option intéressante qui présente des avantages non négligeables. C'est tout d'abord une solution nécessitant un investissement inférieur au coût d'une conduite enterrée de même capacité. On peut en particulier en équiper des barrages anciens dépourvus initialement d'ouvrage de prise. Point n'est besoin alors d'entailler le remblai. Le siphon est composé d'une conduite qui suit le profil supérieur du barrage, d'un clapet et d'un jeu de vannes qui commande son fonctionnement.

L'installation d'un siphon ne présente guère de difficulté et il n'induit pas, contrairement à la conduite enterrée, de risques d'infiltration privilégiés. En outre si le périmètre irrigué vient à être étendu, on peut suivre la progression des besoins en eau correspondante par simple ajout de siphons.

En fin, le siphon c'est un système simple, souple d'utilisation, mais qui peut présenter l'inconvénient de se désamorcer fréquemment (notamment par une mauvaise fermeture du clapet amont). Il faut également se souvenir que la hauteur d'aspersion est limitée à 7 ou 8 m au maximum. Les prises par siphon seront donc obligatoirement réservées à des petits barrages. Ce sont sans doute ces problèmes qui ont conduit les concepteurs à leur préférer dans la majorité des projets les conduites enterrées. Cependant, ce ne serait pas forcément un bon choix que d'éliminer a priori ce type de dispositif et dans certains cas cette solution pourra même s'avérer judicieuse.

b. La conduite enterrée :

La conduite enterrée est l'ouvrage de prise le plus utilisée actuellement en milieu rural. Fonctionnant dans la majorité des cas en charge, sa conception diffère peut de celle des conduites de vidange de même type. On la choisira de préférence en acier, posée dans des conduites similaires. Etant souvent de diamètre inférieur, on pourra aussi la glisser dans la canalisation de vidange, ou dans la galerie de dérivation. Dans le cas où il est installée en tranchée, il faudra bien étendu prévoir là aussi des écrans anti renard, un enrobage de béton.

La conduite est alimentée a partir de la retenue par une tour de prise ou un puisard selon que la vanne de commande est placée à l'amont ou à l'aval. Elle débouche à l'aval du barrage dans un bassin de tranquillisation, relié à la tête morte du canal primaire du réseau d'irrigation.

La position amont est techniquement préférable car, elle permet de ne pas laisser la conduite en charge. Elle est cependant plus couteuse que la position aval, car pour en faciliter l'accès, elle nécessite généralement la construction d'une tour de prise, où est logé le système de vannes, et d'une passerelle (pas dans le cas d'un barrage en béton à parement amont verticale cependant

Le diamètre de la conduite doit être calculé en fonction du débit demandé par le périmètre irrigué. En cas d'absence des renseignements plus précis, on pourra retenir comme débit d'équipement 5(l/s/ha). Pour le calcul de diamètre on devra tenir compte des pertes de charge linéaires et singulières le long de la conduite de prise d'eau comme dans le cas de conduite de vidange.

❖ Ouvrage de prise pour l'adduction d'eau :

Pour le barrage destinée à l'alimentation en eau potable des populations, l'ouvrage de prise permettre la distribution d'une eau de bonne qualité, il faudra éviter qu'elles n'aient recours au puisage direct dans la retenue, le problème se pose en particulier dans les zones rurales et périurbaines.

La prise d'eau potable doit être aussi proche que possible de la surface de l'eau pour obtenir une eau décantée et oxygénée. On conseillera donc des prises flottantes ou multiples.

La prise d'eau flottante : Dans ce type, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle ci et celui du coût important et nécessite des mécanismes relativement importantes.

❖ **Ouvrage de prise à but pastoral :**

Prévoir un ouvrage de prise destiné à cet usage permet d'éviter que la retenue ne soit souillée par le bétail et surtout que celui-ci ne détériore les protections du talus amont et le barrage dans son ensemble.

Dans ce cas aussi on pourra installer un ouvrage spécifique ou une dérivation sur l'ouvrage à but agricole. Mais ce dernier choix peut conduire à des conflits plus graves encore que ceux évoqués dans le paragraphe précédent, dans la mesure où éleveurs et agriculteurs ont souvent des relations traditionnellement difficiles. Quel qu'il soit, l'ouvrage de prise à but pastoral devra aboutir à des abreuvoirs aménagés, de type abreuvoir à niveau constant. Le débit sera à déterminer avec soin sinon une fois passé l'attrait de la nouveauté et des avantages réels qu'il y trouve, le pasteur conduira inmanquablement son bétail dans la retenue. (4)

III-III.3 Choix de type de prise :

Les prises d'eau flottantes ou multiples nécessitent des mécanismes très importants, ils 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 se peut être pose des problèmes d'infiltration, et nécessite des écrans anti renard pour assurer l'étanchéité des fondations.

Toutes ces problèmes nous a conduit a une solution simple et facile a réaliser.

On a opté à une conduite en acier posé dans les parois de la galerie de dérivation,

III-III.4 Qualité des eaux prélevées:

L'analyse physico- chimique et microbiologique qui a été effectuée sur l'échantillon d'eau prélevé dans l'oued **Tarzout** et réalisée par le Bureau d'études a fourni des résultats qui montrent que du point de vue des irrigations des cultures agricoles, il n'y a pas de facteurs limitant pour l'utilisation de l'eau de l'oued **Tarzout**.

III-III.5 Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau :

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions situées à l'aval de la retenue.

III-III.5.1 La distribution mensuelle de la demande

Notre retenue a pour objectif d'irriguer une surface de 700Ha

La distribution mensuelle de la demande est représentée dans le tableau ci après :

Tableau (III.III.01): La distribution mensuelle de la demande

mois	sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mar.	avr	mai	juin	juil.	aout
Besoin en (%)	4.7	2	0,43	0	0	0,14	1,71	7,13	18,5	24,8	26,3	14,3
U _{irr} (Mm ³)	0.3	0,10	0,02	0,00	0,00	0,01	0,08	0,35	0,91	1,22	1,29	0,70

Source ANRH

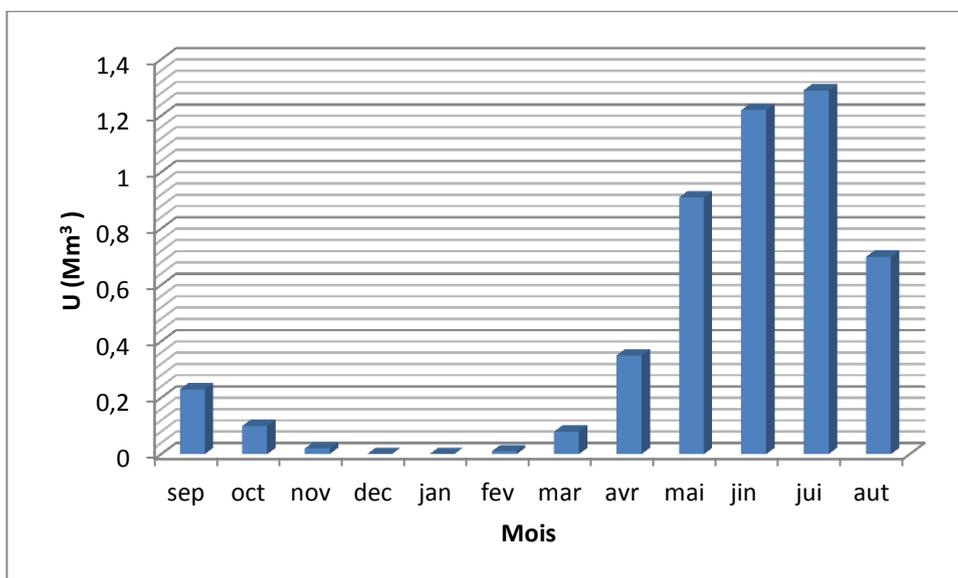


Figure III.III.01 : La répartition mensuelle des besoins

La détermination de la dimension de la conduite de prise se fera suivant le débit maximum demandé à l'aval.

D'après la répartition mensuelle de la consommation on a le volume maximum est de

$$V_{\max} = 1,29 \text{ Mm}^3.$$

III-III.5.2 Calcul du débit maximum

$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$ Avec : T : temps de prise (T=31 jours à raison de 20 heures par jour).D'ou :
 $Q_{\max}=0,58\text{m}^3/\text{s}.$

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

μ : coefficient de débit $\mu=0,3$.

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

S : section de la conduite en m^2 .

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gH}}$$

On trouve : $S=0,09 \text{ m}^2$.

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

Donc $d=0,33 \text{ mm}$.

III-III.5.3 Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}}$$

Perte de charge singulière

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \xi_s = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D}$$

$$\text{Avec } \lambda = \frac{125n^2}{D^{\frac{1}{3}}} = 0,0586$$

n : Coefficient de rugosité de l'acier [$n = 0,017 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

AN :

$$\sum \xi = 21,79 \text{ m}.$$

$$\mu = 0,21$$

Donc : $S = 0,12 \text{ m}^2$.

Et on trouve : $d = 0,392 \text{ m}$.

On prend ; $d=400\text{mm}$

III-III.5.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a: $V=Q/S$

$V=4,6\text{m/s.}$

III-III.6 Conclusion:

Les eaux destinées à l'irrigation des surfaces agricoles seront fournies à partir d'une vidange utilisée pour les lâchures agricoles. Cette vidange sera une conduite de 400 mm de diamètre, posée dans la paroi de la vidange de fond. La conduite sera raccordée à la vidange de fond à une distance de 6,00 m à l'amont de la chambre des vannes. Dans la zone de la chambre des vannes, la conduite sera parallèle à la vidange de fond. La vanne de la vidange pour les lâchures agricoles sera logée dans la chambre des vannes de la vidange de fond. A l'aval de la chambre des vannes, la conduite passera à travers la calotte supérieure de la vidange de fond jusqu'à sa sortie. En partant de cet endroit, la conduite sera acheminée vers les surfaces à irriguer.

III-IX Calcul de ferrailage

III.IX.1. Bassin d'amortissement

III.IX.1.1 Ferrailage du rideau :

a) Les forces verticales

- Poids du rideau : $P_r = \gamma b \cdot V_r$;

Avec : V_r : Volume du rideau pour 1 m

- Poids de la semelle : $P_s = \gamma b \cdot V_s$;

Avec : V_s : volume de la semelle pour 1 m

- Poids des surcharges : $P_{sr} = S_r l_s$;

Avec : S_r : surcharge ; $S_r = 1 \text{ t/m}^2$

γ_s : Poids volumique du sol $\gamma_s = 1,5 \text{ T/m}^3$

- Poids des terres sur la semelle: $P_t = \gamma_s \cdot V_t$

Avec : V_t : Volume des terres sur la semelle pour 1m

b) Les forces horizontales

- Poussée des terres : $F_t = A_p \cdot \gamma_s \cdot H^2/2 \cdot l_s$

Avec : $A_p = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2)$; $\varphi = 20^\circ$

H : hauteur des terres.

- Poussée des surcharges: $F_{sr} = A_p \cdot S_r \cdot H$

Avec : $S_r = 1 \text{ t/m}^2$

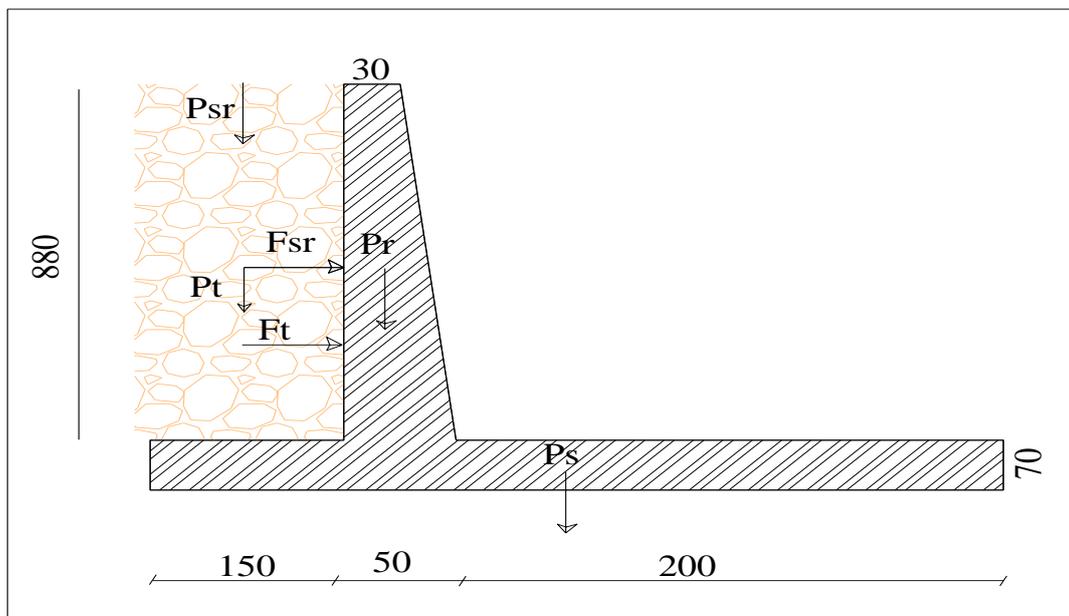


Figure III.IV.1 : schéma de calcul

Donc : $P_r = 8.8 \text{ t}$; $P_s = 7.35 \text{ t}$; $P_{sr} = 1 \text{ t}$; $P_t = 13.2 \text{ t}$; $F_t = 28,4 \text{ t}$; $F_{sr} = 4.3 \text{ t}$

➤ **Le moment d'encastrement à la base du rideau :**

M_e : moment d'encastrement à la base du rideau

$$M_e = 1,35 \cdot A \cdot \gamma_s \cdot H^2 / 2 \cdot H / 3 + 1,5 \cdot A \cdot S \cdot H / 2$$

$$M_e = 115,2 \text{ t.m}$$

On est ramenée a faire le calcul des acier pour un section rectangulaire.

➤ **calcul des aciers :**

On a: $\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2) ;$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton.

b : Longueur de la tranche

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage

c : l'enrobage = 3 cm

$$d = 47 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 F_{cj} / \gamma_s.$$

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, on prend $F_{cj} = F_{c28}$: la résistance a la compression en 28 jours.

γ_s : Coefficient de sécurité pour le béton. $\gamma_b = 1,5$ (durable transitoire)

Pour un dosage en ciment de 375 Kg/m^3 ou a $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Donc : $\sigma_{bc} = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2 \text{ MPa}$

Ce qui donne : $\mu = 0,38$

on a :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} ; \alpha = 0,69$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha ; \beta = 0,72$$

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

$$\sigma_s = 4000 / 1,5 ; \sigma_s = 2666,66 \text{ bar}$$

La section d'acier :

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A = 20,09 \text{ cm}^2$$

Si on utilise de T 16

$$\text{Donc } M = (20,9 / 2,009) + 1 = 11 \text{ barres /m}$$

On prendra 11 barres de diamètre 16 mm : 11T16 e=10cm

Armature de répartition :

$$\frac{A}{4} = \frac{20,09}{4} = 5,0225 \text{ cm}^2 \quad \text{Si on utilise de T 8}$$

$$\text{Donc } M = \frac{5,0225}{0,5024} + 1 = 11 \text{ barres /m}$$

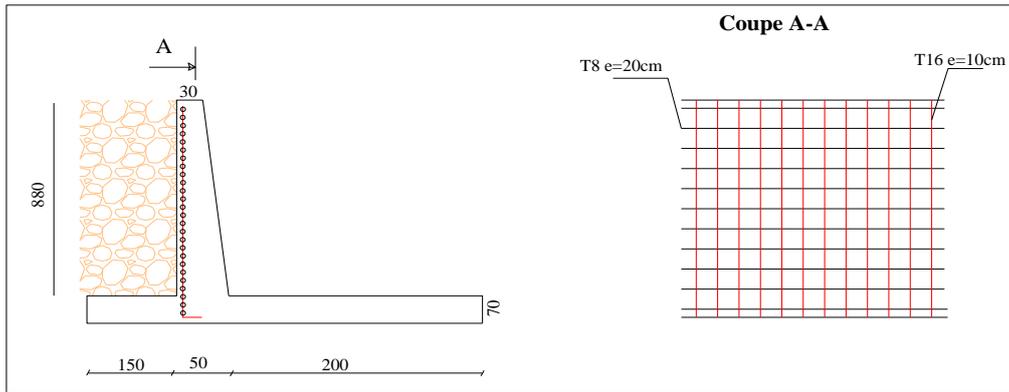


Figure III.IV.02 : Ferrailage de rideau.

III.IX.1.2. Ferrailage de la semelle :

La semelle est soumise, dans le cas le plus défavorable aux charges dues au poids du rideau, des réactions des sols, poids de la semelle et poids des terres et des surcharges.

- *Contraintes σ dues aux forces verticales (sans P_s)*

$$\sigma = \frac{1,35 \times (Pt + Pr) + 1,5 \times (Psr)}{100 \times B'} = \frac{1,35 \times (13,2 + 8,8)1000 + 1,5 \times 1000}{100 \times 150}$$

$$\sigma = 2,17 \text{ kg/cm}^2$$

- *Contraintes σ_s dues aux poids de la semelle :*

$$\sigma_s = \frac{1,35 \times (P_s)}{100 \times B} = \frac{1,35 \times (7,35)1000}{100 \times 350}$$

$$\sigma_s = 0,28 \text{ kg/cm}^2$$

- *Contraintes de réaction du sol :*

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{100 \times B} \pm \frac{6 \times M'_G}{100 \times B^2}$$

Avec : N :somme des forces verticales

M_G :le moment des forces verticales et horisantaes/G

$$N = 1,35[13,2+8,8+7,35] + 1,5 \times 1 = 41,12 \text{ T}$$

$$\text{Donc : } M'_G = 1,35 (13,2 \times 0,75 + 8,8 \times 0,55 - 23,2 \times 2,9) + 1,5 (1 \times 0,75 - 3,5 \times 4,4)$$

$$M'_G = -92,8 \text{ t.m}$$

Après avoir calculé les contraintes exercées par les différentes forces sur la base de la semelle

$$\sigma_{1,2}$$

On trouve :

$$\sigma_1 = -3.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 5.71 \text{ kg/cm}^2$$

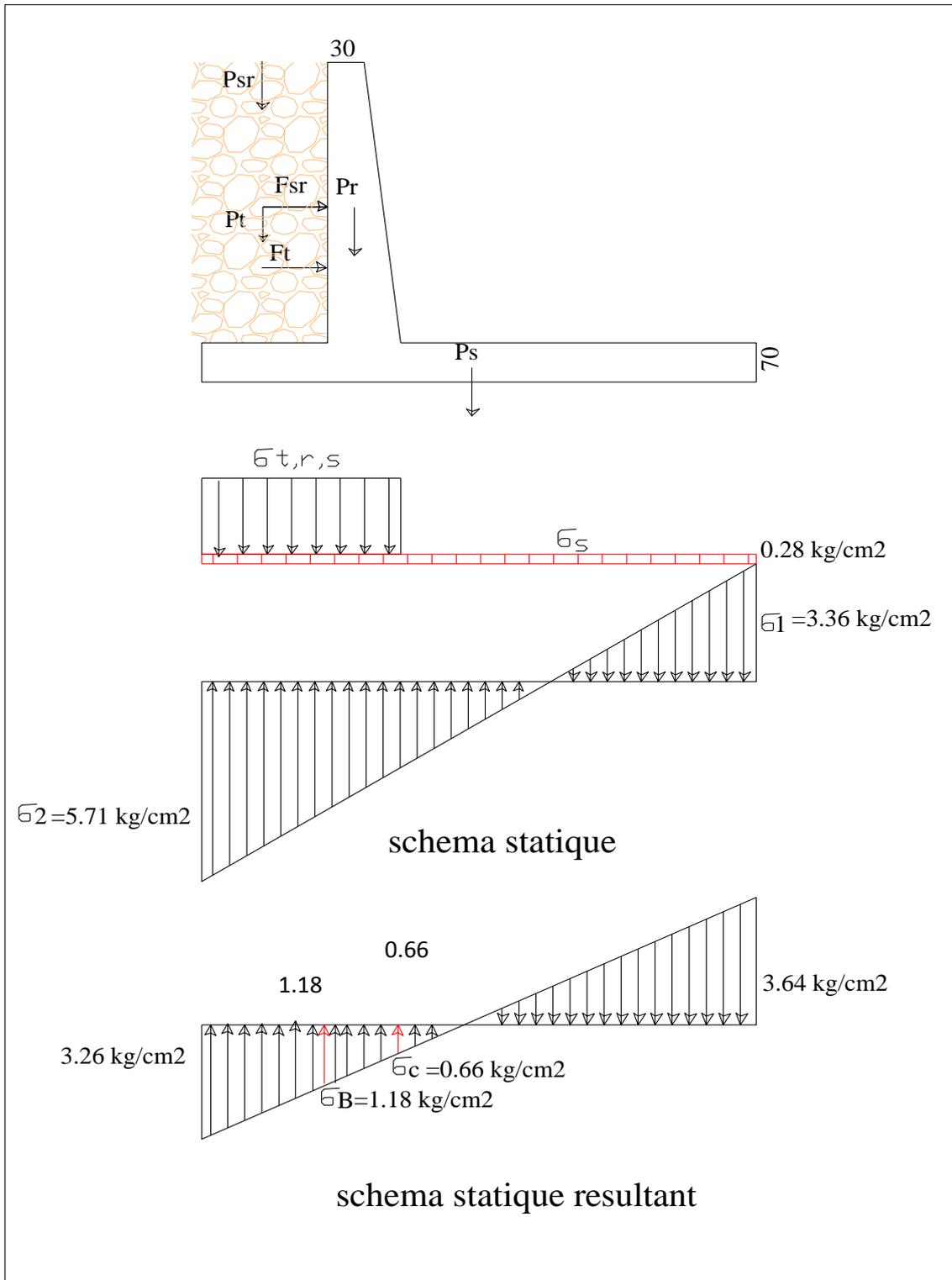


Figure III.IV. 03 : Diagramme des contraintes sur la semelle.

➤ Etude de ferrailage de la partie BA

La partie BA considérée comme console encastrée en B

F_r^{AB} = aire de diagramme des contraintes résultante (aire d'un trapèze)

$$F_r^{AB} = \frac{3.26 + 0.66}{2} \times 150 \times 100 = 29400 \text{ kg}$$

X_G = distance du centre de gravité du diagramme des pressions à l'encastrement

$$X_G = 91.58 \text{ cm}$$

Le moment à l'encastrement $M_e = F_r^{AC} \cdot X_G$

$$\text{trouve } M_e = 29400 \cdot 91,58 = 26,92 \text{ t.m}$$

• calcul des aciers :

On a : $\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$

Avec c : l'enrobage = 3 cm
 $d = 67 \text{ cm}$

Ce qui donne : $\mu = 0,04$

on a :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} \quad ; \alpha = 0,051$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha \quad ; \beta = 0,97$$

La section d'acier :

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) \quad ; \quad A = 12 \text{ cm}^2$$

Si on utilise de T 16

$$\text{Donc } M = (12 / 2.0) + 1 = 7 \text{ barres /m}$$

On prendra 7 barres de diamètre 16 mm : **7 T16 e=15cm**

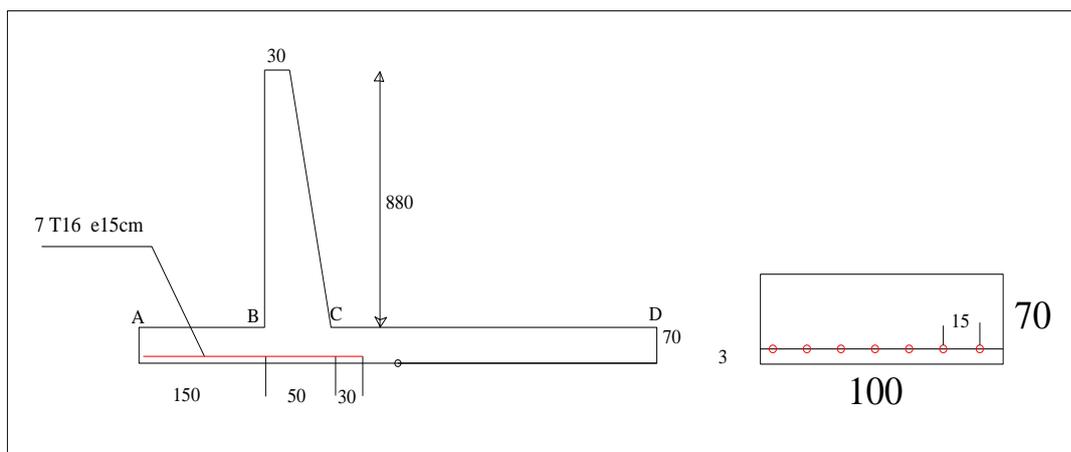
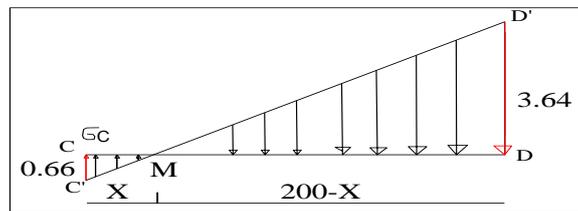


Figure III.IV.04 : Ferrailage de la semelle (partie BA).

➤ **Etude de ferrailage de la partie CD :**

La partie CD considérée comme console encastrée en C



D'après les deux triangles semblables

$$\frac{MD}{MC} = \frac{DD'}{CC'} \quad \text{on trouve } x=30.7 \text{ cm}$$

F_r^{CM} = aire de diagramme des contraintes résultante (aire d'un triangle)

$$= 1013.1 \text{ kg}$$

F_r^{MD} = aire de diagramme des contraintes résultante (aire d'un triangle)

$$= 30812.6 \text{ kg}$$

$$M_C = 44,13 \text{ t.m}$$

• **calcul des aciers :**

On a: $\mu = M_C / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$

Avec c : l'enrobage = 3 cm
 $d = 67 \text{ cm}$

Ce qui donne : $\mu = 0,07$

on a :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} \quad ; \alpha = 0,09$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha \quad ; \beta = 0,96$$

La section d'acier :

$$A = M_C / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) \quad ; \quad A = 18.7 \text{ cm}^2$$

Si on utilise de T 16

$$\text{Donc } M = (18.7 / 2.0) + 1 = 9 \text{ barres /m}$$

On prendra 9 barres de diamètre 16 mm : **9 T16 e=12cm**

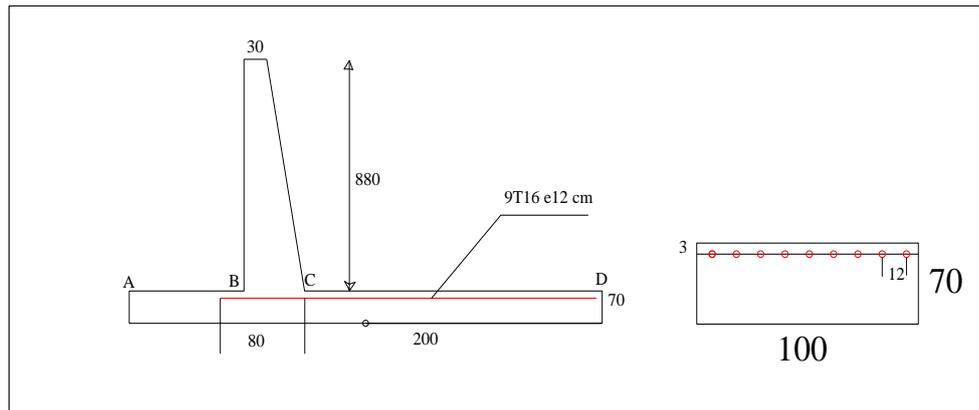


Figure III.IV.05 : Ferrailage de la semelle (partie CD).

III.IX.2. Tunnel de dérivation provisoire :

Définition : nous définirons le tunnel comme un ouvrage enterré construit par percement dans les terrains vierges, sans déblaiement des masses de terres supérieures.

❖ Revêtement intérieur :

Le revêtement intérieur des galeries et tunnels est exigé pour différentes raisons :

A. résistance mécanique

La constance du gabarit intérieur du tunnel doit être conservée, la paroi du tunnel doit donc résister aux efforts extérieurs dus au terrain et aux efforts intérieurs introduits par l'exploitation du tunnel.

B. étanchéité :

Cette condition intervient surtout dans les galeries de transport d'eau, sous-pression ou non.

Dans les autres tunnels, l'étanchéité s'entend comme barrière opposée aux pénétrations de l'eau des terrains, sauf cas spéciaux, des injections suffisent à l'assurer.

C. altération des parois.

Les parois du tunnel peuvent s'altérer sous l'influence de l'air du tunnel (anhydrites stables à sec mais gonflantes à l'air humide) ou de l'eau véhiculée dans le cas des galeries hydrauliques.

D. pertes de charge.

Une galerie en rocher inaltérable, résistant et étanche, peut ne pas être revêtue à condition de compenser le frottement hydraulique accru par rapport à la paroi lisse, par

une augmentation de section. la notion d'optimum économique du diamètre apparaît ainsi. Les revêtements de tunnels peuvent être réalisés de façons différentes

- Roche nue : en excellent rocher compact.
- Simple gunitage superficiel : en rocher compact mais quelque peu altérable en surface.
- Revêtement bétonné non armé : épaisseur minimale 15 cm.

Tableau III.IV.01 : ordres de grandeur pratiquement réalisés en France.

Diamètre excavé en mètres	Epaisseur en cm		
	Bon rocher	Rocher moyen	Mauvais rocher
2	15	20	25
6	30	40	60
9	35	50	70

Une règle empirique U.S.A est : $e = D/12$

pour notre cas on' a un diamètre d'excavation égale à 5m, avec un type de sol roche moyen (marne et calcaire compact) donc on prend $e=35\text{cm}$

le tunnel est creuse par des engins sophistiqué avec des mécanismes de contrôle liée à un scannère .

le revêtement se fait par des engins spéciale



Chapitre IV :

Équipements hydromécaniques

CAPITR IV :
Etude des équipements
hydromécaniques

Introduction :

Les équipements hydromécaniques sont des dispositifs indispensables à l'exploitation des barrages ils comprennent les vannes hydrauliques, les vannes hydrotechnique, les grilles de protection,.....etc.

IV.1 Les vannes

Une vanne est un organe mobile permettant de modifier localement la section d'écoulement, de la fermeture à l'ouverture complète. Un tel organe permet de régler la hauteur d'eau amont à un niveau désiré ainsi que de régler le débit. Une vanne sépare donc deux tronçons bien distincts, c'est à dire les tronçons amont et aval. Les forces agissant sur une vanne sont transmises sur des piliers et les parois adjacentes à la vanne. L'impulsion nécessaire pour le mouvement d'une vanne peut être soit fixe, soit variable en position.

On distingue principalement deux types d'organes mobiles selon qu'ils sont prévus pour les aménagements hydraulique (vanne de déversoir, vanne de prise, vanne de fond, vanne turbine, etc.)

IV.1.1 Vibration des vannes :

Si l'on considère un écoulement par-dessous une vanne de fond comme un système hydro-élastique, il faut distinguer la masse de la vanne, son ressort (suspension de la vanne) et son amortissement (forces de frottement dans ses étanchéités et ses paliers). La composante hydrodynamique de système contient la masse hydrodynamique, la force de rétablissement, l'amortissement et l'excitation hydrodynamique.

IV.1.2 Les causes de vibration d'une vanne :

Les causes principales qui peuvent entrainer la vibration de la vanne sont :

- la séparation de l'écoulement de la vanne,
- un apport insuffisant d'air dans les zones de sous-pression.

Les zones de séparation de l'écoulement sont la conséquence d'une mauvaise configuration de la géométrie de la vanne de fond. Il en résulte un jet sortant de la vanne alternativement séparé et attaché à cette dernière. Un ressaut hydraulique dont le pied se trouve proche de la vanne peut encore amplifier ce phénomène.

Les zones de sous-pression peuvent fortement influencer les vibrations de la vanne et la cavitation à l'aval. Il est donc impératif de les réduire par une aération suffisante de jet sortant de la vanne.

IV.1.3 Choix de types des vannes

Vannes pour la vidange de fond

- **Vanne batardeau**

La vanne batardeau amont est un organe qui joue un très grand rôle dans la bonne exploitation du barrage, les vannes du barrage travaillent dans des conditions difficiles. Les étanchéités des vannes, les systèmes de protection contre la corrosion, doivent être fréquemment entretenus, de même, les radiers du barrage sont soumis à une usure plus ou moins intense. Dans certaines limites la présence de batardeaux commandes à mettre en place permet d'utiliser des systèmes moins onéreux, qui impliquent en contre partie un entretien plus attentif. Le bilan n'est positif que si ces opérations sont faciles, et n'impliquent bien entendu pas d'arrêt d'exploitation. Pour cette raison et en particulier, le radier du barrage est parfois encore renforcé à l'amont de la vanne batardeau car dans cette zone il ne peut évidemment être mis à sec pour entretien.

On prévoit donc pratiquement une vanne batardeau à l'amont,

Pour notre cas la vanne batardeau sera une vanne à glissière dimensionnée pour la pression hydrostatique maximum. Elle sera en tôles et profils d'acier soudés, alors que les surfaces glissantes seront en acier inoxydable, Du côté aval, l'étanchéité sera réalisée en caoutchouc profilé. La section libre de la vanne batardeau sera de 1.5m de hauteur et 1m de largeur.

- **Vanne de garde :**

La vanne de garde c'est une vanne papillon à vérin et contrepoids à un diamètre DN1000 mm, cette vanne est toujours ouverte.

- **Vanne de service :**

Les vannes service doivent être bien conçues et fabriquées. Des sables et limons arrivent toujours à se déposer sur les surfaces frottantes, ou bien celle-ci rouillent, tous aspects qui augmentent nettement l'effort de levage ou même risquent de bloquer les vannes. Par ailleurs, elles s'usent beaucoup en des endroits bien localisées, où on doit prévoir des pièces d'usure faciles à changer. Elles doivent aussi être relativement étanches, notamment dans le cas où elles contrôlent un orifice de purge, lequel doit être pratiquement toujours fermé lorsque l'eau est claire : l'eau de fuite représente alors une perte, éventuellement importante.

Pour notre cas la vanne service sera une vanne papillon à vérin et contrepoids à un diamètre DN 1000 mm

- **Vannes pour la prise d'eau :**

La prise d'eau se fait par piquage à partir de la conduite de vidange de fond, donc on met qu'une seule vanne qui est la vanne de service. Cette vanne servira à fermer ou à ouvrir la conduite de prise. Ce sera une vanne papillon à vérin et contrepoids de diamètre DN 400mm

Comparée à d'autres vannes la vanne papillon présente des avantages particuliers notamment :

Une construction simple et résistante

Un besoin d'espace minimale

Une disposition claire d'engrenage

Une perte de charge faible en position complètement ouverte.

IV.1.4 Etanchéité des vannes:

L'exigence principale pour toutes les vannes est l'étanchéité en position de fermeture complète. En outre, une vanne doit être capable de résister, dans chaque position, aux forces statiques et dynamiques dues à l'eau et de rester sans vibrer dans la position exigée.

En général, les dispositifs d'étanchéité ne soulèvent pas tellement de problèmes. Les fuites sont souvent très limitées dans la partie courante des vannes, et ce sont surtout, en fait les points singuliers, dont les angles, qui fuient.

Du côté aval, l'étanchéité sera réalisée en caoutchouc profilé.

De toute façon, les systèmes d'étanchéité s'usent, et ils sont à changer périodiquement. D'où l'importance, là surtout, d'une bonne accessibilité de ces pièces. On n'utilisera que des écrous et boulons en métal inoxydable pour fixer les ferrures

correspondantes, sinon l'opération de démontage avec des boulons ordinaires toujours très rouille devient vite très longue et fastidieuse.

IV.1.5 Entretien et réparation des usures :

Les opérations d'entretien sont parfois fastidieuses, et elles ne seront exécutées avec la fréquence désirable que si toutes les précautions ont été prises pour les rendre commodes.

Les endroits à graisser devront être facilement accessibles, à moins qu'on ne centralise les opérations, par exemple, dans une centrale de graissage

IV.1.6 Protection contre la corrosion :

La protection contre la corrosion mérite une attention particulière. On peut l'obtenir par application de peintures spéciales, mais on tend de plus en plus à utiliser la technique de la métallisation par projection d'une ou plusieurs couches de métal (zinc en général). Apparemment plus onéreux que la peinture, ce procédé s'avère souvent, plus efficace et moins cher dans le temps.

La première opération et la plus importante consiste à bien nettoyer la pièce. La brosse métallique n'est absolument pas suffisante, et seul le sablage présente les garanties convenables. Ensuite on peut passer :

- soit une couche de métallisation puis deux couches de peinture;
- soit une couche de peinture antioxydant, puis deux couches de peinture de protection.

La protection contre la corrosion est spécialement délicate dans le cas du matériel placé en souterrain, où règne une humidité permanente. La protection mise en atelier est souvent détériorée au cours du transport et du montage (spécialement, bien entendu, au voisinage de soudures réalisées sur place) et la condensation de l'eau empêche l'application dans de bonnes conditions d'un enduit complémentaire sur place.

IV.1.7 Commande et automatisation :

Commande sur place et à distance :

Quel que soit le type de vannes, elles doivent pouvoir être commandées à partir d'un point où le mouvement de la vanne est visible, ceci en cas d'incident, de surcharge. D'où la nécessité de commandes locales.

Mais l'exploitant apprécie de plus en plus la solution qui consiste à prévoir un poste central d'où toutes les vannes puissent être commandées. La position de chacune d'elles doit alors être télé indiquée, pour permettre de repérer l'exécution des manœuvres, à moins qu'il ne soit possible de trouver un endroit d'où on puisse voir tous les pertuis, ce qui est assez rare. Bien entendu, un système de verrouillage empêchera de commander simultanément les vannes à partir du voisinage des vannes, et à partir du poste central.

Cette solution devient la règle, pour les ouvrages même modestes, et, très vraisemblablement, elle s'imposera de plus en plus.

Approvisionnement en énergie :

Nous avons insisté à plusieurs reprises sur l'intérêt que présente le bon fonctionnement des vannes, en particulier à l'ouverture.

Des précautions doivent être prises à ce titre dès l'alimentation en énergie, qui doit être assurée de plusieurs façons :

- A partir du réseau normal de distribution d'énergie, avec, si possible, des lignes indépendantes, susceptibles d'être commutées.
- A partir d'un groupe électrogène spécialement installé, si les intérêts en jeu en cas de mauvais fonctionnement deviennent fondamentaux. Le système est bien sûr inopérant si c'est l'appareillage électrique du treuil lui même et d'abord le moteur qui est défaillant.

On doit d'abord l'éviter par un entretien préventif soigneux. S'il existe plusieurs vannes, la probabilité d'une panne simultanée sur plusieurs pertuis diminue avec leur nombre.

✓ Pour notre cas :

La commande des vannes de garde et de service sera hydraulique - par des servomoteurs qui seront dimensionnés de manière à permettre l'ouverture des vannes batardeaux à pleine pression du côté amont et leur abaissement dans le courant à plein débit. Le servomoteur comprendra un ensemble avec bielle, piston, couvercle, bâti, garniture de joints et matériaux de jointure. Une bride au moyen de laquelle le servomoteur sera raccordé au support sera réalisée du côté bas.

Pour les servomoteurs, une installation hydraulique à huile est aussi envisagée.

La puissance du moteur électrique sera de 7,50 kW

L'abaissement et l'ouverture de la vanne batardeau sont exclusivement prévus en eau morte sous une pression équilibrée à l'amont et à l'aval de la vanne. La vanne sera équipée de deux robinets vannes DN200.

La vanne service de la prise d'eau (DN 400mm) sera équipée d'une tige commandée par moteur électrique. La puissance du moteur électrique sera de 1 kW.

IV.2 Les grilles de protection :

IV.2.1 Définition :

Les grilles sont des éléments essentiels pour protéger la vidange de fond et les prises d'eau contre les corps solides, leurs fonction consiste à :

- Essentiellement arrêter les corps flottants, ou les corps de densité voisine de celle de l'eau transportés, surtout les bois ou les feuilles.
- Accessoirement éviter l'entrée des cailloux dans les prises d'eau mais au risque de se boucher et d'empêcher également l'eau de passer.

IV.2.2 Espacement et constitution des barreaux

Le paramètre fondamental des grilles est constitué par leur espacement, cet espacement est défini :

- Soit par le service de pêche, qui impose dans certains pays un espacement maximum, interdisant aux poissons de dimensions supérieur à une valeur donnée de pénétrer dans la dérivation ;
- Soit pour les ouvrages hydroélectriques, par les caractéristiques des turbines en liaison avec les dimensions maximum des matériaux pouvant passer à travers celles-ci.

Donc l'espacement doit nettement inférieur à ces dimensions.

Le barrage TARZOUT destiné pour l'irrigation, dans ce cas le problème est moins précis que si la prise d'eau alimente des turbines, des réseaux d'eau potable. On utilise très souvent à l'aval des prise d'eau, dans les réseaux eux-mêmes des pièges à graviers des ouvrages de régulation, de répartition des débits, des pompes qui ne s'accommodent pas beaucoup mieux que les turbines de la présence des nombreux corps flottants. C'est bien sûr encore plus vrai s'il s'agit de réseaux par aspersion ou surtout de réseaux type goutte à goutte.

Pour les dérivationes qui n'alimentent pas directement des installations comprenant des turbines ou des siphons très sensibles à l'obstruction par les matériaux entraînés par l'eau, on prévoit la plupart du temps des grilles à large espacement.

On va opter pour un espacement de $a = 1/4D = 25$ cm.

La grille, dans son ensemble est constituée par des panneaux rectangulaires, contenus dans une structure définie par des traverses et des longrines et appuyée sur le béton ou la maçonnerie de la prise. Les barreaux de la grille reposent sur les traverses de la grille et sur des appuis intermédiaires (voir figure (IV.01) afin d'éviter tous phénomènes de vibration.

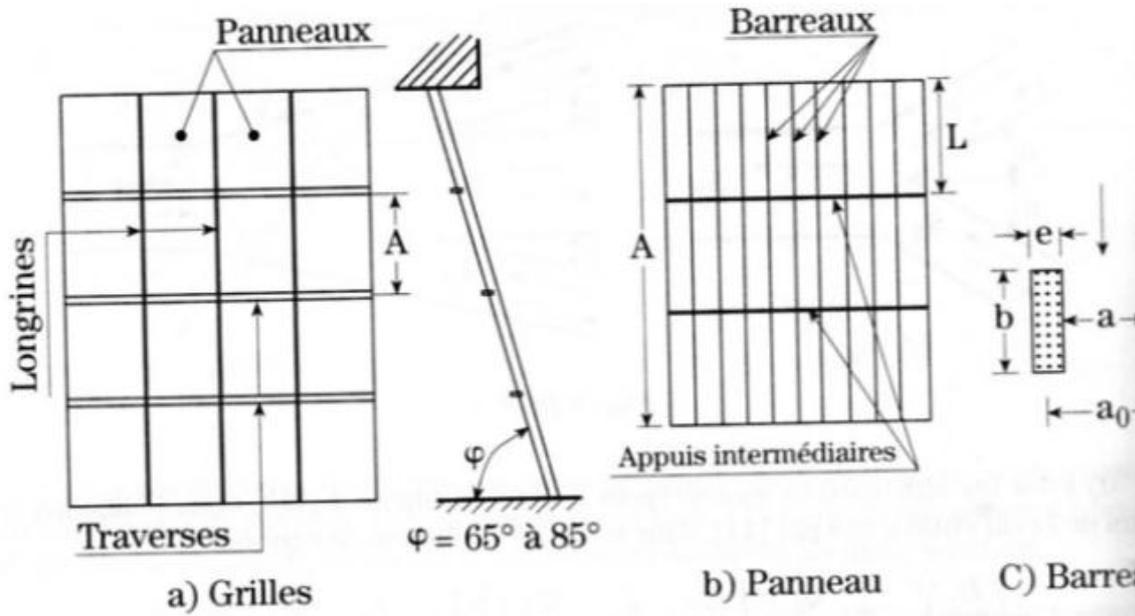


Figure (IV.01): grille, panneau, barreaux

IV.2.3 Pertes de charge :

Du point de vue perte de charge, la grille est définie par l'écartement (a) entre les barreaux, par leur dimension (b,) dans le sens de l'écoulement, par leur épaisseur maximale (e) et par la forme de leur section transversale, la perte de charge dans les grilles est donnée par l'équation suivante :

$$\Delta H = K \cdot U^2 / 2g$$

U : vitesse dans la section de la grille sans grille = 4.8 m/s ($Q = 3,8 \text{ m}^3/\text{s}$; $D = 1 \text{ m}$)

K : est donné en fonction de K_d et K_f . $K = K_d \cdot K_f \cdot p^{1,6} \cdot f\left(\frac{b}{a}\right) \cdot \sin(\varphi)$

K_d : coefficient de dépôt sur la grille varie de 1.1 à 1.2 pour dégriller automatique,

1.5 Pour dégrillé ancien

On prend $K_d = 1,5$

K_f : coefficient de forme du barreau varie de 0.51 à 0.32 selon la section.

Pour une section rectangulaire allongée $K_f = 0,51$

P : rapport des pleins sur la surface totale. Le rapport compris entre 6%, 16%.

b : dimension de la section des barreaux dans la direction normale à l'écoulement (épaisseur).

b=15cm

a : distance entre les barreaux. a=25cm

φ : L'angle de la grille avec l'horizontale $\varphi = 85^\circ$.

$$f\left(\frac{b}{a}\right) = 8 + 2.3\left(\frac{b}{a}\right) + 2.4\left(\frac{a}{b}\right) = 13,38$$

AN:

$K = 0.26$

Donc

$$\Delta H = 0.062m$$

IV.2.4 Calcule de Stabilité des barreaux :

Au moment de passage de l'eau à travers la grille, l'écoulement provoque des tourbillons successifs, il faut donc savoir la fréquence, afin que la fréquence propre des barreaux f_b soit loin des fréquences des tourbillons f_t .

Pour garantir des conditions de stabilité, il faut que $f_b \gg f_t$

❖ Fréquences des tourbillons alternées :

La fréquence des tourbillons est donnée par : $f_t = S_t(U/e)$

U : la vitesse d'amenée, U=4.8m/s

e : épaisseur des barreaux, e=10cm

S_t : nombre de *Strouhal*, qui est fonction des barreaux et leur densité de répartition $(a+e)/e$, pour une section rectangulaire l'abaque (stabilité des grilles) (ANNEXES III.05) donne la valeur de nombre de *Strouhal*.

$S_t = 0,240$ (voir ANNEXES III.05)

$(a+e)/e = 3.5$, le facteur de majoration sera, d'après l'abaque $c = 1,1$

On aura $S_t = 1,1 \cdot 0,240 = 0,26$.

La fréquence de tourbillons sera alors $f_t = S_t \left(\frac{U}{e}\right) = \frac{0,26 \cdot 4,8}{0,1} = 12.5Hz$

❖ Fréquence propre des barreaux

La fréquence propre des barreaux plongés dans l'eau est donné par :

$$f_b = M \frac{K}{L^2} \sqrt{\frac{gE_b}{\varpi_b + \frac{a}{e}\varpi}}$$

M : facteur de fixation avec les valeurs suivants :

Extrémités encastées : $M = k/2\pi$

Avec $k=22,4$ pour l'harmonique fondamentale

Extrémités articulées $M = k'\pi/2$ avec $k'=1$ pour l'harmonique fondamental

Les barreaux étant soudés sur les appuis, ils seront considérés comme encastées :

$$D'où $M = \frac{k}{2\pi} = \frac{22,4}{2\pi} = 3,6$$$

K : rayon de giration de la section transversale du barreau par rapport à un axe parallèle à la vitesse du courant.

Pour une section rectangulaire $K^2=e^2/12 = 8,3 \cdot 10^{-4} m^2$ (voir tableau position du centre de gravité aire et carré du rayon de giration K^2 ANNEXES III.08)

$K=0,03m$

L : distance entre les appuis des barreaux. $L=0,3m$

E_b et ϖ_b = module d'élasticité et poids spécifique du matériau des barreaux.

On propose que les barreaux sont en acier ($E_b=2,1 \cdot 10^{11} N/m^2$; $\varpi_b=78000 N/m^3$)

ϖ : Poids spécifique du fluide (eau), $\varpi = 10000 N/m^3$

$$\varpi_b + \frac{a}{e}\varpi = 78000 + \frac{0,25}{0,1} \cdot 10000 = 103000 N/m^2$$

AN:

$$f_b = M \frac{K}{L^2} \sqrt{\frac{gE_b}{\varpi_b + \frac{a}{e}\varpi}} = \frac{3,6 \cdot 0,03}{0,3^2} \cdot \sqrt{\frac{9,81 \cdot 2,1 \cdot 10^{11}}{103000}} = 5366 Hz$$

Avec ces conditions $f_b \gg f_i$ ce qui garantir la stabilité des barreaux.

IV.2.5 Conclusion

La grille de protection sera une grille en acier constitué des barreaux avec un espacement de 25cm, l'épaisseur d'un barreau est de 10cm,



Chapitre V :

Devis estimatif

Et

quantitatif

CAPITRE V :

DEVIS ESTIMATIMATIF ET QUANTITATIF

V.1 Le devis estimatif et quantitatif des ouvrages annexes:

Le devis estimatif des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage , le batardeau et la dérivation provisoire les résultats sont donnés sous forme des tableaux :

V.1.1 Calcul du volume du batardeau :

Ce volume est déterminé en utilisant le profil en long du batardeau.

Nous choisissons des coupes en travers. Dans chaque coupe, la hauteur du batardeau H_i est:

$$H_i = \nabla_c - \nabla_{pi}$$

Où ∇_c :Côte de crête du batardeau;

∇_{pi} :Côte du pied du batardeau dans la coupe i.

L'aire de la section transversale du batardeau S_i dans la coupe i est:

$$S_i = \frac{b + B_{pi}}{2} \cdot H_i ; (m^2)$$

Où : b : Largeur en crête du batardeau;

B_{pi} : Largeur au pied du batardeau; $B_{pi} = (m_1 + m_2) H_i + b$ (m)

m_1 et m_2 sont les fruits des talus amont et aval et qui sont pris égaux à 2 et 1.65 respectivement.

Le volume du batardeau entre deux coupes successives est:

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L ; [m^3]$$

L: Distance entre deux coupes.

Le volume total du corps du batardeau est:

$$V_B = \sum_{i=1}^3 V_i ; [m^3]$$

Le volume du noyau et des recharges est respectivement :

***Recharge :**

Tableau V.01: Volume des recharges (enrochement).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0			
1	155.84	77.92	11	857.12
		505.88	12	6070.56
2	350.04	265.50	12	3185.94
		90.47	11	995.23
3	180.95			
4	0			
Volume Total				11108.84

• **le Noyau :**

Tableau V.02: Volume du Noyau (argile).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	l_i (m)	Volume (m ³)
0	0			
1	36.71	18.35	11	201.9
		61.48	12	737.82
2	86.26	63.4	12	760.86
		20.1	11	221.15
3	40.21			
4	0			
Volume Total				2121.73

Tableau V.03 : Cout Total pour le batardeau

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Matériaux argileux, y compris extraction, chargement, transport jusqu'à 1 km, déchargement, réglage et compactage.	m ³	2121.73	400.92	770460
2	Sable	m ³	684.25	1000	684250
3	Gravier	m ³	684.25	1200	821100
4	Remblais en enrochement, y compris extraction à la carrière, reprise, chargement transport jusqu'à 5km et mise en place.	m ³	11108.84	839,58	9326759.88
5	Excavation pour le batardeau	m ³	3467.48	100	346700
Cout Total pour le batardeau					10443919.88

V.1.2 Calcul du coût des excavations

Le volume à excaver est donné par l'expression

$$V=S.L$$

Où : S : Section excavée;

L : Longueur de la galerie 246m.

$$S = \frac{B_f + B_h}{2} \cdot h_{tot}$$

Où : B_f : Largeur de fond de la tranchée;

B_h : Largeur en haut de la tranchée;

h_{tot} : Hauteur totale de la tranchée.

V.1.3 Calcul du volume du béton et son coût :

Le volume du béton nécessaire pour la construction de la galerie est donnée par l'expression suivante:

$$V=S.L$$

$$\text{Où: } S = \pi \frac{(D+e)^2}{4} - \frac{\pi D^2}{4}$$

S : Section bétonnée (m²);

D : Diamètre de la galerie (m);

e : Epaisseur du béton (m);

L : Longueur de la galerie (m).

Tableau V.04 : Cout Total Terrassements généraux

GALERIE DE DERIVATION, ET BASSIN D'AMORTISSEMENT				
Désignation des travaux	unité	quant	Prix unitaire	total
Terrassements généraux				
portique d'entrée de la galerie de dérivation, y compris le chargement , le transport et la mise en dépôt des matériaux	m ³	3327	186.81	621516.87
Fouille pour la galerie de dérivation excavations en galerie, y compris le chargement , le transport et la mise en dépôt des matériaux excavés.	m ³	4827.75	1391.88	6719648.67
fondations du bassin d'amortissement, y compris le chargement , le transport et la mise en dépôt des matériaux	m ³	3989.00	186.81	745185.09
Chambre des vannes	m ³	6076	663.15	402999.4
Total Terrassements généraux :				8086350.63

Tableau V.05 : Cout Total Travaux de béton et de béton armé (inclus le ferrailage, coffrage etc...)

Travaux de béton et de béton armé (inclus le ferrailage, coffrage etc...)				
Désignation des travaux	unité	quant	Prix unitaire	total
Portique d'entrée de la galerie de dérivation. Coffrage lisse, mixte et en courbe avec traitement soigneux de la surface sur les parties du tronçon de transition .	m ³	84	30000	1344000
Galerie de dérivation	m ³	1738	9705.84	16868749
Bétonnage de galerie de la vidange de fond	m ³	319	30000	6699000
Portique de sortie de la galerie de dérivation avec tronçon de transition .	m ³	932	30000	19572000
Bassin d'amortissement	m ³	1437	30000	30177000
Chambre des vannes	m ³	1980	30000	41583742.2
Total Travaux de béton :				74660749.00

Tableau V-06 :résultat de devis estimatif;

DERIVATION, VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
01	Total Travaux de béton	/	/	/	74660749
02	Total Terrassements généraux	/	/	/	8086350.63
03	Conduite métallique Ø400	ml	200	45000	8820000
04	Isolation hydrofuge des Conduites	ml	300	100	30000
05	Vanne batardeau principale à commande hydraulique	u	1	554000	55000
06	Vanne de service à commande hydraulique pour la vidange de fond	u	2	824000	70000
07	Vanne pour les lâchures agricoles	u	1	383000	383000
08	Grille	u	1	3000	3000
09	Isolation hydrofuge pour béton	m ²	60	100	6000
10	Moteur électrique pour la commande de la vanne batardeau de 7.5KW de puissance	/	1	/	299643
11	Moteur électrique pour la commande de la vanne de service de 4.2 KW de puissance	/	2	/	359571
12	Moteur électrique pour la commande de la vanne plate de la vidange pour les lâchures agricoles de puissance de 1.0KW	/	1	/	95886
Cout Total pour le batardeau				10443919.88DA	
Montant totale :				98812244 DA	

Remarque :

Le tableau suivant donne les coûts de construction (batardeau + ouvrages annexes) auxquels ont été ajoutés un montant de 10% des travaux pour prendre en compte les installations de chantier et les travaux préparatoires. Les frais administratifs sont estimés globalement à 4% du total des coûts de construction. Les frais d'ingénierie constituent un surplus de 10% du montant total de construction. Les coûts d'expropriation ne sont pas pris en compte à ce stade de l'étude.

Ce tableau va présenter le prix total de notre évacuateur de crue

Tableau (V.07): coûts total des ouvrages annexes+batardeau.

Désignation	Prix (DA)
Montant totale	98812244
Travaux préparatoires et installation (10% du coût de sous construction)	9881224.4
Frais administratifs (4% du coût de construction)	395248.97
Frais d'ingénierie (10% du coût de sous construction)	9881224.4
Coût Total de total des ouvrages annexes +batardeau	118969942

Conclusion : A partir de ces devis on trouve que le coût total des ouvrages annexe (dérivation provisoire , prise d'eau est vidange de fond+ batardeau) est estimé à :

118969942 DA



Chapitre VI :

Organisation

Du

Chantier

VI.1 Introduction :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VI.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les divers aires de 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 :

VI.2.1 Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux :

Il y a plusieurs matériaux à stocker chacune demande certaines conditions de stockage. Les matériaux essentiels à stocker sont :

- **Agrégats**

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons. Pour le sable il est important de vérifier la teneur en éléments fins par un essai d'équivalent de sable.

Si les agrégats sont sales ou enrobés d'une couche d'argile ou autres, il serait préférable de les laver avec une eau douce avant leur utilisation. Le pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats est donné par le tableau suivant.

Tableau .VI.1. Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats :

Matière indésirable	%tage maximum du poids des plus gros granulats
Argile, limon, vases	1%
Charbon, bois	1%
Matériaux tendres	8%
Autres substances -nuisibles-	1%

Les différents sables et les graviers seront stockés en tas mélange. Vu que leurs densités sont différentes un mélange risque de fausser la pesée. La méthode de stockage sera en étoile, la teneur en eau des agrégats doit être contrôlée avant utilisation vu que le degré hydrométrique de l'air est variable ainsi que les éventuelles précipitations ; il faudrait prévoir de légères pentes afin de drainer les eaux de la zone de stockage et cela afin de doser convenablement la quantité d'eau nécessaire au gâchage.

- **Le Ciment et les aciers**

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos, son lieu de fabrication n'est pas très éloigné du site, on prévoit de le prendre à partir de la cimenterie de CHLEF qui se situe à 30 km environ du site. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire telle que la résistance, le temps de prise, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

- **L'eau de gâchage**

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire aux normes en :

Tableau .VI.2. Tableau des normes

Métiers	Normes en (g/l)
Matières organiques	0.1
Matières en suspension	0,2
Sels dissout	1,5
Sulfates	1
Acide humique	0,05
Acide sulfhydrique	0,05
Chlorures	0,1

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le ciment ou attaquer les aciers.

- **Le Béton**

Le béton est 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 caractéristique parfaitement définies telles que la résistance à la compression fixée à l'avance, c'est-à-dire que sa fabrication ne peut être fait d'une manière empirique, on doit d'une part être sur des dosages exacte des différents constituants d'autre part, assurer une fabrication rationnelle et contrôlée.

- **L'énergie électrique**

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un groupe électrogène, ne justifier pas l'alimentation a partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ), il y' a lieu de signaler également que la délai important demandé pour ces branchements. suite au plan de charge de cet organisme, ne peut être qu'une source de retard pour l'avancement des travaux.

- **L'alimentation en 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 sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.2.4 Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VI.3 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.

a) Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

b) Le maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage 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 osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

c) L'entrepreneur :

Personne physique ou morale, 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. Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la Figure n°VIII.1 suivante :

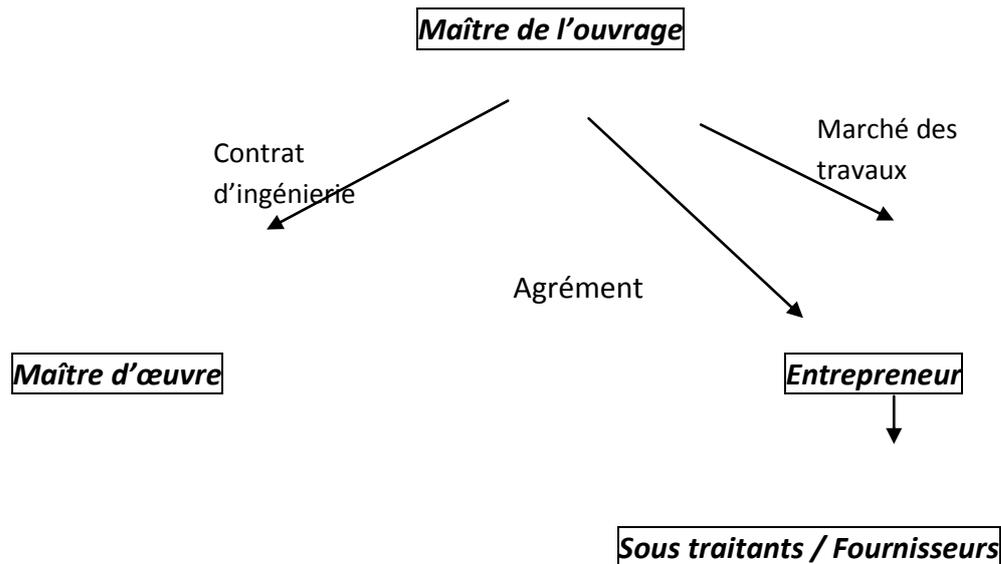


Figure VI.01 : Organigramme de la prévention.

VI.4 Ordre d'exécution des travaux :

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Coupure et dérivation de l'oued
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues.
- Coupure finale et mise en eau.

VI.4.1 Terrassement au niveau des installations de chantier :

✓ **Exécution des voies d'accès :**

La desserte est composée d'une routes principales et 4 pistes dérivées. Des ponds 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.

✓ **Détermination des engins nécessaires :**

Pour les l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$R = \frac{60.G.K_r.K_t}{T.K_f} \quad (m^3/h) \quad \dots\dots\dots(VI.1).$$

Où : G : capacité du godet.

Kr : coefficient de remplissage de godet.

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Kf : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60.G.K_t}{T} \quad m^3/h \quad \dots\dots\dots(VI.2).$$

Où : G : capacité de la benne du camion.

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin

T : durée d'un cycle.

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer d'un rondement :

$$R_b = \frac{60.G.K_t}{T} \quad m^3/h \quad \dots\dots\dots(VI.3).$$

Où : G : capacité de la lame.

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voix 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.

VI.4.2 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.

VI.4.2.1 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.

VI.4.2.2 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 se fera donc pour un canal de 13m de largeur creusé dans l'appui droite .Elle se fera ensuite par une galerie circulaire de 4m de diamètre, le batardeau atteignant dans ce cas la côte 42.

VI.5 Planification :**VI.5.1 Définition :**

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VI.5.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VI.5.3 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**

• les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

- **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

- **Attribution des durées de chaque opération :**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VI.5.4 Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne science la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;

Le respect des délais de réalisation pour chaque opération

Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VI.5.5 Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau n° VI.3 : symboles des opérations

Travaux	Opérations	Duré (mois)
Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	1
canal en terre et Pré batardeau	C	1
Tunnel de dérivation	D	2
Batardeau	E	2
Excavation du barrage	F	3
Recharges du barrage	G	9
Excavation de l'évacuateur de crue	H	2
Construction de l'évacuateur de crue	I	5
Bassins d'amortissement	J	2
chambre des vannes	K	1
Embouchure vidange de fond	L	1
Prise d'eau	M	1
Travaux de finition	N	2

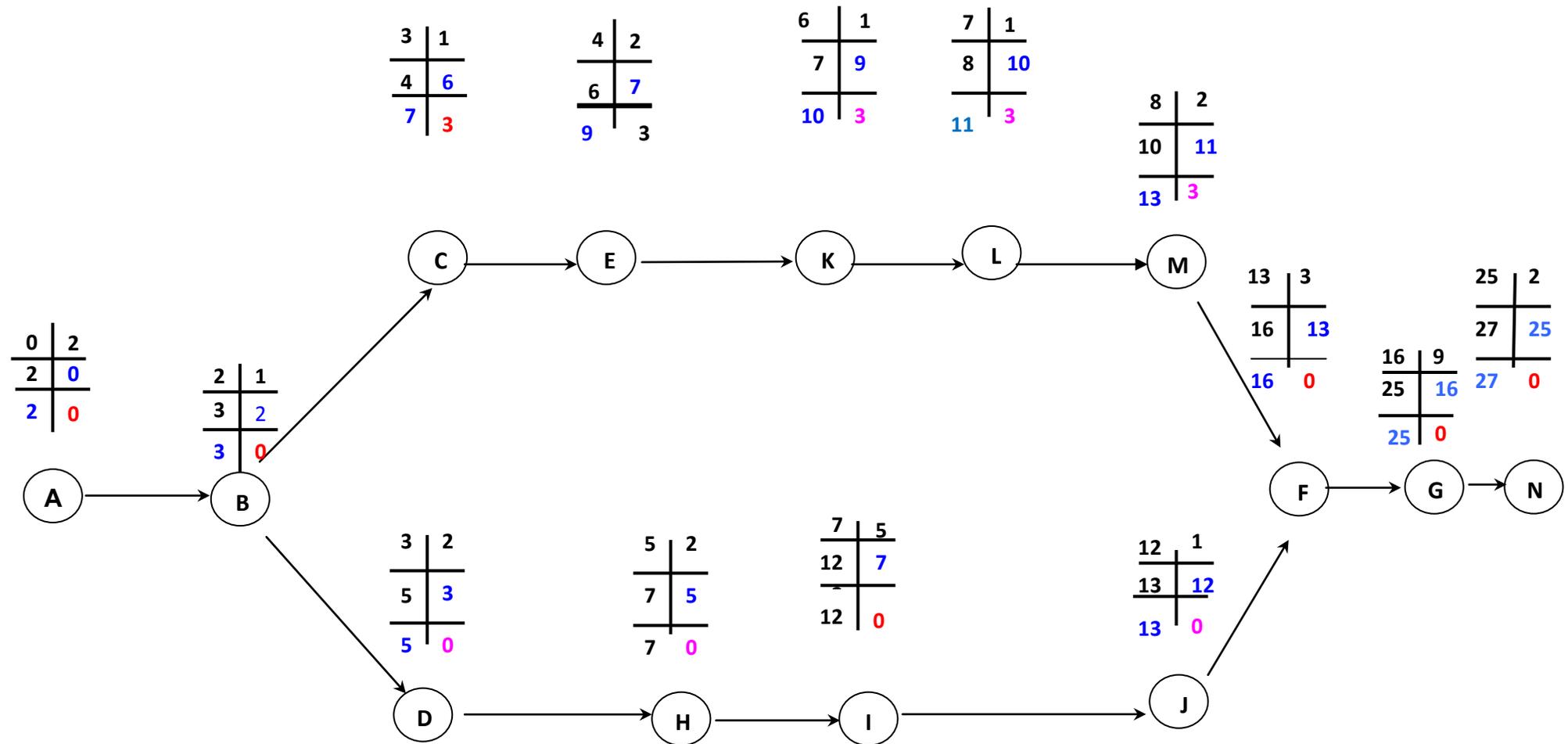


Figure (VI.2) : Réseau à nœud.

Tableau n° VI.4 : programme des travaux pour la réalisation du retenue de Tarzout.

TRAVAUX		CALENDRIER											
		1 ^{ère} année				2 ^{ème} année				3 ^{ème} année			
		T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4
Ordre de déroulement des travaux	Travaux routiers	2											
	Installation de chantier		1										
	canal en terre et Pré batardeau		1										
	Tunnel de dérivation		1	1									
	Batardeau			3									
	Excavation du barrage					3							
	Recharges du barrage						9						
	Excavation de l'évacuateur de crue		2										
	Construction de l'évacuateur de crue			5									
	Bassins d'amortissement					1							
	chambre des vannes			1									
	Embouchure vidange				1								
	Prise d'eau					3							
	Travaux de finition									2			

VI.5.6 Détermination du chemin critique :

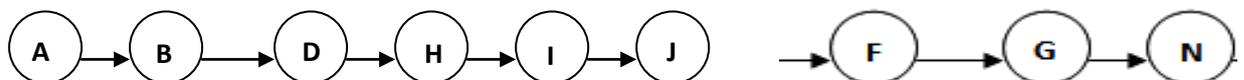
C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau n° V-05 : Détermination des chemins critiques.

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	2	0	2	0	2	0
B	1	2	3	2	3	0
C	1	3	4	6	7	3
D	2	3	5	3	5	0
E	2	4	6	7	9	3
F	3	13	16	13	16	0
G	9	16	25	16	25	0
H	2	5	7	5	7	0
I	5	7	12	7	12	0
J	1	12	13	12	13	0
K	1	6	7	9	10	3
L	1	7	8	10	11	3
M	2	8	10	11	13	3
N	2	25	27	25	27	0

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 2+1+2+2+5+1+3+9+2=27 \text{ moi}$$

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à **27** mois.

VI.6 Conclusion:

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier



Chapitre VII :

Protection et

Sécurité

De travail

CAPITRE VII :

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

VII.1 Introduction :

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VII.2 Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

VII.2.1 Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de facilité.

VII.2.2 Causes techniques :

- Les mauvaises conditions de travail.

- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.

Le manque d'éclairage.

VII.3 Conditions dangereuses dans le chantier :

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

VII.4 Actions dangereuses :

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.5 Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

VII.6 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- 1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- 2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- 3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m³ d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

$$\text{On a :} \quad Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m³/h).

A_m : L'alimentation Minimum (A_m = 30 m³ / h / personne)

N: Nombre de personne dans le lieu à aéré.

VII.6.1 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :**1/ Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :**

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placés en fins des conduites présentent des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

➤ Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

✓ **La méthode dynamique :**

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau (VII.01).

Tableau VII.01 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 ÷ 5) m/s	(6 ÷ 8) m/s
2	Conduite principale	(4 ÷ 5) m/s	(6 ÷ 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 ÷ 5) m/s	(3 ÷ 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 ÷ 3) m/s	(2 ÷ 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 ÷ 2) m/s	(1 ÷ 3) m/s

✓ **Méthode d'équifriction :**

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour la détermination des différents diamètres des canalisations, on se référera à l'abaque de Wood.

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

A.N :

On à la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \text{ (m}^2\text{)}.$$

Q: Débit d'air (m³/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore :

$$Q = \frac{\pi.V.D^2}{4} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} \text{ (m)}.$$

A.N :

N=30 personne Q=900 m³/h

Conduite principale : v=4m/s

D'où : D=0.28m

D=300mm

Conclusion général

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de l'A.P.D du barrage TARZOUT sur l'oued TARZOUT ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La construction des ouvrages annexes du barrage TARZOUT sur l'oued TARZOUT n'implique aucune difficulté technique particulière.

Le barrage TARZOUT 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 de barrage TARZOUT 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.

- L'exécution du projet entraînerait sans doutes des effets négatifs tels que : l'impacte sur l'environnement (la faune et la flore, la privation des viverrins de l'alimentation en eau à partir du fil d'eau de l'oued ...etc) Une étude d'impacte sur l'environnement est cependant nécessaire pour la proposition de mesures compensatoires.

Le projet du barrage de TARZOUT 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.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE :

- (1) **Mr. HASSANE** (Cours d'ouvrage hydrotechnique 5^{ème} Année ENSH- 2010-2011).
- (2) **RICHARD O. SINNIGER ; WILLI H. HAGER ;** 1988 : Constructions Hydrauliques (écoulements stationnaires) volume 15 pp376-408.
- (3) **ANBT 2005** : Etude de faisabilité du barrage TARZOUT.
- (4) **GERARD DEGOUTTEE(ENGREF) ;** 1997 : PETITS BARRAGES (Recommandation pour la conception, la réalisation, et le suivie) ; pp 93,94.
- (5) technique des barrages en aménagement rural
- (6) **ARMANDO LENCASTRE ; 1983** : Hydraulique générale (édition revue et augmentée ; troisième tirage 2002) ; pp148.
- (7) **PROCEDUREES METHODOLOGIQUES** pour l'exécution des études de retenues collinaires est petites barrages (**VERSSION FRANCAISE**)
- (8) **MAURICE BOUVARD, 1984** : Barrages mobiles et ouvrages de dérivation (à partir de rivières transportant des matériaux solides ; pp310
- (9) **A.GUERRIN 1969** : traité de béton armé (tomes X – XI)
- (10) **TOUAIBIA B.** (Cours d'Hydrologie 3^{ème} Année et Régularisation des débits 4^{ème} année).
- (11) **VOLKOV** «Guide de la thèse de fin d'étude »Blida1986
- (12) **BENHAFID. M.S.** (cours de protection et sécurité de travail 5^{ème} année ENSH- 2008

Annexes



Annexe N°I.01 : les Repères de barrage Tarzout.



Annexe N°I.02 : vue aval-amont de site de barrage Tarzout.



Annexe N°I.03 : vue amont-aval de site de barrage Tarzout.

Annexe N^OI.4 : les fiches techniques des sondages de reconnaissance**SONDAGE TF-1**

SITE DU BARRAGE : TARZOUT
EMPLACEMENT : AXE – RIVE GAUCHE
FORAGE : PAR ROTATION
INCLINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL
DIRECTION (azimut) : /
PROFONDEUR : 80 m
COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 351 450
Y = 350 296
COTE APPROXIMATIVE: Z = 100
DIAMETRE FINAL DU TROU: 86 mm
ESSAIS LUGEON : PROFONDEUR : de 3 m à 80 m
TRANCHES (3m) : 4
PRESSION : de 3m à 15m 0-1-2-3-2-1-0 bars
TRANCHES (5m) : 1
PRESSION : de 15m à 20m 0-2-4-6-4-2-0 bars
TRANCHES (5m) : 12
PRESSION : au-delà de 20m 0-3-6-10-6-3-0 bars
PIEZOMETRE : OUI (80.0 m)
ECHANTILLONS : DE ROCHES 2 - Echantillons impacts de roches (Ei-r):
- **m₁ -Argiles et poudingues rouges (Oligocène) et**
- **e_a² -Argiles et quartzites (Medjanien)**
1 - Echantillon de roches (T) :
- **m₁ -Argiles et poudingues rouges (Oligocène)**
DE SOLS : IMPACTS 2 - Petits échantillons impacts (Pi) :
- **q^I -Alluvions anciennes et**
- **d_I -Déluvium**
REMANIES 4 - Petits échantillons remaniés (Pr) :
- **q^I -Alluvions anciennes et**
- **d_I -Déluvium**

SONDAGE TF 2

SITE DU BARRAGE : TARZOUT
EMPLACEMENT : AXE – RIVE GAUCHE
FORAGE : PAR ROTATION
INCLINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL
DIRECTION/PENDAGE: 20/60
PROFONDEUR : 75 m

COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 351 550

Y = 350 330

COTE APPROXIMATIVE: Z = 72.50

DIAMETRE FINAL DU TROU : 86 mm

ESSAIS LUGEON : PROFONDEUR : de 3 m à 80 m

TRANCHES (3m) : 2
 PRESSION : de 3m à 9m 0-1-2-3-2-1-0 bars

TRANCHES (3m) : 2
 PRESSION : de 9m à 15m 0-2-4-6-4-2-0 bars

TRANCHES (5m) : 12
 PRESSION : au-delà de 15m 0-3-6-10-6-3-0 bars

PIEZOMETRE : OUI (55.0 m)

ECHANTILLONS : DE ROCHES 2 - *Echantillons impacts de roches (Ei-r)*

- **m₁ -Argiles et poudingues rouges (Oligocène) et**
- **e_a² -Argiles et quartzites (Medjanien)**

1 - *Echantillon de roches (T) :*

- **e_a² -Argiles et quartzites (Medjanien)**

DE SOLS : IMPACTS 1 - *Petits échantillons impact (Pi) :*

- **q^I -Alluvions anciennes et**
- **d_I -Déluvium**

REMANIES 2 - *Petits échantillons remaniés (Pr) :*

- **q^I -Alluvions anciennes et**
- **d_I -Déluvium**

D'EAU 1 - *Echantillons d'eau (L)*

SONDAGE TF-3

SITE DU BARRAGE : TARZOUT

EMPLACEMENT : AXE – FOND DE VALLEE

FORAGE : PAR ROTATION

INCLINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL

DIRECTION (azimut) : /

PROFONDEUR : 65 m

COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 351 670

Y = 350 371

COTE APPROXIMATIVE: Z = 29.7

DIAMETRE FINAL DU TROU: 86 mm

ESSAIS LUGEON : PROFONDEUR: de 10 m à 65 m

TRANCHES (5m) :2
 PRESSION : de 10m à 20m 0-1-2-6-2-1-0 bars

TRANCHES (5m) :9
 PRESSION : au-delà de 20m 0-3-6-10-6-3-0 bars

ECHANTILLONS : DE ROCHES 1 - *Echantillon impact de roches (Ei-r) :*

- **e_a² -Argiles et quartzites (Medjanien)**

1 - *Echantillon de roches (T) :*

- **e_a² -Argiles et quartzites (Medjanien)**

D' ALLUVIONS ACTUELLES:

PIEZOMETRE : OUI (80 m)

ECHANTILLONS : DE ROCHES..... 2 - *Echantillons impacts de roches (Ei-r)* :

- m_1 -Argiles et poudingues rouges (Oligocène) et
- e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien)

2 - *Echantillons de roches (T)* :

- m_1 -Argiles et poudingues rouges (Oligocène) et
- e_a^2 -Argiles et quartzites (Medjanien)

D'EAU 1 - *Echantillons d'eau (L)*

SONDAGE TF-6

SITE DU BARRAGE : TARZOUT

EMPLACEMENT : AMONT - FOND DE VALLEE

FORAGE : PAR ROTATION

INCLINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL

DIRECTION (azimut) : /

PROFONDEUR : 20 m

COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 351 500

Y = 350 457

COTE APPROXIMATIVE: Z = 32.0

DIAMETRE FINAL DU TROU : 86 mm

ECHANTILLONS : D' ALLUVIONS ACTUELLES:

GRAVIERS ET SABLES :

REMANIES..... 2 - *Petits échantillons remaniés (Pr)* :

- a_b^2 -Dépôts alluvionnaires

DE SOLS :

IMPACTS..... 2 - *Petits échantillons impacts (Pi)* :

- a_b^2 -Dépôts alluvionnaires

REMANIES 3 - *Petits échantillons remaniés (Pr)* :

- a_b^2 -Dépôts alluvionnaires

1 - *Echantillon de sols (T)* :

- a_b^2 -Dépôts alluvionnaires

SONDAGE TF-7

SITE DU BARRAGE : TARZOUT

EMPLACEMENT : AMONT – RIVE GAUCHE

FORAGE : PAR ROTATION

INCLINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL

DIRECTION (azimut) : /

PROFONDEUR : 40 m

COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 351489

Y = 350 389

COTE APPROXIMATIVE: Z = 61.5

DIAMETRE FINAL DU TROU : 86 mm

ESSAIS LUGEON : PROFONDEUR : de 6 m à 40 m
 TRANCHES (3m) : 3
 PRESSION : de 6m à 15m 0-2-4-6-4-2-0 bars
 TRANCHES (3m) : 5
 PRESSION : au-delà de 15m 0-3-6-10-6-3-0 bars

PIEZOMETRE : OUI (40 m)

ECHANTILLONS : DE ROCHES 1 – Echantillon impact de roches (Ei-r)
 - e²_a -Argiles et quartzites (Medjanien)

SONDAGE TF-8

SITE DU BARRAGE : TARZOUT
 EMPLACEMENT : AVAL – RIVE GAUCHE
 FORAGE : PAR ROTATION
 INCLINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL
 DIRECTION/PENDAGE : 315/60
 PROFONDEUR : 40 m
 COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 351 626
 Y = 350 256

COTE APPROXIMATIVE: Z = 57.5

DIAMETRE FINAL DU TROU : 86 mm

ESSAIS LUGEON : PROFONDEUR : de 6 m à 35 m
 TRANCHES (3m) : 3
 PRESSION : de 6m à 15m 0-2-4-6-4-2-0 bars
 TRANCHES (5m) : 5
 PRESSION : au-delà de 15m 0-3-6-10-6-3-0 bars

PIEZOMETRE : OUI (40 m)

ECHANTILLONS : DE ROCHES 1 – Echantillon impact de roches (Ei-r)
 - e²_a -Argiles et quartzites (Medjanien)

SONDAGE TF-9

SITE DU BARRAGE : TARZOUT
 EMPLACEMENT : AVAL – RIVE GAUCHE
 FORAGE : PAR ROTATION
 INCLINAISON SUR LA VERTICALE : SONDAGE VERTICAL
 DIRECTION (azimut) : /
 PROFONDEUR : 20 m
 COORDONNEES APPROXIMATIVES: X = 351 702
 Y = 350 182

COTE APPROXIMATIVE: Z = 29.5

DIAMETRE FINAL DU TROU : 86 mm

PIEZOMETRE OUI (10 m)

ECHANTILLONS : DE ROCHES 1 - Echantillon impact de roches (Ei-r) :
 - e²_a -Argiles et quartzites (Medjanien)

D' ALLUVIONS ACTUELLES:
 GRAVIERS ET SABLES :

Annexe N°II.01 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm).

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1953/54	11,5	126,4	6,3	46,8	125,2	178,0	77,5	288,4	16,5	7,6	0,0	0,0	884,2
1954/55	0,0	23,1	27,1	69,7	259,1	88,5	80,0	76,3	0,0	33,6	8,5	2,5	493,8
1955/56	0,0	42,8	30,8	53,5	99,7	215,0	20,3	3,5	3,5	0,0	0,0	0,0	469,1
1956/57	11,5	70,6	46,4	37,7	65,2	0,0	36,3	83,4	23,7	25,4	0,0	0,0	400,2
1957/58	5,0	106,5	186,0	205,5	210,5	32,0	33,33	86,33	0,5	6,0	2,5	0,0	861,06
1958/59	0,0	123,5	196,5	89,0	43,5	87,8	42,33	30,33	85,0	28,5	0,0	1,0	697,06
1959/60	66,5	83,5	106,4	83,0	83,0	42,0	59,33	42,33	30,0	3,5	0,3	0,3	554,86
1960/61	9,0	5,5	15,0	124,5	202,0	0,0	22,83	48,83	2,5	28,0	3,0	0,5	400,06
1961/62	2,0	36,5	105,3	34,0	54,0	212,0	114,83	63,33	14,2	53,5	0,0	0,0	654,86
1962/63	0,0	8,0	151,0	71,8	83,0	141,5	37,33	34,33	81,0	10,5	0,5	0,0	575,86
1963/64	27,1	16,0	47,0	249,4	96,2	74,4	81,23	119,93	0,2	14,8	0,0	0,4	696,26
1964/65	0,0	79,6	45,7	109,5	173,0	60,6	41,63	102,63	0,2	13,5	0,0	0,0	584,06
1965/66	3,2	54,7	32,3	55,6	27,0	0,2	71,03	58,93	80,7	4,7	0,0	0,0	318,06
1966/67	28,2	130,1	81,1	12,9	32,9	72,6	25,03	237,03	13,5	33,2	0,0	3,4	632,86
1967/68	9,7	96,4	87,7	297,5	11,6	69,3	81,53	61,73	139,3	0,2	0,0	0,0	839,66
1968/69	4,0	0,0	58,6	123,9	49,2	56,9	60,03	100,33	35,0	23,1	0,0	0,0	455,26
1969/70	26,8	323,0	41,5	179,2	76,5	1,0	66,73	72,53	33,7	5,0	0,0	0,0	860,76
1970/71	3,0	121,3	0,0	130,6	188,3	15,6	105,43	61,73	115,7	3,5	4,3	0,0	545,96
1971/72	48,5	48,0	177,5	110,2	220,2	96,5	220,33	102,83	103,0	17,3	0,0	0,2	881,56
1972/73	173,7	94,0	28,2	86,5	137,5	111,0	88,33	28,83	0,0	27,5	2,0	1,0	596,46
1973/74	90,4	50,8	9,4	191,4	12,6	123,4	185,7	126,9	0,3	6,8	0,0	0,0	797,7
1974/75	30,4	149,6	39,3	1,1	32,8	26,6	162,7	46,0	33,5	4,3	0,0	5,5	531,8
1975/76	1,4	1,8	167,2	65,9	58,5	211,9	11,0	81,3	55,7	8,4	0,0	2,5	665,6
1976/77	12,5	109,3	28,0	49,0	73,3	3,3	28,7	21,6	89,7	0,0	0,0	1,9	417,3
1977/78	11,7	8,3	114,2	49,9	67,9	17,5	46,7	89,3	35,8	0,0	0,0	0,0	441,3
1978/79	0,0	209,5	65,3	52,0	30,4	236,7	122,7	54,7	4,3	0,0	0,0	0,0	471,9
1979/80	86,6	22,9	53,4	128,3	111,4	44,1	73,9	19,5	18,5	0,0	0,0	0,0	558,6
1980/81	6,0	14,0	19,0	244,7	46,5	73,4	46,2	89,1	10,0	6,5	0,0	1,5	579,3

1981/82	5,5	0,0	0,0	39,0	39,5	82,5	27,0	18,0	21,5	0,0	0,5	0,4	385,2
1982/83	22,7	65,7	146,4	79,4	0,0	89,6	18,5	3,3	2,3	0,0	0,0	13,0	494,5
1983/84	0,0	4,7	64,2	55,6	59,4	49,4	39,7	8,5	103,6	5,1	0,0	0,4	433,6
1984/85	6,3	64,3	16,0	88,4	76,1	20,2	129,8	18,7	77,8	0,0	0,0	0,0	584,9
1985/86	2,2	69,4	119,3	58,2	84,1	63,8	88,5	11,2	1,0	1,9	11,3	0,0	523,4
1986/87	48,1	28,9	100,1	111,8	27,5	249,4	14,4	2,7	20,2	2,7	0,0	5,1	610,9
1987/88	0,0	8,4	56,7	53,9	125,8	22,4	53,8	25,5	77,2	5,4	0,0	0,0	429,1
1988/89	21,3	9,6	64,4	231,6	10,0	12,7	130,5	71,7	0,4	26,7	0,0	0,0	578,9
1989/90	13,9	2,7	40,9	23,0	35,6	0,0	41,0	25,0	51,1	0,0	0,0	0,0	233,2
1990/91	0,0	112,8	73,3	100,4	93,7	106,6	147,9	14,4	29,2	29,0	0,0	0,0	707,3
1991/92	0,0	110,0	79,7	14,2	143,5	26,8	136,9	47,3	31,7	30,7	5,9	0,0	626,7
1992/93	0,0	51,8	53,0	62,7	10,5	69,9	11,7	58,2	23,4	0,0	0,0	0,4	341,6
1993/94	13,6	28,0	29,5	18,8	41,2	81,0	3,8	33,8	13,0	0,0	0,0	0,0	262,7
1994/95	30,7	70,3	24,7	47,9	82,2	52,7	100,6	12,9	0,0	1,7	0,0	26,5	450,2
1995/96	57,2	2,4	43,9	23,7	44,9	106,1	64,2	73,6	31,0	0,0	14,9	0,0	461,9
1996/97	25,5	16,1	11,7	33,9	41,6	12,2	0,0	150,2	6,9	0,0	0,0	11,7	309,8
1997/98	31,2	50,6	127,3	46,0	14,7	35,1	29,1	57,6	69,3	0,0	0,0	2,2	463,1
1998/99	12,3	29,0	26,5	24,7	199,5	91,5	56,5	3,2	0,0	0,0	0,0	0,0	443,2
1999/00	30,6	15,4	94,8	260,2	28,1	0,0	7,3	19,3	27,7	0,0	0,0	0,0	483,4
2000/01	37,5	137,9	60,4	25,1	65,9	33,0	0,0	25,5	17,8	0,0	0,0	0,0	403,1
2001/02	6,2	0,0	296,5	30,6	37,5	2,2	62,9	39,4	42,3	0,0	0,0	0,0	517,6
2002/03	0	15,6	71,4	12,4	117,6	61,4	13,4	40,1	30,7	0	0	0	362,6
2003/04	0	29,9	66	60,8	32,4	58,6	37,2	34,2	24,6	7,8	0	0	351,5
2004/05	0	31,7	63,3	105,5	7,6	133,3	38,3	1,2	0	0	0	0	380,9
2005/06	48,1	24,9	99,9	136,2	126,4	110,8	8,8	6,4	131,8	18,6	0	0	711,9
2006/07	11,6	0	3,2	188	19,5	50,1	72,2	129	8,4	0	0	0	482
2007/08	28,3	75,4	213,9	23,2	14,4	33,2	55,8	10,6	48,5	16,5	8,5	0	528,3
2008/09	12,3	12,9	186,5	110,6		15,8	56,6	52,9	3,4	0	0	0	451
2009/10	25,2	0	27,5	118,8	42	82,8	49,3	29,1	27,5	13,3	0	53,5	469
Moyenne	19,6	44,0	60,7	76,1	68,9	73,5	60,4	54,7	23,9	5,9	1,1	2,5	532,4

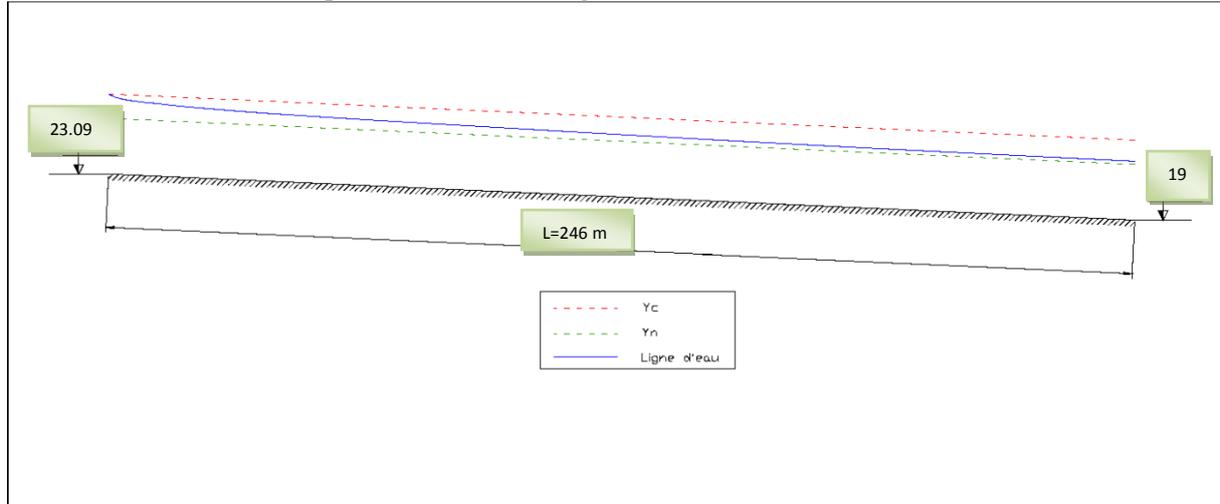
Annexe N°II.02 : Pluies maximales journalières (mm).

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1953/54	11,5	39,8	3,6	15,7	48,5	108,9	21,5	96,8	8,7	7,6	0	0	108,9
1954/55	0	17,5	17,2	27	115,3	31,5	20,7	28,3	0	6,8	8,5	2,5	115,3
1955/56	0	13,3	19,1	19,4	21,6	52,7	11,8	3,5	3,5	0	0	0	52,7
1956/57	11,5	20	20,1	10	23	0	26,7	22,5	11,4	22,1	0	0	26,7
1957/58	3,5	17,5	17,2	27	115,3	31,5	20,7	28,3	0	4	0	0	115,3
1958/59	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	79,9	7,2	43,5	18	4	0	0	79,9
1959/60	44	40,2	2,8	62	5,1	25,3	115,9	30,2	0,3	6,8	0	0	115,9
1960/61	24,4	36,2	17,7	1,1	12,6	15,8	36,9	15,1	18,1	2	0	0	36,9
1961/62	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	79,9	7,2	43,5	18	4	0	0	79,9
1962/63	5	21,8	12,4	14,9	29,6	2,5	14,4	21,6	34,4	0	0,3	0	34,4
1963/64	11,7	4,5	41	24,8	27,2	4,1	13,2	47,9	17,6	0	0	0	27,2
1964/65	14	56,3	41,5	54,2	10,7	63,5	59,6	26,7	2,5	0	0	5,5	59,6
1965/66	44,1	5,4	13,8	69	31,5	17	38,5	7	14,5	0	0	2,5	69
1966/67	11,7	4,5	41	152,5	33,5	38	17,5	24,4	6,5	9	0	0	152,5
1967/68	9	11	33	55	5,1	25,3	119	21	0,4	11,2	0,3	0	119
1968/69	44,1	0	15,2	6,5	2,7	5,3	9,7	40	18	5	0	0	44,1
1969/70	0	40,2	2,8	62	5,1	25,3	115,9	30,2	0,3	6,8	0	0	115,9
1970/71	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	65	7,2	1,4	2	3	0	0	65
1971/72	24,4	36,2	17,7	1,1	12,6	15,8	66	19	5	3	0	0	66
1972/73	27	28	16	40,8	21,2	77	7,2	21	0,4	11,2	0,3	0	77
1973/74	44	40,2	2,8	62	5,1	25,3	115,9	30,2	0,3	6,8	0	0	115,9
1974/75	24,4	36,2	17,7	1,1	12,6	15,8	36,9	15,1	18,1	2	0	5,5	36,9
1975/76	1,4	1,8	29,3	40,8	21,2	79,9	7,2	43,5	18	4	0	2,5	79,9
1976/77	5	21,8	12,4	14,9	29,6	2,5	14,4	21,6	34,4	0	0	1,9	34,4
1977/78	11,7	4,5	41	24,8	27,2	4,1	13,2	47,9	17,6	0	0	0	47,9
1978/79	22	56,3	41,5	54,2	10,7	63,5	59,6	26,7	2,5	0	0	0	59,6
1979/80	44,1	5,4	13,8	54,2	31,5	17	38,5	7	14,5	0	0	0	54,2
1980/81	11,7	4,5	41	152,5	33,5	38	17,5	24,4	6,5	0	0	0	152,5
1981/82	3	0	0	29,5	11	24	11	10,5	9	0	0	0	29,5

1982/83	0	5,1	33,9	36,3	42,7	8,9	8	1,8	2,3	0	0	11,5	42,7
1983/84	0	3,1	31	27,3	31,3	36,9	4,8	12,7	21,7	1	0	0	36,9
1984/85	17,7	50	16	36,9	4,8	12,7	21,7	0	44	4,8	0	0	44
1985/86	13,9	37	41,3	56	106,3	93,6	17,9	9,9	106,3	106,3	99,6	99,6	106,3
1986/87	24,7	7,5	47	35,4	12,9	85,6	9,2	2,7	13,6	1,4	0	3,7	85,6
1987/88	0	5,1	33,9	36,3	42,7	8,9	50,3	12	61,4	4	0	0	61,4
1988/89	17,7	6,2	43,6	122	5,5	7,2	92,1	28,8	0,4	26,7	0	0	122
1989/90	13,9	2,7	15,9	10,6	10,7	0	20,7	12,7	36,2	0	0	0	36,2
1990/91	0	45,6	37,5	36,8	37,1	18,3	59,9	8,1	26,2	26,5	0	0	59,9
1991/92	0	64,3	36,6	6,3	49,8	17,5	45,4	24,9	22,6	22,5	5,9	0	64,3
1992/93	0	20,3	26	20,8	10,1	36,9	4,8	12,7	21,7	0	0	0,4	36,9
1993/94	7,5	10,2	9,1	14,4	16,7	29	3,8	9,8	11,8	0	0	0	29
1994/95	20,5	27,9	20,7	29,6	15,8	27	37,9	6,5	0	1,6	0	25,5	37,9
1995/96	31,4	2,4	31,8	12,3	9,1	17,7	19,8	20,9	21,3	0	14,9	0	31,8
1996/97	25,5	11,2	5,2	11	15,8	7,3	0	69,2	2,4	0	0	6,9	69,2
1997/98	17,4	32,6	25	14,9	6,4	10,2	23,1	30,2	23,7	0	0	2,2	32,6
1998/99	9,8	24,6	8	6	98	24	24,4	3,2	0	0	0	0	98
1999/00	24,2	9,8	19,8	86,2	12,4	0	5,9	4,7	26,3	0	0	0	86,2
2000/01	22,8	24,6	27,9	12	15,2	14,1	0	10,9	6,5	0	0	0	27,9
2001/02	3,2	0	166,5	12,8	24,8	2,2	19,3	16,4	30,8	0	0	0	166,5
2002/03	0	10,5	50,4	6,6	29,2	14,7	7,1	14,1	23,7	0	0	0	50,4
2003/04	0	18,1	22,6	22,8	13,6	23,1	25,3	12,3	23	5,4	0	0	25,3
2004/05	0	19,6	28,5	29,3	6,5	40	12,6	0,8	0	0	0	0	40
2005/06	10	10	23,8	33,8	55,8	39,9	5,2	4,1	87,7	17,8	0	0	55,8
2006/07	6,6	0	2,1	43,1	10,2	10,6	18,8	33,5	8,4	0	0	0	43,1
2007/08	20,1	49	91,1	9	10,7	20,5	14,9	6,6	12,4	8,6	6,5	0	91,1
2008/09	5,6	5,5	82,1	26,5		7,3	16	17,1	3,4	0	0	0	82,1
2009/10	8,8	0	20,4	56,1	12,7	40,5	25,3	18,4	16,6	12,4	0	33,3	56,1

Source : A.N.R.

Annexe N°III.01 : La représentation de la ligne d'eau .



Annexe N°III.02 Coefficient de rugosité pour les tuyaux neufs

Matériau	Coeff. Hazen-Williams (universel)	ϵ de Darcy-Weisbach (mm)	n de Manning (universel)
Fonte revêtue	130 – 140	0,25	0,012 – 0,015
Béton ou Revêt. de Béton	120 – 140	0,3 – 3,0	0,012 – 0,017
Fer Galvanisé	120	0,15	0,015 – 0,017
Plastic	140 – 150	0,0015	0,011 – 0,015
Acier	140 – 150	0,03	0,015 – 0,017
Céramique	110	0,3	0,013 – 0,015

[5] : Manuel de l'utilisateur pour EPANET 2.0 -01/09/2003

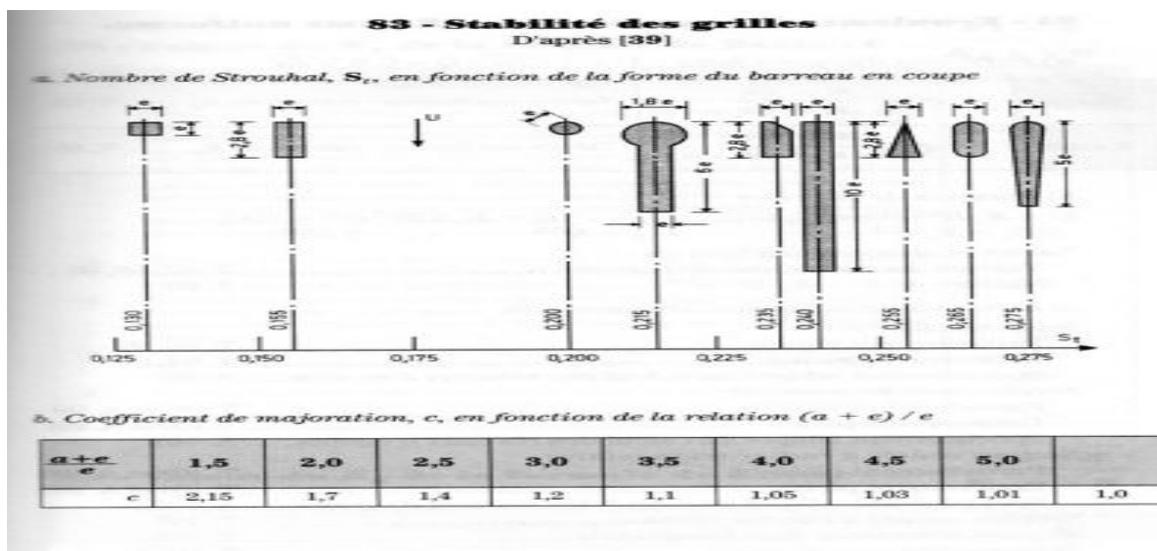
Annexe N°III. 03: Coefficient de pertes de charge dans la vanne (ζ_v)

Type de vannes		ξ_{\sim}
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	vanne papillon complètement ouvert	0.15
8	Clapet conique de jet creux	1.40

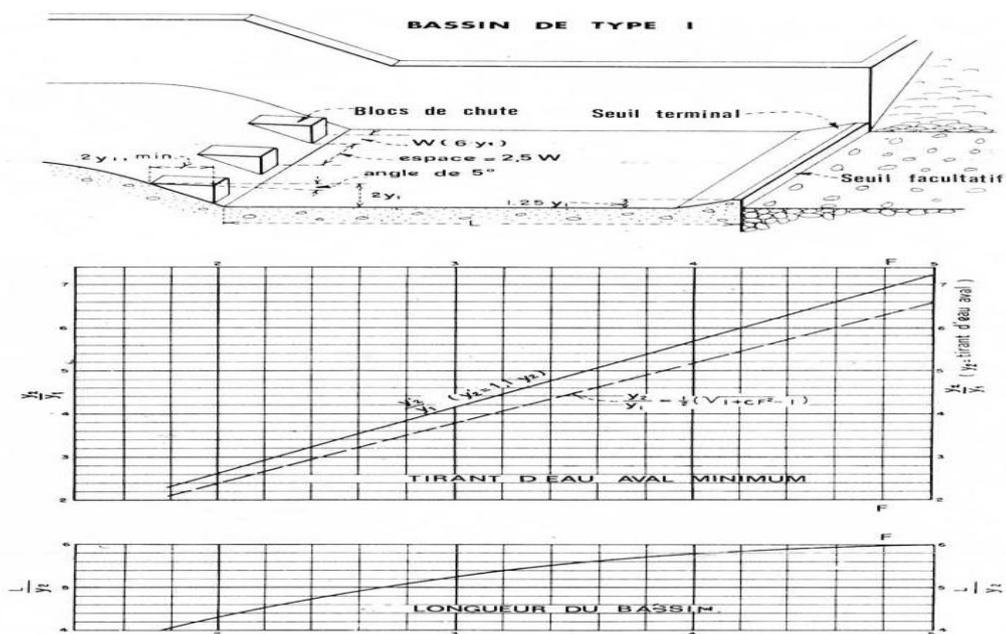
Annexe N°III.04 Coefficient de pertes dans l'entrée K_e .

Type d'entrée		K_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

Annexe N°III.05 : Stabilité des grilles



Annexe III.06 : Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type I (USBR).
(Extrait de « DESIGN OF SMALL DAMS »).



Annexe N°III.07 : Les appareils des essais de contrôle de qualité de béton.

Essai d'écrasement.



Essai Los Angles.

Essai de perméabilité.



Ecrasement du ciment.



Essai d'affaissement (cône d'Abrams)



Temps de prise du ciment (appareil Vicat).



Equivalent de sable.

