

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

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR OUED BOUSTER
COMMUNE DE TAFRAOUI WILAYA D'ORAN**

PRESENTE PAR :
AZOUN Fatiha

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
D.DJOUDAR	M.C. (B)	Examinatrice
A.ADDOU	M.A. (A)	Examinatrice
I.ZAIBAK	M.A. (B)	Examineur
B.BENLAOUKLI	M.C. (A)	Promoteur

Juin 2016

REMERCIEMENTS

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Je remercie fortement mon promoteur : Mr B.BENLAOUKLI de m'avoir orienté par ses conseils judicieux et pour son aide précieux dans le but de mener à bien ce travail.

Je voudrais aussi dire un grand merci aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce mémoire, de me faire part de leurs remarques pertinentes qui me permettront d'enrichir ce travail et m'ouvriront sans nul doute de nouvelles pistes.

Je tiens à remercier aussi :

Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH

**Je remercie aussi Mr LAHAG, Mme KHadra
Et tout l'ensemble des ingénieurs de H.P.O.**

Enfin, j'adresse mes sincères remerciements à tous mes proches et amis qui m'ont soutenu et encouragé avec leur générosité naturelle mais combien précieuse tout au long de nos belles années universitaires et particulièrement durant la réalisation de ce mémoire.

A toutes et à tous, je voudrais dire Merci.

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail
à ma très chère Mère et mon très cher Père qui m'ont toujours
encouragé pour que je réussisse dans mes études
qui ont veillé pour mon bien être
qui m'ont soutenu dans les moments les plus difficiles
de ma vie*

*à eux que j'aime et que je respecte infiniment, Le jour est venu
pour leur dire Merci...*

*à mes chères sœurs Nabila, Dahbia, Zahia, Djazia et mes
petits frères Rayane et Ilyes.*

Ainsi qu'à Mimi et Samah.

*à ma Grand-Mère, tous mes oncles et toutes mes tantes, cousins
et cousines.*

à toute la famille Azoun.

Mes derniers remerciements, et ce ne sont pas les moindres, vont

à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à

l'aboutissement de ce travail.



لتنوع التنظيم الاجتماعي و الاقتصادي للمستهلكين، تعد عملية تسيير الموارد المائية مجالاً صعب السيطرة خاصة في نظام مائي معقد مثل ولاية وهران حيث نقص المياه هو مصدر للعديد من الصراعات .
أمام هذه الوضعية الاقتصادية و الاجتماعية قررت الدولة الجزائرية تنفيذ العدد الأقصى من المنشآت الهيدروتقنية و ذلك لتعبئة المياه السطحية .
و بالتالي مذكرتنا تهدف لدراسة تقنية شاملة لواد بوستر لدائرة طفراوي (ولاية وهران) من أجل تنفيذ الحاجز المائي 12.75 هكتار .

هذا العمل يتضمن دراسة طبوغرافية جيولوجية هيدرولوجية و دراسة للنماذج من أجل تحديد النموذج الأمثل للحاجز المائي و مدى ثباته و في الأخير تنظيم جميع مراحل الإنجاز.

Résumé

En raison de diversité de l'organisation socio-économique des usagers, la gestion des ressources en eau est un domaine difficile à maîtriser en particulier dans un hydrosystème complexe tel que la Wilaya d'Oran où le stress hydrique est la source de nombreux conflits.

Devant cette situation socio-économique, l'état algérien a décidé d'implanter le maximum d'ouvrages hydrotechniques afin de mobiliser les eaux superficielles.

De ce fait le présent mémoire a pour objectif de faire une étude technique complète sur l'oued Bouster de la Commune de Taфраoui (wilaya d'Oran) pour l'implantation d'une retenue collinaire, destinée à l'irrigation de 12.75 ha.

Le travail consiste en une étude topographique, géologique, hydrologique et une étude des variantes pour fixer le choix du type de la digue la plus adéquate et vérifier sa stabilité. L'étude est achevée par l'organisation de chantier.

Abstract

Because of the diversity of socio- economic organization of users, water resources management is a difficult area to master especially in a complex river system as the wilaya of Oran where water stress is the source of many conflicts.

Faced with this socio-economic situation, the Algerian State has decided to set the maximum hydro works to mobilize surface waters.

Therefore objective herein is to do a full technical study on the Bouster river of the Municipality of Taфраoui (Oran) for the implementation of a hill reservoir, for irrigation of 12.75 ha. The work consists of a topographical survey, geological, hydrological and study alternatives to fix the choice of the type of the most suitable dam and check its stability. The study was completed by the construction organization.

Table de matières

Introduction générale.....	15
Chapitre I : Etude du milieu physique.....	16
INTRODUCTION.....	17
I-1- Généralités.....	17
I-2- Choix du site	17
I-3- Présentation de la wilaya d'Oran	18
I-4- Situation géographique du site	18
I-5- Localisation du bassin versant de l'Oued BOUSTER	20
I-6- Climat	21
CONCLUSION	21
Chapitre II : Etude géologique et géotechnique.....	22
INTRODUCTION.....	23
II-1- ETUDE GEOLOGIQUE	23
II-1-1- Géologie régionale	23
II-1-2- Géologie du site	25
II-1-3-Tectonique	25
II-1-4-Géomorphologie du site	25
II-1-5- Aperçu hydrogéologique	25
II-1-6-Séismicité	26
II-2- ETUDE GEOTECHNIQUE.....	27
II-2-1-LE SITE DE LA RETENUE	27
Conclusion et recommandations	30
II-2-2- LA ZONE D'EMPRUNT	31
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	33
Chapitre III : Etude hydrologique.....	34
INTRODUCTION	35
III-1- Complexe du bassin versant.....	35
III-1-1 Paramètres morphologiques du bassin versant	36
III-2-Réseau hydrographique.....	45
III-2-1- Classification des thalwegs	45
III-2-2-Densité de drainage.....	46
III-2-3-Fréquence des cours d'eau.....	46
III-2-4- Densité du thalweg d'ordre 1	47
III-2-5- Coefficient de torrentialité.....	47
III-2-6-Le temps de concentration	47
III-2-7-Vitesse de ruissellement.....	49
III-2-8-Profil en long du cours d'eau principal.....	49
III-3- Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	51

III-3-1	Température.....	51
III-3-2	Répartition mensuelle de la vitesse du vent	52
III-3-3	L'évaporation.....	52
III-4	Etude des précipitations	53
III-4-1	Choix des stations à utiliser.....	53
III-4-2	Répartition de la pluie moyenne dans l'année.....	53
III-4-3	Répartition des pluies maximales journalières dans l'année.....	56
III-4-4	Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences.....	63
III-5	Etude des apports.....	65
III-5-1	Apport liquides.....	65
III-5-2	Apport solides.....	71
III-6	Régularisation	73
III-6-1	Répartition mensuelle de l'apport 80%	73
III-6-2	Répartition mensuelle des besoins.....	74
III-6-3	Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces».....	74
III-6-4	Calcul du volume utile.....	77
III-7	Etude des crues.....	85
III-7-1	Débit maximum de la crue (débit de pointe).....	85
III-7-2	Hydrogramme de crue (méthode de Sokolovsky).....	88
III-7-3	Choix de fréquence de la crue de projet.....	90
III-8	Laminage des crues	92
III-8-1	Méthode de Kotcherine	93
III-9	Etude d'optimisation.....	96
III-9-1	Calcul du coût de la digue	98
III-9-2	Calcul du coût de l'évacuateur de crue.....	99
III-9-3	Le coût total.....	101
	CONCLUSION.....	102
Chapitre IV : Etude des variantes de la digue.....		103
	INTRODUCTION.....	104
IV-1	Généralités.....	104
IV-1-1	Avantages des digues en terre	104
IV-1-2	Inconvénients des digues en terre.....	104
IV-2	Le choix du site du barrage	104
IV-3	Le choix du type de barrage.....	105
IV-4	les variantes à choisir.....	105
IV-5	Définition du profil général de la retenue.....	107
IV-5-1	Hauteur de la digue.....	107
IV-5-2	La largeur en crête.....	107
IV-5-3	La longueur en crête.....	107
IV-5-4	Pentes des talus.....	108
IV-5-5	Les bermes.....	108
IV-5-6	Revêtement de la crête et des talus de la digue.....	108
IV-5-7	Etanchéité du barrage.....	110

IV-5-8- Etanchéité de la fondation.....	115
IV-6- Calcul du volume des différents matériaux.....	115
IV-6-1- Barrage homogène en argile.....	116
IV-6-2- Barrages à zones.....	118
IV-6-3- Barrage en enrochement avec masque en béton.....	120
IV-7- L'estimation du coût des variantes.....	122
IV-8- Comparaison financière des trois variantes.....	122
CONCLUSION.....	122

Chapitre V : Etude détaillée de la variante choisie123

INTRODUCTION	124
V-1- Etude de la variante retenue.....	124
V-1-1-Définition de profil général du barrage.....	124
V-1-2-Conception de la digue	124
V-2- Calcul des filtres	125
V-2-1- Règles générales de dimensionnement des filtres	125
V-2-2- Détermination de la courbe granulométrique des filtres	125
V-2-3- Critères de conception.....	127
V-3- Etude des infiltrations.....	128
V-3-1-Objectif de calcul d'infiltration	128
V-3-2-Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre	128
V-3-3- Positionnement de la ligne de saturation.....	128
V-3-4- Calcul du débit de fuite par infiltration	130
V-3-5- Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	131
V-4-Etude de stabilité	132
V-4-1- Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	132
V-4-2- Méthode de FELLENIUS.....	133
V-4-3- Ordre de calcul (Méthode des tranches).....	134
V-4-4- Les caractéristiques géotechniques des sols	135
V-4-5-Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	136
V-4-6-Classement des forces	136
V-4-7-Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement ..	137
CONCLUSION.....	138

ChapitreVI : Ouvrages annexes.....139

INTRODUCTION.....	140
VI-1- L'évacuateur de crue.....	140
VI-1-1-Différents types d'évacuateurs de crue.....	140
VI-1-2- Choix de l'évacuateur de crue.....	142
VI-1-3- Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	142
VI-2- Ouvrage de vidange	155
VI-2-1- Calcul hydraulique	156
VI-3- La prise d'eau.....	157
Conclusion.....	158

Chapitre VII : Organisation de chantier.....	159
INTRODUCTION.....	160
VII-1-Travaux de préparation	160
VII-2-Travaux de réalisation.....	160
VII-2-1-Travaux de terrassements.....	160
VII-2-2- Travaux d'excavations.....	161
VII-2-3-Travaux sur la digue.....	161
VII-2-4- Travaux secondaires.....	162
VII-3- Moyen de réalisation du barrage en terre.....	162
VII-3-1-Les moyens humains.....	162
VII-3-2-Les moyens matériels.....	162
VII-4-Enchaînement des opérations de réalisation	163
VII-5-Mode d'exécution des travaux	163
VII-5-1-Travaux préparatoires.....	163
VII-5-2-Exécution des ouvrages.....	164
VII-6-La planification	166
VII-6-1-Définition de la planification.....	166
VII-6-2-Techniques de la planification.....	166
VII-6-3-Les paramètres de la méthode C.P.M.....	168
VII-7- Délai de construction et programme des travaux.....	169
VII-7-1- Symboles des différentes opérations.....	169
VII-8- Détermination des chemins critiques.....	171
CONCLUSION.....	173
Conclusion générale.....	174
Références bibliographiques.....	175
Annexes	176

Liste des tableaux

Tableau III-1: Paramètres de forme du bassin versant de l'Oued Bouster	36
Tableau III-2 : la répartition des tranches d'altitudes en fonction des surfaces partielles.....	40
Tableau III-3 : Les altitudes du bassin versant.....	41
Tableau III-4: Classification du relief.....	42
Tableau III-5 : les paramètres de calcul de l'indice I_p	43
Tableau III-6 : Classification des thalwegs du bassin versant de l'oued BOUSTER.....	46
Tableau III-7: Récapitulation des formules.....	48
Tableau III-8 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du B.V.....	50
Tableau III-9 : Température moyenne mensuelle.....	51
Tableau III-10 : Répartition mensuelle de la vitesse du vent.....	52
Tableau III-11 : Répartition mensuelle de l'évaporation et l'humidité.....	52
Tableau III-12 : Station pluviométrique.....	53
Tableau III-13 : Répartition mensuelle des pluies moyenne interannuel.....	53
Tableau III-14 : les statistiques de base de la série des précipitations annuelles.....	54
Tableau III-15 : Résultats du test de Wilcoxon pour P_{annuel}	55
Tableau III-16 : les statistiques de base de la série des $P_{\text{max},j}$	56
Tableau III-17 : Résultats du test de Wilcoxon pour $P_{j\text{max}}$	57
Tableau III-18 : Résultats de l'ajustement.....	59
Tableau III-19: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GUMBEL.....	59
Tableau III-20 : Résultats de l'ajustement.....	61
Tableau III-21: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GALTON.....	61
Tableau III-22- Résultats du test d'adéquation	62
Tableau III-23 : Les pluies maximales journalières fréquentielle.....	62
Tableau III-24 : Pluies de courte durée et intensité de pluie pour différents fréquences.....	64
Tableau III-25 : Récapitulatif des résultats.....	67
Tableau III-26: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.....	67
Tableau III-27: Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel (80%).....	70
Tableau III-28: Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel (80%).....	73
Tableau III-29 : Répartition mensuelle des besoins en eau	74
Tableau III-30: Courbe topographiques et volumétriques.....	75
Tableau III-31 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	78
Tableau III-32 : valeurs de α en fonction des conditions hydrogéologique.....	80
Tableau III-33 : Calcul des pertes dans la retenue.....	80
Tableau III-34 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	81
Tableau III-35 : Calcul des pertes dans la retenue (2^{ème} itération)	82
Tableau III-36 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2^{ème} itération)	83
Tableau III-37 : Récapitulatif des résultats.....	84
Tableau III-38 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.....	85
Tableau III-39 : Résultats de calcul de la formule de GIANDOTTI.....	86
Tableau III-40 : Résultats de calcul de la formule de Turraza.....	86
Tableau III-41 : Résultats de calcul de la méthode fréquentielle.....	87
Tableau III-42 : Récapitulation des différentes méthodes.....	87

Tableau III-43: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue	89
Tableau III-44 : Les hydrogrammes de crues de différentes fréquences	89
Tableau III-45 : Crue de projet recommandée	90
Tableau III-46 : Choix de la crue de projet.....	91
Tableau III-47: Données de base pour la méthode de Kotcherine.....	94
Tableau III-48 : Calcul de laminage de crue par la méthode de Kotcherine.....	94
Tableau III-49: Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE.....	95
Tableau III-50 : Les résultats de calcul.....	98
Tableau III-51 : Exemple de calcul du volume de la digue pour (b=20m).....	99
Tableau III-52 : Coût de la digue pour différents largeurs déversantes.....	99
Tableau III-53 : Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes	100
Tableau III-54 : Coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes	101
Tableau III-55 : Coût Total de la retenue.....	101
Tableau III-56 : Caractéristiques techniques de la retenue.....	102
Tableau IV-1 : Les résultats de calcul de la largeur en crête de la digue.....	107
Tableau IV-2 : valeurs indicatives des fruits de talus.....	108
Tableau IV-3 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_s	109
Tableau IV-4: Epaisseur de l'encrochement et d_{50} minimal des pierres	110
Tableau IV-5 : Valeur d' I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.....	111
Tableau IV-17 : Coûts des différentes variantes étudiées	122
Tableau V-1 : Récapitulatif des résultats de la 1ère couche du filtre.....	126
Tableau V-2 : Récapitulatif des résultats de la 2eme couche du filtre.....	126
Tableau V-3 : Coordonnées de la parabole de KOZENY	129
Tableau V-4 : Classification des barrages	131
Tableau V-5 : Gradient admissible à travers le remblai terreux	131
Tableau V-6 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	132
Tableau V-7 : Les différentes valeurs de K_1 et K_2	134
Tableau V-8 : Caractéristique géotechnique	135
Tableau V-9 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	138
Tableau VI-1 : Coordonnées de la nappe déversante.....	144
Tableau VI-2: Les données de départ.....	149
Tableau VI-3: Descriptif de la ligne d'eau.....	149
Tableau VII-1 : Symboles des opérations.....	169
Tableau VII-2: Détermination des chemins critiques.....	171
Tableau VII-3: Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire	172

Liste des figures

Figure I-1 : Vue générale du site de la retenue.....	18
Figure I-2 : Localisation générale du site.....	19
Figure I-3 : Localisation générale du site par photo satellite.....	19
Figure I-4 : Localisation du bassin versant de l'Oued BOUSTER	20
Figure II-1 : Extrait de la carte géologique régionale.....	24
FigureII-2 : Carte de zonage sismique du territoire national	26
Figure II-3 : localisation de la zone d'emprunt.....	31
Figure III-1 : Délimitation du bassin versant de l'oued BOUSTER	36
Figure III-2 : Rectangle équivalent du bassin versant.....	38
Figure III-3 : Carte des courbes de niveau du Bassin versant de l'Oued BOUSTER.....	39
Figure III-4 : Courbe hypsométrique.....	40
Figure III-5 : Chevelu Hydrographique du Bassin versant de l'Oued BOUSTER.....	45
Figure III-6 : Profil en long du thalweg principal du Bassin Versant de l'Oued Bouster.....	49
Figure III-7 : Répartition mensuelle de la température.....	51
Figure III-8 : Répartition mensuelle de la vitesse du vent.....	52
Figure III-9 : Répartition mensuelle de l'évaporation et l'humidité	52
Figure III-10 : Répartition mensuelle de la précipitation.....	54
Figure III-11 : Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel.....	60
Figure III-12 : Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gambel.....	61
Figure III-13 : Courbes intensités- durées –fréquences.....	65
Figure III-14 : Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel (80%).....	70
Figure III-15 : Courbes capacité -surface -hauteur	76
Figure III-16 : Les hydrogrammes de crues de différentes fréquences.....	90
Figure III-17 : Laminage de crue de projet par la méthode de Kotcherine	95
Figure III-18 : Principe de calcul du volume d'un barrage.....	98
Figure III-19 : Courbe d'optimisation.....	101
Figure IV-1 : Barrage homogène.....	105
Figure IV-2 : Barrage à noyau.....	106
Figure IV-3 : Barrage à masque en béton.....	106
Figure IV-4 : Coupe d'un prisme de drainage.....	113
Figure IV-5 : Coupe d'un tapis de drainage.....	113
Figure IV-6 : Schéma d'un drain vertical.....	114
Figure V-1 : Positionnement de la ligne de saturation.....	129
Figure V-2 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche	133
Figure V-3 : Zone du centre du cercle critique selon le principe de Fondeev.....	134
FigureVI-1 : Profil du déversoir.....	144
Figure VI-2 : Dimensions du déversoir.....	144
Figure VI-3 : La ligne d'eau dans le coursier.....	149
Figure VII-1 : Réseau à noeuds.....	170

Liste des planches

Planche 1/7 : Vue en plan de l'aménagement sur Oued Bouster.

Planche 2/7 : Profil en long et coupe géologique suivant l'axe de l'Oued Bouster

Planche 3/7 : Les variantes de la digue de la retenue collinaire.

Planche 4/7 : Coupes en travers de la digue de la retenue collinaire.

Planche 5/7 : Profil en long de l'évacuateur de crues.

Planche 6/7 : Profil en long de vidange de fond de la retenue collinaire.

Planche 7/7 : Schéma de calcul de la stabilité.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau un élément de survie, un produit indispensable aux besoins domestiques et un facteur de production déterminant dans un développement durable, sa carence, la transforme aussitôt, en facteur de nuisance, de déstabilisation et de frein au développement.

La sécheresse que connaît notre pays depuis deux décennies a engendré un déficit remarquable en eau superficielle et accentué le rabattement du niveau piézométrique des nappes souterraines.

Devant cette situation socio-économique, l'état algérien a décidé d'implanter le maximum d'ouvrages hydrotechniques afin de mobiliser les eaux superficielles et d'encourager la production agricole.

Dans cette optique, la wilaya d'Oran a bénéficié d'un nombre de projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels le retenue collinaire sur l'Oued Bouster qui est destiné à l'approvisionnement en eau pour l'irrigation de la région.

Le présent mémoire traite l'étude de faisabilité de la retenue collinaire sur Oued Bouster. Il est destiné à proposer l'ensemble des variantes d'aménagement techniquement réalisables de la retenue, Le plan de travail sera comme suit :

-) **Etude topographique, géologique et géotechnique** : Le but de cette investigation est de connaître les sols en place et de déterminer leurs caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques, ainsi que la perméabilité des différentes formations géologiques en vue d'une adaptation correcte du projet au site.
-) **Etude hydrologique** : Elle a pour objet de quantifier les apports et estimer la capacité de l'ouvrage.
-) **Etude des variantes de la digue** : Dans ce chapitre on va proposer différentes variantes afin de choisir la variante la plus adoptée à notre site en fonction de la nature du sol en place et la disponibilité des matériaux de construction.
-) **Etude de la variante choisie de la digue** : Une fois on fixe la variante la plus adéquate, on calcul ses caractéristiques géométriques et hydrauliques ainsi que la stabilité des talus.
-) **Etude des ouvrages annexes** : Dans ce chapitre on va dimensionner l'ouvrage de vidange, de prise d'eau et l'évacuateur de crues.
-) **Chapitre organisation de chantier** : Il interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.



Chapitre I:
Etude du milieu
physique

INTRODUCTION

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

Cette étude est une mission capitale car c'est la reconnaissance du terrain qui détermine le bon choix du site de la digue. Ce site doit satisfaire deux (02) conditions fondamentales :

-) Une assez large cuvette.
-) Un étranglement au niveau de l'oued permettant un minimum de cubature de digue.

L'implantation du site de la future retenue s'est établie sur terrain avec support cartographique : Carte d'Etat Major CEM de Hammam Bouhadjar NI 30 XXIV 52 échelle 1/25000^{ème}.

Sur la carte d'Etat major, notre site se trouve à l'exutoire du bassin versant d'Oued BOUSTER.

I-1- Généralités

La retenue collinaire est un ouvrage hydrotechnique destiné généralement à mobiliser une certaine quantité d'eau superficielle afin d'améliorer une agriculture existante par l'irrigation de petits périmètres. D'autres objectifs peuvent être atteints :

-) Satisfaction des besoins en eau potable des petites agglomérations rurales ;
-) Satisfaction des besoins en eau pour l'élevage ;
-) Amélioration du niveau de mobilisation des ressources en eau superficielles ;
-) Fixation des populations rurales ;
-) Amélioration du revenu.

I-2- Choix du site

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

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

-) Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue ;
-) Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;

-) Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum ;
-) Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre ;
-) Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

I-3- La présentation de la wilaya d'Oran

Oran, surnommée 'la radieuse', est la deuxième ville d'Algérie et une des plus importantes métropoles du Maghreb. C'est une ville portuaire de la Méditerranée, située au nord-ouest du pays, à 432 km de la capitale Alger et le chef-lieu de la Wilaya du même nom, en bordure du golfe d'Oran.

La wilaya d'Oran s'étend sur une superficie de 2144 km². Elle est limitée au Nord et à l'Ouest par la méditerranée, à l'Est par les wilayas de Mostaganem et Mascara et au Sud par les wilayas de Sidi Bel Abbes et Ain-Temouchent.

En général, le relief oranais est composé de deux types de formation géomorphologique : les plaines littorales (Bousfer, Andalouses) et sublittoral (Boutlelis, Misserghin, Es-Senia, Hassi-Mefsakh) et les massifs côtiers. Ces derniers forment une chaîne montagneuse discontinue qui s'étend du Sud-Ouest au Nord Est.

I-4- Situation géographique du site

Le site objet de la présente étude est situé dans la wilaya d'ORAN. Il se trouve à proximité de la localité de TAFRAOUI .Le site est facilement accessible, mais l'accès vers l'oued est assez difficile. Il s'agit de L'OUED BOUSTER.

L'oued est dû au creusement par érosion de la plaine qu'il traverse .Il a une forme géométrique en « V ». Il est assez large et évasé par endroit. L'axe choisi pour la digue présente une topographie assez régulière.



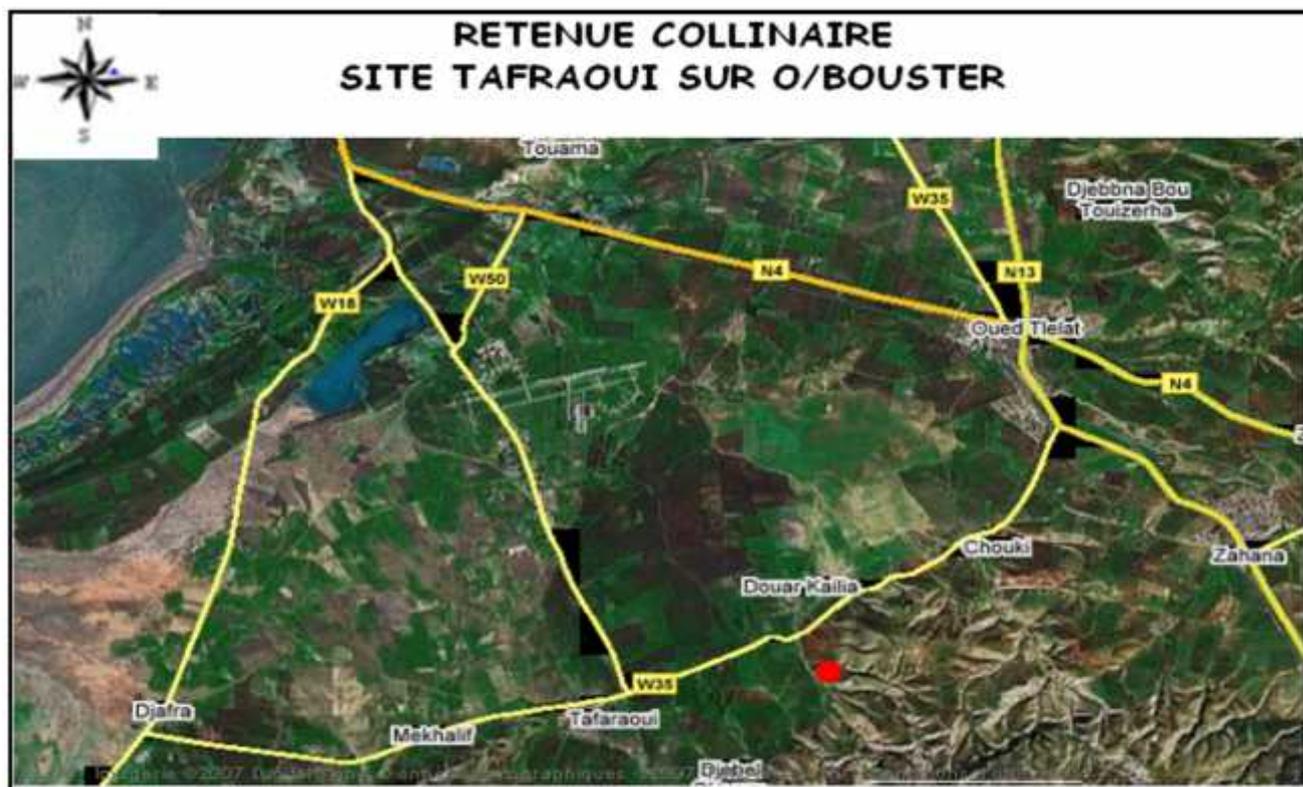
Figure I-1 : Vue générale du site de la retenue.

Le site est localisé par :

Coordonnées Lambert : X = 721.080m ; Y= 3927.869m ; Z=173m



Figure I-2 : Localisation générale du site (bureau d'études TOBAL) Echelle 1/25000^{ém}



FigureI-3 : Localisation générale du site par photo satellite(bureau d'études TOBAL) Echelle 1/25000^{éme}

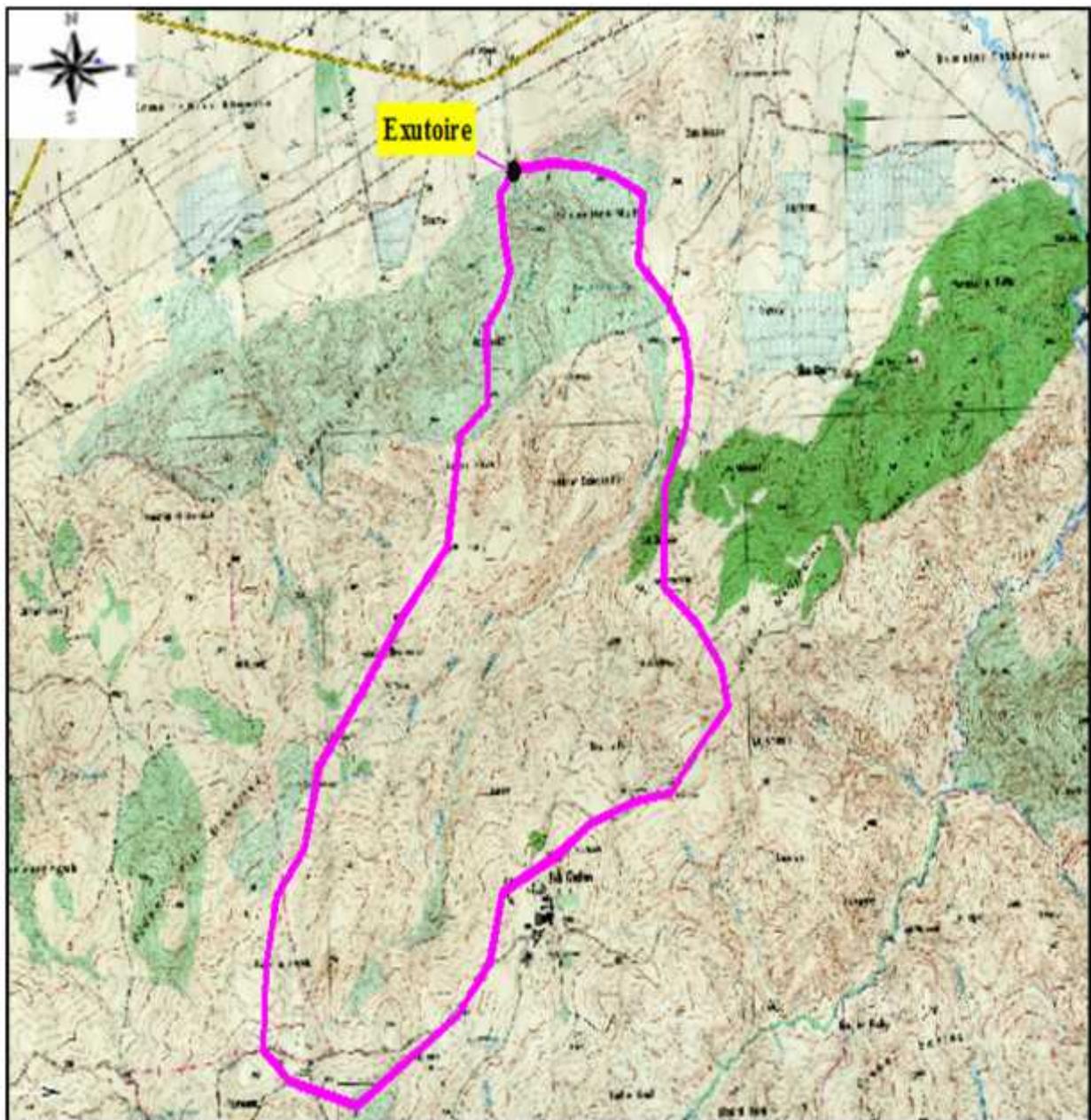
I-5- Localisation du bassin versant de l'Oued BOUSTER :

Figure I-4 : Localisation du bassin versant de l'Oued BOUSTER à partir de la CEM Hammam Bouhadjar Echelle 1/25000^{ème}

Le bassin versant de l'Oued BOUSTER est localisé :

a) Cordonnées Universal Transverse Mercator UTM :

Entre : $0^{\circ}35'31''$ W et $0^{\circ}32'38''$ W Et entre $35^{\circ}25'15''$ N et $35^{\circ}28'21''$ N.

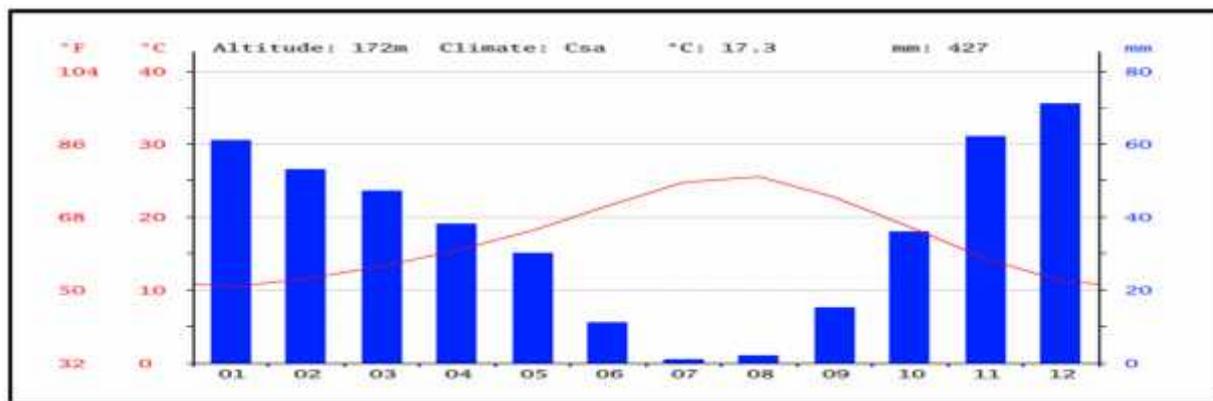
b) Cordonnées Lambert Nord Algérie :

Entre 201,171 Km et 205,711 Km Et entre 241,235 Km et 246,820 Km.

I-6- Climat :

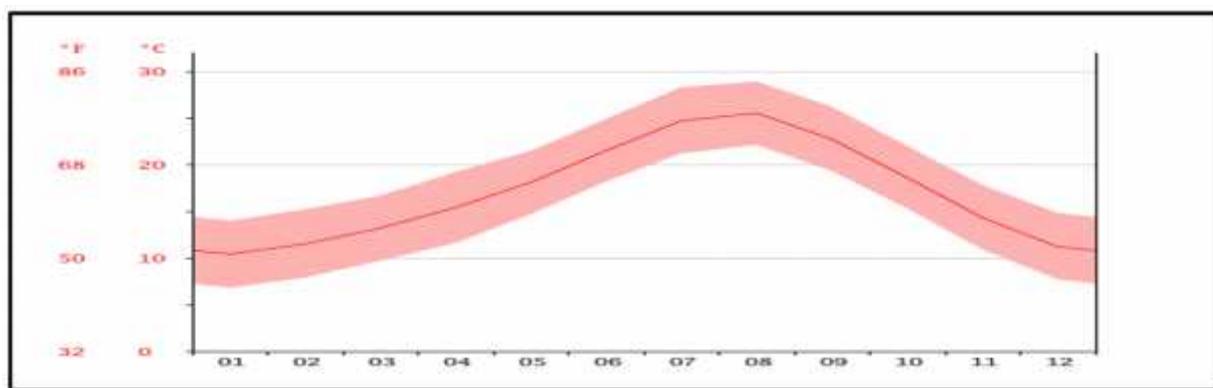
Le climat de Tafraoui est dit tempéré chaud. L'hiver à Tafraoui se caractérise par des précipitations bien plus importantes qu'en été. Tafraoui affiche une température annuelle moyenne de 17.3 °C. Sur l'année, la précipitation moyenne est de 427 mm.

) **Diagramme climatique**



1 mm font du mois de Juillet le plus sec de l'année. Le mois de Décembre, avec une moyenne de 71 mm, affiche les précipitations les plus importantes.

) **Courbe de température**



Aout est le mois le plus chaud de l'année. La température moyenne est de 25.5 °C à cette période. Au mois de Janvier, la température moyenne est de 10.4 °C. Janvier est de ce fait le mois le plus froid de l'année.

CONCLUSION

D'après les travaux exécutés sur le site du futur retenue de Oued BOUSTER de la commune de TAFRAOUI représentés par un levé topographique de la cuvette à l'échelle : 1/1000 ;

On peut dire que les conditions topographiques sont bien réunies pour l'implantation définitive de la digue et ses ouvrages annexes.

Chapitre II:
Etude géologique
et géotechnique

INTRODUCTION

Avant d'entamer l'étude d'un projet de retenue, on doit connaître tout d'abord la nature de la fondation, et sa résistance aux contraintes exercées, car elle devra assurer la stabilité de l'ouvrage. Il est aussi nécessaire de procéder à une reconnaissance du sol.

Celle-ci doit contenir :

-) La nature, les caractéristiques physique et mécanique des différentes couches : sables, argiles, roche, etc....c'est à dire leur constitution et leur qualité.
-) La présence des couches plus ou moins imperméables : dans le but d'étudier des risques de glissement.
-) Les nappes d'eau qu'il faudra éventuellement traverser pour atteindre la bonne roche et en particulier la détermination de son niveau de stabilisation ainsi que sa nature chimique afin de prévoir le type d'étanchéité des parties enterrées de l'ouvrage.

Donc l'étude géologique et géotechnique constitue l'ensemble des informations nécessaires pour la constitution de la future retenue, ainsi que le choix des différents matériaux et leurs caractéristiques géotechniques déterminées grâce à des essais « in-situ » et des essais « in-vitro ».

II-1- ETUDE GEOLOGIQUE

II-1-1- Géologie régionale

Le site est situé dans la chaîne de l'ATLAS en Afrique du nord, dans la région du littoral Oranais. Cette région est limitée au nord par la mer méditerranée et au sud par le craton du Sahara. Elle représente un bassin sédimentaire d'âge tertiaire entouré par des sédiments plus anciens d'âge mésozoïques.

Les reliefs de la région sont constitués par des formations d'âge crétacé jurassique et trias. Ce sont principalement des calcaires, des schistes, des dolomies et conglomérats. L'ensemble de ces roches a subi un métamorphisme faible.

Les marnes sont venues se déposer au miocène. Durant cet âge géologique les failles se sont fournées.

➤ *Le miocène* : Il est légèrement développé dans la région.

a- Miocène inférieur : Représenté par une série monotone d'argile et de marne de grès et de conglomérats.

b- Miocène supérieur : Débute par des grès glauconieux et des marnes à faible intercalation de calcaire.

Le miocène supérieur est transgressif sur le miocène inférieur. Il est représenté par des grès, marnes, et marne grises verdâtre.

Leurs épaisseurs s'élèvent à 100 – 300 m caractérisé par une alternance de marnes à tripolis.

➤ **Le paléogène :**

Représenté par l'oligocène, il affleure sur le côté N.E sur une surface réduite caractérisé par des marnes, argiles marneuses, sables bruns, grès et calcaires marneux.

➤ **Le quaternaire :**

Il est représenté par des grès calcaires évoluant à travers toute la zone nord de la région d'Oran et jusqu'à la mer méditerranée par des différentes roches continentales, les rubéfiées, sableuses et argileuses ainsi que par des sables marins côtiers.

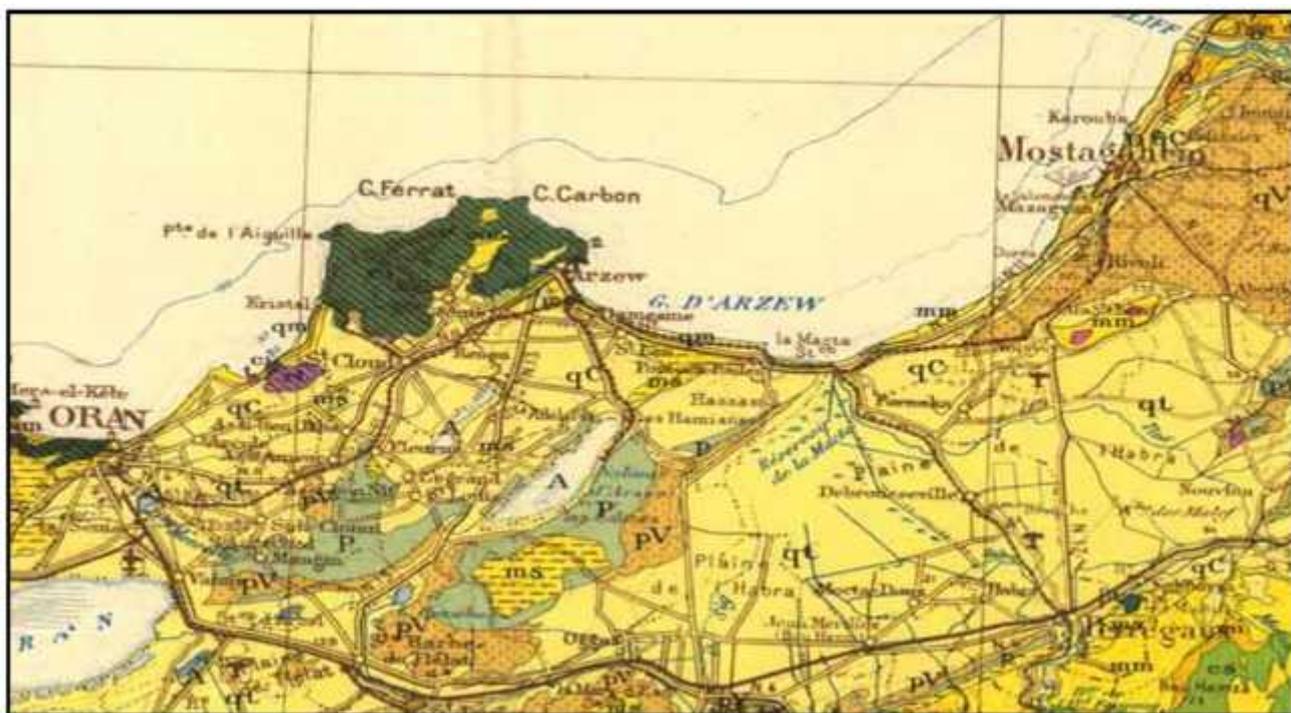


Figure II-1 : Extrait de la carte géologique régionale Echelle 1/50000^{eme}

A	Alluvions actuelles : Lacs ; Marécages, Dayas ; Chotts, Sebkhass ; Limons et croûtes Gypso Salines
Qt	Quaternaire : continental Alluvions Regs Terrasses
Qc	Calabrien : Grès marins et formations dunaires associées
ms	Miocène terminal marin et lagunaire : Couches à Tripoli, marnes à gypse
mm	Miocène supérieur marin : Calcaires grès argiles

II-1-2- Géologie du site

Les roches les plus anciennes rencontrées sur le site sont les marnes d'âges miocènes supérieures et éventuellement pliocènes. Les marnes ou argiles constituent des dépôts très épais. Les dépôts pléistocène qui recouvrent les marnes se composent de sédiments non consolidés et par un niveau de grès à ciment calcaire au siliceux de calcaires.

Ces roches sont généralement coquillées et contiennent quelques niveaux de coquillages cimentés.

II-1-3-Tectonique

Les caractéristiques structurelles générales ainsi que les failles inversées ne sont pas bien définies. Les alignements des failles qui bordent le horst en surrection du djebel orousse pour s'étendre d'Oran à Arzew pourraient éventuellement se prolonger au delà de ces deux villes en direction de Mostaganem.

Il est généralement admis que le développement des failles en relation avec la chaîne de l'Atlas côtier s'est produit avant la fin du tertiaire. Des témoins de mouvements de surface post tertiaire ont été décrits dans cette région.

II-1-4-Géomorphologie du site

Géomorphologiquement le site se présente comme étant le meilleur dans la zone d'étude alors l'ancrage de la digue est assuré par des berges plus au moins stable.

Géologiquement le site se caractérise par l'affleurement sur les deux rives des formations sédimentaires récentes typiques pour la zone d'étude, ces dernières sont représentées par des alluvions (Argile sableuse) qui sont de bons sols pour l'assise de la digue. Les matériaux de construction sont localisés in situ (Cuvette et aux alentours). Au point de vue structural aucune faille ou contact anormal n'a été détecté dans la zone d'étude.

Le lit de l'Oued est formé par de matériaux limoneux, sableux graveleux.

II-1-5- Aperçu hydrogéologique

Les réseaux hydrographiques sont caractérisés par leurs densités et par l'existence des Oueds, qui sont d'origine pluviale et sont alimentés par ruissellement.

En été, lorsque l'évaporation excède l'alimentation en eau, la lame d'eau disparaît progressivement et on voit apparaître à la surface des taches, ce sont les inflorescences salines.

A part quelques Oueds temporaires, on ne rencontre pas des oueds permanents, malgré cela l'hydrologie de surface est caractérisée par des crues lors des fortes pluies hivernales.

II-1-6-Séismicité

La retenue sera implantée dans une région ayant une activité sismique moyenne (zone IIa) d’après le RPA 99 VERSION 2003. L’ouvrage devra être conçu de façon à ce qu’il résiste aux plus fortes secousses telluriques.

La retenue collinaire fait partie du groupe 1A, elle est située en zone sismique IIa, nous proposons une valeur du coefficient d’accélération égale à **0.25** pour les calculs de génie civil et de stabilité.

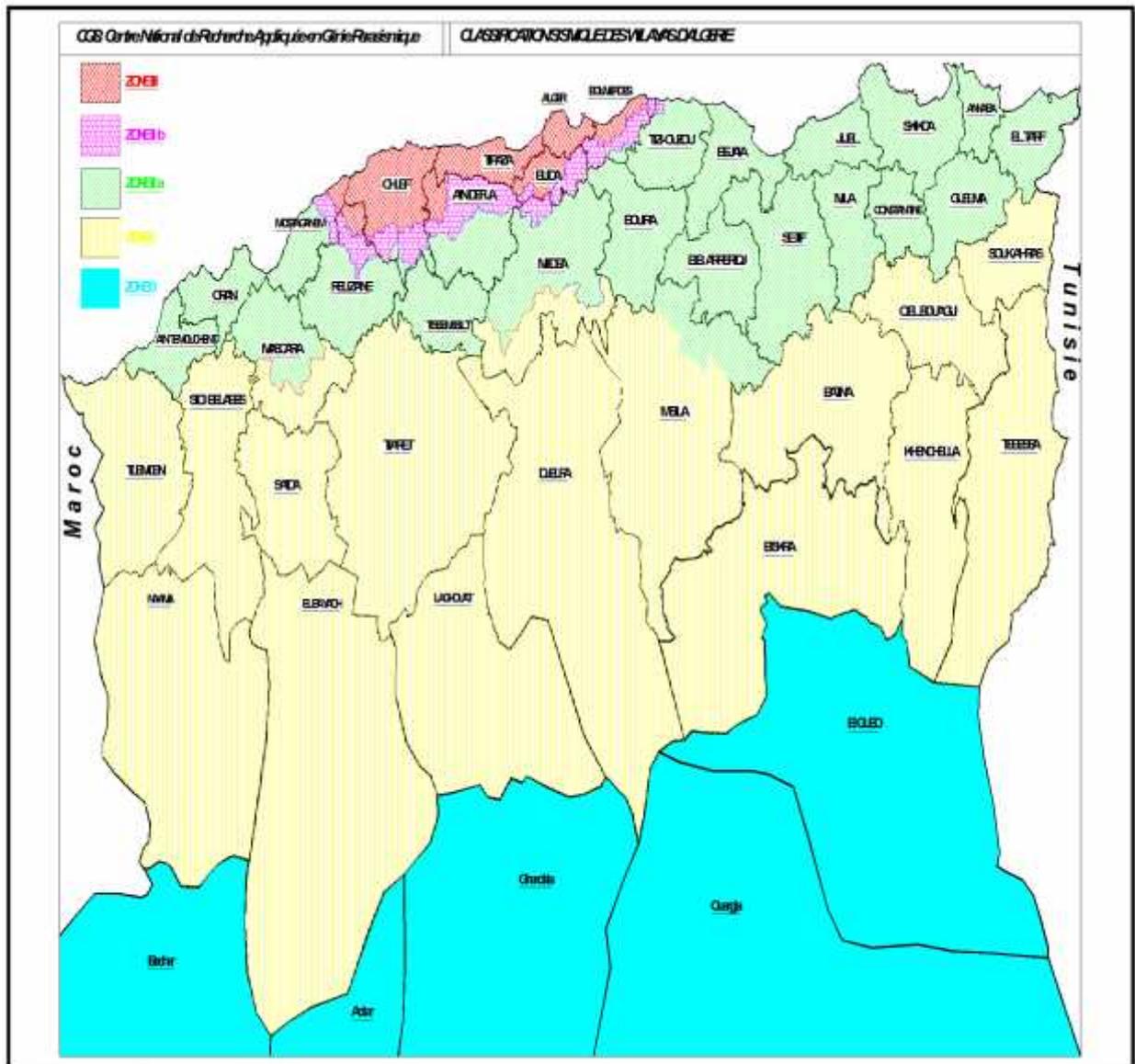


Figure II-2 : Carte de zonage sismique du territoire national – RPA99/ APRES ADDENDA

II-2- ETUDE GEOTECHNIQUE

II-2-1-LE SITE DE LA RETENUE

II-2-1-1-Méthode d'investigation

- ✓ Trois sondages numérotés **S01** à **S03** ont été réalisés en carottage continu.
- ✓ La foreuse est de marque **ATLAS COPCO** sur chenille.
- ✓ L'échantillonnage des sols a été effectué en continu tous les **1.50m** à l'aide d'un carottier de type **T6** de **101mm** de diamètre.
- ✓ Le taux de récupération est acceptable à bon. Le fluide de forage est l'eau claire.
- ✓ Les sondages ont atteint les profondeurs respectives de :

S1 =12.0 m	rive droite
S2 =10.50 m	lit d'oued
S3=15.00 m	rive gauche

II-2-1-2-Essais de perméabilité

A l'intérieur de chaque sondage et à des intervalles réguliers, des essais de perméabilités adaptés à la nature des terrains traversés ont été réalisés.

➤ **Essai LEFRANC**

L'essai LEFRANC est essentiellement destiné à évaluer la circulation de l'eau dans les sols meubles. Il consiste à injecter ou à pomper l'eau dans une cavité appelée lanterne aménagée dans le terrain dont on veut tester la perméabilité.

➤ **Essai LUGEON**

L'essai LUGEON est destiné à la formation rocheuse ; il s'agit d'un essai d'eau .Les essais se feront sous une pression croissante allant jusqu'à 10 bars puis décroissante.

II-2-1-3- Essais de laboratoire

Une série d'essais de laboratoire a été programmée sur des échantillons de sol représentatifs.

- **Analyses granulométriques.**
- **Limites d'Atterberg.**
- **Poids volumiques apparents.**
- **Teneurs en eau.**
- **Cisaillements directs UU.**
- **Teneurs en carbonates.**

Les résultats des différents essais réalisés pour les 3sondages sont représentés dans **Annexes A.**

II-2-1-4-Caractéristiques géotechniques des sols en place

A l'endroit des sondages exécutés, on rencontre les formations suivantes :

➤ **Terre végétale**

La terre végétale est la partie superficielle remaniée par les travaux agricoles et dont l'épaisseur moyenne est de **0.30m**. Cette terre végétale est composée d'argile limoneuse de couleur brune-noire avec des traces de gravier et présence de matière organique.

➤ **Argile limoneuse et trace de sable**

C'est une argile limoneuse avec trace de sable et des proportions variables de graviers de nature calcaire gréseux. Le matériau analysé est plastique. Il est de couleur beige.

Cette formation a été reconnue par les trois sondages, avec cependant des passages de fragments et de blocs de calcaire gréseux fissuré, blanchâtre à différentes profondeurs.

On notera la présence de la matière organique dans la partie supérieure du terrain.

Un essai de cisaillement direct non drainé non consolidé UU réalisé sur un échantillon représentatif a donné un angle de frottement interne \leftrightarrow de 22° et une cohésion C_u de 0.1 Kg/cm^2 .

➤ **Calcaire gréseux**

Le calcaire gréseux sain à altéré parfois broyé ou fissuré avec remplissage d'argile limono-sableuse. Il est peu poreux.

Le calcaire gréseux est caractérisé par une résistance à la compression :

$$213 < R_c < 616 \text{ kg/cm}^2$$

Son poids volumique varie entre 2.14 et 2.46 t/m^3 .

II-2-1-5-Perméabilité

Les essais de perméabilité effectués sur le site, ont révélé des matériaux argileux pratiquement imperméables.

Les valeurs du coefficient de perméabilité k sont : $10^{-8} \text{ TM } k \text{ TM } 10^{-11} \text{ m/s}$.

Les sols en place sont moyennement à faiblement perméables.

La roche est peu poreuse et les fissures ou altérations quand elles existent sont colmatées ou remplis par des argiles.

II-2-1-6-Capacité portante

La capacité portante a été évaluée à partir des résultats des essais de cisaillement direct UU selon la formule de Caquot et J. Kérisel :

$$Q_{adm} = \frac{\chi \cdot D^\gamma \cdot \left(\frac{B \cdot N_\gamma}{1.5} \right)^{Z_1} \cdot \left(\frac{D \cdot N_q}{F_s} \right)^{Z_2} \cdot \left(\frac{C \cdot N_c}{F_s} \right)^{Z_3}}{F_s} \dots\dots\dots II-1$$

Avec :

Q_{adm} : Capacité portante admissible en kg/cm².

χ : Poids volumique apparent en kg/cm³.

γ : Angle de frottement en degré.

C : Cohésion en kg/cm².

B : Largeur ou diamètre de la semelle en cm.

D : Profondeur d'encastrement en cm.

F_s : Coefficient de sécurité.

N_γ :
 N_q :
 N_c : } Coefficients de capacité portante.

$Q_{adm} = 2.45 \text{ Kg/cm}^2$

II-2-1-7-Tassement

Les tassements ont été calculés d'après les résultats de l'essai de consolidation unidimensionnelle, selon la formule suivante :

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1+e_0} \text{Log} \left[1 + \frac{\Delta P}{P'_0} \right] \dots\dots\dots II-2$$

Avec :

H : Tassement en cm.

C_c : Indice de compression. $C_c = 12.1\%$

e_0 : Indice du vide initial. $e_0 = 0.871$

P'_0 : Pression des terres. $P'_0 = 0.51 \text{ kg/cm}^2$

P : Accroissement des contraintes. $P = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

H : Hauteur de la couche compressible. $H = 12 \text{ m}$.

$H = 2.25 \text{ cm}$

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

- ✓ Le terrain de fondation est dans l'ensemble étanche, et stable. La partie du lit de l'oued qui comporte des galets emballés dans une matrice argilo sableuse n'altère pas l'étanchéité de l'ensemble.
- ✓ Le contexte géologique à dominante argileuse est favorable pour la réalisation d'une retenue collinaire.
- ✓ Des fondations argileuses impliquent presque automatiquement le choix d'ouvrages en terre (remblai), avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.
- ✓ Par ailleurs l'exploitation des matériaux de remblai des environs permet la construction d'une (retenue) en terre compactée de type classique. Pour la bonne mise en œuvre du remblai il faut décaper le terrain naturel sur une profondeur d'environ 1/10 de la hauteur de la digue (zone d'assise).
- ✓ Pour garantir un bon ancrage du remblai au terrain il est nécessaire d'exécuter une tranchée dans l'axe de la retenue. La largeur de la tranchée devrait permettre l'accès aux engins. Sa profondeur sera fonction de la hauteur des remblais, en général $\frac{1}{4} H$.
- ✓ Pour le dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes nous préconisons de prendre une capacité portante admissible égale à 1.5 kg/cm^2 et pour laquelle la stabilité est largement assurée.
- ✓ Les tassements seront acceptables. Il est nécessaire de prendre en compte la sismicité de la région lors de la conception de l'ouvrage.

II-2-2- LA ZONE D'EMPRUNT

II-2-2-1 Localisation et prélèvement des matériaux

La zone d'emprunt est localisée vers la droite de la route (CW 35) reliant OUED TLELAT et TAFRAOUI. On y accède par la route menant vers le centre de KHAILIA.

Les matériaux argileux ont été prélevés par le technicien à environ 5 Km du site à proximité de la localité KEHAILIA.



Figure II-3 : localisation de la zone d'emprunt échelle 1/50000^{eme}.

II-2-2-2-Essais au laboratoire

Une série d'essais au laboratoire ont été exécutés sur les matériaux choisis

-) Granulométrie ;
-) Proctor ;
-) Teneur en eau.....etc.

II-2-2-3-Caractéristiques géotechniques des matériaux

➤ **FOUILLE : F1**

Argile à trace de sable et de graviers, assez plastique de coloration jaunâtre. Sa teneur en carbonate (CaCO_3) est de 18.52 %.

➤ **FOUILLE : F2**

Argile à trace de sable et de graviers de coloration marron clair, plastique. Sa teneur en carbonate (CaCO_3) est de 14.35 %.

➤ **FOUILLE : F3**

Argile à trace de sable et de graviers, de coloration verdâtre, plastique. Sa teneur en carbonate (CaCO_3) est de 17.59 %.

➤ **FOUILLE : F4**

Argile à trace de sable et de graviers, de coloration verdâtre, plastique. Sa teneur en carbonate (CaCO_3) est de 17.59 %.

Les résultats des différents essais réalisés pour les 4 fouilles sont représentés dans l'annexe A.

II-2-2-4- Caractéristiques géotechniques des matériaux pour calcul de stabilité

L'angle de frottement : $\phi = 15^\circ$

Cohésion du sol (Matériau) : $c' = 0.34 \text{ kg/cm}^2$

Coefficient de poisson : $\mu = 0.3$

Poids volumique saturé : $\gamma_{\text{sat}} = 1.99 \text{ t/m}^3$

Poids volumique sec : $\gamma_{\text{d}} = 1.735 \text{ t/m}^3$

La teneur en eau: $W_n = 14 \%$

Densité des grains solides $G_s = 2.696$

II-2-2-5-Perméabilité

La perméabilité a été évaluée en fonction de granulométrie D_{20} (d'après Engineering for Dams)

$$2.10^{-8} < K < 5.10^{-8} \text{ m/s}$$

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

- ✓ Les matériaux argileux analysés présentent des caractéristiques géotechniques satisfaisantes tant en qualité qu'en quantité pour une utilisation comme matériau pour la réalisation du noyau de la digue.
- ✓ Il s'agit de sols mixtes, contenant des proportions variables de particules fines (95 % d'éléments <80 μ m), à trace de sable fin ou grossier et une faible proportion de gros éléments.
- ✓ Les matériaux de recharges que l'on appelle dans le langage courant tout venant d'oued seront prélevés dans le lit d'oued et dans les terrasses alluviales.
- ✓ Ils serviront à la protection des talus de la digue ; Ils seront constitués de blocs de gros galets et de sable limoneux.
- ✓ Une propriété importante est l'indice de plasticité I_p qui caractérise la susceptibilité des matériaux à leur teneur en eau, l'indice de plasticité est compris entre 17 et 23 %.
- ✓ Trop sec les sols argileux se plastifient mal pendant le compactage, trop humide l'eau occupe un volume non réductible, et de plus le compactage engendre des pressions interstitielles excessives nuisibles à la stabilité.
- ✓ L'optimum Proctor des sols analysés, se situe entre 15 et 20 %.
- ✓ Le choix du matériel de compactage est primordial pour une bonne exécution des travaux.
- ✓ Lors des travaux de chantier, il est nécessaire de maîtriser les variations de la teneur en eau. Une planche d'essai est à prévoir, pour le réglage de la densité et le choix du type d'engin de compactage.
- ✓ La pérennité et la stabilité de l'ouvrage dépendent largement de la bonne exécution et du choix rigoureux des matériaux et du suivi régulier lors des travaux par un laboratoire spécialisé.
- ✓ Il est évident qu'on peut procéder à des mélanges de matériaux, ces derniers étant presque de même nature.
- ✓ La teneur en calcaire n'est pas très importante et ne présente aucun risque de solubilité, étant partie intégrante constituant le matériau.

Chapitre III:

Etude hydrologique

INTRODUCTION

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau, qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines.

L'hydrologie estime et étudie les ressources en eau, étant bien entendu que ces ressources ne peuvent pas être gérées si l'on ignore leur volume global et leur répartition dans l'espace et dans le temps.

L'objectif essentiel de cette étude est d'essayer de caractériser statistiquement le bassin dans ses aspects hydroclimatologiques en apportant, tant au plan quantitatif que qualitatif, les renseignements hydrologiques utiles ci-dessous indiqués. Il s'agit de formuler la régularité du régime hydrologique en matière de la pluviométrie annuelle, des apports liquides et solides, et de débits de crue, particulièrement, pour évaluer le degré d'emmagasinement le plus approprié aux ressources superficielles du bassin :

- ✓ Caractéristiques climatologiques ;
- ✓ Pluviométrie dans le bassin ;
- ✓ Apports liquides ;
- ✓ Débits de pointe de crue (Projet) ;
- ✓ Apports solides et salinité.

III-1- Le complexe du bassin versant

Le bassin versant d'un oued au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval.

Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. On commence par l'exutoire, et on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

III-1-1 Paramètres morphologiques du bassin versant

Dans cette partie, nous allons mettre en évidence les paramètres morphométriques ou physiques qui caractérisent la forme et le relief afin d'analyser correctement le comportement hydrologique du bassin versant.

La délimitation du bassin versant de l'Oued **BOUSTER** a été faite sur une carte d'Etat Major CEM de Hammam Bouhadjar NI 30 XXIV 52 échelle 1/25000 ème, à l'aide du logiciel AutoCAD 2008, ainsi que d'autres paramètres physiographiques et morphologiques.



Figure III-1 : Délimitation du bassin versant de l'oued BOUSTER à partir de la CEM Hammam Bouhadjar Echelle 1/25000^{ème}

III -1-1-1 Paramètres géométriques

D'après l'extraction de la limite du bassin versant à partir du logiciel AutoCAD, on peut obtenir facilement le périmètre, la superficie ainsi que la longueur du thalweg principal du bassin versant qui sont représentés dans le tableau III-1.

Tableau III-1: Paramètres de forme du bassin versant de l'Oued Bouster

Périmètre (Km)	Superficies (Km ²)	Longueur du thalweg principal (Km)
17,21	12,185	8,09

III - 1-1-2 Paramètres de forme

A) Indice de compacité de Gravelius K_c

C'est un coefficient qui exprime la caractéristique de la forme du bassin et est égal au rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

L'indice de compacité permet l'évaluation globale du réseau de drainage. Plus le bassin est compact, plus sa forme est ramassée, plus l'indice de Gravelius est faible (proche de 1) et plus le temps de rassemblement des eaux vers l'exutoire sera court.

- ✓ $K_c = 1 \Rightarrow$ bassin parfaitement circulaire ;
- ✓ $K_c = 1,128 \Rightarrow$ bassin ramassé ;
- ✓ $K_c > 1,128 \Rightarrow$ bassin allongé.

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\sqrt{S}} \dots\dots\dots\text{III-1}$$

Avec : $S = \pi R^2$ e $R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$

$$\text{D'où : } K_c = \frac{P}{2\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = 0,28\frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots\text{III-2}$$

P : Périmètre du bassin versant en Km ;

S : Superficie du bassin versant en Km².

Alors, **$K_c = 1,38$** .

D'après la valeur du K_c qui est supérieur à 1, nous concluons que le bassin est relativement **allongé**, ce qui peut traduire une érosion linéaire.

B) Coefficient d'allongement

Il est donné par la formule suivante :

$$C_a = \frac{P^2}{S} \dots\dots\dots\text{III-3}$$

P : Périmètre du bassin versant en Km ;

S : Superficie du bassin versant en Km².

Alors, **$C_a=24.3$** .

C) Rectangle équivalent

C'est une modélisation géométrique. Ce rectangle est défini pour pouvoir comparer facilement les bassins entre eux. On imagine que le bassin versant à une forme rectangulaire de longueur L et de largeur l, les courbes de niveaux seront parallèles aux petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P=2(L+l) \text{ et } S=L.l \text{III-4}$$

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

$$L, l = K_C \frac{\sqrt{S}}{1.1} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.1}{K_C}\right)^2} \right] \text{III-5}$$

Avec:

L: Longueur du rectangle équivalent (Km);

l: Largeur du rectangle équivalent (Km);

P: Périmètre du bassin versant (Km);

S: Surface du bassin versant (Km²) ;

Alors, **L = 6,82 Km** et **l = 1,79 Km** .

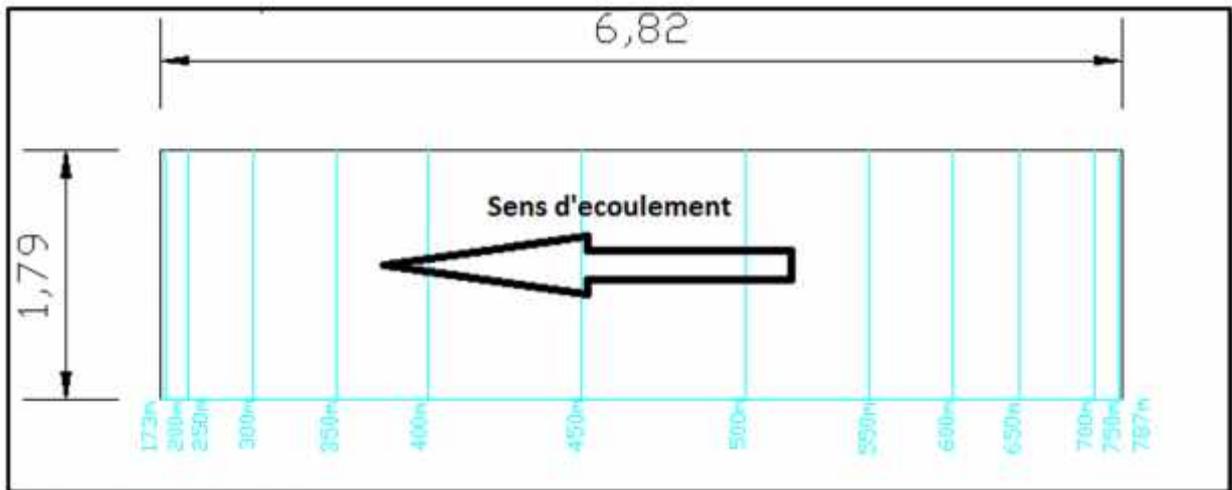


Figure III-2 : Rectangle équivalent du bassin versant.

III-1-1-3- Caractéristiques du relief

A) Le relief

Le relief est un facteur essentiel, il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation, il régit donc la forme de l'écoulement.

L'influence du relief est encore plus évidente sur les vitesses de ruissellement. Une pente plus forte correspondra à une durée courte de concentration des eaux de ruissellement dans les affluents et le cours principal.

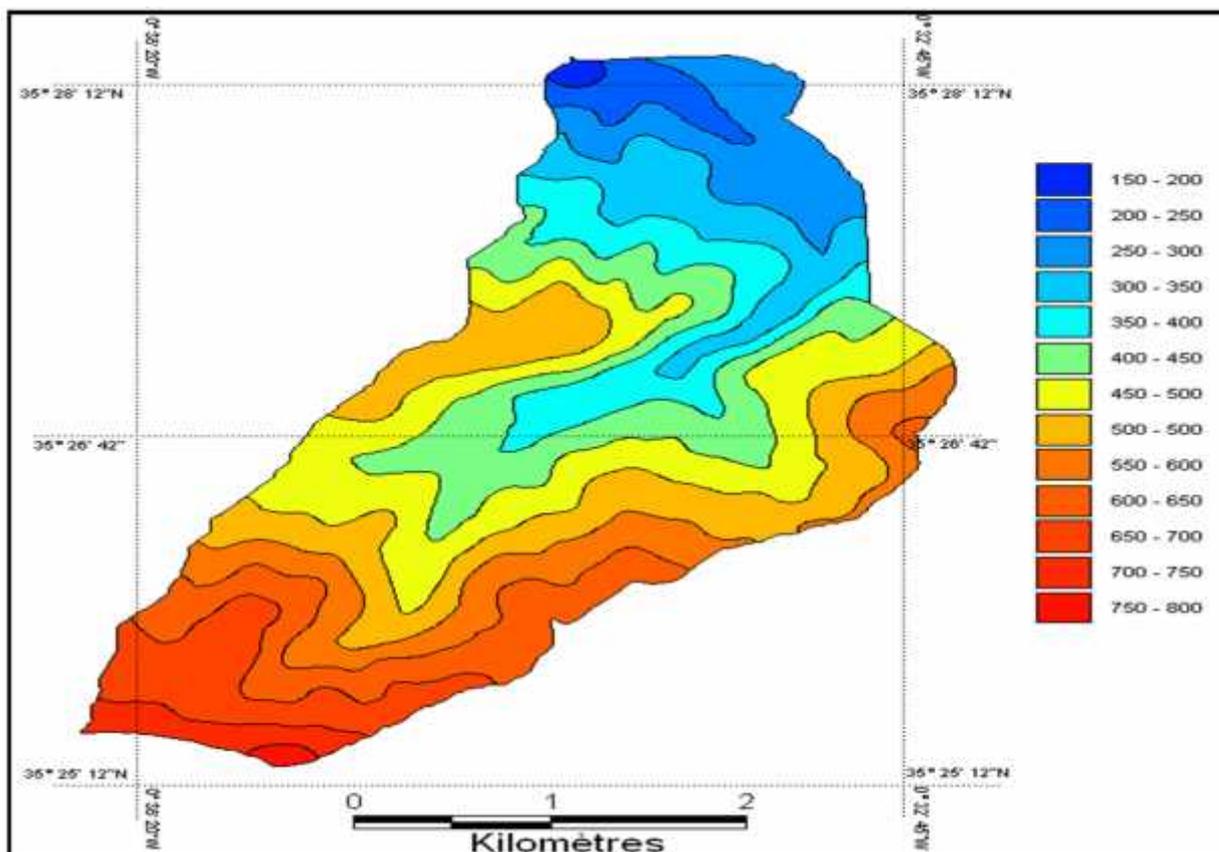


Figure III-3 : Carte des courbes de niveau du Bassin versant de l'Oued BOUSTER

B) La courbe hypsométrique

Le relief est indiqué sur les cartes topographiques par la disposition et la valeur des courbes de niveau. La carte qui différencie les différentes tranches d'altitude est appelée carte altimétrique (hypsométrique).

A partir de ces données, il est possible d'établir la courbe hypsométrique du bassin et le diagramme des fréquences altimétriques.

La courbe hypsométrique s'établit en représentant le pourcentage des surfaces cumulées en fonction des altitudes.

Tableau III-2 : la répartition des tranches d'altitudes en fonction des surfaces partielles.

Tranches d'Altitude (m)	Surfaces Partielles (Km ²)	Surfaces Cumulées (Km ²)	% Surface Partielle	% Surface Partielle Cumulée
787 - 750	0.0472	0.0472	0.39	0.39
750 - 700	0.3085	0.3558	2.53	2.92
700 - 650	0.9375	1.2932	7.69	10.61
650 - 600	0.8478	2.1410	6.96	17.57
600 - 550	1.0543	3.1953	8.65	26.22
550 - 500	1.5820	4.7773	12.98	39.21
500 - 450	2.1001	6.8774	17.23	56.44
450 - 400	1.9472	8.8245	15.98	72.42
400 - 350	1.1494	9.9739	9.43	81.85
350 - 300	1.0596	11.0334	8.70	90.55
300 - 250	0.8325	11.8659	6.83	97.38
250 - 200	0.2757	12.1416	2.26	99.64
200 - 173	0.0439	12.1855	0.36	100.00

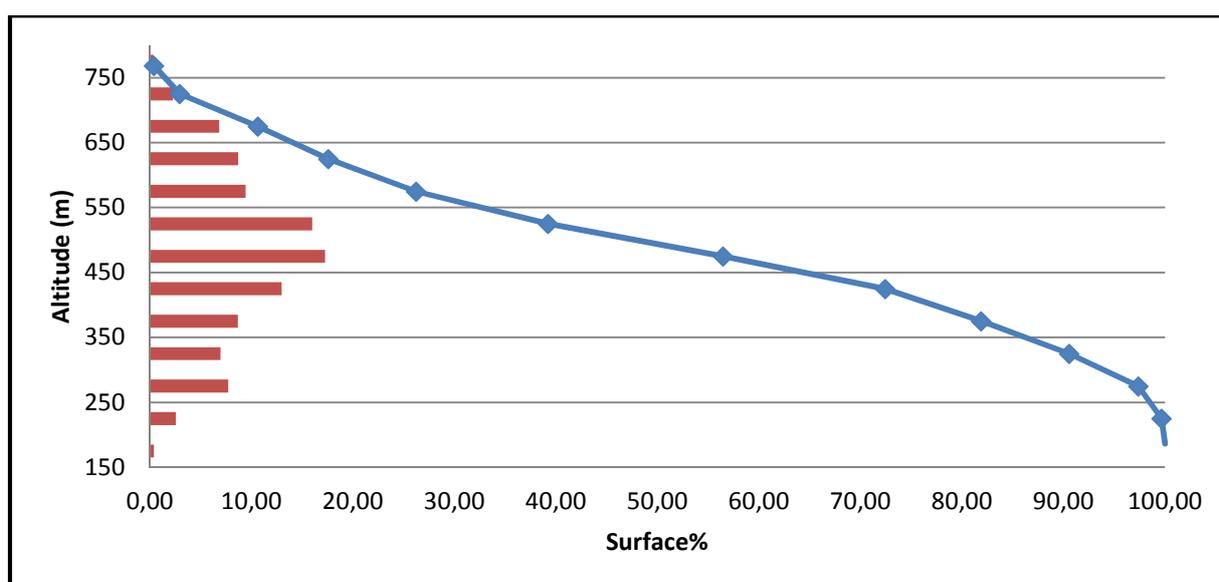


Figure III-4 : Courbe hypsométrique du bassin versant.

C) Etude des altitudes

A partir de la courbe hypsométrique et du diagramme des fréquences altimétriques, nous déterminons les altitudes caractéristiques:

- Altitude maximale: correspond au point le plus élevé du bassin versant.
- Altitude la plus fréquente : correspond au maximum au diagramme des fréquences altimétriques.
- Altitude médiane : correspond à l’ordonnée moyenne de la courbe hypsométrique.
- Altitude moyenne : correspond au rapport de la somme de la surface élémentaire par altitude moyenne entre deux courbes de niveaux sur la surface totale du bassin versant.

$$H_m = \frac{\sum S_i * H_i}{S} \dots\dots\dots\text{III-6}$$

Avec :

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux (m) ;

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveau (Km²);

S : Surface totale du bassin versant (Km²).

Tableau III-3 : Les altitudes du bassin versant

Paramètres Altitudes	Valeur
Altitude maximale H _{max} (m)	787.00
Altitude minimale H _{min} (m)	173.00
Altitude médiane H _{med} (m)	490.00
Altitude moyenne H _{moy} (m)	472.59
H _{5%} (m)	716.00
H _{95%} (m)	291.00

D) Etude des pentes

La pente est un facteur important dans plusieurs phénomènes hydrologiques au sein d'un bassin versant. Cette inclinaison est influencée par la roche en place, les sols, le ravinement, la distribution et la quantité des pluies et l'activité de l'homme.

Les pentes sont caractérisées par de indices de pentes qui se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique du bassin.

➤ **Indice de pente globale I_g**

C'est le rapport de la dénivelée du bassin à la longueur du rectangle équivalent :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots III-7$$

Avec :

$H_{5\%}$: L'ordonnée à 5% dans la courbe hypsométriques (m) ;

$H_{95\%}$: L'ordonnée à 95% dans la courbe hypsométriques (m) ;

L : Longueur du rectangle équivalent (Km).

A.N: $I_g = \frac{7 - 2}{6}$

$I_g = 0.062 \text{ m/m} = 6.23\%$.

$0.05 < I_g < 0.1$ donc notre relief est classé **R6 (relief fort)** selon la classification de l'ORSTOM. (Office des Recherches Scientifique des Travaux Outre Mèr)

Tableau III-4: Classification du relief

Relief		I_g
1	Très faible	$I_g < 0.002$
2	Faible	$0.002 < I_g < 0.005$
3	Assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
4	Modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
5	Assez modéré	$0.02 < I_g < 0.05$
6	Fort	$0.05 < I_g < 0.1$
7	Très fort	$I_g > 0.1$

➤ **Indice de pente de Roche I_p**

C'est un indice un peu artificiel qui rend bien compte de l'influence du facteur pente sur le régime hydrologique du bassin et se détermine sur le rectangle équivalent. Cet indice sert à déterminer la pente moyenne avec les données réelles du bassin versant.

$$I_p = \frac{1}{L} \sum_i S_i (H_i - H_{i-1}) \dots\dots\dots\text{III-8}$$

Avec :

L : longueur du bassin versant (m) ;

S : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau successives H_i et H_{i-1} .

Tableau III-5 : les paramètres de calcul de l'indice I_p

Tranches d'Altitude (m)	$H_i - H_{i-1}$ (m)	Surface Partielle%	$S_i \cdot (H_i - H_{i-1})$	$\sqrt{(S_i \cdot (H_i - H_{i-1}))}$
787 - 750	37	0,39	14,43	3,80
750 - 700	50	2,53	126,5	11,25
700 - 650	50	7,69	384,5	19,61
650 - 600	50	6,96	348	18,65
600 - 550	50	8,65	432,5	20,80
550 - 500	50	12,98	649	25,48
500 - 450	50	17,23	861,5	29,35
450 - 400	50	15,98	799	28,27
400 - 350	50	9,43	471,5	21,71
350 - 300	50	8,7	435	20,86
300 - 250	50	6,83	341,5	18,48
250 - 200	50	2,26	113	10,63
200 - 173	27	0,36	9,72	3,12
		100,0		232,00

A.N : $I_p = \frac{2}{6}$

$I_p = 2.92\%$

➤ **Indice de pente moyenne I**

C'est le rapport entre la dénivelée totale du rectangle équivalent et sa longueur. Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{D}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots\text{III-9}$$

Avec :

D : Dénivelée totale du bassin versant (m) ;

L : Longueur du rectangle équivalent (m) ;

H_{max} : L'altitude maximale (m)

H_{min} : L'altitude minimale (m)

A.N : $I_p = \frac{7 - 1}{6}$

$I_{pm} = 0.09 \text{ m/m} = 9\%$

➤ **Dénivelée spécifique D_s**

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quelque soit sa surface.

Elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_g \bar{S} \dots\dots\dots\text{III-10}$$

Avec :

I_g : indice de pente global (m/m) ;

S : surface du bassin (km²).

A.N : $D_s = 0.0623 * (12.185)^{0.5}$

Alors ;

$D_s = 217 \text{ km}$
--

D'après la 2^{ème} classification, notre bassin versant se trouve on classe R5, c'est à dire un relief assez modéré (**100 < D_s < 250**).

III-2-Réseau hydrographique

III-2-1- Classification des thalwegs

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanent ou temporaires qui participent à l'écoulement.

Pour chiffrer la ramification du chevelu hydrographique, chaque cours d'eau reçoit un numéro en fonction de son importance. Cette numérisation appelée ordre du cours d'eau diffère selon les auteurs, la classification que nous allons utiliser est celle de Schum qui dit : « est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) ».

Les paramètres qui caractérisent la forme du réseau hydrographique sont les suivantes :

- La densité de drainage.
- La fréquence des cours d'eau.
- Coefficient de torrentialité.

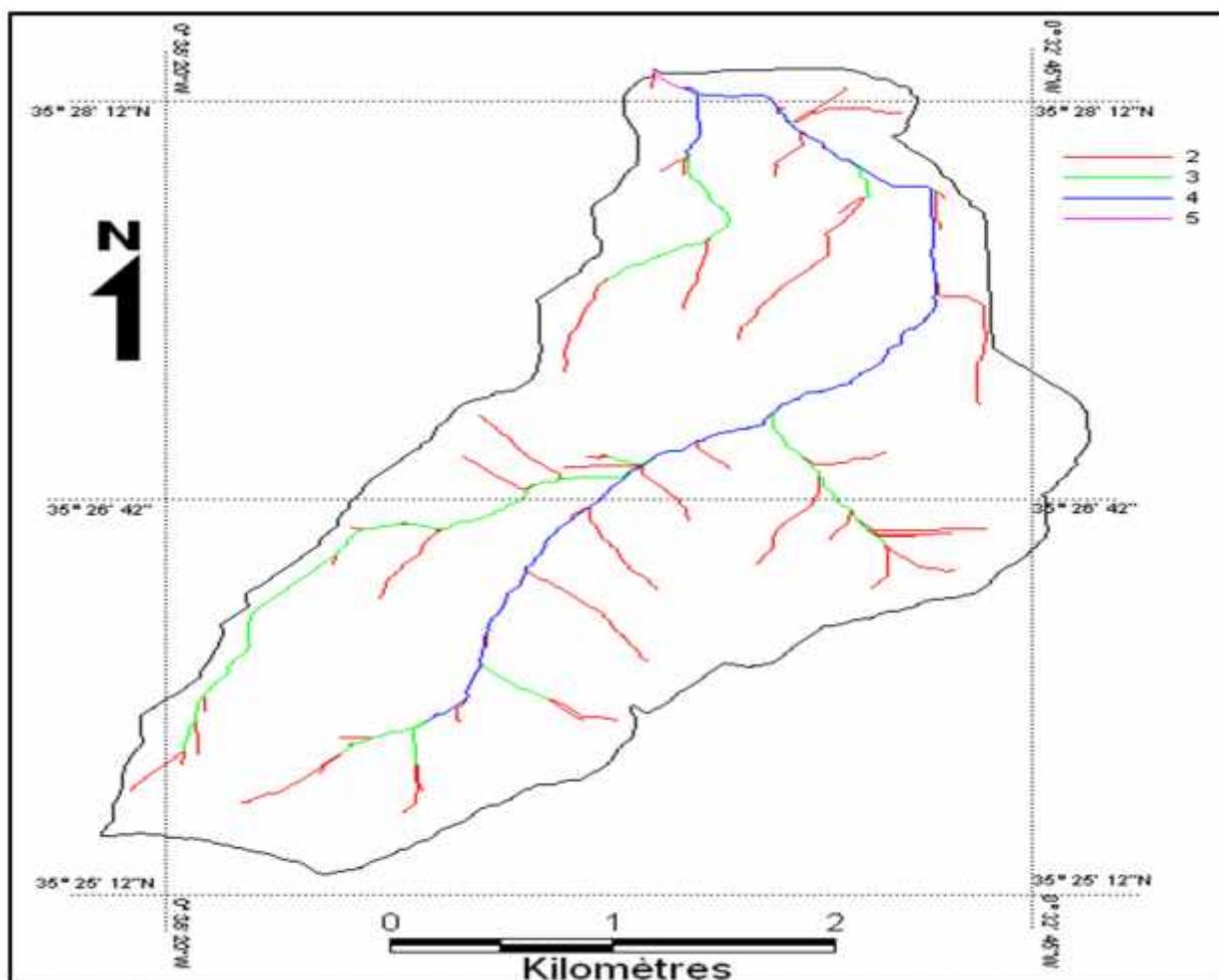


Figure III-5 : Chevelu Hydrographique du Bassin versant de l'Oued BOUSTER.

Tableau III-6 : Classification des thalwegs du bassin versant de l’oued BOUSTER

Ordre du Thalweg	Nombre (Ni)	Longueur (Li) (m)	Longueur Cumulée (m)
1	336	42,75	42,75
2	57	16,90	59,65
3	11	7,627	67,277
4	2	7,04	74,317
5	1	2,211	76,528

III-2-2-Densité de drainage

La densité de drainage exprime la longueur totale de tous les talwegs « Li » du réseau hydrographique par kilomètre carré du bassin versant.

Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface, elle est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots\text{III-11}$$

Avec :

L_i : La longueur totale des talwegs du bassin versant (km) ;

S : surface du bassin versant (Km²).

Alors, **$D_d=6.28\text{km/Km}^2$** .

A partir de la valeur de densité de drainage du bassin 6,28 Km/Km², nous pouvons déduire que celui-ci est très bien drainé.

III-2-3-Fréquence des cours d’eau

Elle correspond au nombre des cours d’eau par unité de surface

$$F_s = \frac{N}{S} \dots\dots\dots\text{III-12}$$

Avec:

N : Nombre des cours d’eau ;

S : Surface du bassin (Km²).

Alors, **$F_s=33.40$**

III-2-4- Densité du thalweg d'ordre 1

Elle correspond au nombre des talwegs d'ordre 1 par unité de surface.

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots III-13$$

N : Nombre des talwegs d'ordre 1 ;

S : Surface du bassin (Km²).

Alors, **F₁=27.57**

III-2-5- Coefficient de torrentialité

Le coefficient de torrentialité tient compte de la densité de drainage et de la densité des thalwegs élémentaires (d'ordre 1).

$$C_t = F_1 \times D_d \dots\dots\dots III-14$$

D_d: densité de drainage (km / km²) ;

F₁:densité de thalwegs d'ordre 1.

A.N : **C_t=173.14**.

Le coefficient de torrentialité C_t mis en évidence le caractère torrentiel de l'écoulement.

III-2-6-Le temps de concentration

Le temps de concentration d'un bassin versant représente le temps que met une particule d'eau du point le plus éloignée hydrologiquement du bassin versant jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration peut être calculé par les relations suivantes :

➤ **Formule de Giandotti (1958)**

$$T_c = \frac{4 \bar{S} + 1.5}{0.8 \sqrt{H_m - H_{min}}} \dots\dots\dots III-15$$

Avec :

T_c: temps de concentration (en heure) ;

S : superficie du bassin versant (km²) ;

L: longueur du thalweg principal (km) ;

H_{moy}: altitude moyenne (m) ;

H_{min}: altitude minimale (m).

A.N : **T_C=1.88h**

➤ **Formule de Sokolovsky (1969)**

$$T_c = \frac{L}{3.6 \times V_R} \dots\dots\dots \text{III-16}$$

Avec :

T_c : Temps de concentration, en heures ;

L : Longueur du thalweg principal en Km ;

V_R : Vitesse du ruissellement en m/s.

vitesse de ruissellement varie de 1.0 à 2.5 m/s selon la pente du relief et la longueur du cours d'eau principal.

Pour les petits cours d'eau, la vitesse du ruissellement selon cet auteur est voisine à 1,5 m/s.

A.N : **T_c=1.5h**

➤ **Formule de Soil Conservation Service (SCS) 1975**

$$T_c = \left(0.8 \frac{L^3}{H} \right)^{0.3} \dots\dots\dots \text{III-17}$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal (Km);

H : Différence entre altitude max. et altitude min.

A.N : **T_c=0.89h**

Tableau III-7: Récapitulation des formules

Formules	Giandotti	Sokolovsky	SCS
T _c (heures)	1.88	1.5	0.89

D'après ces résultats on prend en considération la formule de **Sokolovsky** car elle nous donne une valeur proche à la moyenne des 3 formules (T_{c moy} = **1.42 heure**).

Alors, **T_c=1.5h=1^h30min**

III-2-7-Vitesse de ruissellement

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

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots III-18$$

L : Longueur du thalweg principal en Km ;

Tc : Temps de concentration en h.

A.N : **$V_r = 5.4 \text{ Km/h}$**

III-2-8-Profil en long du cours d'eau principal

Pour établir le profil en long d'un cours d'eau, on portera en abscisses les longueurs développées le long du cours d'eau et on ordonnée l'altitude du fond de lit.

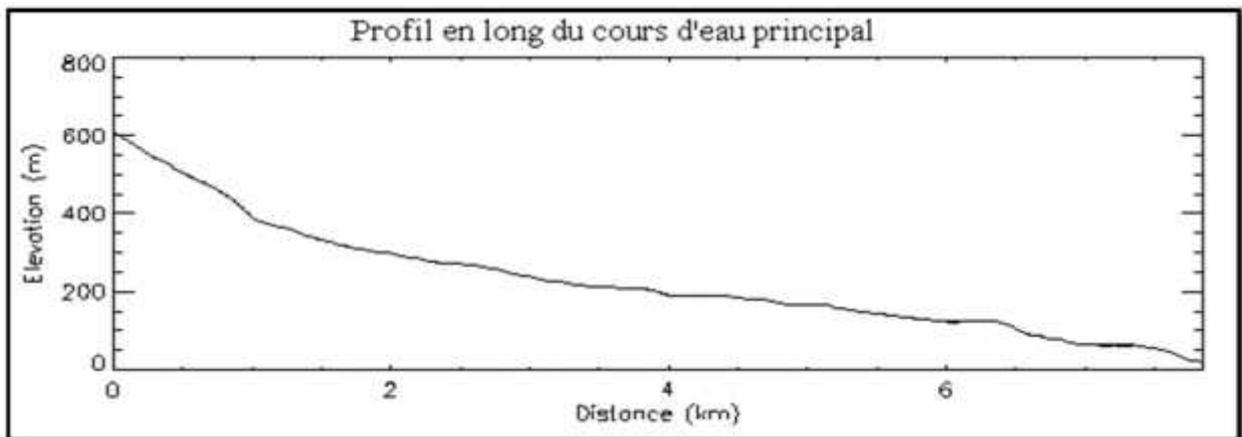


Figure III-6 : Profil en long du thalweg principal du Bassin Versant de l'Oued Bouster.

➤ **Pente moyenne du cours d'eau principale I_c**

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et longueur comprise entre 2 points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal :

$$I_c = \frac{H}{L} \dots\dots\dots III-19$$

Avec :

H : Dénivelée entre 2 points suffisamment distants (m) ;

L : Distance entre ces 2 points (Km).

A.N : **$I_c = 100 \text{ m/Km} = 0.1 \text{ m/m} = 10\%$**

Tableau III-8 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du B.V

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	12.185
Périmètre		P	km	17.21
Longueur du thalweg principal		L _P	km	8.09
Pente du thalweg principal		I	%	10
Indice de compacité		K _C	-	1.38
Coefficient d'allongement		C _a	-	24.3
Rectangle	longueur	L _r	km	6.82
	largeur	l _r	Km	1.79
Altitudes	maximale	H _{max}	m	787
	moyenne	H _{moy}	m	472.59
	médiane	H _{med}	m	490
	minimale	H _{min}	m	173
Indice de pente de Roche		I _P	%	2.92
Indice de pente globale		I _g	m/m	0.062
Indice de pente moyenne		I _{pm}	m/m	0.09
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	6.28
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	173.14
Temps de concentration		T _c	h	1.5
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	5.4

III-3- Caractéristiques climatiques du bassin versant

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont la précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

III-3-1 Température

Par sa situation géographique, la région délimitant l'oued BOUSTER jouit d'un climat méditerranéen à nuance continentale. Le caractère essentiel de ce climat réside en l'alternance d'une saison sèche et chaude en été et d'un hiver pluvieux et humide.

Les différents types de la température pour une période d'observation allant de 1970 à 2005 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-9 : Température moyenne mensuelle

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
T°c	22.3	17.3	12.6	8.5	7.8	9.5	10.5	21.9	16.7	21.3	25.4	25.7	17.3

Source A.R.N.H.d'Oran

La répartition mensuelle de température figure dans la figure III-7.

Comme le montre le tableau III-9, la température moyenne annuelle pour notre région d'étude est de **17,3c°**. Le climat de cette région se caractérise par un été sec et chaud et un hiver humide. Le mois le plus chaud est Août, par contre le mois le plus froid est Janvier.

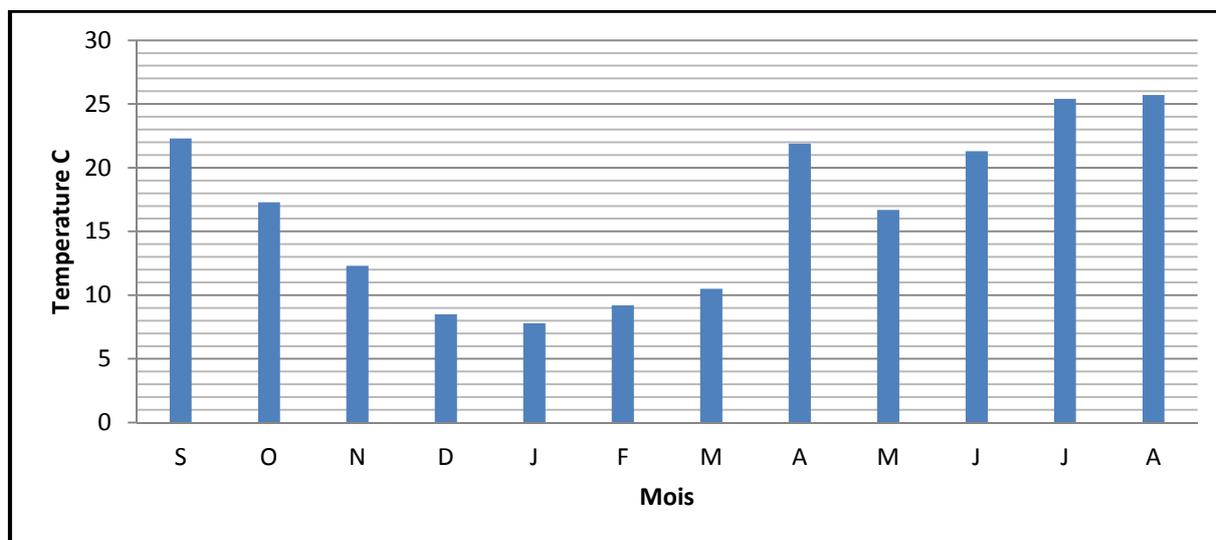


Figure III-7 : Répartition mensuelle de la température.

III-3-2-Répartition mensuelle de la vitesse du vent

Les valeurs de la vitesse du vent enregistrées au niveau de la station d’Oran (m/s) sont données au tableau III-10 suivant.

Tableau III-10 : Répartition mensuelle de la vitesse du vent

MOIS	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juill	aou
V (m/s)	2,7	2,4	2,5	2,6	2,7	3	3,1	3,1	3,1	3	2,8	2,8

Source O.N.M.d’Oran

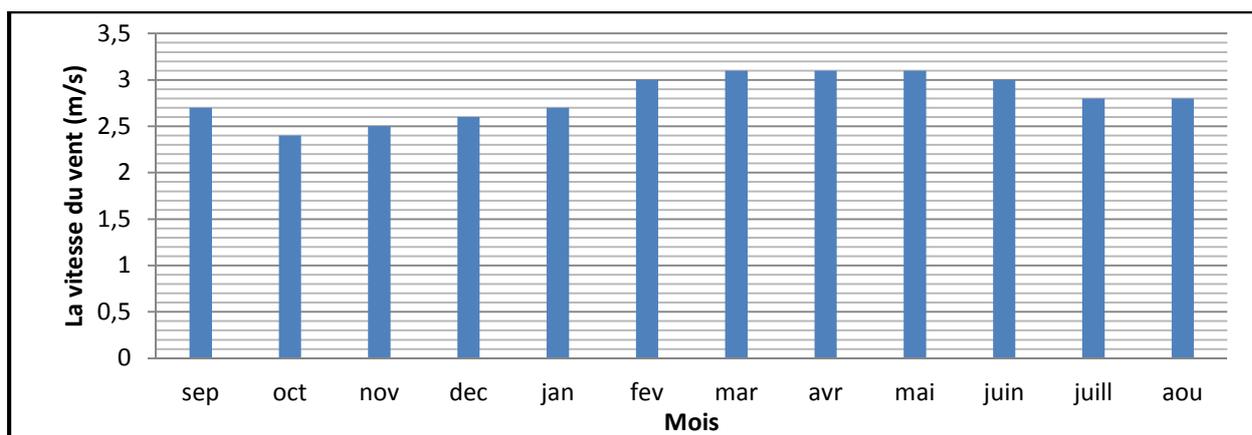


Figure III-8 : Répartition mensuelle de la vitesse du vent.

III-3-3- L'évaporation

Les répartitions mensuelles de l'évaporation et de l'humidité relative de l'air dans les limites de zone d'étude sont présentées dans le tableau III-11 suivant :

Tableau III-11 : Répartition mensuelle de l'évaporation et l'humidité

MOIS	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juill	aou
Evaporation (mm)	129	98	66	50	47	53	71	82	110	136	154	157
Humidité(%)	63,3	70,2	75,5	80	79	81	74,5	72,8	67,8	61,4	54,4	57,2

Source O.N.M.d’Oran

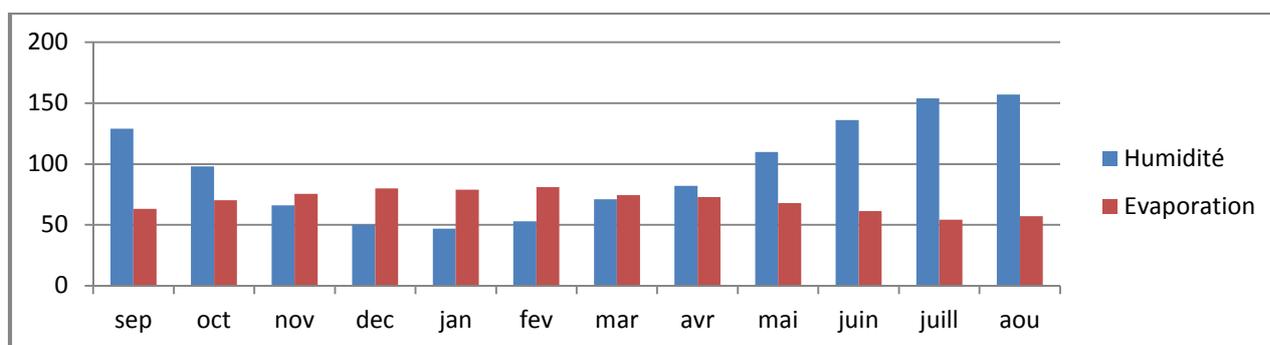


Figure III-9 : Répartition mensuelle de l'évaporation et l'humidité

III-4-Etude des précipitations

L'étude des précipitations est importante dans toute analyse hydrologique, puisqu'elle permet de caractériser le régime pluviométrique et son influence sur les crues, ce qui permet de mieux dimensionner les ouvrages hydrotechniques.

Les données utilisées nous ont été fournies par l'Office National de la Météorologie (O.N.M) et l'Agence Nationale des Ressources en Hydrauliques (ANRH). (Voir Annexes B)

III-4-1- Choix des stations à utiliser

Aucune donnée d'observation directe n'est disponible au niveau du bassin versant de l'oued BOUSTER. De cela on est mené à considérer les stations pluviométriques voisines ayant les similitudes et pourvues d'un nombre satisfaisant d'années d'observation.

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau III-12.

Tableau III-12 : Station pluviométrique.

N	Code	Nom de la station	X	Y	Z
1	40418	TLELAT BARRAGE	736,93	3952,24	240
2	40415	HAMMAM BOUHADJAR	648,88	3916,74	153
3	40402	ES SENIA ANRH	200,6	2665,1	95

La station pluviométrique la plus proche du site est la station de TLELAT BARRAGE (Code 040418) qui est la plus représentative, tant pour sa période d'observation que pour sa proximité de notre zone d'étude.

III-4-2- Répartition de la pluie moyenne dans l'année

Le tableau III-13 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles ainsi que leur répartition dans l'année.

Tableau III-13 : Répartition mensuelle des pluies moyenne interannuel

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
P(mm)	16,37	27,22	44,61	37,02	39,70	53,36	41,87	38,72	28,44	5,81	1,41	1,78	336,32
P(%)	4,87	8,09	13,27	11,01	11,81	15,87	12,45	11,51	8,46	1,73	0,42	0,53	100,00

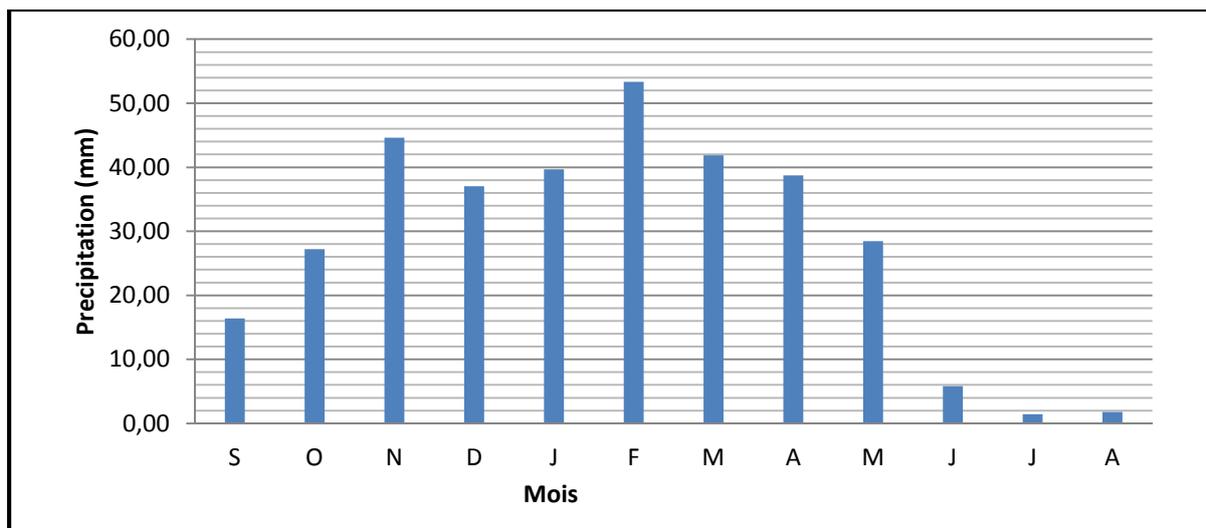


Figure III-10 : Répartition mensuelle de la précipitation.

Les caractéristiques de la série des pluies annuelles sont représentées dans le tableau suivant :

Le tableau III-14 : les statistiques de base de la série des précipitations annuelles

Nombre d'observations	41
Minimum	113
Maximum	582
Moyenne	335
Ecart-type	133
Médiane	304
Coefficient de variation (Cv)	0.398
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.351
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.02

➤ Test d'homogénéité de Wilcoxon

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées. L'information de base quant à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable. Et c'est pour cette raison là que cette étude d'homogénéisation est faite.

La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique par cette méthode repose sur le procédé ci-dessous :

On divise la série complète en deux sous séries : **X** et **Y** tel que **N1** et **N2** : représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries en considérant généralement **N2 > N1**.

N1 : taille de l'échantillon **X** = 18 ;

N2 : taille de l'échantillon **Y** = 23.

On constitue par la suite, la série X union Y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre décroissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang, tout en précisant à quelle sous-série appartient-elle.

D'après Wilcoxon, la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée :

$$W_{\min} < W_X < W_{\max} \dots \dots \dots \text{III-20}$$

Avec :

W_X : Somme des rangs de l'échantillon X;

$$W_m = \frac{(N_1+N_2+1) \cdot N_1 - 1}{2} - U_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{N_1 \cdot N_2 \cdot (N_1+N_2+1)}{1}} \dots \dots \dots \text{III-21}$$

$$W_{\max} = (N_1+N_2+1) N_1 - W_{\min} \dots \dots \dots \text{III-22}$$

Tableau III-15 : Résultats du test de Wilcoxon pour P_{annuel}

XUY	Ordre	XUY	Ordre	X	Ordre
582,7	1	287	24	332,2	18
582,5	2	285,3	25	429,9	11
576,4	3	277	26	582,5	2
562,5	4	255,8	27	576,4	3
555,6	5	253,2	28	428,2	12
501,8	6	252,7	29	255,8	27
472,6	7	251,9	30	472,6	7
454,4	8	244,7	31	113,1	41
434,8	9	233,1	32	158,5	38
431,9	10	220,3	33	251,9	30
429,9	11	211,2	34	233,1	32
428,2	12	194,3	35	285,3	25
426,8	13	176,2	36	562,5	4
416	14	175,7	37	315,7	19
404,5	15	158,5	38	176,2	36
397,8	16	157,2	39	175,7	37
350	17	135,5	40	157,2	39
332,2	18	113,1	41	426,8	13
315,7	19				W_x=365
310,9	20				
304,9	21				
301,1	22				
296,1	23				

A.N : $W_X=365$, $W_{\min}=302.89$, $W_{\max}=453.11$.

Les résultats montrent que la relation est vérifiée d'où l'homogénéité de la série des précipitations annuelles.

III-4-3- Répartition des pluies maximales journalières dans l'année

L'étude des pluies maximales est importante, puisqu'elle intervient dans l'estimation des débits de crue. Dans ce cas une analyse des données observées est primordiale. L'objectif final consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour donnée.

Les caractéristiques de la série des pluies maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III-16 : les statistiques de base de la série des précipitations maximales journalières.

Nombre d'observations	43
Minimum	16.0
Maximum	103
Moyenne	38.7
Ecart-type	20.7
Médiane	35.0
Coefficient de variation (Cv)	0.535
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.36
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.07

A) Test d'homogénéité de Wilcoxon

On suit la même procédure qui est faite pour le test d'homogénéisation de la série des pluies annuelles avec :

N_1 : taille de l'échantillon X = 18 ;

N_2 : taille de l'échantillon Y = 25.

A.N : $W_{\min}=294.38$;

$W_{\max}=497.61$;

$W_x=369$.

D'où la relation $W_{\min} < W_x < W_{\max}$ est vérifiée, ce qui permet de dire que la série des précipitations maximales journalières est homogène.

Tableau III-17 : Résultats du test de Wilcoxon pour Pjmax

XUY	Ordre	XUY	Ordre	X	Ordre
103,2	1	31,5	26	23	31
91	2	30,2	27	38	18
79,8	3	27	28	68,2	5
72,4	4	24,5	29	44,2	12
68,2	5	24	30	46,4	10
65,5	6	23	31	35	22,5
64	7	22,9	32	44,5	11
59	8	22,8	33	19,3	40
53	9	21,4	34	35	22,5
46,4	10	21,2	35	35,3	21
44,5	11	21,8	36	27	28
44,2	12	20,6	37	38	18
41,3	13	19,5	38	64	7
40,5	14	19,4	39	53	9
39,9	15	19,3	40	19,5	38
39,5	16	18,6	41	16	43
38	18	17,9	42	39,9	15
38	18	16	43	38	18
38	18				W _x =369
37,4	20				
35,3	21				
35	22,5				
35	22,5				
34,8	24				
34,6	25				

B) Choix de la loi d’ajustement

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

Les lois d’ajustement choisies pour les pluies maximales journalières sont :

- 1)- La loi doublement exponentielle ou loi de Gumbel;
- 2)- La loi log-normale ou loi de Galton.

➤ **Procédé d’ajustement**

Pour chaque ajustement on passe par les étapes suivantes :

- Préparation de la série de données des précipitations en triant les valeurs dans l’ordre croissant et en attribuant un rang à chaque valeur ;
- Calcul de la fréquence empirique pour chaque rang (par la formule de Hazen) ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série par la méthode des moments. ;
- Calcul de la variable réduite de la loi considérée ;
- Report des valeurs observées en fonction de leur variable sur papier arithmétique ;
- Calcul des quantiles et l’intervalle de confiance.

➤ **Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL**

C'est la loi dite double exponentielle, elle s’applique pour les précipitations maximales journalières afin de déterminer les valeurs fréquentielles.

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

$$F(X) = e^{-e^{-Y}} \dots\dots\dots III-23$$

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

Avec :

1/a : la pente de la droite de GUMBEL ;

y : variable réduite de GUMBEL ;

x : précipitation maximale journalière (mm) ;

x_0 : ordonnée à l’origine en (mm) ;

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

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

- ✓ Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d’un rang 1, 2,3.....n.
- ✓ Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots\text{III-24}$$

m : rang de précipitation.

n : nombre d’observations(43).

- ✓ 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.

Les résultats de l’ajustement, par la loi de « GUMBEL »des pluies maximales journalières ont été obtenus par le logiciel **Hyfran** pour les différentes périodes de retour (tableau III-18).

Tableau III-18 : Résultats de l'ajustement

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	159	16.5	127-192
2000.0	0.9995	137	13.8	110-164
1000.0	0.9990	127	12.6	102-152
200.0	0.9950	104	9.93	84.8-124
100.0	0.9900	94.4	8.78	77.2-112
50.0	0.9800	84.6	7.63	69.7- 99.6
20.0	0.9500	71.5	6.12	59.5- 83.5
10.0	0.9000	61.4	4.99	51.6- 71.2
5.0	0.8000	50.9	3.88	43.3- 58.5

μ : 29.798418 , σ : 14.053407.

Tableau III-19: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GUMBEL.

Caractéristiques	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	Aucun	16.0
Maximum	Aucun	103
Moyenne	37.9	38.7
Ecart-type	18.0	20.7
Médiane	34.9	35.0
Coefficient de variation (Cv)	0.475	0.535
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.36
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	4.07

Le tracé des droites est représenté sur papier GUMBEL comme le montre la figure III-11.

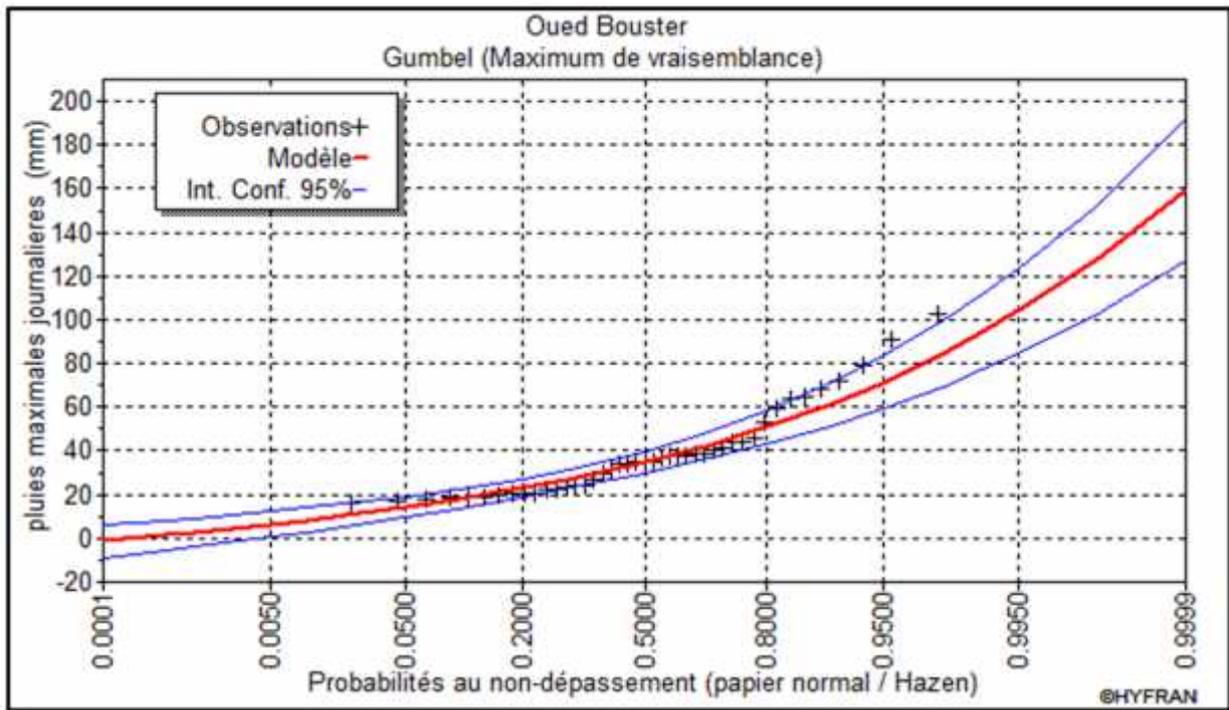


Figure III-11 : Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel

➤ Ajustement à la loi de GALTON (log – Normale)

Le procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de GUMBEL, mais avec une représentation graphique sur papier log-normale.

La fonction de répartition de la loi de GALTON s’écrit :

$$F(x) = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left(-\frac{u}{\sqrt{2}} \right) \dots \dots \dots \text{III-25}$$

La loi de Galton consiste à transformer la série en logarithme en utilisant la variable de Galton :

$$u = \frac{h_i - \overline{h}}{\sigma_h} \dots \dots \dots \text{III-26}$$

L’équation de la droite de Galton s’écrit comme suit :

$$h_i = \overline{h} + u\sigma_h \dots \dots \dots \text{III-27}$$

Les résultats de l’ajustement, par la loi de « GALTON » des pluies maximales journalières sont aussi obtenus par le logiciel **Hyfran** pour les différentes périodes de retour (tableau III-20).

Tableau III-20 : Résultats de l'ajustement

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	199	40.9	119-279
2000.0	0.9995	162	30.0	104-221
1000.0	0.9990	148	25.9	96.9-199
200.0	0.9950	116	17.6	81.3-150
100.0	0.9900	103	14.4	74.5-131
50.0	0.9800	90.4	11.6	67.6-113
20.0	0.9500	74.4	8.31	58.1-90.7
10.0	0.9000	62.6	6.15	50.6-74.7
5.0	0.8000	50.8	4.29	42.4-59.2

Avec : μ : 3.535462 , σ : 0.486443

Tableau III-21: Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GALTON.

Caractéristiques	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	0.00	16.0
Maximum	Aucun	91.0
Moyenne	38.2	38.2
Ecart-type	19.2	19.2
Médiane	34.1	35.0
Coefficient de variation (Cv)	0.502	0.504
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.63	1.09
Coefficient d'aplatissement (Ck)	8.09	3.15

Le tracé des droites est représenté par le graphique suivant comme le montre la figure III-12.

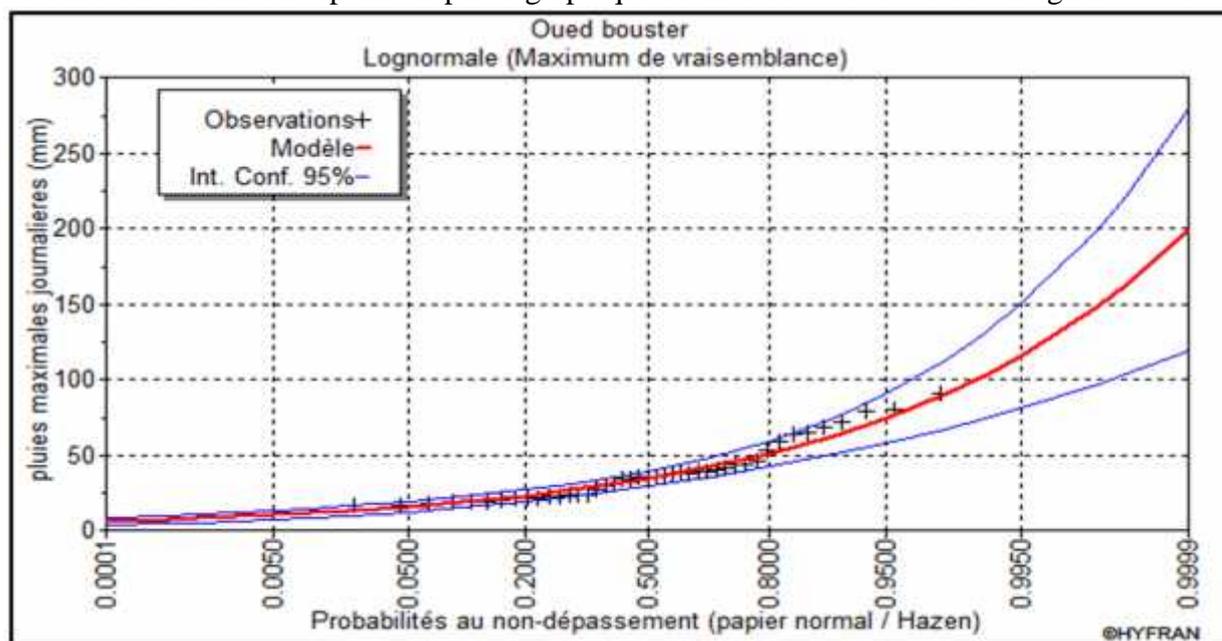


Figure III-12 : Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Galton.

➤ **Test d'adéquation**

Le test d'adéquation (ou d'ajustement) consiste à vérifier la compatibilité des données avec une distribution choisie a priori. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. L'un des tests le plus employé, est le test du Khi carré (χ^2). Il consiste à:

- calculer χ^2 calculé et le nombre de degré de liberté ;
- On détermine χ^2 théorique sur la table de Pearson

Avec : χ^2 théorique = f(,) ;

- La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$ si et seulement si :

χ^2 calculé < χ^2 théorique.....III-28.

A l'aide du logiciel HYFRAN on a obtenu les résultats suivant:

Tableau III-22-Résultats du test d'adéquation

Loi de distribution		χ^2 théorique	χ^2 calculé
Gumbel	6	12.592	15.84
Galton	6	12.592	9.12

D'après le tableau III-19, on voit que l'ajustement à la loi Gumbel n'est pas adéquat cependant l'ajustement à la loi Galton est adéquat.

Dans ce cas, cette loi sera exploitée pour l'extrapolation des pluies maximales journalières pour des fréquences rares et pour l'estimation du débit de projet telle que détaillé dans le tableau suivant :

Tableau III-23 : Les pluies maximales journalières fréquentielle

Période de retour (ans)	1000	200	100	50	20	10	5
Fréquence	0,999	0,995	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8
$P_{max,j,p\%}$ (mm)	148	116	103	90,4	74,4	62,6	50,8

III-4-4- Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

Pour la détermination des données pluviométriques des pluies de courte durée (averses) qui sont exprimées à travers les caractéristiques : Intensité -Durée -Fréquence, on a fait appel à la méthode générale La pluie d'une durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de MONTANA :

$$P_{C, P\%} = P_{m, P\%} \left(\frac{t}{2}\right)^b \dots\dots\dots\text{III-29}$$

Avec :

$P_{C, P\%}$: Pluie d'une courte durée (t) pour une fréquence voulue (mm) ;

$P_{max, P\%}$: Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm) ;

t : durée de la pluie (heures) ;

b : Exposant climatique (donnée **b=0.45**).

Intensité des pluies est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{P_{C, P\%}}{t} \dots\dots\dots\text{III-30}$$

Les résultats de calcul de $P_{C, P\%}$ et I (intensité) sont donnés dans le tableau III-24 et les courbes des intensités pour les différentes fréquences sont représentées par la Figure III-13.

Tableau III-24 : Pluies de courte durée et intensité de pluie pour différents fréquences

Période de retour	1000		200		100		50		20		10		5	
Fréquence	0,999		0,995		0,99		0,98		0,95		0,9		0,8	
P _{maxi,p%} (mm)	148		116		103		90,4		74,4		62,6		50,8	
Temps (h)	P _{Ct,P}	I												
0,5	25,9	51,8	20,3	40,6	18,0	36,1	15,8	31,7	13,0	26,1	11,0	21,9	8,9	17,8
1,0	35,4	35,4	27,8	27,8	24,6	24,6	21,6	21,6	17,8	17,8	15,0	15,0	12,2	12,2
1,5	42,5	28,3	33,3	22,2	29,6	19,7	26,0	17,3	21,4	14,2	18,0	12,0	14,6	9,7
2,0	48,4	24,2	37,9	19,0	33,7	16,8	29,5	14,8	24,3	12,2	20,5	10,2	16,6	8,3
3,0	58,1	19,4	45,5	15,2	40,4	13,5	35,5	11,8	29,2	9,7	24,6	8,2	19,9	6,6
4,0	66,1	16,5	51,8	12,9	46,0	11,5	40,4	10,1	33,2	8,3	28,0	7,0	22,7	5,7
5,0	73,1	14,6	57,3	11,5	50,8	10,2	44,6	8,9	36,7	7,3	30,9	6,2	25,1	5,0
6,0	79,3	13,2	62,2	10,4	55,2	9,2	48,4	8,1	39,9	6,6	33,5	5,6	27,2	4,5
7,0	85,0	12,1	66,6	9,5	59,2	8,5	51,9	7,4	42,7	6,1	36,0	5,1	29,2	4,2
8,0	90,3	11,3	70,8	8,8	62,8	7,9	55,1	6,9	45,4	5,7	38,2	4,8	31,0	3,9
9,0	95,2	10,6	74,6	8,3	66,2	7,4	58,1	6,5	47,9	5,3	40,3	4,5	32,7	3,6
10,0	99,8	10,0	78,2	7,8	69,5	6,9	61,0	6,1	50,2	5,0	42,2	4,2	34,3	3,4
11,0	104,2	9,5	81,7	7,4	72,5	6,6	63,6	5,8	52,4	4,8	44,1	4,0	35,8	3,3
12,0	108,3	9,0	84,9	7,1	75,4	6,3	66,2	5,5	54,5	4,5	45,8	3,8	37,2	3,1
13,0	112,3	8,6	88,0	6,8	78,2	6,0	68,6	5,3	56,5	4,3	47,5	3,7	38,6	3,0
14,0	116,1	8,3	91,0	6,5	80,8	5,8	70,9	5,1	58,4	4,2	49,1	3,5	39,9	2,8
15,0	119,8	8,0	93,9	6,3	83,4	5,6	73,2	4,9	60,2	4,0	50,7	3,4	41,1	2,7
16,0	123,3	7,7	96,7	6,0	85,8	5,4	75,3	4,7	62,0	3,9	52,2	3,3	42,3	2,6
17,0	126,7	7,5	99,3	5,8	88,2	5,2	77,4	4,6	63,7	3,7	53,6	3,2	43,5	2,6
18,0	130,0	7,2	101,9	5,7	90,5	5,0	79,4	4,4	65,4	3,6	55,0	3,1	44,6	2,5
19,0	133,2	7,0	104,4	5,5	92,7	4,9	81,4	4,3	67,0	3,5	56,4	3,0	45,7	2,4
20,0	136,3	6,8	106,9	5,3	94,9	4,7	83,3	4,2	68,5	3,4	57,7	2,9	46,8	2,3
21,0	139,4	6,6	109,2	5,2	97,0	4,6	85,1	4,1	70,1	3,3	58,9	2,8	47,8	2,3
22,0	142,3	6,5	111,5	5,1	99,0	4,5	86,9	4,0	71,5	3,3	60,2	2,7	48,8	2,2
23,0	145,2	6,3	113,8	4,9	101,0	4,4	88,7	3,9	73,0	3,2	61,4	2,7	49,8	2,2
24,0	148,0	6,2	116,0	4,8	103,0	4,3	90,4	3,8	74,4	3,1	62,6	2,6	50,8	2,1

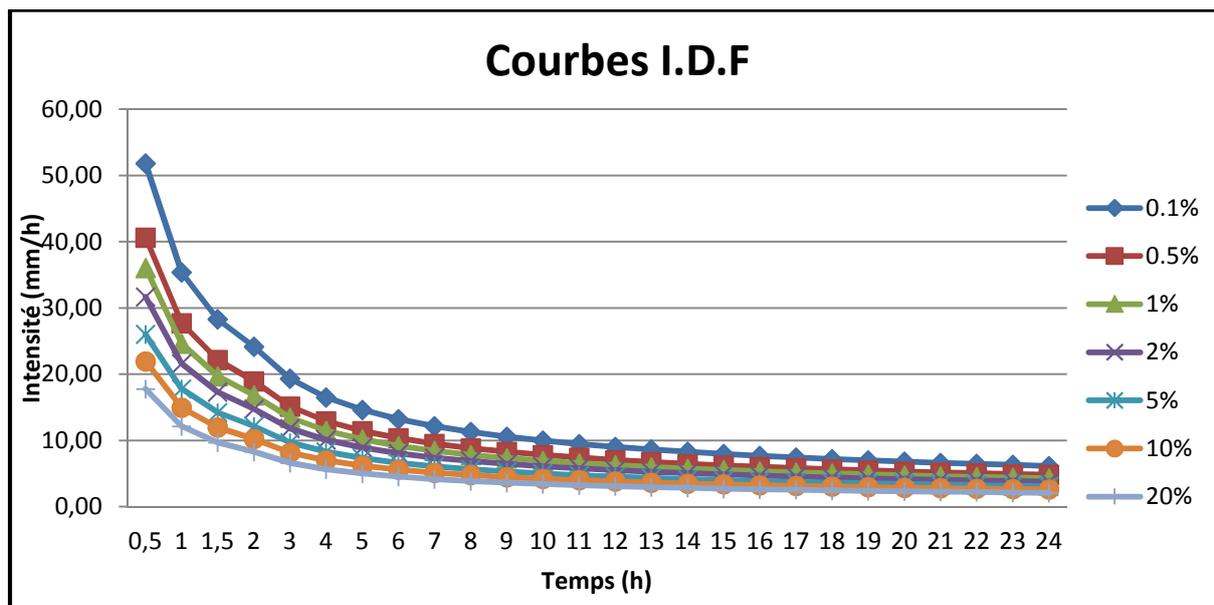


Figure III-13 : Courbes Intensités- Durées -Fréquences

III-5-Etude des apports

La construction d'un ouvrage de retenue d'eau, son dimensionnement, sa sécurité et sa bonne exploitation dépendent essentiellement de la précision de l'évaluation des différents apports liquides de l'oued. Ces retenues sont généralement destinées à assurer une régulation des ressources en eau. Elle se remplit en saison humide et se vident presque en saison sèche, d'où l'importance d'une étude détaillée que possible des apports annuels et des volumes maximaux ainsi que les apports solides.

III-5-1-Apport liquides

III-5-1-1-Estimation de l'apport moyen annuel (A₀)

Le dimensionnement des petits barrages se heurte fréquemment aux problèmes de disponibilité de données hydrométriques (absence de station hydrométriques sur le site de la futur retenue et aux environs immédiats), d'où l'estimation de l'apport moyen annuel est faite en moyennant les formules empiriques.

A) Formule de SAMIE (1956)

$$L_e = P_m^2 \times (2 - 2.2 \bar{S}) \dots \dots \dots \text{III-31}$$

Avec :

L_e : Lamme d'eau ruisselée interannuelle en mm ;

P_{moy} : Précipitations moyenne annuelle en m;

S: Surface du bassin versant en Km².

A.N : $L_e=32.27\text{mm}$

B) Formule de SOGREA H (1969)

Formule, établie en Algérie spécialement pour l'évaluation des apports des cours d'eau des petits bassins versants. Elle est donnée par la relation suivante :

$$L_e = 7 \times \left(\frac{P_m - 2}{1} \right)^{1.8} \dots\dots\dots\text{III-32}$$

Avec :

L_e : Lamme d'eau ruisselée annuelle en mm ;

P_{moy} : Précipitations moyenne annuelle en mm.

A.N : $L_e=7.75\text{mm}$

C) Formule d'ERRIH (1992)

$$L_e = 6.8 \times 1^{-0.8} \times P_m^{3.2} \dots\dots\dots\text{III-33}$$

Avec :

L_e : Lamme d'eau ruisselée interannuelle en mm ;

P_{moy} : Précipitations moyenne annuelle en mm;

A.N : $L_e=10.45\text{mm}$

D) Formule de l'A.N.R.H (1979)

$$A = 0.9 \times P_m^{2.6} \times S^{0.8} \dots\dots\dots\text{III-34}$$

Avec :

A : Apport liquide annuel (hm³) ;

P_{moy} : Précipitations moyennes annuelle en m ;

S : Surface du bassin versant en Km².

A.N : A=0.40Hm³ $L_e=32.83\text{mm}$

E) Formule de CHAUMONT(1959)

$$L_e = 6 \times P_m \times (1 - 1^x) \dots\dots\dots\text{III-36}$$

$$x = -0,36 \times P_{moy}^2$$

Avec :

L_e : Lamme d'eau ruisselée interannuelle en mm ;

P_{moy} : Précipitations moyenne annuelle en m.

A.N : $L_e=18.06\text{mm}$

Tableau III-25 : Récapitulatif des résultats

Formules	SAMIE	SOGREAH	ERRIH	I'A.N.R.H	CHAUMONT
L_e (mm)	32.27	7,75	10,45	32,83	18.06

Les résultats trouvés sont plus ou moins écartés les uns des autres, pour cette raison on va prendre en considération la formule de SAMIE qui est la plus utilisée en Algérie.

Alors,

$$A = L_e \times S \times 1 \dots\dots\dots\text{III-37}$$

Avec :

A : Apport annuel en (m³) ;

L_e : Lamme d'eau écoulee en mm ;

S : Superficie du bassin versant en km².

AN : $A=393209.95 \text{ m}^3$

III-5-1-2-Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel (A₀)

La répartition mensuelle de l'apport suit celle des pluies moyennes, c'est le rapport de la précipitation moyenne du mois sur la pluie annuelle.

Tableau III-26: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
P_{mens} (%)	4,87	8,09	13,27	11,01	11,81	15,86	12,45	11,51	8,46	1,73	0,42	0,53	100,0
A_{mens} (Mm ³)	0,019	0,032	0,052	0,043	0,046	0,062	0,049	0,045	0,033	0,007	0,002	0,002	0,39

III-5-1-3- Caractéristiques de l'écoulement

A) Module de l'écoulement :

Il est donné par : $M_e = A / T$ III-38

Avec : A : Apport moyen annuel en m³ ;

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

A.N : **$M_e=12.47$ l/s**

B) Module de l'écoulement relatif :

Il est donné par: $M_0 = M_e / S$III-39

Avec : M_e : Module de l'écoulement (l/s) ;

S : Superficie du bassin (Km²).

A.N : **$M_0=1.023$ l/s/Km²**

C) lame d'eau écoulée :

$L_e = A/S$III-40

Avec : A: Apport moyen annuel en m³ ;

S : Superficie du bassin (Km²).

Tiré précédemment par la formule de SAMIE :

$L_e= 32.27$ mm

D) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy}$ III-41

Avec : L_e : lame d'eau écoulée en mm ;

P_{moy} : pluie moyenne annuelle en mm.

$C_e=0.096=9.6\%$

III-5-1-4-Estimation du coefficient de variation

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

A) Formule de Kristky- Menkel (1957)

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots III-42$$

Avec : M_0 : module de l'écoulement relatif en l/s/Km² ;

S : surface du bassin versant en Km².

A.N : $C_v = 0.71$

B) Formule de Sokolovsky (1969)

$$C_v = a - 0.063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots III-43$$

Sachant que: $a = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0$

M_0 : Module spécifique du bassin versant en l/s/km² ;

S : Surface du bassin versant Km².

A.N : $C_v = 0.71$

C) Formule Algérienne de N. Padoun (1974)

Cette méthode convient aux conditions des oueds algériens.

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots III-44$$

K : coefficient de réduction, il est compris entre (0.25-1.00)

On prend : $K=0.8$

M_0 : module spécifique du bassin versant en l/s/km² ;

A.N : $C_v = 0.74$

D) Formule Ukgiprovodkhoz

Cette formule est basée sur les données de 21 petits oueds de l'Algérie du Nord.

$$C_v = 0.70 / M_0^{0.125} \dots\dots\dots III-45$$

M_0 : Module spécifique de l'apport moyen annuel en l/s.km².

A.N : $C_v = 0.70$

Vu que les 4 formules donnent des valeurs proches, on prend celle de **Sokolovsky** car c'est la plus utilisée en Algérie.

Donc, $C_v = 0.71$

III-5-1-4- Etude des apports annuels fréquents

Le dimensionnement des petits barrages se fait souvent pour une fréquence au dépassement de 80% soit un remplissage de 8 ans sur 10.

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est utilisée pour ajuster les apports annuels de fréquence donnée.

$$A_{80\%} = \frac{A}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{-u \sqrt{1 + C_v^2}} \dots\dots\dots \text{III-46}$$

Avec :

$A_{80\%}$: Apport fréquentiel (F=0.80) en m³;

u : Variable réduite de Gauss, qui est fonction de ($u_{80\%}=0.841$) ;

A : Apport moyen annuel en m³;

C_v : Coefficient de variation des apports.

A.N : $A_{80\%}=187341 \text{ m}^3$

Tableau III-27: Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel (80%)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
A (%)	4,87	8,09	13,27	11,01	11,81	15,86	12,45	11,51	8,46	1,73	0,42	0,53	100
$A_{80\%}$ (Mm ³)	0,009	0,015	0,025	0,021	0,022	0,03	0,023	0,022	0,016	0,003	0,001	0,001	0,19

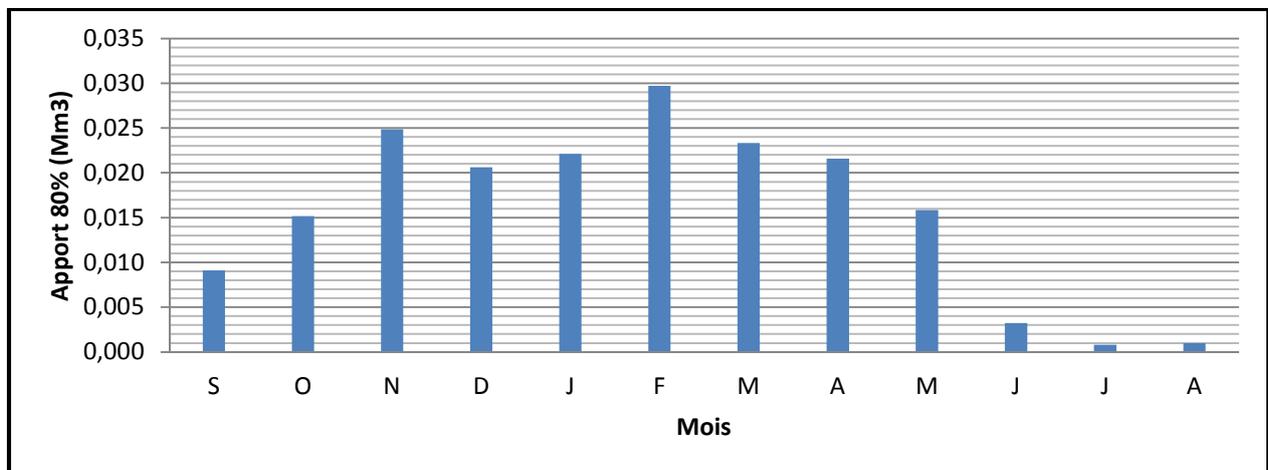


Figure III-14 : Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel (80%)

III-5-2-Apport solides

L'écoulement de sédiments est le composant solide du torrent qui coule par la voie. Le transport des solides est entamé avec les processus d'érosion qui se produisent dans les cours d'eau du bassin versant vers le courant hydrique. Du point de vue hydrologique, ce qui nous intéresse c'est l'écoulement qui afflue au réseau de drainage; lequel comprend à son tour, par rapport à la rivière et à la vallée d'inondation, l'érosion des berges, le transport par le courant et la déposition du matériau dans différents tronçons.

Pour la détermination du transport solide, nous avons utilisé les formules empiriques appliquées aux bassins versants de l'Algérie du Nord.

III-5-2-1-Estimation de l'érosion spécifique

A) Formule de TIXERONT

Elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit comme suit :

$$E_s = \alpha L_e^{0.1} \dots\dots\dots\text{III-47}$$

Avec :

E_s : L'érosion spécifique en t/Km².an ;

L_e : la lame écoulée en mm ;

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

A.N : $E_s = 589.37 \text{ t/Km}^2.\text{an}$

B) Formule de Fournier

$$E_s = \frac{1}{3} \times \left(\frac{P^2}{P_a}\right)^{2.6} \times \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.4} \dots\dots\dots\text{III-48}$$

Avec :

E_s : L'érosion spécifique en t/Km².an ;

P_a : Pluie moyenne annuelle en mm ;

P : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux ; (**$P = 53.36 \text{ mm}$**)

h : Altitude à 45 % ($H_{\max} - H_{\min}$);

S : Surface du bassin versant en Km² ;

A.N : $E_s = 445.28 \text{ t/Km}^2.\text{an}$

Conclusion

La formule de Tixeront est utilisée pour l'évaluation du taux de dégradation spécifique.

III-5-2-2-Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits, il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

A) Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple)

$$V_m = m \frac{E_s \times S \times T}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{III-50}$$

Avec :

E_s : L'érosion spécifique en t/Km².an ;

S : Surface du bassin versant Km² ;

T : Durée d'exploitation (**15 ans**),

γ_s : Densité de la vase (**1.6 t/m³**).

m : pourcentage d'alluvions restants dans le lac (**m=70%** Si l'on considère que 30 % des matériaux transitent à travers la digue par déversement).

A.N : **$V_m=47128.42 \text{ m}^3$**

B) Formule de TIXERONT (1960)

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.0 \div 1.1) \frac{Q_s \times T}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{III-51}$$

Avec :

Q_s : Le débit solide en t/an.

$Q_s = E_s \times S$.

γ_s : Poids spécifique de la vase humide (1,6 t/m³).

S : Superficie du bassin versant en Km².

A.N : **$V_m=57425.98 \text{ m}^3$**

Conclusion :

D'après les résultats trouvés on opte une valeur du volume mort égale à **47128.42 m³** (**Méthode liée à l'érosion spécifique**) Pour 15 ans d'exploitation.

III-6-La régularisation

La régularisation est l'élaboration et l'exécution d'un programme d'exploitation des ressources en eau, d'un système donné, ou bien d'un ensemble de systèmes fluviaux.

Cette mesure comprend le dimensionnement des ouvrages de mobilisation des ressources superficielles et de leurs exploitations.

L'étude de régularisation de la retenue projetée sur Oued Bouster a pour objectif de la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

✓ **La régularisation saisonnière :**

Elle est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

✓ **La régularisation interannuelle :**

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

Pour procéder à ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

- ✓ Les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- ✓ La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant de dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- ✓ Les besoins en eau des utilisateurs de différents secteurs.

III-6-1-Répartition mensuelle de l'apport 80%

Tableau III-28: Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel (80%)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
A (%)	4,87	8,09	13,27	11,01	11,81	15,86	12,45	11,51	8,46	1,73	0,42	0,53	100
A _{80%} (Mm ³)	0,009	0,015	0,025	0,021	0,022	0,03	0,023	0,022	0,016	0,003	0,001	0,001	0,19

III-6-2-Répartition mensuelle des besoins

Les valeurs des besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères sous forme de normes d'irrigation ont été ramenées de l'INA (Institut National d'Agronomie).

Tableau III-29 : Répartition mensuelle des besoins en eau

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Besoins en eau (m³/ha)	0	0	240	576	960	1080	1476	1350	210	102	6	0	6000
Besoins en eau (m³)	0	0	2060	3544	1240	20770	22819	22212.5	1477.5	1300.5	1076.5	0	76500

La surface irrigable par la retenue de l'Oued Bouster est de 12.75 ha.

III-6-3- Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»

Les courbes de niveau ont été établies avec une équidistance de 1m.

Pour le tracé de la courbe $S=f(h)$, nous avons calculé à l'aide du logiciel AutoCad 2008 les surfaces délimitées par les lignes de niveau et l'axe de la digue allant de la côte 592,00 m au fond jusqu'à la côte 610,00 m.

Après l'établissement du levé topographique du site et de la cuvette, le volume est calculé par la surface planimétrie multipliée par l'équidistance de la hauteur (1,00 m).

La surface moyenne :

$$S_m = \frac{(S_t + S_{t+1})}{2} \dots \dots \dots \text{III-53}$$

Le volume compris entre les surfaces partielles S_i et S_{i+1} est :

$$S_i : \frac{S_{i+1}}{S_i} = 1.5$$

$$V_{moy} = \frac{1}{3} \times (S_i + S_{i+1} + \sqrt{S_i \times S_{i+1}}) \times \Delta H \dots \dots \dots \text{III-54}$$

Sinon:

$$\Delta V = \frac{(S_i + S_{i+1})}{2} \times \Delta H \dots \dots \dots \text{III-55}$$

Avec :

H : Accroissement du niveau pris égale à 1,00 m.

La capacité de la retenue est le volume cumulé qui est égal à : $V_{cum} = V_i + V_{i+1}$

Tableau III-30: Courbe topographiques et volumétriques

	Côte (m)	h (m)	Surface Partielle (m ²)	Surface Moyenne (m ²)	Volume Partiel (m ³)	Volume Cumulé (m ³)
1	592		204,40			0,00
		1		517,54	482,37	
2	593		830,67			482,37
		1		1 105,43	1 093,87	
3	594		1 380,19			1 576,24
		1		1 759,94	1 746,12	
4	595		2 139,69			3 322,36
		1		2 669,89	2 652,17	
5	596		3 200,09			5 974,53
		1		3 860,25	3 860,25	
6	597		4 520,40			9 834,77
		1		5 160,74	5 160,74	
7	598		5 801,07			14 995,51
		1		6 684,49	6 684,49	
8	599		7 567,91			21 680,00
		1		8 275,59	8 275,59	
9	600		8 983,27			29 955,59
		1		9 574,61	9 574,61	
10	601		10 165,95			39 530,20
		1		10 765,06	10 765,06	
11	602		11 364,16			50 295,25
		1		12 132,97	12 132,97	
12	603		12 901,78			62 428,22
		1		13 702,46	13 702,46	
13	604		14 503,13			76 130,68
		1		15 782,30	15 782,30	
14	605		17 061,46			91 912,97
		1		18 006,32	18 006,32	
15	606		18 951,18			109 919,29
		1		20 098,16	20 098,16	
16	607		21 245,14			130 017,45
		1		21 826,20	21 826,20	
17	608		22 407,26			151 843,65
		1		23 486,58	23 486,58	
18	609		24 565,90			175 330,23
		1		25 563,01	25 563,01	
19	610		26 560,12			200 893,24

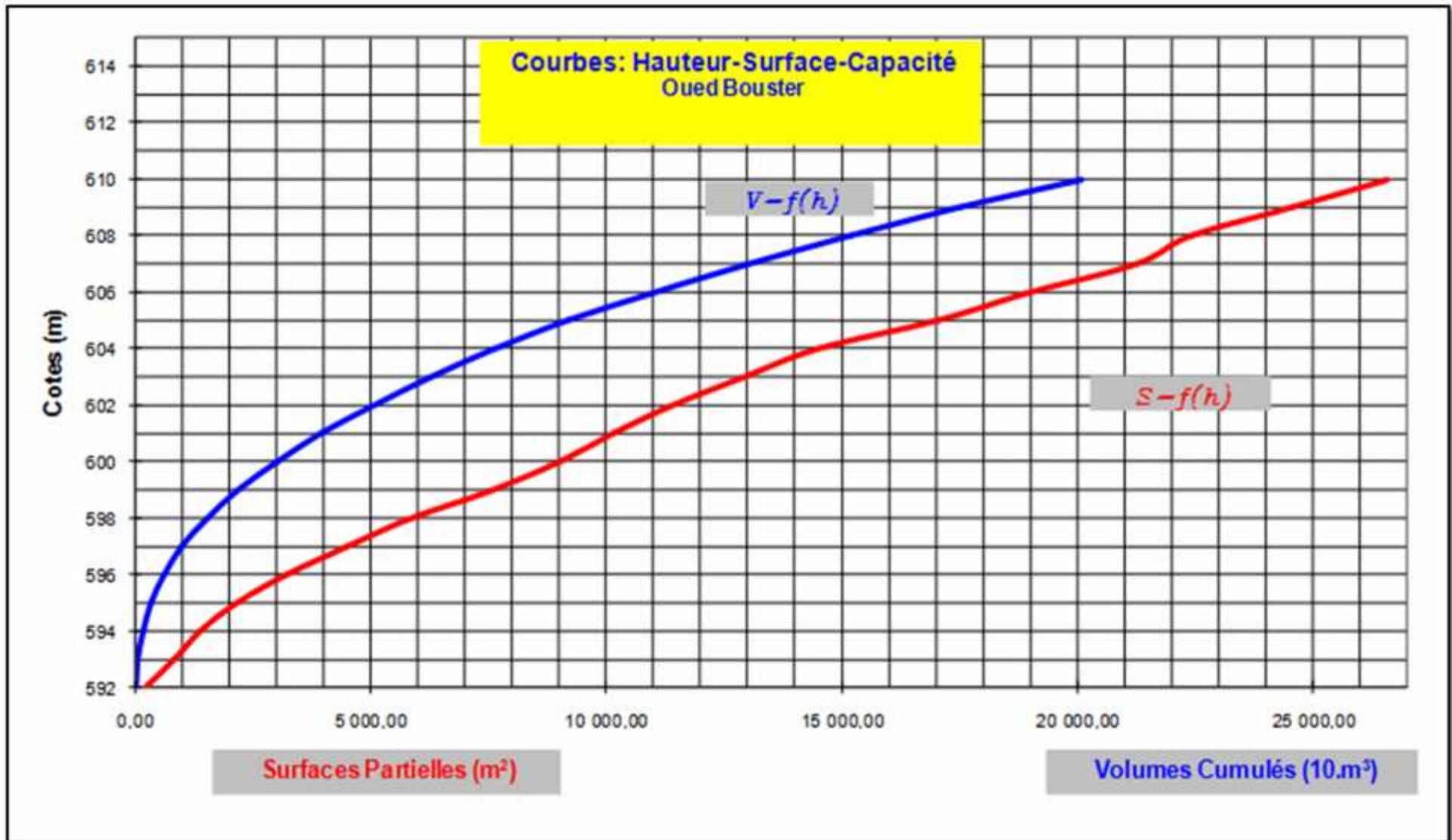


Figure III-15 : Courbes capacité -surface -hauteur

III-6-4-Calcul du volume utile

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

La régularisation ou la répartition de l'écoulement se fait en appliquant deux consignes : 1^{ère} et 2^{ème} consigne.

Donc le calcul du volume utile nécessite la connaissance du deux types de fonctionnement de la retenue :

✓ 1^{ère} consigne d'exploitation :

Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

✓ 2^{ème} Consigne d'exploitation :

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond.

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

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

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

➤ Procédé de calcul

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

La période à bonne hydraulité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois de mai.

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

III-6-4-1- Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau (III-31).

Tableau III-31 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A _{80%} (m3)	U _{80%} (m3)	A _{80%} -U _{80%} (m3)	1 ^{ere} consigne			2 ^{eme} consigne		
				V _{ri} (m3)	V _{ri} (m3)	S(m3)	V _{ri} (m3)	V _{ri} (m3)	S(m3)
Sep	9120,45	1477,5	7642,95	54771,37	47128,42	0,00	39485,47	47128,42	7642,95
Oct	15162,25	1300,5	13861,75		54771,37				
Nov	24851,96	1076,5	23775,46	68633,12	68633,12	0,00	33266,67	47128,42	13861,75
Dec	20621,47	0,0	20621,47	92408,58	92408,58	0,00	23352,96	47128,42	23775,46
Jan	22117,05	0,0	22117,05	113030,05	107912,53	5117,52	26506,95	47128,42	20621,47
Fev	29721,27	0,0	29721,27	130029,58	107912,53	22117,05	25011,37	47128,42	22117,05
Mars	23320,79	2060,0	21260,79	137633,80	107912,53	29721,27	24306,11	47128,42	22822,31
Avril	21568,16	3544,0	18024,16	129173,32	107912,53	21260,79	54027,38	54027,38	0,00
Mai	15840,20	1240,0	14600,20	125936,69	107912,53	18024,16	75288,17	75288,17	0,00
Juin	3236,24	20770,0	-17533,76	122512,73	107912,53	14600,20	93312,33	93312,33	0,00
Juil	788,00	22819,0	-22031,00	90378,77	90378,77	0,00	107912,53	107912,53	0,00
Oaut	993,15	22212,5	-21219,35	68347,77	68347,77	0,00	90378,77	90378,77	0,00
Total	187340,99	76500,0	110840,99	47128,42	47128,42	0,00	68347,77	68347,77	0,00
						110840,99	47128,42	47128,42	110840,99

Du Tableau (III-31) on a :

$$V_s = 171625.1 \text{ m}^3.$$

$$V_d = 60784.11 \text{ m}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ D'ou : $V_u = V_d$ Alors :

$$V_u = 60784.11 \text{ m}^3.$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m \dots \dots \dots \text{III-56}$$

Alors :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 60784.11 + 47128.42 = 107912.53 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{NNR}} = 0,108 \text{ Mm}^3.$$

III-6-4-2- Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a- Pertes par évaporation :

Le volume mensuel perdu par évaporation est donné par :

$$V_{ep} = E_v \cdot S_{moy} \dots \dots \dots \text{III-57}$$

Avec:

E_v : Evaporation mensuelle (mm) ;

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen, tirée de la courbe (capacité-hauteur).

b- Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{ii} = \frac{\delta V_m}{1} \dots \dots \dots \text{III-58}$$

Avec V_{moy} c'est le volume moyen donné par :

$$V_m = \frac{V_{r,i} + V_{r,i+1}}{2} \dots\dots\dots III-59$$

: Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

Tableau III-32 : valeurs de V_m en fonction des conditions hydrogéologique

Nature du sol	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	Année	Mois
		5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Pour notre bassin on prend $V_m = 1$ (notre bassin est de perméabilité faible à moyenne).

Tableau III-33 : Calcul des pertes dans la retenue

Mois	$V_{moy}(m^3)$	$S_{moy}(m^2)$	$E_v(mm)$	$V_{ep}(m^3)$	$V_{inf}(m^3)$	$=V_{ep} + V_{inf}(m^3)$
Sep	50949,90	11038,32	129	1423,94	509,50	1933,44
Oct	61702,25	12400,98	98	1215,30	617,02	1832,32
Nov	80520,85	14805,98	66	977,19	805,21	1782,40
Dec	102719,32	17786,76	50	889,34	1027,19	1916,53
Jan	121529,82	19867,58	47	933,78	1215,30	2149,07
Fev	133831,69	21039,43	53	1115,09	1338,32	2453,41
Mars	133403,56	21016,63	71	1492,18	1334,04	2826,22
Avril	127555,01	20555,28	82	1685,53	1275,55	2961,08
Mai	124224,71	20175,17	110	2219,27	1242,25	3461,52
Juin	106445,75	18177,84	136	2472,19	1064,46	3536,64
Juil	79363,27	14618,34	154	2251,22	793,63	3044,86
Aout	57738,10	11898,6	157	1868,08	577,38	2445,46

Tableau III-34 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A _{80%} (m ³)	U _{80%} (m ³)	π(m ³)	A-(U+π) (m ³)	1 ^{ere} consigne			2 ^{eme} consigne		
					V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S(m ³)	V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S(m ³)
Sep	9120,45	1477,5	1933,44	5709,51	52837,93	47128,42	0,00	41418,91	47128,42	5709,51
Oct	15162,25	1300,5	1832,32	12029,43		52837,93				
Nov	24851,96	1076,5	1782,40	21993,06	64867,36	64867,36	0,00	35098,99	47128,42	12029,43
Dec	20621,47	0,0	1916,53	18704,94	86860,42	86860,42	0,00	25135,36	47128,42	21993,06
Jan	22117,05	0,0	2149,07	19967,98	105565,35	105565,35	0,00	28423,48	47128,42	18704,94
Fev	29721,27	0,0	2453,41	27267,86	125533,33	116939,49	8593,84	27160,44	47128,42	19967,98
Mars	23320,79	2060,0	2826,22	18434,57	144207,35	116939,49	27267,86	45035,29	47128,42	2093,13
Avril	21568,16	3544,0	2961,08	15063,08	135374,06	116939,49	18434,57	72303,16	72303,16	0,00
Mai	15840,20	1240,0	3461,52	11138,68	132002,57	116939,49	15063,08	90737,73	90737,73	0,00
Juin	3236,24	20770,0	3536,64	-21070,40	128078,17	116939,49	11138,68	105800,81	105800,81	0,00
Juil	788,00	22819,0	3044,86	-25075,86	95869,09	95869,09	0,00	116939,49	116939,49	0,00
Oaut	993,15	22212,5	2445,46	-23664,81	70793,23	70793,23	0,00	95869,09	95869,09	0,00
Total	187340,99	76500,0	30343,0	80498,04	47128,42	47128,42	0,00	70793,23	70793,23	0,00
							80498,04	47128,42	47128,42	80498,04

Du Tableau (III-34) on a :

$$V'_s = 150309.11 \text{ m}^3.$$

$$V'_d = 69811.07 \text{ m}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V'_s > V'_d$ D'ou : $V'_u = V'_d$ Alors :

$$V'_u = 69811.07 \text{ m}^3.$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V'_{NNR} = V'_u + V_m = 69811.07 + 47128.42 = 116939.49 \text{ m}^3.$$

$$V'_{NNR} = 0,117 \text{ Mm}^3.$$

➤ **Estimation de l'erreur :**

Il faut vérifier la condition suivante $< 1\% \text{ à } 2\%$

Avec :

$$\epsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \dots\dots\dots \text{III-60}$$

A.N : =14.85%

La condition n'est pas vérifiée donc on doit refaire le calcul par des approximations jusqu'à ce qu'on trouve $< 2\%$

Tableau III-35 : Calcul des pertes dans la retenue (2^{eme} itération)

Mois	V _{moy} (m3)	S _{moy} (m2)	E _v (mm)	V _{ep} (m3)	V _{inf} (m3)	π=V _{ep} +V _{inf}
Sep	49990,77	10920,62	129	1408,76	499,91	1908,67
Oct	58917,30	12039,84	98	1179,90	589,17	1769,08
Nov	75797,92	14063,15	66	928,17	757,98	1686,15
Dec	95454,80	172853,93	50	8642,70	954,55	9597,24
Jan	113541,44	19184,98	47	901,69	1135,41	2037,11
Fev	133107,11	21094,73	53	1118,02	1331,07	2449,09
Mars	140813,43	21356,18	71	1516,29	1408,13	2924,42
Avril	136581,97	21031,79	82	1724,61	1365,82	3090,43
Mai	133251,67	20837,56	110	2292,13	1332,52	3624,65
Juin	115472,71	18777,48	136	2553,74	1154,73	3708,46
Juil	88390,23	15261,54	154	2350,28	883,90	3234,18
Aout	66765,06	12053,55	157	1892,41	667,65	2560,06

Tableau III-36 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2^{ème} itération)

Mois	A _{80%} (m ³)	U _{80%} (m ³)	π (m ³)	A-(U+π) (m ³)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
					Vrf(m ³)	Vri(m ³)	S(m ³)	Vrf(m ³)	Vri(m ³)	S(m ³)
Sep	9120,45	1477,5	1918,26	5724,69	52853,11	47128,42	0,00	41403,73	47128,42	5724,69
Oct	15162,25	1300,5	1796,93	12128,37		52853,11				
Nov	24851,96	1076,5	1733,38	21632,88	64981,48	64981,48	0,00	35000,05	47128,42	12128,37
Dec	20621,47	0,0	9669,89	17680,88	86614,36	86614,36	0,00	25495,54	47128,42	21632,88
Jan	22117,05	0,0	2142,58	18492,40	104295,24	104295,24	0,00	29447,54	47128,42	17680,88
Fev	29721,27	0,0	2527,06	26487,09	122787,64	107912,53	14875,11	28636,02	47128,42	18492,40
Mars	23320,79	2060,0	2940,59	21260,79	134399,62	107912,53	26487,09	27540,29	47128,42	19588,13
Avril	21568,16	3544,0	3090,43	18024,16	129173,32	107912,53	21260,79	54027,38	54027,38	0,00
Mai	15840,20	1240,0	3624,65	14600,20	125936,69	107912,53	18024,16	75288,17	75288,17	0,00
Juin	3236,24	20770,0	3708,46	-17533,76	122512,73	107912,53	14600,20	93312,33	93312,33	0,00
Juil	788,00	22819,0	3234,18	-22031,00	90378,77	90378,77	0,00	107912,53	107912,53	0,00
Oaut	993,15	22212,5	2560,06	-21219,35	68347,77	68347,77	0,00	90378,77	90378,77	0,00
Total	187340,99	76500,0	38946,46	95247,35	47128,42	47128,42	0,00	68347,77	68347,77	0,00
							95247,35	47128,42	47128,42	95247,35

Du Tableau (III-36) on a :

$$V''_s = 156031.46 \text{ m}^3.$$

$$V''_d = 60784.11 \text{ m}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V''_s > V''_d$ D'ou : $V''_u = V''_d$ Alors :

$$V''_u = 60784.11 \text{ m}^3.$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V''_{NNR} = V''_u + V_m = 60784.11 + 47128.42 = 107912.53 \text{ m}^3.$$

$$V''_{NNR} = 0,108 \text{ Mm}^3.$$

➤ **Estimation de l'erreur :**

Il faut vérifier la condition suivante $< 1\% \text{ à } 2\%$

Avec :

$$\epsilon = \frac{V''_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \dots\dots\dots \text{III-61}$$

A.N : =0%

La condition est vérifiée donc le volume normal de la retenue est de :

$V_{NNR} = 107912.53 \text{ m}^3$

Tableau III-37 : Récapitulatif des résultats

Désignation	Unité	Quantité
Volume mort	m^3	47128.42
Volume utile	m^3	60784.11
Volume total	m^3	107912.53
Quantité d'eau pour l'irrigation	m^3	76500.00
Cote V_M	m	601.71
Côte NNR	m	605.89
Norme d'irrigation	m^3/ha	6 000.00
Surface à irriguer	ha	12.75

III-7-Etude des crues

Dans les études hydrologiques des crues, le principal objectif est la détermination de la crue de conception, presque toujours est abordée en termes de probabilité (ce qui permet le calcul pour une certaine période de retour et pour une vie utile de ouvrages hydraulique).

La détermination de débit maximum probable d'une crue est d'une importance capitale pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en raison des effets destructifs que peut engendrer une averse de forte intensité.

Les paramètres définissant une crue sont :

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

III-7-1-Le débit maximum de la crue (débit de pointe)

Vu l'inexistence des données hydrométriques par manque de stations de jaugeage au niveau du bassin versant de l'Oued Bouster, nous avons utilisé des formules empiriques pour déterminer les débits.

A) Formule de Maillet et Gauthier (1905)

$$Q_{m, p\%} = Z \times K \times U \left(1 + A \times P \right) \frac{S}{L} \sqrt{1 + 4 \dots - U} \dots \dots \dots \text{III-62}$$

Avec :

- T : Période de retour en année,
- K et A : Coefficients topographiques 1 et 20,
- S : Superficie du bassin versant en Km²;
- L : Longueur du thalweg principale en Km;
- P : Précipitations moyennes annuelles en mm.

Tableau III-38 : Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier

Période de retour (ans)	10	20	50	100
Q _{max,p%} (m ³ /s)	64,89	74,20	84,96	92,27

B) Formule de Giandotti (1958)

$$Q_{m, p\%} = \frac{1 \times S \times P_{C, P\%} \sqrt{H_{\max} - H_{\min}}}{4 \bar{S} + 1.5} \dots\dots\dots \text{III-63}$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant en Km² ;

L: Longueur du talweg principal en Km ;

H_{max} : Altitude maximale du bassin versant en m ;

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant en m ;

P_{Ct,P %} : Pluie d'une courte durée au temps de concentration (t_c) pour une fréquence donnée en m, déterminée par la relation suivante :

$$P_{C, p\%} = P_{m, p\%} \left(\frac{t_c}{z}\right)^b \dots\dots\dots \text{III-64}$$

Tableau III - 39 : Résultats de calcul de la formule de GIANDOTTI

Période de retour (ans)	10	20	50	100
P _{ct,p%} (mm)	17,98	21,37	25,96	29,58
Q _{max,p%} (m ³ /s)	34,53	41,04	49,86	56,81

C) Formule de Turraza (1896)

Cette formule est fondée sur le principe qui indique que dans le cas d'une intensité constante, les pluies qui occasionnent le débit maximum d'un cours d'eau en un point considéré sont celle dont la durée est au moins égale au temps de concentration du bassin.

$$Q_{m, p\%} = \frac{C \times I_{tc} \times S}{3.6} \dots\dots\dots \text{III-65}$$

Avec :

S : Superficie du bassin en Km² ;

I_{tc} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm /h ;

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P.

Tableau III-40 : Résultats de calcul de la formule de Turraza

Période de retour (ans)	10	20	50	100
I _{tc} (mm/h)	11,98	14,24	17,31	19,72
C	0,55	0,6	0,65	0,7
Q _{max,p%} (m ³ /h)	22,30	28,92	38,08	46,72

D) Méthode fréquentielle (1978)

Etablie par R. Taibi (ANRH) pour les cours d'eau de l'Algérie du nord, cette méthode est donnée par la relation suivante :

$$Q_{m, p\%} = Q_m \times e^{0.8} \dots\dots\dots\text{III-66}$$

Le débit de pointe moyen annuel Q_{moy} est calculé par la relation de Bennie/Athkins :

$$Q_m = 0.0 \times S^{0.6} \times P_{m, p\%}^{1.2} \dots\dots\dots\text{III-67}$$

Avec:

$Q_{max, p\%}$: Débit maximum de crue à une fréquence ou période de retour donnée en m^3/s ;

$P_{jmax, p\%}$: Précipitations maximales journalières à une fréquence ou période de retour donnée en mm;

S : Superficie du bassin versant en km^2 ,

U: Variable réduite de Gauss.

Tableau III- 41 : Résultats de calcul de la méthode fréquentielle

Période de retour (ans)	10	20	50	100
u	1,28	1,64	2,05	2,32
P_{jmax, p%} (mm)	62,6	74,4	90,4	103
Q_{moy} (m³/s)	8,51	10,60	13,59	16,05
Q_{max, p%}(m³/s)	23,69	39,37	70,06	102,70

Le tableau (III-42) représente la récapitulation des différentes méthodes d'estimation des débits maximums de crue exprimés en m^3/s .

Tableau III- 42 : Récapitulation des différentes méthodes

Période de retour (ans)	10	20	50	100
Méthodes				
Maillet et Gauthier	64,89	74,20	84,96	92,27
Giandotti	34,53	41,04	49,86	56,81
Turazza	22,30	28,92	38,08	46,72
Méthode fréquentielle	23,69	39,37	70,06	102,70
Débit maximum fréquentiel Q_{max%} (m³/s)	36,35	45,88	60,74	74,62

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de **Maillet et Gauthier**, car c'est la plus proche de la moyenne.

III-7-2- Hydrogramme de crue (méthode de Sokolovsky)

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

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

Des méthodes plus ou moins empiriques ont été proposées pour la construction des hydrogrammes de crues.

La méthode de Sokolovsky assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques, l'une caractérisant la montée de la crue et qui s'écrit ($0 < t < t_m$) :

$$Q_m(t) = Q_{m, p\%} \times \left(\frac{t}{t_m}\right)^2 \dots\dots\dots III-68$$

L'autre caractérisant la décrue et s'écrit ($t_m < t < t_d$) :

$$Q_d(t) = Q_{m, p\%} \times \left(\frac{t_h - t}{t_d}\right)^3 \dots\dots\dots III-69$$

Avec:

$Q_{max,p\%}$: Débit maximum de crue (de pointe) en m^3/s ;

$Q_m(t)$: Débit instantané au moment t de la montée en m^3/s ;

$Q_d(t)$: Débit instantané au moment de la décente (décrue) en m^3/s ;

t_m : Temps de montée en heures ;

t_d : Temps de décente en heures ;

t_b : Temps de base en heures ;

On considère que :

$$t_m = t_c = 1.5h$$

$$t_d = t_m = 2 t_c = 3h$$

$$t_b = t_m + t_d = 4.5h$$

Ou : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Tableau III-43: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

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

Les résultats de l'hydrogramme de crue se résument dans le tableau (III-44).

Tableau III-44 : Les hydrogrammes de crues de différentes fréquences

Période de retour (ans)	10	20	50	100
$Q_{max,p\%}(m^3/s)$	64,89	74,20	84,96	92,27
Temps (h)	Q_{10%}	Q_{5%}	Q_{2%}	Q_{1%}
0,25	1,80	2,06	2,36	2,56
0,5	7,21	8,24	9,44	10,25
0,75	16,22	18,55	21,24	23,07
1	28,84	32,98	37,76	41,01
1,25	45,06	51,53	59,00	64,07
1,5	64,89	74,20	84,96	92,27
1,75	49,98	57,15	65,44	71,07
2	37,55	42,94	49,16	53,39
2,25	27,37	31,30	35,84	38,92
2,5	19,23	21,98	25,17	27,34
2,75	12,88	14,73	16,86	18,31
3	8,11	9,27	10,62	11,53
3,25	4,69	5,37	6,15	6,67
3,5	2,40	2,75	3,15	3,42
3,75	1,01	1,16	1,33	1,44
4	0,30	0,34	0,39	0,43
4,25	0,04	0,04	0,05	0,05
4,5	0,00	0,00	0,00	0,00

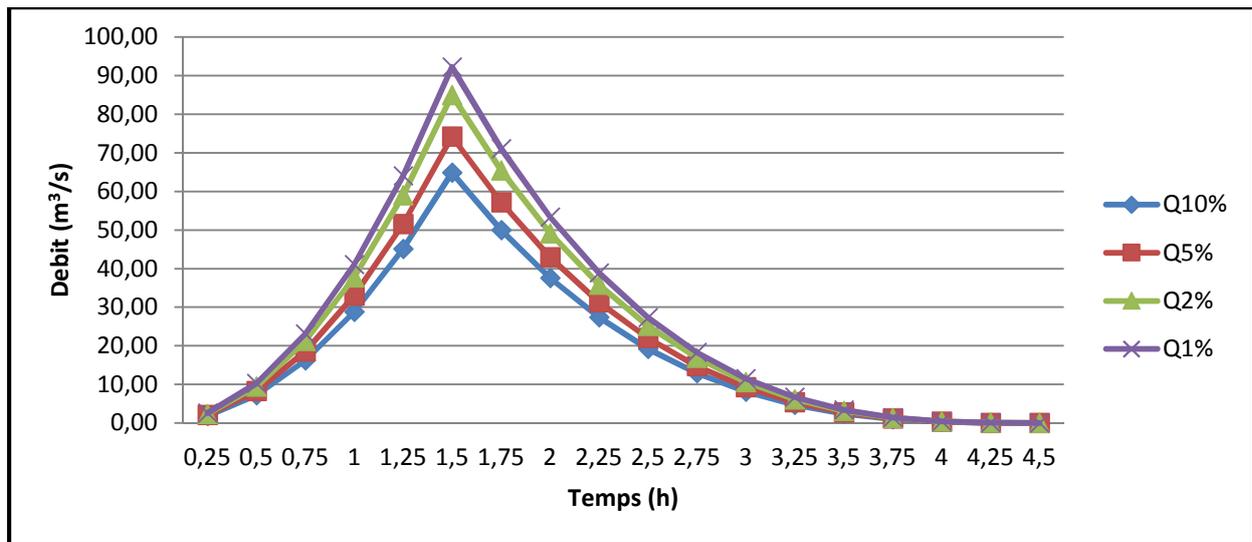


Figure III-16 : Les hydrogrammes de crues de différentes fréquences

III-7-3- Choix de fréquence de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l’ouvrage doit être capable d’évacuer .Le passage de cette crue doit se faire sans causer à l’ouvrage de dommage qui pourrait avoir des conséquences graves pour l’aval. En outre le laminage de la crue parla retenue ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l’amont.

Pour son estimation nous nous reportons aux recommandations de plusieurs comités (R.Rolley, 1977), on site :

- ✓ Le comité national australien des grands barrages (CNAGB)
- ✓ Le CEMAGREF (ex : C.T.G.R.E.F).

Recommandations du comité national Australien des grands barrages

Tableau III-45 : Crue de projet recommandée

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

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

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

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r .$$

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.

Lorsque :

- Le risque est faible (I_g = 1), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.
- Le risqué est moyen (I_g =2), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification ave la crue cinq centennale et parfois millénaire.
- Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau III-46 : Choix de la crue de projet

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	Q _{max(1%)+revanche}	Q _{max (1%) +revanche majorée avec vérification pour Q_{max (0.1%) et Q_{max (0.2%)}}}	Q _{max (0.1%)}

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen (I_g =2) et on opte pour la crue centennale :

D'où Q_{1%}=92,27 m³/s

III-8-Laminage des crues

On appelle laminage d'une crue la réduction du débit de pointe de son hydrogramme par des moyens naturels ou artificiels. Le laminage naturel a lieu le long du tronçon de rivière. Les forces de frottement du fond du canal et des berges causent une réduction de la pointe de l'hydrogramme.

L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme de crue entrant, de la capacité de l'évacuateur de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer la côte maximale du plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

Et enfin, les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur obtenue par le laminage ainsi que la lame d'eau qui sera déversées doivent être justifiée par une étude d'optimisation, Vu que le coût de l'évacuateur de crue est d'environ la moitié de celui du barrage.

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

$$Q = q + S \dots\dots\dots III-70$$

Avec :

Q : Le débit entrant de la crue;

q : Le débit déversé 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 :

$$Q - q = S \frac{d}{dt} \dots\dots\dots III-71$$

D'où :

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

Pour estimer le débit à évacuer par le déversoir, il existe plusieurs procédés de calcul, Pour notre étude, nous retenons la méthode de Kotcherine.

III-8-1-Méthode de Kotcherine

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

- ✓ L’hydrogramme de crue est considérée comme un triangle ou un trapèze ;
- ✓ Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire ;
- ✓ Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- ✓ Les pertes par infiltration et évaporation sont concéderait comme nulles au moment de la crue.

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

$$Q = m \sqrt{2} H_0^{3/2} \dots\dots\dots\text{III-72}$$

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

b: largeur du déversoir (m) ;

H₀: charge globale d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \alpha \frac{V_0^2}{2} \dots\dots\dots\text{III-73}$$

H:charge d'eau sur le déversoir.

V₀:vitesse d'écoulement dans le canal d'approche déterminée d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{avec} \quad S = b \times (H + P)$$

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe Q_{lam}= f (h) déterminée par la formule:

$$Q_{1a} = 0.8 \quad 1\% \left(1 - \frac{V_c}{V_c} \right) \dots\dots\dots\text{III-74}$$

Q_{1%}: débit maximum de crue considérée en m³/s.

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

V_{cr}: volume de la crue correspondant au Q_{1%}.

$$V_c = \frac{1}{2} Q_{1\%} \times t_b \dots\dots\dots\text{III-75}$$

t_b: temps global de la crue.

Tableau III-47: Données de base pour la méthode de Kotcherine

Données	Valeur	Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m ³ /s)	Surface (m ²)	Vitesse (m/s)	V _{forcé} (m ³)
g (m/s ²)	9,81	6	0,25	1,63	7,50	0,22	4791,41
	1	8	0,50	6,14	12,00	0,51	9803,39
Q1% (m ³ /s)	92,27	10	0,75	14,10	17,50	0,81	14840,49
V1% (m ³)	747387	12	1,00	26,05	24,00	1,09	19865,03
m	0,49	14	1,25	42,47	31,50	1,35	25128,99
P	1	16	1,50	63,80	40,00	1,59	30585,54
		18	1,75	90,44	49,50	1,83	36042,09
		20	2,00	122,78	60,00	2,05	41498,64

Tableau III-48 : Calcul de laminage de crue par la méthode de Kotcherine

H (m)	H ₀ (m)	V _{ch} (m ³)	Q _{lam} (m ³ /s)	Débit (m ³ /s)							
				b=6	b=8	b=10	b=12	b=14	b=16	b=18	b=20
0,25	0,25	4791,41	77,93	1,65	2,20	2,75	3,30	3,85	4,40	4,95	5,50
0,5	0,51	9803,39	77,40	4,79	6,39	7,98	9,58	11,18	12,77	14,37	15,97
0,75	0,78	14840,49	76,87	9,02	12,03	15,04	18,05	21,06	24,06	27,07	30,08
1	1,06	19865,03	76,34	14,21	18,95	23,69	28,43	33,16	37,90	42,64	47,38
1,25	1,34	25128,99	75,79	20,26	27,01	33,77	40,52	47,27	54,03	60,78	67,53
1,5	1,63	30585,54	75,22	27,09	36,12	45,15	54,18	63,21	72,25	81,28	90,31
1,75	1,92	36042,09	74,65	34,65	46,20	57,75	69,30	80,85	92,40	103,95	115,50
2	2,21	41498,64	74,07	42,88	57,18	71,47	85,77	100,06	114,36	128,65	142,95

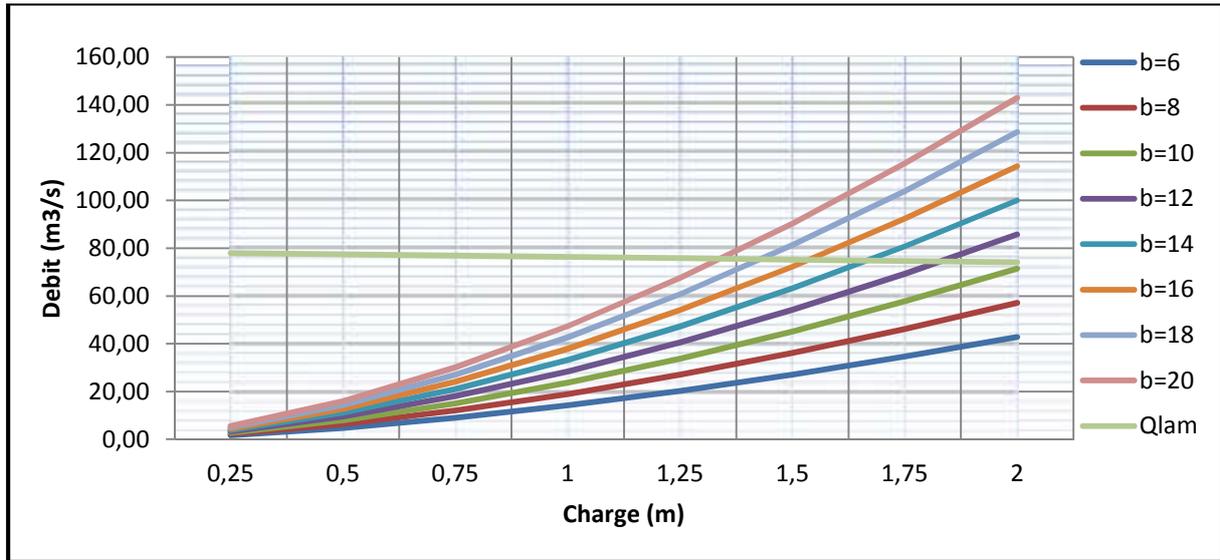


Figure III-17 : Laminage de crue de projet par la méthode de **Kotcherine**

Tableau III-49: Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE

b (m)	H (m)	NPHE (m)	V _{forcé} (m ³)	Q _{lam} (m ³ /s)
12	1,8	607,69	37133,4	74,47
14	1,7	607,59	34950,78	75,09
16	1,5	607,39	30585,54	75,14
18	1,4	607,29	28402,92	76,01
20	1,3	607,19	26220,3	75,59

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 du remblai et du béton pour chaque largeur du déversoir.

III-9- Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III-9-1-Calcul du coût de la digue

On calcule 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 :

$$V_d = \sum V_i \quad \text{avec} \quad V_i = \left(\frac{W_i + W_{i+1}}{2} \right) L_i \dots\dots\dots \text{III-76}$$

V_i : le volume du barrage à la cote i ;

W_i : Section transversale correspondante à la coupe i ;

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

Avec: $W_i = \frac{b_c + B_i}{2} H_i \dots\dots\dots \text{III-77}$

B_i : Largeur de base donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr}$ en m;

m_1, m_2 : Les fruits des talus (Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.5 et 2.5 mètre);

b_{cr} : Largeur en crête en m ;

H_i : Hauteur de la tranche au point i en m.

III-9-1-1- Calcul de la revanche

Le calcul de la revanche passe par la connaissance de la hauteur des vagues qui est en fonction du paramètre fetch conditionné par la vitesse du vent.

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

A) Formule de Mallet et Paquant :

$$R = h + \frac{v^2}{z} + S \dots\dots\dots \text{III-78}$$

Avec : $h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \bar{F}$ et $V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h \dots\dots\dots \text{III-79}$

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment à la direction du barrage appelée Fetch ($F=0.62Km$) ;

S : marge de sécurité on prend ($S=0,5m$) ;

A.N : R=1.46m.

B) Formule de Stevenson- Gaillard :

$$R = 0.7 + \frac{v^2}{z} \dots\dots\dots\text{III-80}$$

Avec :

$$H = 0.75 + 0.34 \bar{F} - 0.26^4 \bar{F} \quad (F < 18K) \quad \text{et} \quad V = 1.5 + 2H$$

A.N : **R=1.08m.**

C) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3 \bar{F} \dots\dots\dots\text{III-81}$$

A.N : **R=1.24m.**

L'U.S.B.R (United State Bureau of Reclamation) recommande pour un fetch < 1,6 Km, une revanche comprise entre 0,9 m et 1,5 m. Pour cela et d'après les résultats obtenus par les différentes formules on opte pour **R=1,2 m**

III-9-1-2- Calcul de la largeur en crête

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

A) Formule de Knapen

$$b_c = 1.6 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots\text{III-82}$$

B) Formule de E- F-Preece

$$b_c = 1.1\sqrt{H_b} + 1 \dots\dots\dots\text{III-83}$$

C) Formule Anonyme (simplifiée)

$$b_c = 3.6^3\sqrt{H_b} - 3 \dots\dots\dots\text{III-84}$$

H_b : Hauteur de la digue avec :

$$H_b = NNR-C_f + R + H_{dév} + T_1 + T_2 ;$$

T₁ : tassements affectant les sols de fondation en fin de construction (T₁=2.25cm).

T₂ : tassements affectant le corps de la digue après fin de construction (T₂ = 0.3 m).

Tableau III-50 : Les résultats de calcul

b (m)	H _d (m)	H _b (m)	Largeur en crête de la digue (m)			
			Formule de KNAPEN	Formule de PREECE	Formule simplifiée	b _{cr}
12	1,8	17,21	6,85	5,56	6,30	6,23
14	1,7	17,11	6,83	5,55	6,28	6,22
16	1,5	16,91	6,79	5,52	6,24	6,18
18	1,4	16,81	6,77	5,51	6,22	6,17
20	1,3	16,71	6,75	5,50	6,20	6,15

On opte pour une largeur en crête de **b_{cr} = 6 m**

III-9-1-3- Calcul du coût de la digue pour différentes largeurs déversantes

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

Procédé de calcul :

- ✓ Tracer le profil longitudinal du barrage et on va choisir des sections à travers le barrage ;
- ✓ On détermine la hauteur de la digue H_i connaissant la cote de crête et celle au pied du barrage ;
- ✓ Calcul de la largeur au pied du barrage B_i au droit de la section ;
- ✓ Calcul de la section W_i et W_{i+1} ;
- ✓ Calcul du volume total du barrage V_{digue}.

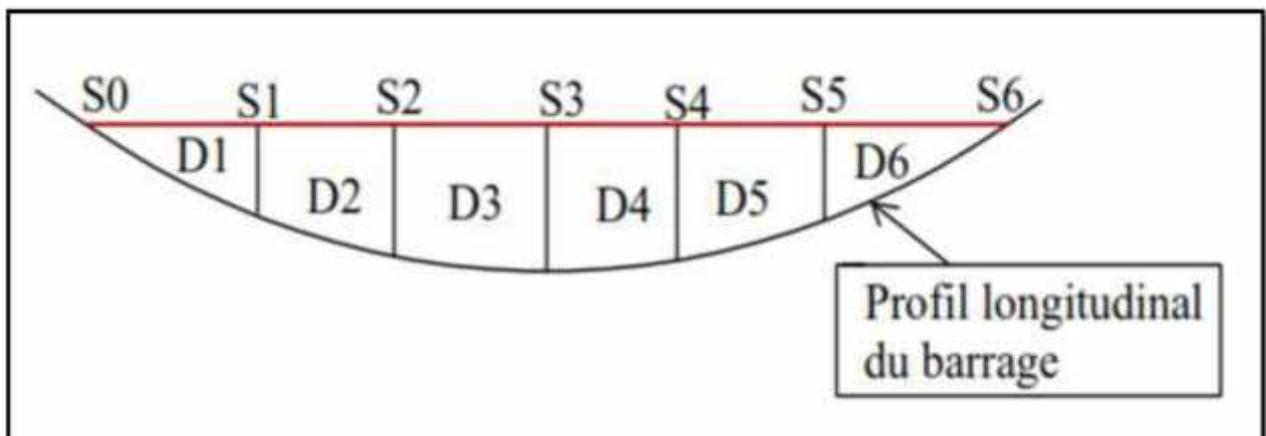


Figure III-18 : Principe de calcul du volume d'un barrage

Tableau III-51 : Exemple de calcul du volume de la digue pour (b=20m)

Digue (b=20m et ha=1,3m)						
Coupe	H _i	B _i	W _i	W _{i+1}	L _i	V _i
1	0	6	0	677,03	16	5416,20
2	15,3	82,5	677,03	798,32	14	10327,42
3	16,71	89,55	798,32	727,43	13	9917,34
4	15,9	85,5	727,43	432,00	12	6956,55
5	12	66	432,00	0,00	12	2592,00
6	0	6	0,00			
Total					67	35209,51

Le prix du mètre cube de remblai est estimé **800 DA**.

Tableau III- 52 : Coût de la digue pour différents largeurs déversantes

b (m)	H _d (m)	V _{digue} (m ³)	Coût digue (DA)
12	1,8	30898,91	24719125,96
14	1,7	31069,87	24855899,60
16	1,5	33590,02	26872019,60
18	1,4	34218,23	27374581,73
20	1,3	35209,51	28167608,70

III-9-2-Calcul du coût de l'évacuateur de crue

Pour ce calcul, on tient compte des coûts du déversoir et du coursier, vu que le chenal d'écoulement et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

III-9-2-1-Coût du déversoir

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par.

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H} \right)^n \dots\dots\dots\text{III-85}$$

Avec K=2,127 et n=1,85

Donc : $Y = 0.47 \frac{X^{1.85}}{H^{0.85}}$

Avec :

H : Charge sur le seuil en m ;

Y : Ordonnée du profil en m ;

X : Abscisse du profil en m ;

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc: $V_{dev} = S.b$.

Avec :

S : section transversale du profil en m^2 ;

b : largeur déversante en m.

Tableau III-53 : Coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

b(m)	H_{dev} (m)	S (m²)	V déversoir (m³)	Coût déversoir (DA)
12	1,8	4,08	48,96	1958400
14	1,7	4,27	59,78	2391200
16	1,5	4,71	75,36	3014400
18	1,4	4,98	89,64	3585600
20	1,3	5,29	105,80	4232000

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 40.000(DA). (Source : D.H.W Oran)

III-9-2-2- Coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d’assurer les bonnes conditions de l’écoulement. La longueur approximative du coursier est de 57 mètres (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_b = S_b \times L_c \dots\dots\dots III-86$$

L’épaisseur du radier et celle des murs bajoyers est égale à 0,5 mètre.

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_c = Q_{1a}^{0.4} \dots\dots\dots III-87$$

Tableau III-54 : Coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes

b (m)	H _d (m)	Q _{lam} (m ³ /s)	b coursier	S radier	H mur baj	S mur baj	S tot	V (m ³)	Cout (DA)
12	1,8	74,47	5,608	2,804	2,6	3,40	6,20	353,62	14144892
14	1,7	75,09	5,626	2,813	2,5	3,30	6,11	348,45	13938129
16	1,5	75,14	5,628	2,814	2,3	3,10	5,91	337,10	13483837
18	1,4	76,01	5,654	2,827	2,2	3,00	5,83	332,14	13285449
20	1,3	75,59	5,641	2,821	2,1	2,90	5,72	326,08	13043179

III-9-3-Le coût total

Le coût total (Digue+Evacuateur de crues) est donné ci-après :

Tableau III-55 : Coût Total de la retenue.

b (m)	H _d (m)	Coût digue (DA)	Coût évacuateur (deversoir+coursier)(DA)	Coût total(DA)
12	1,8	24719125,96	16103292	40822418,33
14	1,7	24855899,60	16329329	41185228,64
16	1,5	26872019,60	16498237	43370256,69
18	1,4	27374581,73	16871049	44245630,25
20	1,3	28167608,70	17275179	45442787,58

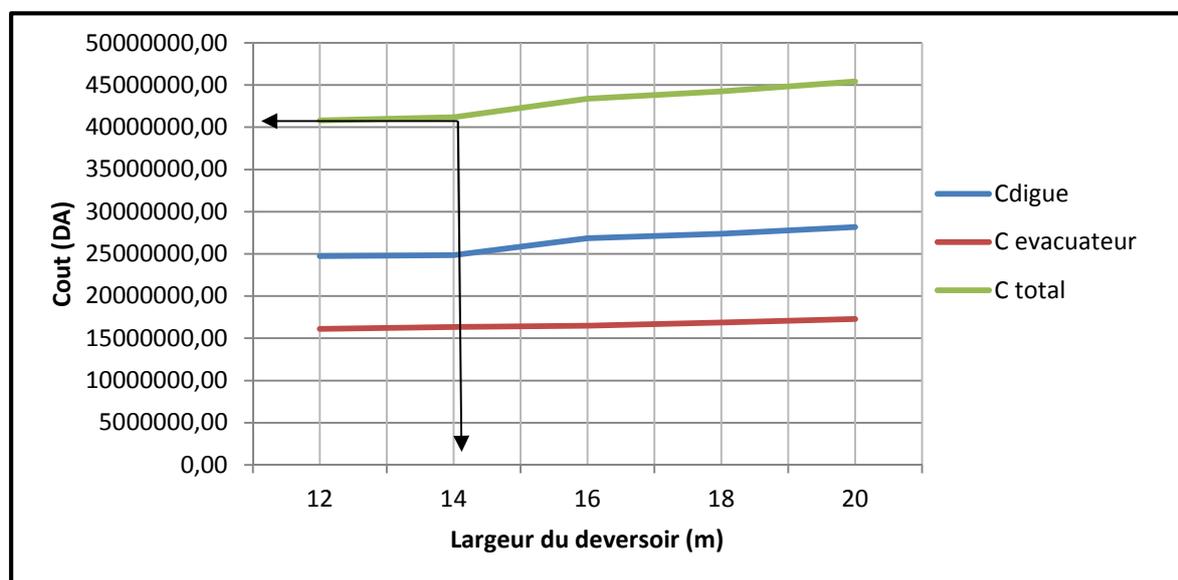


Figure III-19 : Courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation représentée par la **Figure III-19**, la largeur déversante optimale donnant le coût minimum est de **14 m** qui correspondant **h_{dév} = 1.7 m** et **Q = 75,09 m³/s** avec une hauteur de la digue **H_b = 17,11 m** à une cote de crête optimale de la digue de **609.11 m NGA**.

CONCLUSION

A la fin de ce chapitre on a déterminé tous les paramètres et les caractéristiques hydrologiques nécessaires (bassin versant, précipitation, crues ...) qui seront des éléments fondamentaux dans la conception du barrage ainsi que le coefficient de rentabilité tel que :

$$C_r = \frac{V_{tr}}{V_{re}} = 3.5$$

Ce coefficient permet de nous donner une idée sur la rentabilité de l'ouvrage, ce coefficient doit avoir une valeur supérieure ou égale 3.

Tableau III-56 : Caractéristiques techniques de la retenue

Paramètre	Valeur
Site de la retenue	Taфраoui
Bassin versant	Oued Bouster
Destination de la retenue	Irrigation
Bassin versant S_{bv}	12,185 Km ²
Périmètre du bassin versant P	17,21 Km
Longueur du thalweg principal L	8,09 Km
Apport moyen annuel A	393209.95 m ³
Apport fréquentiel $A_{80\%}$	187341 m ³
Débit max Q_{max} (pour une période de 100 ans)	92.27 m ³ /s
Côte du thalweg	592,00 m
Côte du niveau mort NVM	601.71 m
Côte du niveau normal de la retenue NNR	605.89m
La charge déversante H_d	1,7 m
Côte du niveau des plus hautes eaux NPHE	607.59 m
Côte Crête Digue	609.11 m
La revanche R	1.2 m
Volume mort V_{mort}	47128.42 m ³
Volume utile V_U	60784.11 m ³
Volume total de la retenue V_t	107912.53 m ³
Hauteur du barrage à partir du thalweg H_b	17.11 m
Largeur en crête b_{cr}	6 m
Capacité d'évacuation du déversoir Q_e	75.09 m ³ /s
Volume du remblai de la digue	31069.87 m ³
Le coefficient économique C_e	3,5

Chapitre IV :
Etude des variantes
de la digue

INTRODUCTION

La digue en terre et la digue à enrochement sont les deux types de variantes les plus largement employées dans la construction des retenues collinaires.

Afin de dégager la variante la plus appropriée, on se base sur la comparaison économique des variantes proposées susceptibles d'être projetées sur le site.

IV-1- Généralités

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

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

L'utilisation des digues en terre (ou en remblais) présente certaines avantages et inconvénients :

IV-1-1-Avantages des digues en terre

- ✓ Utilisation du sol comme matériau local pour la construction de la digue.
- ✓ Possibilité d'utiliser une gamme variée de la terre de la cuvette ou des rives.
- ✓ Possibilité de construire des digues pratiquement dans toutes les régions géographiques.
- ✓ Possibilité de construire la digue pour large gamme de hauteur des barrages.
- ✓ Tous les procédés de construction sont mécanisés.

IV-1-2- Inconvénients des digues en terre

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

IV-2-Le choix du site du barrage

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

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

- ✓ L'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau ;
- ✓ Tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement ;
- ✓ L'axe choisi doit avoir la longueur la plus courte possible.

IV-3-Le choix du type de barrage

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

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

En se basant sur ces exigences, on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

IV-4-les variantes à choisir

Sur la base de l'expérience de la construction mondiale hydrotechnique et l'expérience de la construction des barrages en Algérie et compte tenu des conditions géologiques et géotechniques de la fondation permettant d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui donne le choix entre les trois variantes :

- ✓ Barrage en terre homogène en argile.
- ✓ Barrage en enrochement zonée à noyau d'argile.
- ✓ Barrage en enrochement avec masque en béton.

A) Barrage homogène

Le barrage homogène est un barrage en remblai construit avec un matériau suffisamment étanche (argile, limon). C'est la technique la plus ancienne de barrages en remblais. La pente du talus sera différente selon la résistance du matériau choisi.



Figure IV-1 : Barrage homogène

B) Barrage à noyau

Le barrage à noyau argileux sépare les fonctions d'étanchéité et de résistance. Un matériau le plus étanche possible (argileux) compose le noyau et est entouré par des matériaux plus résistants mais moins étanches (enrochements ou alluvions). En plus de pouvoir construire une pente plus raide et donc d'économiser du matériau, un meilleur contrôle des écoulements qui percent le barrage.

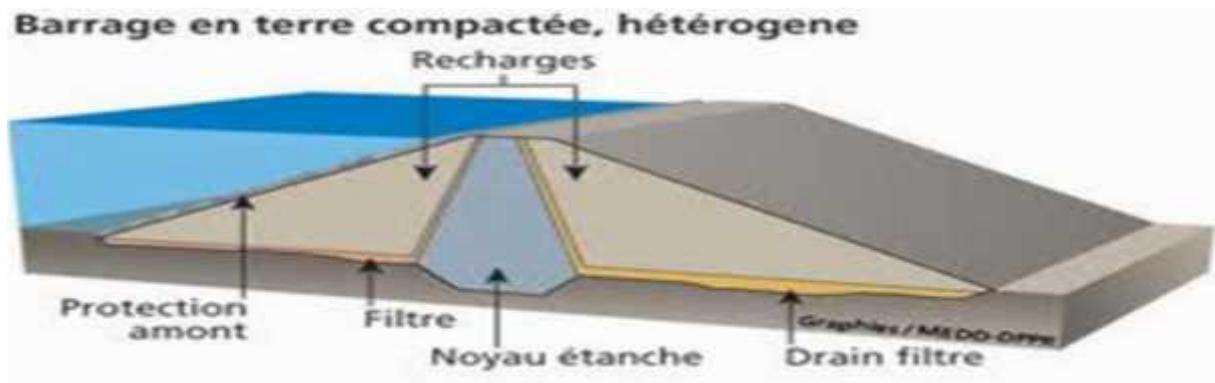


Figure IV-2 : Barrage à noyau

C) Barrage en enrochement avec masque en béton

Le barrage à masque est une technique plus récente consistant à placer un "masque" de béton ou d'un matériau plus souple (PVC) sur une base très solide d'enrochements, côté amont. Ce type de barrage se rencontre sur des sites où il n'y a pas de terre mais seulement de la roche.

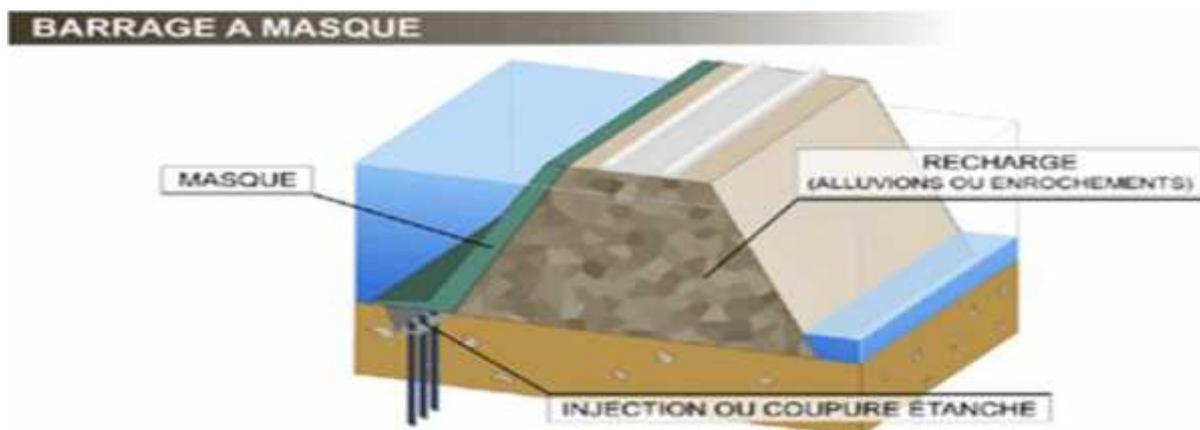


Figure IV-3 : Barrage à masque en béton

IV-5-Définition du profil général de la retenue

IV-5-1- Hauteur de la digue

La hauteur totale de la digue $H_b=17.11m$ est définie précédemment dans le chapitre hydrologie et donnée par la relation suivante :

$$H_b = NNR - C_f + R + H_{dév} + T_1 + T_2 \dots\dots\dots IV-1$$

Avec :

NNR : Côte du niveau normal de la retenue (NNR=605.89m) ;

C_f : Côte du thalweg ($C_f=592m$) ;

R : la revanche (R=1.2 m) ;

$H_{dév}$: La charge déversante ($H_d=1.7m$) ;

T_1 : tassements affectant les sols de fondation en fin de construction ($T_1=2.25cm$) ;

T_2 : tassements affectant le corps de la digue après fin de construction ($T_2 = 0.3 m$).

Donc la côte en crête : **609.11 m NGA.**

IV-5-2- La largeur en crête

A été déjà définie dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 : Les résultats de calcul de la largeur en crête de la digue

b (m)	H_d (m)	H_b (m)	Largeur en crête de la digue (m)			
			Formule de KNAPEN	Formule de PREECE	Formule simplifiée	b_{cr}
12	1,8	17,21	6,85	5,56	6,30	6,23
14	1,7	17,11	6,83	5,55	6,28	6,22
16	1,5	16,91	6,79	5,52	6,24	6,18
18	1,4	16,81	6,77	5,51	6,22	6,17
20	1,3	16,71	6,75	5,50	6,20	6,15

On opte pour une largeur en crête de **$b_{cr} = 6 m$**

IV-5-3- La longueur en crête

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à : **L=117.93m.**

IV-5-4- Pentés des talus

Les pentés des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, comme montre le tableau ci-après :

Tableau IV-2 : valeurs indicatives des fruits de talus

Hauteur du barrage	Type du barrage	Pentés des talus	
		Amont	Aval
10 à 20 m	- Homogène, granulométrie étendue.	1/2,5	1/2,5
	- Homogène, à fort pourcentage d'argile.	1/3,5	1/2,5
	- A zones.	1/3	1/3

D'après le tableau qui donne les pentés des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage. On opte pour :

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

Ce qui va être vérifié après avec le calcul de la stabilité.

IV-5-5- Les bermes

Pour des hauteurs dépassant les dix mètres de la digue on prévoit des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus. Les bermes sont de (2 – 4) mètres de largeur et de pente (2 à 3) %.

A) Talus amont

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposé une berme de largeur 3m à la côte 601.11m NGA.

B) Talus aval

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons une berme de largeur 3m à la côte 601.11m NGA.

IV-5-6- Revêtement de la crête et des talus de la digue

A) Protection de la crête :

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 40 cm d'épaisseur, afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage (en principe exceptionnel) d'un véhicule.

B) Le talus aval

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur à mesure des travaux de terrassement. On fait un enrochement de pierre d'épaisseur (0,4m).

Remarque :

On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, avoir des glissements d'argiles.

C) Le talus amont

Il sera protégé par un parement en Rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la méthode de « T. V.A. ».

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

1) Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority)

Cette méthode déterminée par la formule suivante :

$$e=C.V^2 \dots\dots\dots IV-2$$

Avec :

e : Epaisseur de l'enrochement en m ;

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard en m/s; sachant que $V=3,08$ m/s ;

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

La valeur de C est donnée par le tableau suivant :

Tableau IV-3 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_s

Pentes des talus	Valeurs de « c » pour différents poids spécifiques		
	$\gamma_s=2.5$	$\gamma_s=2.65$	$\gamma_s=2.8$
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 / 2.5	0.036	0.032	0.030
1 / 1	0.047	0.041	0.038

D'après le tableau $C=0.032$, donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0.30m$

Mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,4m

2) Deuxième 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 IV-4: Epaisseur de l'enrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	$D_{min}(m)$
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,70	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,80	0,45

Pour notre cas, $0,6 < H < 1,2$ m, $e = 0,40$ m, $D = 0,30$ m.

Conclusion :

En analysant les résultats obtenus que ce soit par la formule de T.V.A, ou avec l'abaque de l'US Army on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour le dimensionnement de la digue est **$e = 40$ cm** avec un diamètre moyen de **$d_m = 30$ cm**.

IV-5-7- Etanchéité du barrage

IV-5-7-1- Le noyau

Le noyau en matériaux argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité.

a) Dimensionnement du noyau

➤ **La hauteur du noyau**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots \dots \dots \text{IV-3}$$

Avec :

H_b : hauteur du barrage

H_n : hauteur du noyau

A.N : $H_n=16.11m$

➤ **La largeur en crête du noyau**

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

$$L_{c,n} = \frac{1}{6} H_n \dots\dots\dots IV-4$$

A.N : $L_{c,n}=2.8m$

➤ **Les fruits des talus**

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante :

$$\frac{H}{b_n} \leq I_{adm} \dots\dots\dots IV-5$$

Avec :

ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval; $\Delta H = H_1 - H_2$

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval, $H_2 = 0$.

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont, $H_1 = 13,89 m$.

b_{noy} : Largeur à la base du noyau en m ;

I_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Tableau IV-5 : Valeur d' I_{adm} en fonction du type d'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre retenue appartient à la IIIème classe alors, on prend $I_{adm}=1,80$

) Largeur moyenne en base du noyau

$$b_m = \frac{H}{I_{at}} = \frac{H_1}{I_{at}} \dots \dots \dots \text{IV-6}$$

A.N : $b_{moy}=8m$.

) Largeur en base du noyau

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{c,n} \dots \dots \dots \text{IV-7}$$

A.N : $L_b=13.2m$.

) Détermination des fruits des talus :

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{c,n} \dots \dots \dots \text{IV-8}$$

Alors, $m = \frac{L_b - L_{c,n}}{2H_n}$

On aura : $m=0.32$

➤ **La côte en crête du noyau**

$$NC_n = C_{fond} + H_n \dots \dots \dots \text{IV-9}$$

A.N : $NC_n=608.11m$ NGA.

IV-5-7-2- Les drains

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

A) Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)

➤ **Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots \dots \dots \text{IV-10}$$

Avec :

H_b : Hauteur de la retenue ($H_b= 17.11m$)

On prend $H_p = 0,15 H_b$, donc on aura : $H_p = 3.4 m$.

➤ **Fruit des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2) ; m_2 = (1,5 \div 2,5)$$

Donc, on prend : $m_1=1 ; m_2= 1.5$

➤ **Largeur au sommet :**

La largeur (b_p) est calculée comme suit :

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots \dots \dots \text{IV-11}$$

On prend $b_p = 1/3 H_p$; Ce qui donne : **$b_p = 1.1\text{m}$** .

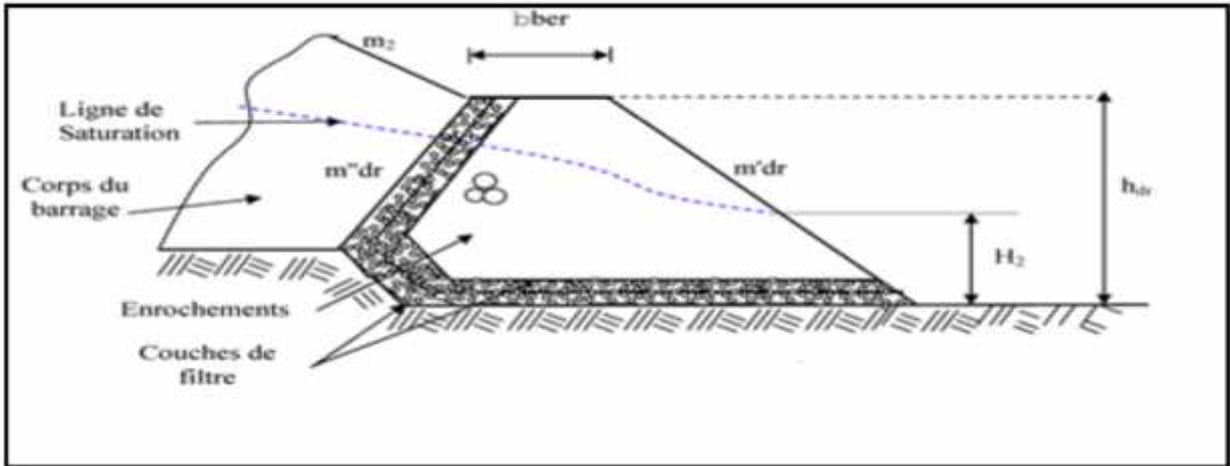


Figure IV-4 : Coupe d'un prisme de drainage.

B) Dimensionnement du drain tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, on dispose habituellement dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

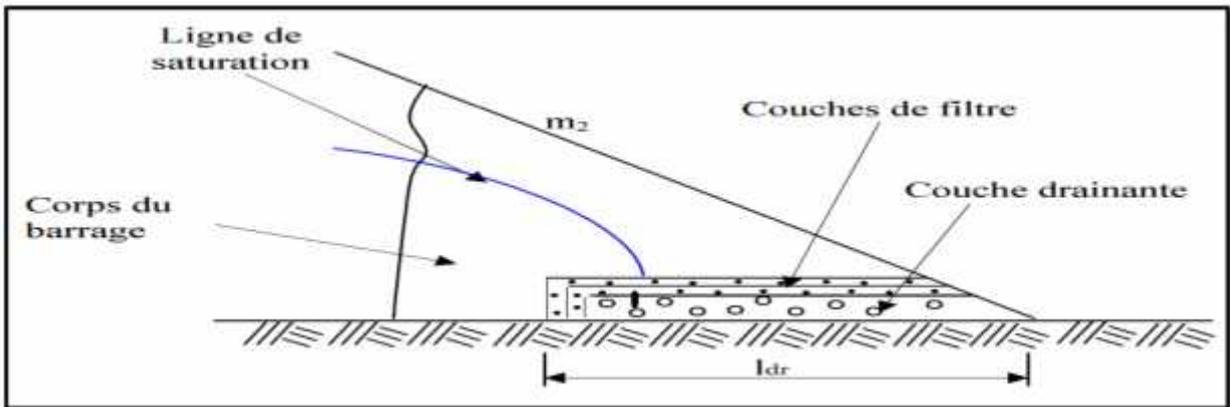


Figure IV-5 : Coupe d'un tapis de drainage.

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage, on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales d' $e=1\text{ m}$.

➤ **La longueur du drain tapis**

$$L_d = L_b/3 \dots \dots \dots \text{IV-12}$$

L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b=91.55m$).

A.N : $L_d=30.5m$.

C) Dimensionnement du drain vertical

Lorsqu'il y a de grands risques d'anisotropie, la seule solution valable est la projection d'un drainage vertical sous forme de bandes d'enrochements ou de graviers protégées de part et d'autre par des filtres de transition. L'eau d'infiltration est acheminée vers l'aval du barrage par un réseau de tuyaux parallèles ou par un drain tapis filtrant s'il faut drainer la fondation.

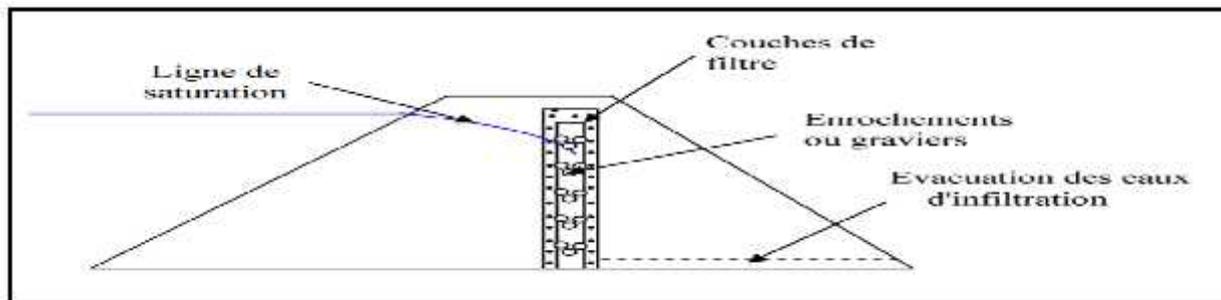


Figure IV-6 : Schéma d'un drain vertical.

La largeur minimale d'un tel drainage est de 1.00 mètre et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage, sa hauteur doit être supérieure à la hauteur normal de la retenue (NNR).

IV-5-7-3- Les Filtres

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

Les filtres sont constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fins des terres drainées.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établies par BERTRAM (Université de Harvard), basé sur les conditions de TERZAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'année et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD(1984).

➤ **Critères de conception**

$\frac{D_1}{d_g} \approx 4 \div 5$: Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard.

$\frac{D_1}{d_1} > 4 \div 5$: Condition de perméabilité.

$\frac{U_5}{d_5} < 25$: Condition de parallélisme des courbes granulométriques.

$\frac{U_6}{U_1} > 2$: Condition d'uniformité du filtre.

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

$$K=0.35(D_{15})^2$$

Ou : D_{15} en mm

K : obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

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

IV-5-8- Etanchéité de la fondation

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité du noyau en argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau imperméable. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3m (au niveau du lit de l'oued) et la pente des talus est $m = 1$.

IV-6- Calcul du volume des différents matériaux

Pour faire le choix de la variante à retenir, on doit procéder aux calculs des volumes des différentes variantes en ayant les prix unitaires des divers éléments.

Pour cela, on aura à procéder de la manière suivante :

-) On trace le profil longitudinal du barrage ;
-) On choisit des sections à travers le barrage ;
-) Sur chaque coupe, on détermine l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe i.

Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad \text{avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L_i \dots \dots \dots \text{IV-13}$$

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

IV-6-1- Barrage homogène en argile

La solution du barrage en terre homogène en argile c'est la variante (type 1) qui s'impose comme la plus économique mais il faut disposée de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai).

A) Recharge (argile)

Tableau IV-6 : Volume de recharge (Argile)

Coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	237,62	10	2376,20
2	475,24			
3	697,15	586,195	10	5861,95
4	710,5	703,825	10	7038,25
5	491,41	600,955	10	6009,55
6	287,96	389,685	10	3896,85
7	141,93	214,945	10	2149,45
8	0	70,965	10	709,65
				V=28041,90

B) Filtres et drains

Tableau IV-7 : Volume du sable

Coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	10,1	10	101,00
2	20,2	28,045	10	280,45
3	35,89	29,835	10	298,35
4	23,78	20,865	10	208,65
5	17,95	16,53	10	165,30
6	15,11	13,41	10	134,10
7	11,71	5,855	10	58,55
8	0			V=1246,40

Tableau IV-8 : Volume du gravier

Coupe	$S_i (m^2)$	$S_{moy}(m^2)$	$L_i (m)$	$V_i (m^3)$
1	0	14,495	10	144,95
2	28,99			
3	28,21	28,6	10	286,00
4	33,66	30,935	10	309,35
5	28,99	31,325	10	313,25
6	22,42	25,705	10	257,05
7	16,67	19,545	10	195,45
8	0	8,335	10	83,35
				V=1589,40

C) Protection en Rip – Rap (enrochement)

Tableau IV-9 : Volume du rip rap

Coupe	$S_i (m^2)$	$S_{moy} (m^2)$	$L_i (m)$	$V_i (m^3)$
1	0	18,635	10	186,35
2	37,27			
3	59,95	48,61	10	486,10
4	46,14	53,045	10	530,45
5	36,7	41,42	10	414,20
6	29,13	32,915	10	329,15
7	15,69	22,41	10	224,10
8	0	7,845	10	78,45
				V=2248,80

IV-6-2- Barrages à zones

Nous adoptons cette variante lorsque la quantité des matériaux de construction pour une digue homogène est insuffisante. Ce sont des digues formées essentiellement par un noyau en terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

A) Recharge

Tableau IV-10 : Volume de recharge

Coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	210,38	10	2103,80
2	420,76	506,755	10	5067,55
3	592,75	592,995	10	5929,95
4	593,24	499,57	10	4995,70
5	405,9	319,975	10	3199,75
6	234,05	174,365	10	1743,65
7	114,68	57,34	10	573,40
8	0			V=23613,80

B) Noyau

Tableau IV-11 : Volume du noyau

Coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	27,99	10	279,90
2	55,98	81,355	10	813,55
3	106,73	114,615	10	1146,15
4	122,5	104,875	10	1048,75
5	87,25	71,18	10	711,80
6	55,11	41,09	10	410,90
7	27,07	13,535	10	135,35
8	0			V=4546,40

C) Filtres et drains

Tableau IV-12 : Volume du sable

Coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	10,28	10	102,80
2	20,56			
3	29,64	25,1	10	251,00
		27,495	10	274,95
4	25,35	22,81	10	228,10
5	20,27			
6	16,11	18,19	10	181,90
		13,435	10	134,35
7	10,76	5,38	10	53,80
8	0			
				V=1226,90

Tableau IV-13 : Volume du gravier

Coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	15,035	10	150,35
2	30,07			
3	36,97	33,52	10	335,20
		35,87	10	358,70
4	34,77	32,085	10	320,85
5	29,4			
6	23,58	26,49	10	264,90
		19,785	10	197,85
7	15,99	7,995	10	79,95
8	0			
				V=1707,80

D) Protection en Rip – Rap (enrochement)

Tableau IV-14 : Volume du rip rap

Coupe	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	L _i (m)	V _i (m ³)	
1	0	17,16	10	171,60	
2	34,32				
3	54,96	44,64	10	446,40	
		47,35	10	473,50	
4	39,74	36,105	10	361,05	
					29,3
5	32,47	21,815	10	218,15	
					8,75
6	26,13	8,75	10	87,50	
7	17,5				
8	0				V=2051,20

IV-6-3- Barrage en enrochement avec masque en béton

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir une étanchéité artificielle (type 3). Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géomembrane et la paroi moulée.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivante :

e = 0.3+0.001*H IV-14

H : la hauteur de barrage

A.N : e = 0.32 m pour plus de sécurité on prend une épaisseur de 0.4m.

A) Recharge (enrochement)

Tableau IV-15 : Volume de recharge

Coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	263,69	10	2636,90
2	527,38	655,245	10	6552,45
3	783,11	777,305	10	7773,05
4	771,5	657,19	10	6571,90
5	542,88	435,69	10	4356,90
6	328,5	248,495	10	2484,95
7	168,49	84,245	10	842,45
8	0			V=31218,60

B) Protection avec masque en béton

Tableau IV-16 : Volume du béton

Coupe	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	L_i (m)	V_i (m ³)
1	0	9,69	10	96,90
2	19,38	20,235	10	202,35
3	21,09	21,36	10	213,60
4	21,63	19,93	10	199,30
5	18,23	16,17	10	161,70
6	14,11	11,855	10	118,55
7	9,6	4,8	10	48,00
8	0			V=1040,40

IV-7- L'estimation du coût des variantes

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV - 17 : Coûts des différentes variantes étudiées

Variante	Matériaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Totale (10 ⁶ DA)
Homogène	Recharge	m ³	28041,90	1000	28,04	42,08
	Rip rap	m ³	2248,80	1200	2,70	
	Sable	m ³	1246,40	4000	4,99	
	Gravier	m ³	1589,40	4000	6,36	
zonée	Recharge	m ³	23613,80	1000	23,61	42,36
	Noyau	m ³	4546,40	1000	4,55	
	Rip rap	m ³	2051,20	1200	2,46	
	Sable	m ³	1226,90	4000	4,91	
	Gravier	m ³	1707,80	4000	6,83	
En enrochement	Recharge	m ³	31218,60	1200	37,46	81,16
	Béton	m ³	1040,40	42000	43,70	

IV-8- Comparaison financière des trois variantes

D'après le tableau IV-17, il apparaît clairement que nous ne pouvons nous orienter que vers la 1ère variante car c'est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement en plus la disponibilité des matériaux de construction (principalement l'argile) en quantité et qualité, sur le gîte d'emprunt qui est situé a proximité de la cuvette.

CONCLUSION

Les trois variantes sont faisables mais on s'est penché vers la première variante (digue homogène) car on a les matériaux qu'il faut à moindre coût avec facilité de réalisation. Ce dernier remplit les conditions suivantes :

- Une imperméabilité suffisante ;
- Insoluble dans l'eau ;
- Une faible teneur en matière organique ;
- Ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- Une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche ;
- Economique....
- L'utilisation optimale des matériaux de la zone d'emprunt.

Chapitre V :
Etude détaillée de la
variante choisie

INTRODUCTION

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques très diverses, aux différences des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

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

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

V-1- Etude de la variante retenue

La variante la plus adéquate est la digue homogène avec un drain vertical, les résultats de calcul de son dimensionnement sont représentés dans le chapitre précédant de l'étude des variantes.

V-1-1-Définition du profil général du barrage

La digue de la retenue sur Oued Bouster est constituée de remblai homogène, avec une hauteur totale de 17,11m. La largeur en crête est de 6m et les pentes des talus amont et aval sont données successivement de (3 ; 2,5).

V-1-2-Conception de la digue

La digue de la retenue collinaire sur Oued Bouster est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles limoneuses.

La composition constructive sera comme suit :

- ✓ Fondation ancrée à 3 mètres pour éviter le niveau alluvionnaire ;
- ✓ Filtre horizontal (tapis drainant) avec un prisme aval ;
- ✓ Recharges argileuses mélangées avec des alluvions ;
- ✓ Revêtements sur les talus amont et aval de la digue.

Le niveau de la crête a été arrêté à la cote 609,11 m.NGA.

V-2- Calcul des filtres

V-2-1-Règles des filtres

L'exigence primordiale aux sols des filtres est qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du phénomène de Renard.

Condition 1 :

$$\frac{D_{50}}{d_{15}} \geq 0.3 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1+0.05\eta) \cdot \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots V-1$$

D'où :

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

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

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

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

Condition 2 :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots V-2$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

V-2-2-Détermination de la courbe granulométrique des filtres

En tenant compte des règles suivantes :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots V-3$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots V-4$$

Avec :

D_{50} : diamètre de filtre

D_{15} : diamètre du sol à protéger.

) Granulométrie de sol a protégé

$d_{15} = 0.0008 \text{mm}$

$d_{50} = 0.009 \text{mm}$

$d_{85} = 0.06 \text{mm}$

❖ La première couche de filtre est entre le Corps du barrage et la première couche de drain à des limites suivantes :

- $0.009 \text{mm} < D_{15} < 0.032 \text{mm}$
- $0.108 \text{mm} < D_{50} < 0.522 \text{mm}$

La courbe granulométrique moyenne est :

$D_{15} = 0.021\text{mm}$

$D_{50} = 0.325\text{mm}$

- ❖ La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$d_{15} = 0,0004 \text{ mm.}$

$d_{50} = 0,005 \text{ mm.}$

$d_{85} = 0,03 \text{ mm.}$

- $0.0048\text{mm} < D_{15} < 0.016\text{mm}$
- $0.06\text{mm} < D_{50} < 0.29\text{mm}$

D’où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$D_{50} = 0.18\text{mm}$

$D_{15} = 0.010\text{mm}$

Filtre N° 01 :

) **Vérification de l’absence de RENERD dans le sol des filtres :**

Pour qu’il n’y a pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_{50}}{D_{15}} \geq 0.3 \sqrt[6]{\eta} (1+0.05 \eta)^{\frac{n}{1-n}} \dots\dots\dots V-5$$

D’après la courbe granulométriques de F₁ :

$d_5 = 0.0011\text{mm} ; \quad d_{10} = 0.0010\text{mm}$

$d_{17} = 0.0018\text{mm} ; \quad d_{60} = 0.013\text{mm}$

AN : $\eta = \frac{D_{60}}{D_{15}} = 8.125$ coefficient d’hétérogénéité ;

$n = 0,4 - 0,1 \cdot \log \eta = 0.30;$

$\frac{D_{50}}{D_{15}} = 0.61 > 0.23$

La condition de est vérifiée donc il n’y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

) **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.0}{0.0} < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Filtre N° 02 :

) **Vérification de l'absence de RENERD dans le sol des filtres :**

Pour qu'il n'y ait pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_1} \geq 0.32 \sqrt[6]{(1+0.05)^{\frac{n}{1-n}}}$$

Avec :

$$D_5 / D_{17} = 0.54 > 0.47 \text{ pour } n = 0.36 \text{ et } = 13.76$$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD n'existe.

) **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_1}{d_8} = 0.36 < 4$$

La condition est vérifiée.

L'épaisseur minimale des couches des filtres inversés est donnée par :

t_{min} (5-7) D₈₅ V-6

Dans ce cas on prévoit un revêtement allégé d'un diamètre compris dans une fourchette (20-40) mm, pour une épaisseur de quelques centimètres. Il est à noter que l'épaisseur des couches du filtre dépend du mode d'exécution des travaux :

Pour les filtres édifiés à la main : t_{min} = 10cm

Pour les filtres édifiés à la machine : t_{min} = 20cm

Pour les filtres édifiés par remblayage à eau : t_{min} = 75cm

Conclusion

On prévoit :

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur 20 cm.
- La deuxième couche en gravier d'épaisseur 30 cm.
- L'enrochement (rip-rap) d'épaisseur = 40 cm.

V-3- Etude des infiltrations

V-3-1-Objectif de calcul d’infiltration

L’objectif de cette partie est de déterminer :

-) La zone submergée du corps de la digue.
-) Les pressions interstitielles.
-) Le tracé de la ligne de saturation.
-) Le débit de fuite à travers le corps de la digue et la fondation.

V-3-2-Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

-) Que le sol est homogène et isotrope, c'est à dire que la perméabilité horizontale est identique à la perméabilité verticale ;
-) Que la ligne phréatique suit la loi de la parabole de KOZENY ;
-) Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

V-3-3- Positionnement de la ligne de saturation

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l’appelle aussi « ligne phréatique ».Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, et elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d’eau du barrage.

Son tracé permet d’estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; La zone d’émergence de l’eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse. Il est indispensable d’établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l’intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l’équation est :

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

Tel que :

$$Y_0 = X \sqrt{H^2 \Gamma d^2} \dots\dots\dots V-8$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b (d =31.45m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b=44.68m (Déterminée graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont (h=13.89m).

On trouve $Y_0 = 2.93m$.

Donc l'équation est : $x = 0.17y^2 - 1.5$

La parabole coupe le plan d'eau en un point A. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celle ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

$$A = \frac{Y_0}{z} = \frac{1}{z} (\overline{h^2 + d^2} - d) \dots \dots \dots V-9$$

On trouve $A = 1.5$

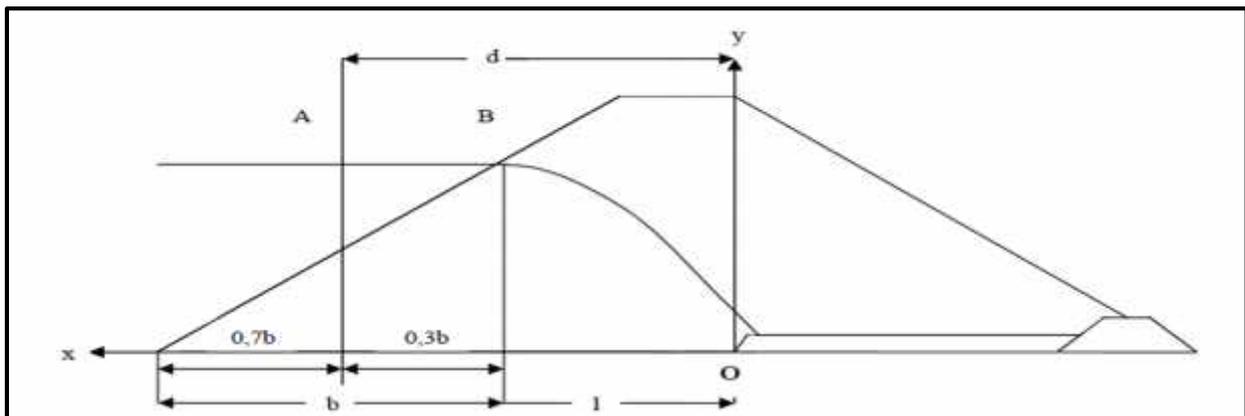


Figure V-1 : Positionnement de la ligne de saturation

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

Tableau V-3 : Coordonnées de la parabole de KOZENY :

Y(m)	0	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	13,89
X(m)	-1,50	-1,12	0,03	1,94	4,62	8,06	12,27	17,24	22,98	31,30

La ligne de saturation de la parabole de KOZENY est représentée dans la planche N° 07.

V-3-4- Calcul du débit de fuite par infiltration

a) Digue :

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le corps de la digue.

q = K.I.A V-10

Avec :

q : débit d'infiltration (m³ /s/ml);

I : gradient hydraulique ;

K : Coefficient de perméabilité de la digue. (K=10⁻¹⁰ m/s);

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{d}{a}$ et A = y.l

Donc :

q = K.y $\frac{d}{a}$ V-11

Avec : $y \frac{d}{a} = y_0$; (y₀=2.93m)

D'où: q =K.y₀ (m³/s/ml)

Le débit total à travers le barrage sera : Q= q.L

A.N :

$q = 10^{-10} * 2.93 = 2.93 * 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s/ml}$

Donc $Q_I = q.L = 2.93 * 10^{-10} * 117.93 = 3.45 * 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_I = 3.45 * 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$

b) Fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

q = K.I.A V-12

Avec :

K : Coefficient de perméabilité de la fondation. (K=3.10⁻⁸m/s)

I=He/L_b V-13

(H_e= charge de la retenue=13.89 mce, L_b= 103.75m L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. A=T.1 (T=3m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où q = K.I.T

A.N $q = 3.10^{-8} * \frac{1.8}{1.7} = 1,2. 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s/ml}$

Donc $Q_F = q.L = 1,2 \cdot 10^{-8} \cdot 117,93 = 1,42 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_F = 1,42 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

c) Débit total d'infiltration

$Q = Q_{F+} + Q_I = 3,45 \cdot 10^{-8} + 1,42 \cdot 10^{-6} = 1,45 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q = 1,45 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

V-3-5- Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{H}{\delta} < I_{adm} \dots \dots \dots V-14$$

Avec :

H : perte de charge dans le corps de la digue.

n : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau suivant :

Tableau V-4 : Classification des barrages :

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

Notre barrage appartient à la classe III

Tableau V-5 : Gradient admissible à travers le remblai terreux

Type de remblai	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

$I_{adm} = 1,8$

Donc: H=13.89 m; n=54.87 m; I = 0,25 I_{adm}

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

V-4-Etude de stabilité

V-4-1- Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols, les plus courantes sont celles de FELLENIUS, BISHOPB, SPENCER, JANBU. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

-) En raison des écoulements permanents à travers le remblai.
-) En conséquence des variations des contraintes résultantes de la construction d'une vidange rapide ou bien de séismes.

Plusieurs configurations doivent être analysées à savoir :

a) Fonctionnement normal (talus aval)

Le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités.

b) Fin de construction (talus aval et amont)

Pas encore d'action de la retenue mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées.

c) Vidange rapide (talus amont)

Après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont.

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont groupés dans le Tableau V-6.

Tableau V-6 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Spéciales (avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la classe III, les coefficients admissibles seront donc :

-) Sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,1$
-) Avec séisme : $K_{as,adm} = 1,1 - 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul le coefficient de sécurité sans et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus. La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de la digue par la méthode grapho-analytique consiste à la détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité et le moment des efforts de basculement (forces motrices) par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être inférieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} ».

V-4-2- Méthode de FELLENIUS

Cette méthode se base sur l'hypothèse que la surface de glissement BC (voir Figure IV.) est voisine de celle d'un arc de cercle supposé passant par le pied du talus C (arc de cercle de Fellenius). Elle consiste à décomposer le volume de sol limité par le contour ABC en tranches verticales de même épaisseur, l , et de chercher à établir une relation qui traduit son équilibre en supposant que les interactions entre les différentes tranches sont négligeables.

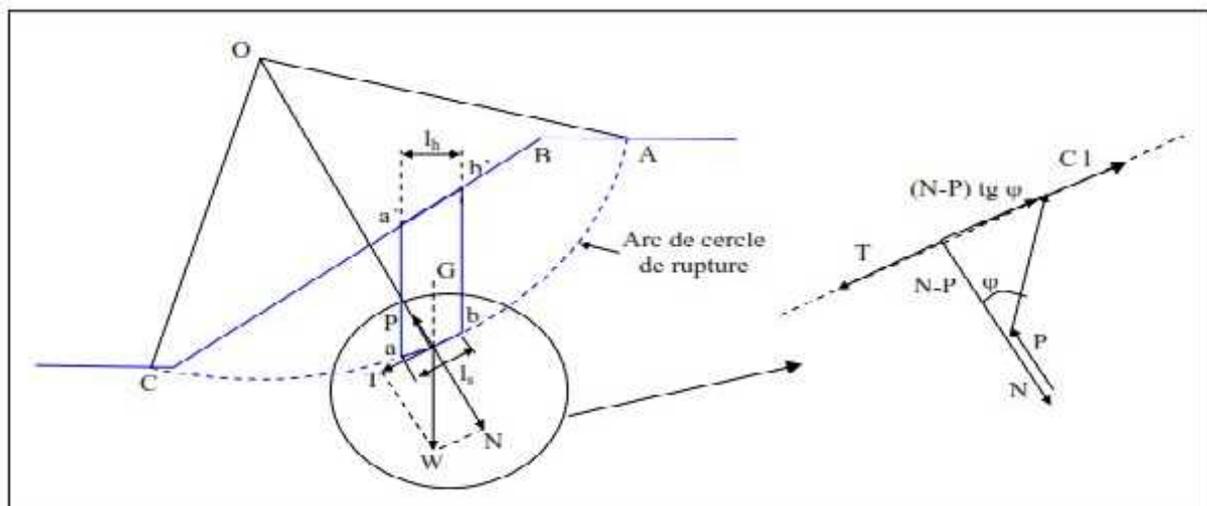


Figure V-2 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

V- 4-3- Ordre de calcul (Méthode des tranches)

- ✓ Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- ✓ Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- ✓ Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2

Avec :

$R_1 = K_1 H_b$ et $R_2 = K_2 H_b$.

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 17.11m$).

($K_1 - K_2$) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.V-7

Tableau V-7 : Les différentes valeurs de K_1 et K_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	17.11	39.35
Aval	2,5	0,875	2,025	14.97	34.65

- ✓ Le centre des rayons étant le point « B »
- ✓ L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

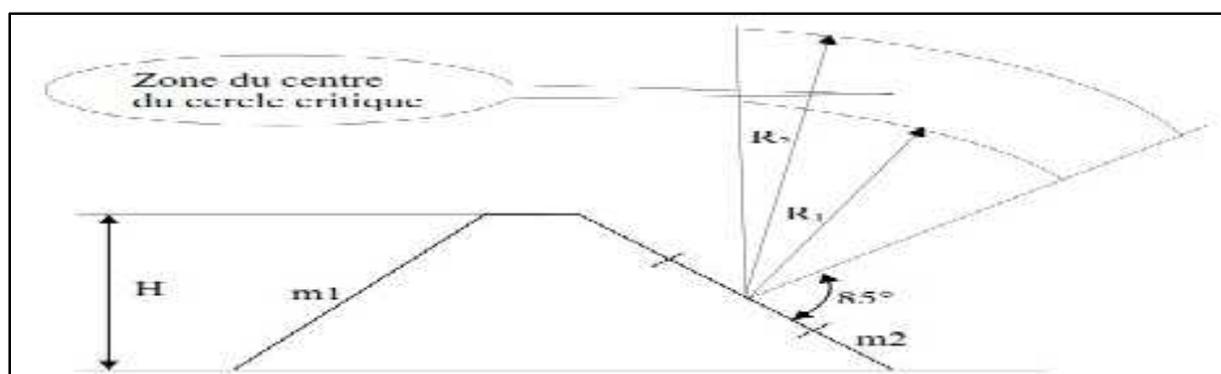


Figure V-3 : Zone du centre du cercle critique selon le principe de Fondeev

✓ On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

✓ Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

✓ Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

1. Composante normale (forces stabilisatrices) :

$N = G_n \cos \dots\dots\dots V-15$

2. Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$T = G_n \sin \dots\dots\dots V-16$

Avec :

: angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

$\sin r X \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$

$\text{Cos}r X \sqrt{1 - Z \text{Sin}^2 r}$

V- 4-4- Les caractéristiques géotechniques des sols

Elles sont représentées dans le tableau V-8 suivant

Tableau V-8 : Caractéristique géotechnique

Paramètres	Unité	argile	fondation
	degré	15	22
C	t/m3	3.4	1
sat	t/m3	1.99	-
d	t/m3	1.74	1.8

La densité déjàugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - w)$.

V-4-5-Calcul des forces appliquées à chaque tranche

a)-Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. Elle est donnée par la formule suivante :

$$G_n = b (\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 \cdot h_2 + \rho_3 \cdot h_3) \dots \dots \dots V-17$$

Avec :

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches.

ρ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

ρ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

ρ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

b)-Force de pression interstitielle

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots \dots \dots V-18$$

Avec :

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c)-Forces de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \dots \dots \dots V-19$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d)-Forces dues au séisme

$$T = a \cdot G_n \dots \dots \dots V-20$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V-4-6-Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices**

a. Force de frottement

$$F_1 = N_n \text{tg } \phi - U \text{dl tg } \phi \dots \dots \dots V-21$$

Avec :

: Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion

$$F_c = c \, dl \dots\dots\dots V-22$$

Avec : $dl = \frac{2f \cdot R \cdot B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \, dl) \, \text{tg} \, + c \, dl] \, R \dots\dots\dots V-23$$

➤ **Les forces motrices**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots V-24$$

V-4-7-Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient «K_s» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

a) Retenue pleine

$$K_s = \frac{(N_n - F_j) \, \text{tg} \, \varphi_1 + c_1 \, d}{G_n \, s \, \alpha_n} \quad K_{ac} \dots\dots\dots V-25$$

$$K_a = \frac{(N_n - F_j) \, \text{tg} \, \varphi_1 + c_1 \, d}{(1/R) \, G_n \, \alpha_n \, d \, n_1} \quad K_{ac} \dots\dots\dots V-26$$

Avec:

K_s : coefficient de sécurité sans séisme.

K_a : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction)

$$K_{ss} = \frac{N_n t g W \Gamma \quad CdL}{T_n} \dots\dots\dots V-27$$

$$K_{as} = \frac{N_n t g W \Gamma \quad CdL}{T_n \Gamma \frac{1}{R} \quad a G_n d_n} \dots\dots\dots V-28$$

c) Vidange rapide

$$K_s = \frac{N_n t \varphi_1 + C_1 d}{T_n} \quad K_{ac} \dots\dots\dots V-29$$

$$K_a = \frac{N_n t \varphi_1 + C_1 d}{T_n + (1/R) \quad G_n a n_1 d n_1} \quad K_{ac} \dots\dots\dots V-30$$

Le tableau V-9 représente les coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Tableau V-9 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		K _{ss}	K _{as}
Fin de construction	Talus aval		
	R1=31.23	3.32	1.88
	R2=27.08	1.78	1.10
	R3=26.80	2.43	1.38
Fonctionneent normale	Talus aval		
	R1=31.23	3.32	1.88
	R2=27.08	1.78	1.10
	R3=26.80	2.43	1.38
Vidange rapide	Talus amont		
	R1=40.38	2.66	1.87
	R2=35.21	2.90	1.90
	R3=33.93	3.33	1.63

CONCLUSION

On remarque d’après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre VI :
Etude des ouvrages
annexes

INTRODUCTION

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue sont :

-) L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
-) L'ouvrage de vidange de fond.
-) L'ouvrage de prise d'eau.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VI-1- L'évacuateur de crue

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux. Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.

VI-1-1-Différents types d'évacuateurs de crue

VI-1-1-1- Evacuateur de crues en puits (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

-) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s ;
-) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente ces inconvénients :

-) Problème de saturation (Débit supérieur à celui du dimensionnement, charriage) ;
-) Problème de vibration ;

-) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie) ;
-) Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien) ;
-) Dissipation au pied de la digue.

VI-1-1-2-Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement libre, son critère de choix est purement topographique. Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

VI-1-1-3- Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages suivants :

-) Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
-) Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

-) Le coût élevé.
-) La difficulté de modification.

VI-1-1-4- Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, une fois posé sur le corps du barrage, il représente les avantages suivants :

-) Aucune exigence topographique.
-) Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

-) L'amorçage et le désamorçage.
-) Entretien indispensable.
-) Débit faible à évacuer.
-) Dispositif sur le corps de la digue.

VI-1-2- Choix de l'évacuateur de crue

Près de la moitié des cas de destruction des barrages en terre provient des submersions dues à une insuffisance ou à une absence d'évacuateur de crue. Pour cela il faudra prendre plusieurs facteurs en considération :

Topographie :

L'oued présente des rives avec une pente plus ou moins douce alors que ce dernier se dirige vers la rive gauche en aval ainsi qu'il y a un talweg qui véhicule les eaux déversées vers ce dernier ce qui favorise l'implantation de l'axe de l'évacuateur de crues sur la rive gauche ceci va diminuer les travaux d'excavation ainsi que ces conditions nous permettent d'implanter un évacuateur latéral à entonnement frontal.

Géologie :

D'après les sondages implantés sur l'axe de la digue notamment sur la rive gauche de l'oued on remarque que la formation géologique de la droite rive pourra supporter un ouvrage en béton aussi qu'on remarque la présence des alluvions ainsi que l'absence des roches dans la fondation du barrage ce qui défavorise la réalisation d'un tunnel ou d'une galerie.

Fonctionnement :

Au contraire de l'évacuateur tulipe l'évacuateur à ciel ouvert ne représente aucun danger lors de l'évacuation en plus il est plus facile à entretenir.

Réalisation :

Dans notre cas le type le plus adapté du point de vue réalisation est l'évacuateur latéral.

Conclusion :

Le type d'évacuateur choisi est un évacuateur latéral à entonnement frontal.

VI-1-3- Dimensionnement de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

-) Un canal d'approche.
-) Un déversoir.
-) Un chenal.
-) Un convergeant.
-) Un coursier.
-) Un bassin de dissipation.
-) Un canal de restitution.

VI-1-3-1- Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments constituant l'évacuateur de crues

A) Canal d'approche

Le canal d'approche (**Le canal d'amenée**) est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

➤ **La vitesse d'approche**

$$V = \frac{Q}{(P+H)b} \dots\dots\dots VI-1$$

Avec :

P: la pelle (P=1 m).

H: la charge d'eau sur le déversoir H=1,7m.

$$H+ P =2.7m$$

b: largeur du déversoir (b=14m).

Q: débit évacué (Q=75.09m³/s).

A.N : **V=1.987 m/s.**

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s, V<V_{adm}, donc pas de risque d'érosion.

➤ **Longueur du canal d'approche**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à **9.5 m**.

B) Le déversoir

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H} \right)^n \dots\dots\dots VI-2$$

Avec K=2,127 et n=1,85

Donc : $Y = 0.47 \frac{X^{1.8}}{H^{0.8}}$

Avec :

H : Charge sur le seuil en m ;

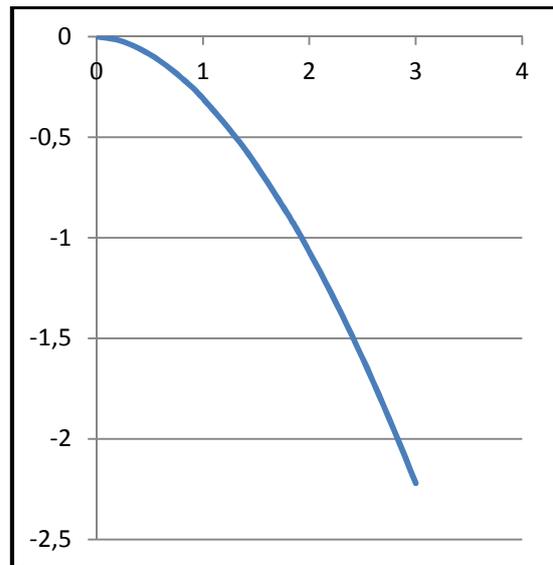
Y : Ordonnée du profil en m ;

X : Abscisse du profil en m ;

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

Tableau VI-1 : Coordonnées de la nappe déversante.

X	Y
0,00	0,00
0,20	0,02
0,40	0,06
0,60	0,12
0,80	0,21
1,00	0,31
1,40	0,56
1,80	0,89
2,00	1,07
2,20	1,27
2,40	1,49
2,60	1,72
2,80	1,96
3,00	2,22



FigureVI-1 : Profil du déversoir

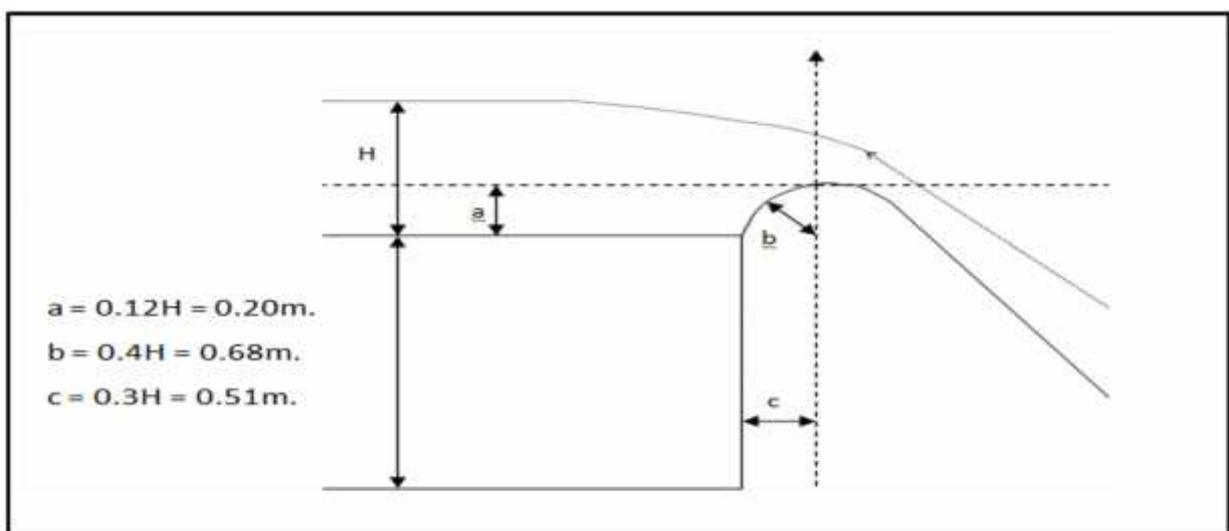


Figure VI-2 : Dimensions du déversoir

C) Chenal d'écoulement

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieur à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie elle est égale à **10.25m** et une pente de **0,1%**.

➤ **Calcul de la profondeur critique**

On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} \dots\dots\dots \text{VI-3}$$

Avec :

Q: débit à évacuer (Q= 75.09m³/s).

b: largeur du canal (b=14m).

g: l'accélération de pesanteur (g=9,81m²/s).

A.N : **$y_c=1.43m$**

➤ **Calcul de la profondeur normale**

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement est uniforme) se déduit de la formule de Manning.

$$Q = K.S. R^{2/3}.I^{1/2} \dots\dots\dots \text{VI-4}$$

Avec :

Q : le débit à évacuer en m³/s ;

S : section du chenal S= b.y_n

I : pente du chenal I=0,1 %.

K : coefficient de Manning-Strickler (K=1/n=71.43);

Tel que n : coefficient de rugosité n=0,014 (revêtement en béton).

R : rayon hydraulique R=S/P.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura une équation qu'on la résout avec la méthode itérative.

A.N : **$y_n=1.86m$**

➤ **Calcul de la pente critique**

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($y=y_c$).

$$I_c = \left[\frac{Q(b+Zy_c)^{\frac{2}{3}}}{k(b \times y_c)^{\frac{5}{3}}} \right]^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots VI-5$$

Avec :

I_c : la pente critique en m/m ;

Q : le débit à évacuer en m³/s ;

b : la largeur du chenal d'écoulement (b=14m) ;

y_c : la profondeur critique en m ;

K: coefficient de Manning-Strickler (K=71.43).

A.N : **$I_c=0.22\%$**

Conclusion :

$I_c = 0.22 \% > 0,1$ et $y_c = 1.43 \text{ m} < 1.86 \text{ m}$

$I < I_c$ et $h_n > h_c$ les deux conditions sont vérifier donc le régime est fluvial et on n'aura pas de formation de ressaut hydraulique.

D) Calcul du convergeant

Le convergeant est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement, et égale à celle du coursier dans sa partie terminale. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

➤ **Le largeur initiale (B_c) et finale (b_c)**

La largeur initiale doit toujours correspondre à la longueur totale du déversement ($b_d = B_c$) ;

La largeur finale (b_c) devra lier l'optimisation du coursier avec des recommandations de Sevchenko.

➤ **Longueur du convergeant (L_c)**

La longueur devra lier la disponibilité de l'espace topographique avec les recommandations de Sevchenko.

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

$L_c = 2,5 (B_c+b_c)$ VI-6

Ou :

B_C : est la largeur au plafond du bief amont ($B_C = 14$ m).

b_C : est la largeur au plafond de la section de contrôle ($b_C = 6$ m).

La longueur du convergent est de 20m.

Recommandations de Sevchenko pour le dimensionnement du convergent

Pour $0.39 < \frac{b_C}{B_C} < 0.87$ il faut que $8.5^\circ < \theta < 23^\circ$

Tel que : $\theta = \arctg \frac{B_C - b_C}{2L_C}$

A.N : $\frac{b_C}{B_C} = 0.43$ et $\theta = 11.3^\circ$ (La condition est vérifiée).

E) Le coursier

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section ou atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, sa largeur est égale à la largeur au plafond du bief aval du convergeant :

$b_C = 6$ m

➤ **La profondeur critique**

La section d'écoulement intermédiaire entre le convergent et le coursier est une section de contrôle.

Le tirant d'eau dans cette section est égal à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement du fluvial à l'écoulement torrentiel.

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique ($h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}$), on

aura :

$h_c = 2.52$ m

➤ **La pente critique**

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($y = y_c$).

$$I_c = \left[\frac{Q(b + Zy_c)^{\frac{2}{3}}}{k(b \times y_c)^{\frac{5}{3}}} \right]^2 \dots\dots\dots VI-7$$

Avec :

I_c : la pente critique en m/m ;

Q : le débit à évacuer en m^3/s ;

b : la largeur du chenal d'écoulement ($b=6m$) ;

y_c : la profondeur critique en m;

K : coefficient de Manning-Strickler ($K=71.43$).

A.N : $I_c=2.15\%$

➤ **Calcul de la profondeur normale**

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) ,se déduit de la formule de Manning.

$Q = K.S. R^{2/3}.I^{1/2}$ VI-8

Avec :

Q : le débit à évacuer en m^3/s ;

S : section du chenal $S= b.y_n$

I : pente du chenal $I=20 \%$.

K : coefficient de Manning-Strickler ($K=1/n=71.43$);

Tel que n : coefficient de rugosité $n=0,014$ (revêtement en béton).

R : rayon hydraulique $R=S/P$.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura une équation qu'on la résout avec la méthode itérative.

A.N : $y_n=0.614m$

On constate que $I_{cr}<I$ ($h_n< h_{cr}$) donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

➤ **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier**

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANAL21 ».

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 20m (le pas).

Les données de départ sont :

-) Largeur du canal $b=6\text{m}$.
-) Débit à évacuer : $Q=75.09\text{ m}^3/\text{s}$.
-) La pente du coursier : $I=20\%$
-) La longueur du coursier : $L=61\text{m}$.

Coefficient de Strickler (71.43).

Tableau VI-2: Les données de départ

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _n (m)	Y _c (m)	L (m)
66	71.43	0.2	0.614	2.52	61

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau VI-3 :

Tableau VI-3: Descriptif de la ligne d'eau

Section	Pas (m)	X (m)	Zf (m)	Y (m)	V (m/s)	F
Amont	0	0.00	604.780	2.510	4.986	1.005
1	20	12.20	602.340	1.292	9.688	2.721
2	40	24.40	599.900	1.058	11.829	3.672
3	60	36.60	597.460	0.933	13.421	4.437
4	80	48.80	595.020	0.852	14.684	5.079
Aval	100	61.00	592.580	0.804	14.802	5.622

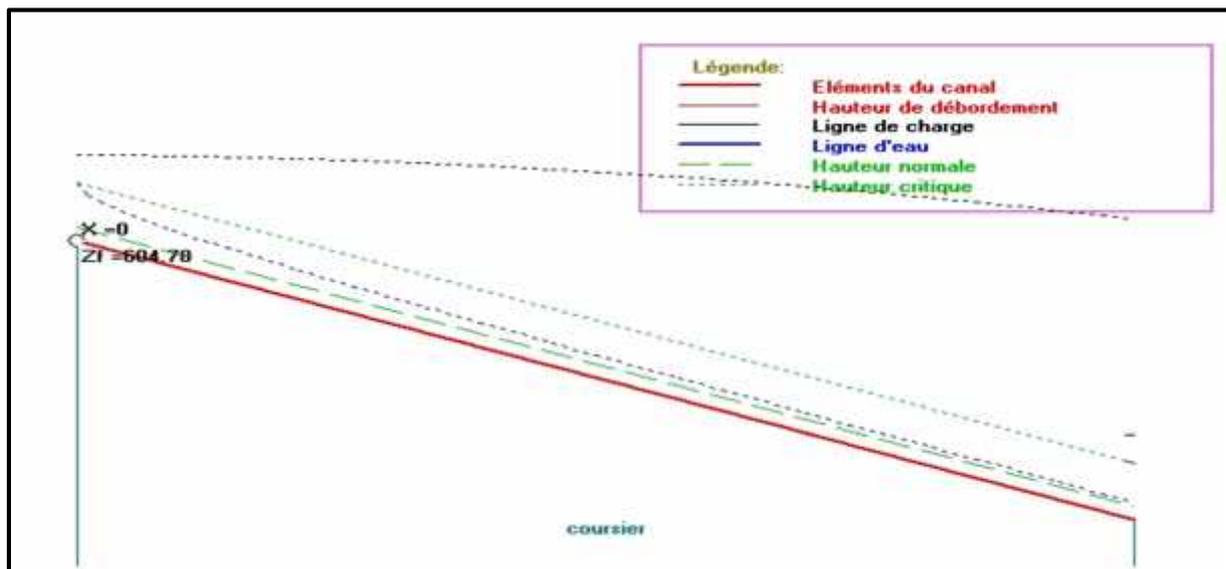


Figure VI-3 : La ligne d'eau dans le coursier

D'après le tableau les résultats de calcul de la ligne d'eau a la fin du coursier sont :

Y=0.804m ; V=14.802m/s ; Fr=5.62.

F) Dissipateur d'énergie

L'énergie créée à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) « The bureau Of Réclamation».

- 1,0 < Fr < 1,7 Ressaut ondulé.
- 1,7 < Fr < 2,5 Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- 2,5 < Fr < 4,5 Ressaut oscillant.
- 4,5 < Fr < 9 Ressaut stable (Stationnaire).
- Fr > 9 Ressaut fort (Ecoulement très turbulent)

Froude est supérieur à 4.5, donc il y'aura formation d'un ressaut stable.

Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut, la mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

Fr>4,5 et V<15m/s alors le bassin qui convient est de **type II**.

➤ **Détermination des caractéristiques du bassin**

On a Fr = 5.6, y₁=0.804 m

Donc de l'abaque (Annexe D) $\frac{y_2}{y_1} = 7$

D'où **Y₂=5.63 m**

y₁ : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y₂ : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

➤ **Longueur du bassin**

On a de l'abaque (Annexe D) $\frac{L}{y_2} = 2.4$

Donc : **L = 13.5 m**

➤ **Dimensionnement des blocs Chicanes**

- ✓ La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0.804m.$
- ✓ La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0.804m.$
- ✓ Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0.804 m.$
- ✓ Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 Y_2 = 1.126 m.$
- ✓ La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 Y_2 = 0.845m.$
- ✓ Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,15 Y_2 = 0.845m.$

G) Canal de restitution

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après la dissipation de son énergie ; selon les conditions topographiques, cette partie est constituée par un tronçon de **11.1 m** de longueur environ, de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de **I=0,2 %** il est en enrochement.

➤ **La hauteur critique**

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (Agraskine) :

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_c}{3} + 0.0 \sigma_c^2\right) K \dots\dots\dots VI-9$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} \dots\dots\dots VI-10$

Et $= \frac{K \times m}{b} \dots\dots\dots VI-11$

m : fruit des talus du canal de fuite m=1.

Ce qui donne : $K=2.52$, $= 0,42$

D'où **$h_c = 2.17 m$**

➤ **La pente critique**

Elle est donnée par :

$$I_c = \frac{Q^2}{C_c^2 S_c^2 R_c} \dots\dots\dots VI-12$$

Avec :

I_c : pente critique m/m ;

S_c : section critique en m^2 ($S_c = mh_c^2 + b.h_c$) ;

P_c : périmètre critique en m ($P_c = b + \sqrt{4h_c^2 + b^2}$) ;

R_c : rayon hydraulique critique en m ($R_c=S_c/P_c$) ;

C_c : coefficient de Chézy $C_c \times R_c^{1/6} / n$;

n : coefficient de rugosité $n=0,02$.

Ce qui donne :

✓ $S_c = 17.73 \text{ m}^2$;

✓ $P_c = 12.14 \text{ m}$;

✓ $R_c = 1.46 \text{ m}$;

✓ $C_c = 53.26 \text{ m}$.

La pente critique est **$I_c=0.43\%$**

➤ **Profondeur normale dans le canal**

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du canal si l'écoulement est uniforme) se déduit de la formule de Manning.

$Q = K.S. R^{2/3}.I^{1/2}$ VI-13

Avec :

Q : le débit à évacuer en m^3/s ;

S : section du canal en m^2 ($S=mh_n^2 + b.h_n$)

I : pente du canal $I=0,2\%$.

K : coefficient de Manning-Strickler ($K=1/n=50$);

Tel que n : coefficient de rugosité $n=0,02$ (revêtement en enrochement).

R : rayon hydraulique $R=S/P$.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura une équation qu'on la résout avec la méthode itérative.

$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (mh_n^2 + b.h_n)^{5/2} . (2.h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2}$ VI-14

Le résultat du calcul par itération donne : **$h_n=2.69 \text{ m}$**

➤ **Vitesse dans le canal**

$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{mh_n^2 + bh_n}$ VI-15

D'où **$V=3.21 \text{ m/s}$**

VI-1-3-2- Conception de l'évacuateur de crues (les murs bajoyers)

Les murs bajoyers assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

A) Canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante :

$$R=0.6+0.05V(H)^{1/3} \dots\dots\dots VI-16$$

Avec :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b \times H} = \frac{Q}{b \times (H_d + P)} \dots\dots\dots VI-17$$

H_d : La charge déversante (H_d=1.7m) ;

P : La hauteur de pelle ;

A.N : R=0.74m.

D'où la hauteur de mur est :

$$H_m = H_d + P + R = 3.44m$$

Pour des raisons de sécurité on prend :

H_m=4m.

RQ : Avec cette hauteur le mur atteint la crête de la digue

B) Déversoir

➤ **1^{er} tronçons (à l'entrée du déversoir)**

La hauteur du mur à l'entrée du déversoir correspond à la hauteur du mur du canal d'approche.

➤ **2^{eme} tronçons (à la fin du déversoir)**

La hauteur du mur à la sortie du déversoir correspond à la hauteur du mur du chenal d'écoulement.

C) Chenal d'écoulement

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête de la retenue.

D) Le coursier

➤ **1^{er} tronçons (à l'entrée du coursier)**

$$H_m = h_e + R \dots\dots\dots VI-18$$

Avec :

H_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau au début du coursier ($h_e = 2.51$ m);

R : revanche de sécurité

V : la vitesse au niveau de la section de contrôle $V=4.98$ m/s ;

Ce qui donne : $R=0,94$ m,

D'où, $H_m=3.5$ m

➤ **2^{eme} tronçons (à la fin du coursier)**

On procède de la même manière que précédemment.

$h_e = 0.804$ m, on aura $V = 15.57$ m/s, $R = 1.32$.

D'où, $H_m=2.5$ m

Remarque :

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.3 m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues.

VI-1-3-3-Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

A) Entraînement d'air

L'entraînement d'air dans l'écoulement conduit à un mélange air-eau et le gonflement de l'écoulement non aéré. Staub et Anderson ont démontré que l'aération de l'écoulement, commençait dans une zone, ou la couche limite atteignait la surface de l'eau, à partir d'une distance (D) de l'amont. Des essais ainsi que des calculs, montrent que (D), croit avec le débit spécifique (q) pour une rugosité et une pente du radier du coursier i données. La position de D peut être exprimée par :

$$\frac{D}{n} = f\left(\frac{q}{\sqrt{gn^3}}, I\right) \dots\dots\dots IV-19$$

Avec : $q = Q/b = 12.52$ m³/s/ml

Ce qui donne :

$$\frac{q}{\sqrt{gn^3}} \times \frac{12.52}{\sqrt{g \cdot 0,014^3}} \times 2413.11$$

A partir de l'abaque on tire : $\frac{D}{n} \times 5714$

D'où : **D = 80m**

Vu la longueur totale du coursier qui est de 61m, il n'y aura pas une apparition du phénomène d'entraînement d'air.

B) Vérification de l'apparition des vagues roulantes

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit du projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$\frac{b}{h} \geq 10 \text{ et } Fr^2 \leq 40 \dots\dots\dots VI-20$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc :

$$\frac{b}{h} \geq 7.46 \text{ et } Fr^2 = 31.58 \leq 40$$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

VI-2- Ouvrage de vidange

Un dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage de retenue qui représente un investissement notable.

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en dix (10) jours, Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_v = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots VI-21$$

Où:

Q_r: débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V_u: volume utile (V=0.108 Mm³).

T: temps de vidange (10 < T < 15) égal 10 jours = 864000 secondes

$$Q_{fv} = \frac{60784.11}{864000} + \frac{393209.95}{31.56 * 10^6} = 0,08 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$Q_{vf} = 82.82 \text{ l/s}$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet. Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la dérivation provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

VI-2-1- Calcul hydraulique

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_v = \mu \sqrt{2} \dots\dots\dots VI-22$$

Avec :

Q_{vf} : débit de vidange (en m³/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m²).

H : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (en m).

Alors que :

$$S = \frac{Q_v}{\mu \sqrt{2}} = \frac{f \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots VI-23$$

Avec :

H= 13.89 m

Pour le coefficient de débit on prend préalablement : $\mu=0,5$

On trouve : S= 0.01m².

$$D X \sqrt{\frac{4S}{f}} \dots\dots\dots VI-24$$

D'où: D =0,113

On prend un diamètre normalisé :

D=150 mm

➤ **Correction de la valeur de coefficient μ**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \xi_s + \xi_1}} \dots\dots\dots VI-25$$

ξ_s : somme des coefficients de pertes de charge singulières ;

$$\xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

$$v_a = 0,5, \quad v_{ent} = 0,5, \quad v_{sor} = 0,1, \quad v_{grille} = 0,25$$

Donc: $s = 1,35$

L : Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\phi < L \times \frac{L}{D} \dots\dots\dots VI-25$$

L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à **106.5m**.

D : diamètre de la conduite de vidange 150mm.

$\}$: Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler :

$$\} \times \frac{125n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots VI-26$$

n : rugosité de la conduite en acier ($n=0,013$).

On trouve : $\} \times 0.04$ $L = 28.4$

Ce qui nous donne: $\mu = 0.18$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $D=354\text{mm}$

On adopte la valeur de : $D_{vf} = 400\text{mm}$

➤ **Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite**

La conduite étant en acier d'un diamètre de 400mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes :

$$V_s = Q_{vf} / S_{con} \dots\dots\dots VI-27$$

Ca donne $V_s = 0.66 \text{ m/s}$

VI-3- La prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

La variante choisie pour la prise d'eau est celle prise d'eau et vidange de fond, son tracé sera implanté dans la galerie de dérivation provisoire.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de Aout : $V_{max} = 22212.5\text{m}^3$.

Si nous considérons que la distribution se fait durant 31 jours et à chaque jour ouvre la vanne de prise pendant 8 heures, le débit maximal da la prise d'eau sera égale :

$$Q_m = \frac{V_m}{T} \dots\dots\dots \text{VI-28}$$

A.N: $Q_{\max}=0.025\text{m}^3/\text{s}$

$$Q_v = \mu \sqrt{2} \dots\dots\dots \text{VI-29}$$

Avec :

μ : coefficient de débit $\mu=0,18$.

S : section de la conduite en m^2 .

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse $H=2.17\text{m}$.

On trouve : $S=0,071\text{m}^2$ le diamètre de la prise d'eau sera égal à $d=300\text{mm}$.

➤ **Correction de la valeur de coefficient μ**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \xi}} \dots\dots\dots \text{VI-30}$$

ξ : Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda L}{D} \dots\dots\dots \text{VI-31}$$

Avec

$$\lambda = \frac{125n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots \text{VI-32}$$

On trouve : $\lambda = 0.032$ $\xi = 2.08$

D'où $\mu=0,57$

Donc : $S=0,0067 \text{ m}^2$. On trouve : $D =92.36\text{mm}$.

On prend un diamètre normalisé de $D_p =100\text{mm}$

➤ **Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite**

$$V=Q_{\max}/S_{\text{con}} \dots\dots\dots \text{VI-33}$$

A.N: $V=3.73\text{m/s}$

Conclusion :

Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 100 mm, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

Chapitre VII :
Organisation de
chantier

INTRODUCTION

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage dans les délais et avec le moindre coût. La bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération. La réalisation des barrages nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques (modernes et rentables) destinés à excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux. Donc, il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise compétente et expérimentée et disposant de tous les moyens nécessaires pour l'exécution de tous les travaux dans de bonnes conditions. Le délai de construction de l'aménagement hydraulique est en fonction des moyens de l'entreprise de construction. Il est préférable de réaliser la digue pendant la période sèche de l'année, c'est pour cette raison que l'on n'a pas prévu un ouvrage de dérivation. Le passage des crues de chantier a été prévu à travers la vidange de fond.

VII-1-Travaux de préparation

Les opérations essentielles de préparations dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réalisation d'exécuter les travaux de construction. L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1. Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités ;
2. Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité ;
3. L'installation et la réalisation d'accès ;
4. L'installation de la base de vie, des entrepôts et des ateliers nécessaires pour la construction et que l'alimentation en eau et en énergie électrique ;
5. Préparations des moyens humains et mécaniques pour la construction.

VII-2-Travaux de réalisation**VII-2-1-Travaux de terrassements**

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur chantier, ainsi que le choix des outils mécaniques en fonction des caractéristiques techniques .

VII-2-2- Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

1. Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transportée vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux ;
2. Excavation de la clé d'ancrage au-dessous de la digue, dont la contenance du choix sera utilisée pour la protection des talus, les quantités excédentaires seront véhiculées vers la décharge ;
3. Remblai de la clé d'encrage à partir de la zone d'emprunt après compactage par couche.

VII-2-3-Travaux sur la digue

Les phases de construction de la digue sont les suivantes :

1. Construction des premiers ouvrages provisoires de protection du chantier et d'évacuation des débits de constructions ;
2. Remblai sur la fondation et construction du puisard d'entrée comme élément essentiel pour l'évacuation des débits de construction ;
3. Remblai et compactage du corps de la digue par couche. Parallèlement on procède à l'installation de la conduite de la vidange de fond avec l'ouvrage de prise d'eau ;
4. La protection en enrochement du talus amont et la construction du tapis drainant ainsi que le prisme de drainage on utilisant le maximum des matériaux excavés à partir de la zone d'emprunt et de la tranché d'ancrage ;
5. Aménagement du canal d'amenée et la construction du seuil de déversement avec le coursier et le bassin de dissipation ;
6. La protection du talus aval et la crête de la digue, après réalisation des routes et pistes d'accès d'entretien et d'exploitation ;
7. Finalisation des ouvrages de sortie en aval aussi on procède à l'aménagement final du site et les corrections des alentours du barrage avec le reboisement des versants et la correction torrentielle.

VII-2-4- Travaux secondaires

1. Aménagement de la zone d'emprunt ;
2. Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau ;
3. Reboisement des zones à risque d'érosion au alentour du barrage.

VII-3- Moyen de réalisation du barrage en terre

La construction d'une digue en terre nécessite la présence de moyens humains et matériels ;

VII-3-1-Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VII-3-2-Les moyens matériels

- ✓ Le bulldozer ;
- ✓ Pelle mécanique ;
- ✓ Chargeur à pneu ou à chenilles ;
- ✓ Décapeuse ;
- ✓ Les niveleuses et les camions.

Pour le compactage :

- ✓ Les compacteurs à pneus : ils conviennent pour le compactage de tout type de sol ;
- ✓ Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée ;
- ✓ Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton): Ils conviennent pour le compactage des sols fins.
- ✓ Pour le bétonnage, on utilise le plus souvent des bétonnières. Si les quantités de béton sont conséquentes, on utilise alors une centrale à béton.
- ✓ Les engins de forage et d'injection ;
- ✓ Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VII-4-Enchaînement des opérations de réalisation

L'enchaînement chronologique des différentes phases du chantier comprend les opérations suivantes :

- ✓ Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel ;
- ✓ Mise en place de la conduite de prise d'eau et de vidange de fond ;
- ✓ Approvisionnement des matériaux filtrants ;
- ✓ Mise en place du système de drainage horizontal ;
- ✓ Exécution du remblai et exécution simultanée du dispositif de filtre ;
- ✓ Génie civil des ouvrages de prise d'eau et de restitutions ;
- ✓ Génie civil de l'évacuateur de crues ;
- ✓ Mise en place de revêtement de talus ;
- ✓ Mise en place des équipements hydromécaniques ;
- ✓ Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagement des abords.

VII-5-Mode d'exécution des travaux**VII-5-1-Travaux préparatoires****A) La préparation des terrains**

La mise en place d'importantes quantités de matériaux prélevés dans le site ou approvisionnés de l'extérieur nécessite de larges dégagements d'espace autour de l'emprise de la digue, afin de ménager des aires de stockages et des pistes de circulations d'engins.

La préparation du terrain inclut également les décapages et dessouchages de l'emprise totale des installations de chantier, le nettoyage de la cuvette (enlèvement des arbres) peut s'étaler jusqu'à la mise en eau de l'ouvrage.

B) L'implantation des ouvrages

L'implantation des ouvrages consiste à matérialiser par rapport aux points de base mentionnés ci-dessus les éléments suivants :

- L'axe de la digue ;
- L'axe de la conduite de prise d'eau et vidange de fond ;
- L'axe de l'évacuateur de crues.

C) Dérivation des eaux

Nous avons vu que pour des ouvrages de moyenne importance, la concentration des opérations de chantier sur une seule saison estivale permet parfois d'utiliser la conduite de prise d'eau et vidange de fond pour dériver les eaux du cours d'eau aménagé, combinant ainsi sur un seul ouvrage de plusieurs fonctions, à savoir :

- ✓ Utilisation des eaux de la retenue (débit nominal d'équipement) ;
- ✓ Vidange accidentelle de la retenue ;
- ✓ Protection du chantier.

Le faible risque de crue importante pendant la période de construction permet généralement de définir des débits de même ordre de grandeur pour ces trois fonctions.

VII-5-2-Exécution des ouvrages**1. Les fouilles - tranchées d'ancrage**

Le fond de la fouille sera soigneusement nettoyé et asséché de toute venue d'eau. Les parties rocheuses seront décapées et nettoyées de tous débris de rocher altéré. Si après décapage le substratum apparaît trop lisse, sa rugosité sera accrue par scarification ou piquage. Dans le cas général, on arrosera le rocher en ayant soin de ne laisser se former aucune flaque d'eau avant la mise en place du remblai.

2. Le remblai en terre compactée

L'exécution du remblai en terre compactée comprend les deux phases les plus importantes du barrage en terre qui sont le prélèvement des matériaux en ballastières et le compactage du remblai. Les matériaux argileux bruns collationneuses provenant des zones d'emprunt dans laquelle a eu lieu des prélèvements des échantillons de sols, seront réutilisés pour le remblaiement de la digue.

Le compactage du remblai peut être réalisé à l'aide de dameurs mécaniques, de l'équipement de transport, de rouleaux à pneus avec des dispositifs vibrants ou le plus souvent de rouleaux à pied de mouton parfois remplacés par des rouleaux à grilles. Dans notre cas de réalisation on opte pour rouleau à pied de mouton. Théoriquement ces rouleaux peuvent être calculés d'après les considérations sur l'énergie de compactage.

Le dispositif de nettoyage prévu pour détacher la terre qui s'accumule entre les pieds de rouleaux doit fonctionner dans les deux sens de marche.

3. La confection des filtres et des drains

La granulométrie des matériaux des filtres est en fonction de la nature du remblai. Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisée qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

Les matériaux sont disposés en couches à partir de camions à bennes ou rétro chargeurs et sont compactés. Le mode de mise en œuvre doit respecter l'homogénéité granulaire des matériaux des différentes couches de filtres.

4. Mise en œuvre de dispositifs d'étanchéité

Lorsque la nature des terrains de la retenue ou celle des matériaux constitutifs de la digue ne permet pas d'obtenir une étanchéité suffisante, il y aura lieu de mettre en œuvre des dispositifs de matériaux d'étanchéité dont les différents types ont été décrits. L'exécution d'un filtre drain sous-jacent au dispositif d'étanchéité est souvent nécessaire.

5. Protection des talus

La crête est protégée par une couche des matériaux insensible à l'eau (un mélange gravier-bitume), bien compactés et résistant à la circulation des véhicules. La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

6. Compactage

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faut augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

VII-6-La planification

VII-6-1-Définition de la planification

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 :

Installation des postes de travail ;

- ✓ Observations instantanées ;
- ✓ Analyse des tâches ;
- ✓ Le chronométrage ;
- ✓ Définition des objectifs et des attributions ;
- ✓ Simplification des méthodes ;
- ✓ Stabilisation des postes de travail.

VII-6-2-Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ✓ Méthodes basées sur le réseau ;
- ✓ Méthodes basées sur le graphique.

VII-6-2-1-Méthodes basées sur le réseau

VII-6-2-1-1- Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

a. Réseau à flèches

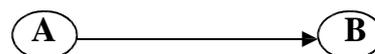
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

b. Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération **B** ne peut commencer que si l'opération **A** est complètement achevée.

VII-6-2-1-2- Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

1. Etablissement d'une liste des tâches
2. Détermination des tâches antérieures
3. Construction des graphes partiels ;
4. Regroupement des graphes partiels ;
5. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
6. Construction du réseau.

VII-6-2-2-Méthode C.P.M (méthode du chemin critique ou critical path method)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases ;

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII-6-2-3-Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend les étapes suivantes :

VII-6-2-3-1-Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VII-6-2-3-2-Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII-6-2-3-3-Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII-6-3-Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants ;

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{array} \right.$$

VII-6-3-1-Chemin critique

C'est le chemin qui donne la durée totale de la réalisation (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$\mathbf{C.C} \quad \text{Ø} 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{MTN0} \\ \mathbf{TR_{c,c}ND.T.P} \end{array} \right.$$

En utilisant les normes **C.N.A.T (centre national d'assistance technique)**, on pourra appliquer la formule suivante :

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}} \dots\dots\dots \text{VII-1}$$

Avec :

Q= Quantité de travail ;

N= Rendement ;

n =Nombre d'équipes.

VII-7- 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 efficacité la main d'œuvre et les autres moyens matériels 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.

VII-7-1- Symboles des différentes opérations

Tableau VII-1 : Symboles des opérations.

Phases des Travaux	Opérations	Durée (mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès	A	1
Phase 02 : Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	B	2
Phase 03 : Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	C	1
Phase 04 : Excavations de l'évacuateur de crues ;	D	1
Phase 05 : Préparation des zones d'emprunt ;	E	2
Phase 06 : Réalisation (coffrage + coulage) de l'évacuateur de crues ;	F	2
Phase 07 : Déboisement de la cuvette ;	G	3
Phase 08 : Remblai de la tranche d'ancrage et des	H	1
Phase 09 : Approvisionnement du filtre ;	I	2
Phase 10 : Mise en place un système de drainage ;	J	1
Phase 11 : Remblai compacté ;	K	4
Phase 12 : Revêtements de talus ;	L	3
Phase 13 : Equipements hydraulique ;	M	1
Phase 14 : Travaux des finitions ;	N	2

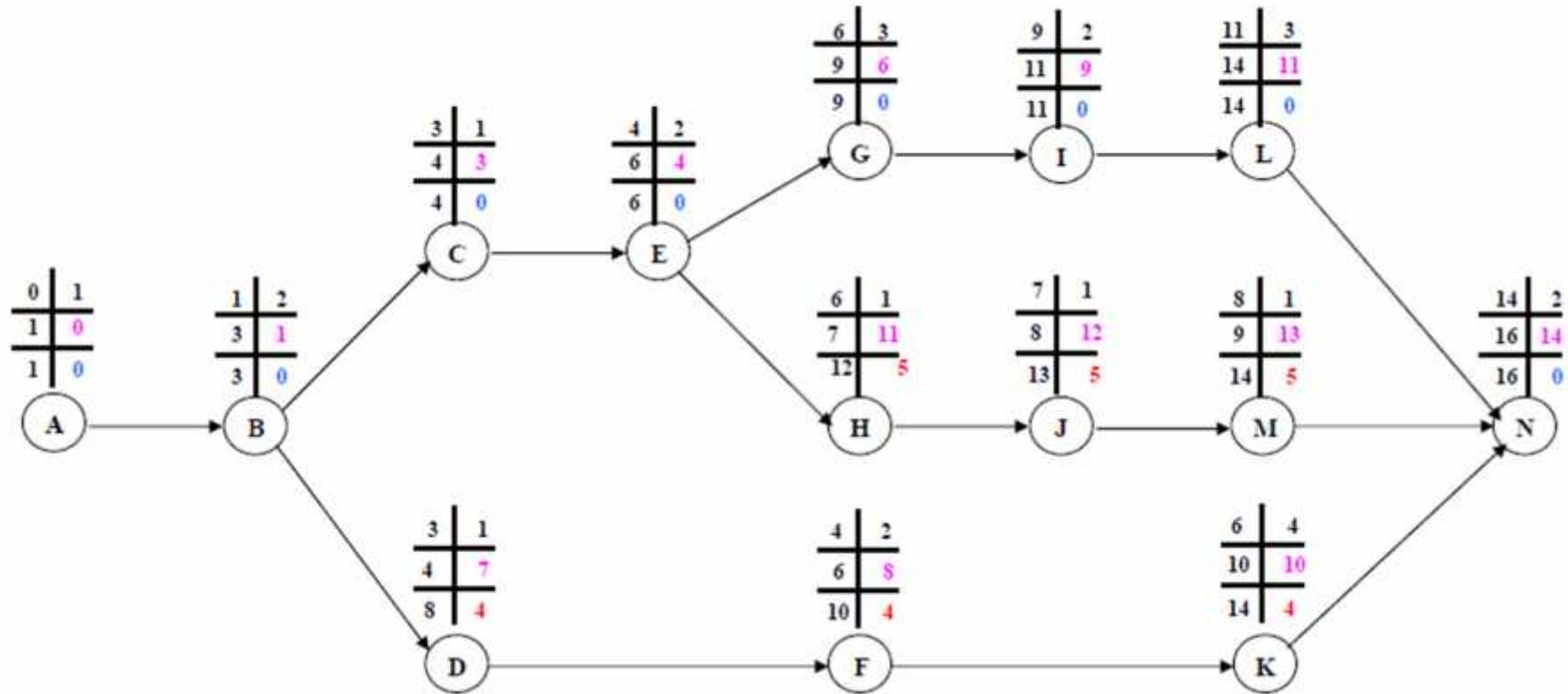


Figure VII-1 : Réseau à noeuds.

VII-8- Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale de la réalisation (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le Tableau IX.3.

Tableau VII-2: Détermination des chemins critiques.

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	2	1	3	1	3	0
C	1	3	4	3	4	0
D	1	3	4	7	8	4
E	2	4	6	4	6	0
F	2	4	6	8	1	4
G	3	6	9	6	9	0
H	1	6	7	1	1	5
I	2	9	1	9	1	0
J	1	7	8	1	1	5
K	4	6	1	1	1	4
L	3	1	1	1	1	0
M	1	8	9	1	1	5
N	2	1	1	1	1	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire sur oued Bouster est égal à 16 mois.

Tableau VII-3: Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire de l'oued Bouster

Phase de réalisation	Mois 01	Mois 02	Mois 03	Mois 04	Mois 05	Mois 06	Mois 07	Mois 08	Mois 09	Mois 10	Mois 11	Mois 12	Mois 13	Mois 14	Mois 15	Mois 16
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier);	1															
Phase 02 : Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;		2														
Phase 03 : Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;				1												
Phase 04 : Excavations de l'évacuateur de crues ;				1												
Phase 05 : Préparation des zones d'emprunt ;					2											
Phase 06 : Réalisation (coffrage + coulage) de l'évacuateur de crues ;					2											
Phase 07 : Déboisement de la cuvette ;							3									
Phase 08 : Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations ;							1									
Phase 09 : Approvisionnement du filtre ;									2							
Phase 10 : Mise en place un système de drainage ;								1								
Phase 11 : Remblai compacté ;						4										
Phase 12 : Revêtements de talus ;											3					
Phase 13 : Equipements hydraulique ;								1								
Phase 14 : Travaux des finitions ;															2	

CONCLUSION

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.

Nous pouvons 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.

D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire sur l'oued BOUSTER est estimé à 16 mois.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous avons essayé d'étudier l'ensemble des aspects qui concernent le dimensionnement de la retenue collinaire sur l'Oued Bouster de la Wilaya d'Oran.

L'ensemble des éléments qui ont été étudié ont concerné les données de la morphologie du site, la topographie, la géologie, l'hydrologie et la mécanique des sols cela a conduit à établir une étude comparative et rationnelle des variantes, pour dégager la plus adéquate tout en vérifiant sa stabilité.

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail les principales caractéristiques de la digue. Ce travail a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Du point de vue géologique, le site proposé est avéré favorable à l'implantation d'une retenue ;
- La variante de la digue est de type homogène en matériaux locaux ;
- On constate que la zone d'emprunt prospectée a un volume très important, bien au-delà des besoins nécessaires pour la réalisation du corps de la digue ;
- La retenue peut assurer la pérennité de l'alimentation en eau, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres.

En fin, on peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de la digue et l'exécution de la retenue tout en se basant sur les théories le long de notre cursus universitaire. On souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Bernardo A. R., L. Santos (2004), Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages.

CARLIER.M, **Hydraulique** générale et appliquée.

Degoutte.G (2002), Petits barrages : Recommandation pour la conception. CEMAGREF Editions.

HASSANE.M, Les ouvrages annexes de barrage (extrait du cours d'ouvrages hydrotechniques) .

Rapport de la direction de l'hydraulique de la wilaya d'Oran.

ROLLEY. R (1977), Techniques des barrages en aménagement rural.

SCHLEISS.A.J. (2011), Les barrages du projet à la mise en service. Presses polytechniques et universitaires Romandes.

TOUAIBIA. B (2004), Manuel pratique d'hydrologie, ENSH Blida.

TOUAIBIA.B ; BENLAOUKLI.B (2004), Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

V.AMBRTSOUMIAN : Recommandations méthodologiques 1994 . ENSH – Blida .

V.VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études .ENSH-Blida .1986.

Annexes

A



BOUZE

AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS
 FILIALE SARL SAFESC BTPH

SONDAGE N°: S 01 RV

ETUDE: *Station collinaire*
 N°FI: TAPRAGIS
 CLIENT: BET. TOBEL

LAISSEUSE: AMH 2007
 LAISSEUR: M. HENRI
 N°PROJET: 10

PROFONDEUR TOTALE: 12,00
 COORDONNEES: X = Y = Z =

BOUE DE FOND: EAU
 TYPE FONAGE: CAROTTE
 TYPE DE MACHINE: ATLAS COPCO

Prof. (m)	Récapitulatif	SPT	R.O.D	γ Tub	C.Couilles	E.Bois	Profond Lch (m)	Coupes	DESCRIPTION	C _u Bar	φ _u (%)	v _u %	γ _u %	I _p %	M _{cl} TBC	Type D _{cl}
0,0									Argile moyenne, miculaire, miculaire, galets et grains calcaire.							
2,50									Argile moyenne, miculaire, miculaire, galets et grains calcaire.							
5,00									Alternance de calcaire gréseux et d'argile miculaire.							
8,00									Grès calcaire fracturé							
10,00									Argile moyenne, miculaire							
12,00																
13,00																
14,00																
15,00																
16,00																
17,00																
18,00																
19,00																
20,00																



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS
 FILIALE SARL SAFESC BTPIH

SONDAGE N°: S 02 L.O

ETUDE : *Réseau collinaire*
 LIEU : JAHIAOU
 CLIENT : BET. TOBEL

DATE DEBUT : Avril 2007
 DATE FIN : Mai 2007
 AMFAN KARFF

PROFONDEUR TOTALE : 10,0 ML
 COORDONNEES X- Y-
 Z-

TRONC DE CÔTE (D) (M)
 TYPE FORAGE : CAROTTE
 TYPE DE MACHINE : ATLAS COPCO

Prof (m)	Régénération				S.P.T	R.Q.D	Ø Tulu	Ø Carottier	Echelle	Profondeur Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	C _u Bar	φ _u (%)	v _h %	γ _d t/m ³	I _p %	Classe SBC	Type Desol
	1	2	3	4															
0,5												Galets à matrice sable-argileuse							
1,0																			
1,5																			
2,0																			
2,5																			
3,0																			
3,5																			
4,0																			
4,5																			
5,0																			
5,5																			
6,0																			
6,5																			
7,0																			
7,5																			
8,0																			
8,5																			
9,0																			
9,5																			
10,0																			



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH

SONDAGE N°: S 03 R.D

FT100F : *Forage conventionnel*

LIEU : TARRADU

CLIENT : RET. TOUFI

DATE DEBUT : Aout 2007

DATE FIN : Mars 2007

MANUFACTURE : M

PROFONDEUR TOTALE : 15 M

DIAMETRE : 8" - 1"

2"

DOULE DE FORAGE : LAU

TYPE FORAGE : CAROTTE

TYPE DE MACHINE : ATLAS COPCO

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	di Tube	di Carottier	Echant	Profond (cm)	Groupe	DESCRIPTION	Ca (%)	Mg (%)	V _u (%)	γ _u (kN/m ³)	L _p (%)	Classe SPT	Type de sol	
	0	25	50	100																
1,0												Sables à matrice argilo sableuse								
1,50																				
2,0																				
3,0																				
4,0																				
4,30																				
5,0																				
6,0																				
6,00																				
7,0																				
8,0																				
8,00																				
9,0																				
9,00																				
10,0																				
11,0																				
12,0																				
12,00																				
13,0																				
13,00																				
14,0																				
14,00																				
15,0																				
14,70																				
15,00																				
15,00																				
16,0																				
17,0																				
18,0																				
19,0																				
20,0																				



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH

Etude : étude géotechnique

Cote du tubage/terrain naturel (IT): 0,05 m
Profondeur nappe/Cote du tubage (Hp): 3 m
Profondeur cavité/Cote du tubage (Hl): 11 m
Limite de laquière (H) : m

Longueur de la cavité (L): 2 m
Diamètre de la cavité (D): 0,116 m

Essai d'eau Lefranc

Sondage N° : S1

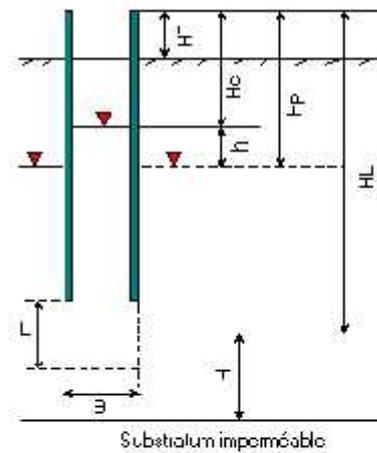
Lieu : TAFFAOUI

Date de l'essai : AVRIL

Coordonnées : X = 4 Y = 4

Z = 5

t (min)	Q (L/min)	Ho (m)	t (min)	Q (L/min)	Ho (m)
1	0,528	C,C5	25	0,059	0,102
2	0,116	C,C6	30	0,014	0,114
3	0,190	C,C12	35	0,011	0,099
4	0,095	C,C51	40	0,049	0,122
5	0,042	C,C55			
6	0,053	C,C6			
7	0,021	C,C62			
8	0,053	C,C57			
9	0,042	C,C53			
10	0,063	C,C47			
11	0,011	C,C48			
12	0,032	C,C51			
13	0,021	C,C53			
14	0,085	C,C61			
15	0,011	C,C6			
16	0,063	C,C54			
17	0,021	C,C52			
18	0,011	C,C53			
19	0,011	C,C54			
20	0,011	C,C55			



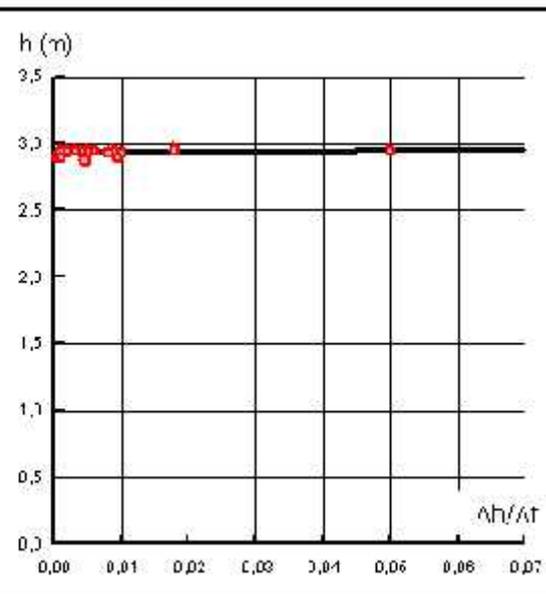
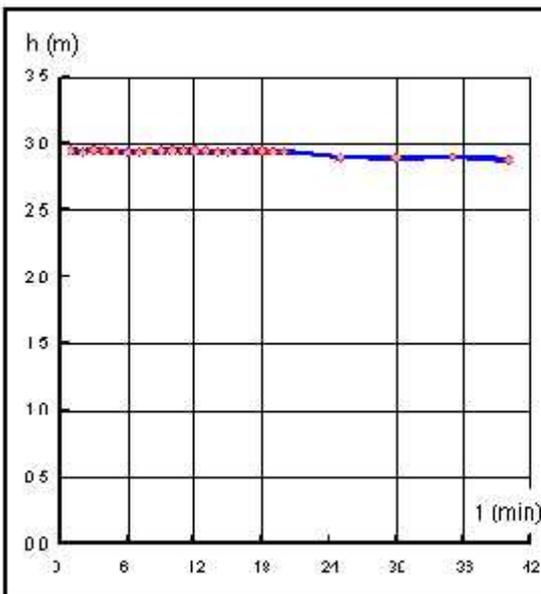
Substratum impénétrable

C33A1 A CHARGE VARIABLE

$$C = l / F = 17,74$$

$$S = 0,0106 \text{ m}^2$$

$$K = 1,13 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$





AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE, ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH

Etude : ETUDE GEOTECHNIQUE
Cote du tubage/terrain naturel (H1): 0,05 m Profondeur trappe/Cote du tubage (Hp) : 3 m Profondeur cavité/Cote du tubage (HL) : 8 m Limite de l'aquifère (H) : m
Longueur de la cavité (L) : 2 m Diamètre de la cavité (E) : 0,16 m

Essai d'eau Lefranc

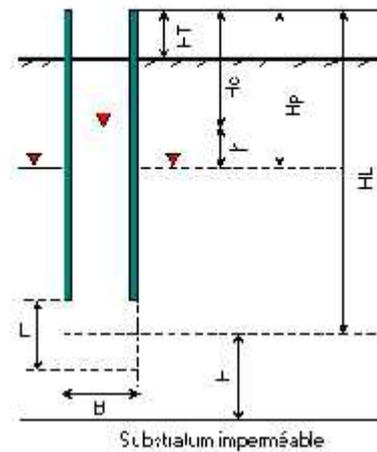
Sondage N° : S3 RD

Lieu : TAFRAOUI

Date de l'essai : AVRIL 2007

Coordonnées : X = Y =
Z =

t (min)	Q (L/min)	He (m)	t (min)	Q (L/min)	He (m)
1	0,528	0,05	25	0,099	0,102
2	0,106	0,06	30	0,004	0,104
3	0,190	0,042	35	0,011	0,099
4	0,095	0,051	40	0,049	0,122
5	0,042	0,055			
6	0,053	0,06			
7	0,021	0,062			
8	0,053	0,057			
9	0,042	0,053			
10	0,063	0,047			
11	0,011	0,048			
12	0,032	0,051			
13	0,021	0,053			
14	0,085	0,061			
15	0,011	0,06			
16	0,063	0,051			
17	0,021	0,052			
18	0,011	0,053			
19	0,011	0,051			
20	0,011	0,055			

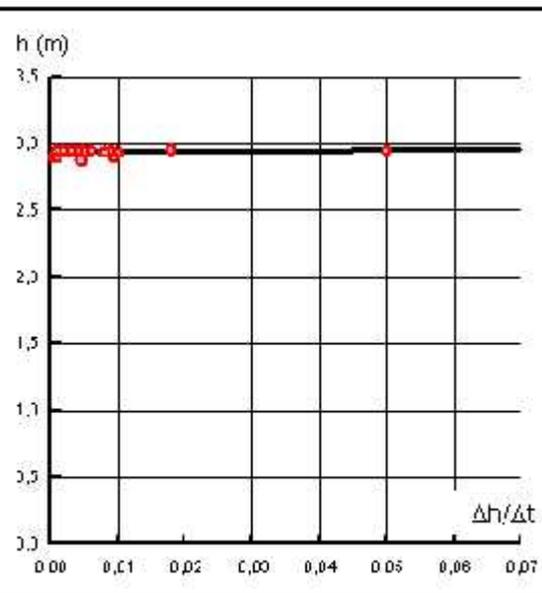
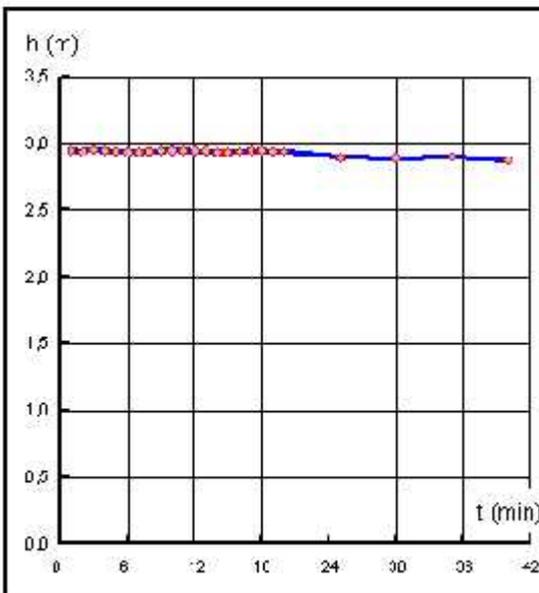


ESSAI A CHARGE VARIABLE

C = L/E = 17,24

S = 0,0106 m²

K = 1,44 E-08 m/s





AGRO-HYD-INDUSTRIE

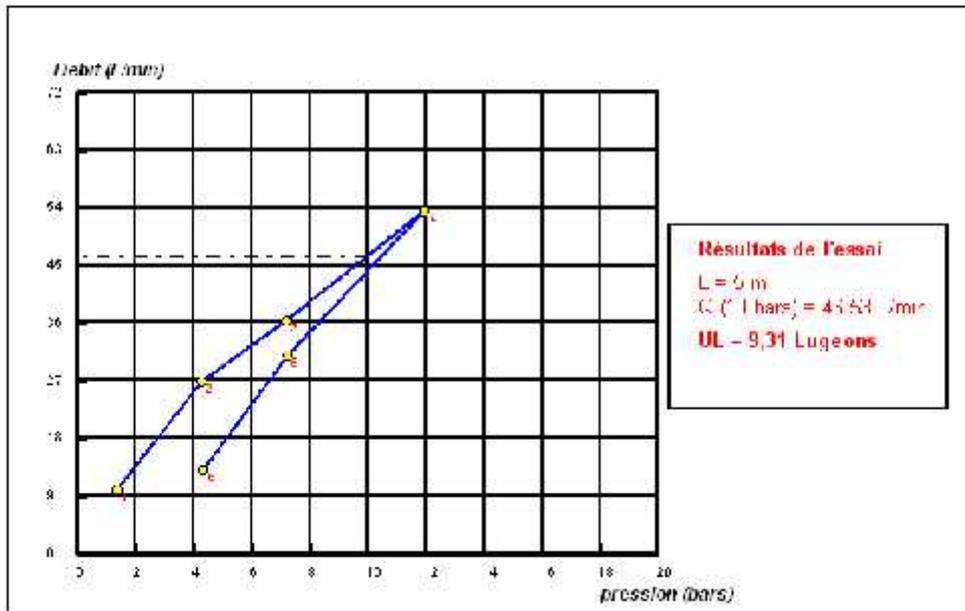
BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS
FILIALE SARL SAFESC BTPH

Etude : **ETUDE GEOTECHNIQUE**
 Localisation : **NYBUSTER TAFRACU**
 Case du forage : **15 m**
 Niveau d'eau avant essai : **m**
 Hauteur du manomètre : **1 m**
 Date de l'essai : **AVRIL 2007**

Essai d'eau Lugeon

Sonage N° : **SG3**
 Profondeur : **5,00/6,00 M**

Pression (bars)	Durée injectio. (min)	Niveau eau (m)	Compteur (l/s)		Débit injecté (l/min)	Pression statique (bars)	Perte de charge (bars)	Pression corrigée (bars)
			Debit	Fm				
1	10	1,0	457	64	11,96	1,30	1,07	1,10
3	10	3,3	627	894,5	26,70	1,30	2,135	4,24
5	10	3,3	959	1302	36,30	1,30	3,155	7,16
11	10	1,0	454	638	10,96	1,30	1,095	11,96
7	10	3,3	4	317	30,96	1,30	2,195	7,91
3	10	3,3	351	511	13,30	1,30	2,031	4,32





AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS
 FILIALE SARL SAPESC BTPH

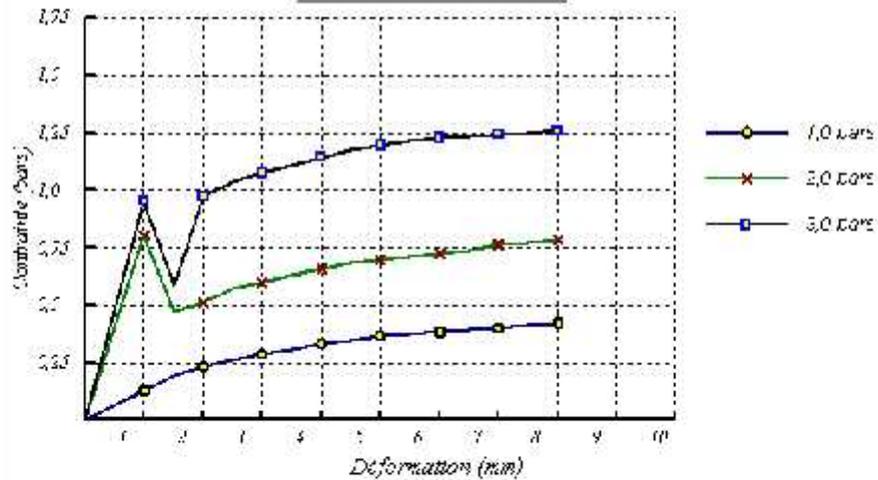
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon l'ode opératoire N°5, UJ - L.P.C.

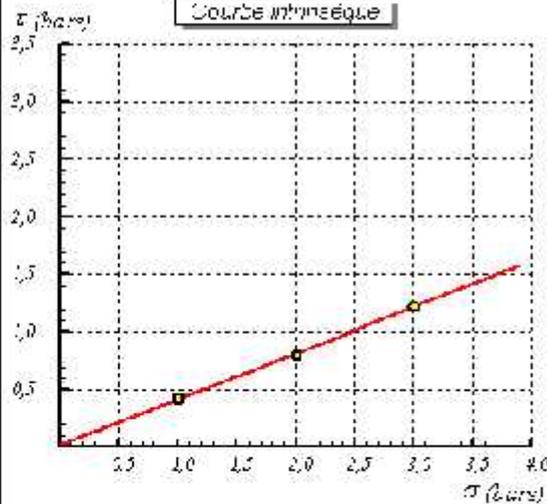
Etude : RETENUE OCLINAIRE
 Dossier N° : 330/07
 N° Bord : 5.04
 Prof : 1.60 à 3.00
 Nature sol :

Type d'essai : UU
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/min
 Date début essai : AVRIL 2007
 Date fin essai : MAI 2007

Consistance / Déformations



Courbe intrinsèque



Cohésion = 2,01 bars
 Frottement = 21,35 degrés

$\sigma_1 = 1,1 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,42$
 $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 0,80$
 $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,23$



AGRO-HYD-INDUSTRIE

ROUPE BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.

Filiale/Sarl SAFESC BTPH

PROJET : Retenue collinaire S 03

LOCALISATION : TAFRAOUI BOUSTER

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LABORATOIRE

FOR. N°	ECH. N°	PROF. (m)	W %	γ_h g/cm ³	γ_s g/cm ³	CaC O ₃ %	LIMITES CONSISTANCE			TAMISAGE SEDIM.			COMP. SIMPLE		CISAILL. DIRECT UU		CONSOLIDATION OEDOMETRIQUE			CLASS	
							LL %	LP %	IP %	G %	S %	F %	%	Cu Kg/cm ²	Rc Kg/cm ²	ϕ°	Cu Kg/cm ²	P' σ Kg/cm ²	P' c Kg/cm ²		CC
S3	1	0.00 à 1.50	4.35							83.38	16.00	0.62									
	2	1.50 à 3.00		2.468											460						
	3	3.00 à 4.50		2.142											188						
	4	4.50 à 6.00		1.757																	
	5	6.00 à 7.50		2.446											365						
	6	7.50 à 9.00		2.366											365						
	7	9.00 à 10.50		2.1125						83.33	6.53	10.14									
	8	10.50 à 12.00																			
	9	12.00 à 13.5	13.03	2.249						64.47	14.27	24.90									
	10	13.50 à 15.00		2.321											213						



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, GÉNÉRALISTE, ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BÉTONS.
FILIALE SARL SAYESC BTPH

ETUDE : Zone d'irrigation N° Dossier : 033/27 N° de plan : 14/01/01 CLIENT : S.E.T TOREL		Réf : F01 SCHEMATISÉ : X- / - ? = Date d'élab. :														
Profondeur (m)	Légende lithologique	DESCRIPTION GEOTECHNIQUE	Cohésion c (kN/m ²)	Granulométrie			Essais d'identification					Proctor		Indice de plasticité (I.P.)	C _u / C _d	
				% < 2mm	% 2-10	% > 10	γ_d (kN/m ³)	w_L (%)	w_p (%)	LL (%)	LP (%)	w_{opt} (%)	λ_{opt} (kN/m ²)			
0.0		Terre végétale														
0.5																
1.0																
1.5																
2.0		Arg. à trace de sable et graviers														
2.5																
3.0																
3.5																
4.0																
4.5																
5.0																



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET ROCHES
 FILIALE S.A.R.L. SAFESC R.T.P.H.

ETUDE : Zone d'irrigation L'Usager : MARI LIEU : TAFFACU CLIENT : B. E. T. TOBEL		Réf : F 02 COORDONNEES : X = ... Y = ... Date d'execution : ...													
Profondeur (m)	Coupe Lithologique	DESCRIPTION GEOTECHNIQUE	Profondeur (m)	Granulométrie				Essais d'identification				Proctor		N° de l'essai	Classe (selon U.C.P.)
				< 2mm (C _u)	< 0.25mm (C _l)	< 0.075mm (C _f)	< 0.02mm (C _v)	W _L (%)	W _p (%)	LL (%)	TI	W _{max} (%)	W _{opt} (selon U.C.P.)		
0.0		Terrain végétal													
0.5		Argile à trace de sables et graviers													
1.0															
1.5															
2.0															
2.5															
3.0															
3.5															
4.0															
4.5															
5.0															



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES Sols, SOLS ET BETONS
FILIALS SARL SAFESC BTPH

ETUDE : Zone d'amorant
 n°Dossier : 05307
 LCU : TARRACU
 CLIENT : B.E.T. COBEL

Réf : F 04
 Géotechnique : S.L. / Y.L.
 Z =
 Date d'acceptation :

Profondeur (m)	Coupe lithologique	DESCRIPTION GEOTECHNIQUE	Profondeur d'excavation	Granulométrie				Essais d'identification				Proctor		Indice T.C.P.	Classification LCPC
				< 2mm (g/g)	< 30 µ (g/g)	< 2 µ (g/g)	< 0.075 (g/g)	W _L (%)	W _p (%)	I _p (%)	IC	W _{opt} (%)	γ _{opt} (kN/m ³)		
0.0		Terre végétale													
0.5		Argile à traces de sable et graviers													
1.0															
1.5															
2.0															
2.5															
3.0															
3.5															
4.0															
4.5															
5.0															



AGRO-HYD-INDUSTRIE

BUREAU DES ETUDES TECHNIQUES, D'INGENIERIE ET LABORATOIRE DES EAUX, SOLS ET BETONS.
FILIALE SARL SAFESC BTPH

ESSAI PROCTOR

Selon NF T 94-103, Chapitre 799

Humidité : Zone d'emploi Digue 11
 N° Dossier : 23747
 Lieu : LAHIAOUI
 Client : B.E.T TOBEL
 Date : AVRIL 2017 au MAI 2017

N° : E - 1 E - 11
 Profondeur : 0,00 à 3,50
 Nature : 17
 Type Essai : PROCTOR Normal
 Type Malle : Malle 2000

$\gamma_d \text{ max} = 1,65 \text{ (T/m}^3\text{)}$
 $W_{opt} = 21,6 \text{ (\%)}$
 $S_r = 89,7 \text{ (\%)}$

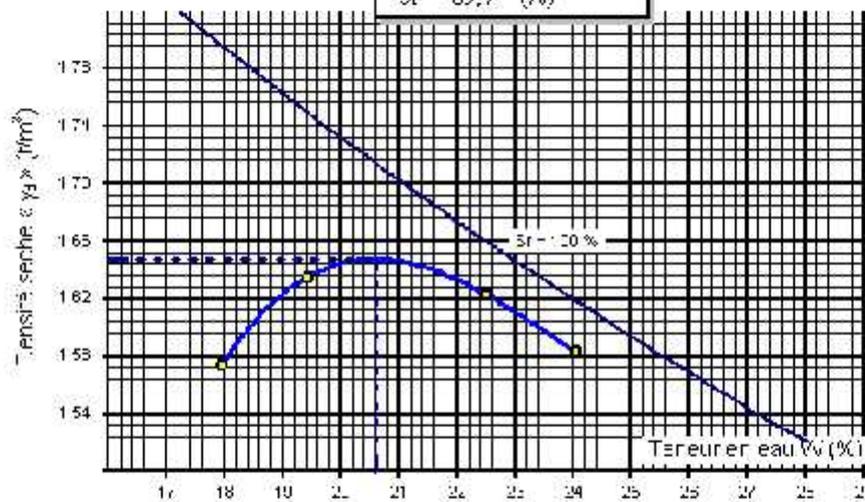
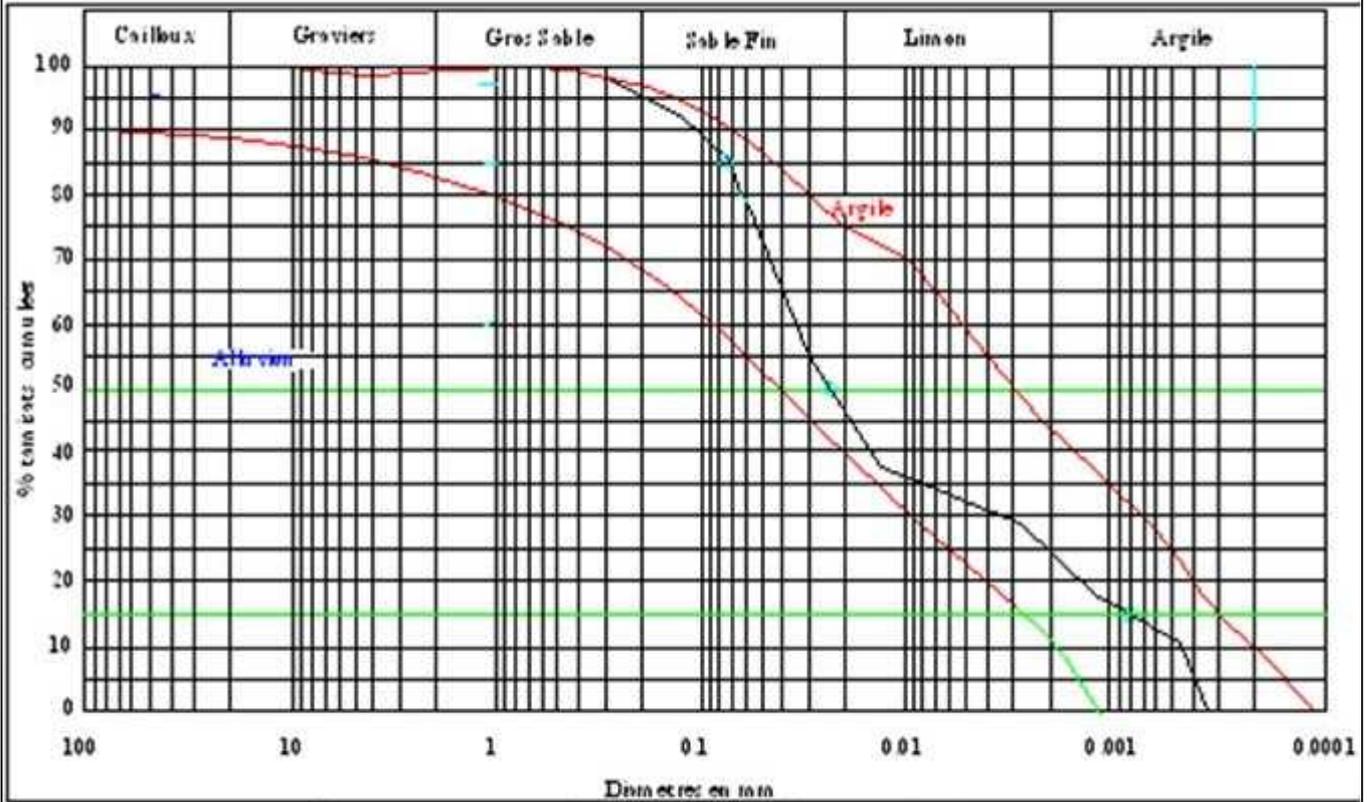


TABLEAU DES RESULTATS DES ESSAIS DE COMPACTAGE

W (%)	17,95	19,42	21,6	23,04			
Densité (T/m ³)	1,574	1,622	1,65	1,627			



Fuseau granulométrique des matériaux

Annexes

B

Annexe B-1 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles de La station TLELAT BARRAGE.

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	P annulles
1972	8	14,5	7,5	16	72	59	52,7	43	27	11,5	11	10	332,2
1973	30,5	35	10,5	42,7	1,5	116,8	110,3	82,6	0	0	0	0	429,9
1974	10,5	60,8	25,8	55,5	7,9	40,3	166,1	185,5	27,5	0,3	0	2,3	582,5
1975	10,9	4,8	116,9	29,2	40,4	128,8	59	82,1	70	4,6	21,2	8,5	576,4
1976	31,5	54,1	33,9	72,2	86,2	21,8	18,8	17,8	87,3	4,6	0	0	428,2
1977	20	24	21,7	33	0	13,3	52,5	64	27,3	0	0	0	255,8
1978	55	103	9,1	44,6	15	108	84,7	42,6	8,1	1	1,5	0	472,6
1979	25,8	44,6	0	16,2	4,9	1,2	4,9	15,5	0	0	0	0	113,1
1980	11	1	0	0	6,1	60	66	12,9	0	1,5	0	0	158,5
1981	1,5	2,9	0	38,2	22,5	46,5	6,8	42,1	91,4	0	0	0	251,9
1982	8	6,2	8	78,6	70,5	55,9	2,8	3	0,1	0	0	0	233,1
1983	14	15	16,3	37	30	60	20	19	74	0	0	0	285,3
1984	3	13	168,5	20,5	30,5	144	93,5	45	44,5	0	0	0	562,5
1985	11	12,5	38,3	19,7	29,9	97	86,3	21	0	0	0	0	315,7
1986	35,7	0	5	28	11,5	57,5	4,5	4,5	18,5	0	11	0	176,2
1987	3,3	18,6	40,2	13,2	39,7	10,8	4,4	17,3	16,2	12	0	0	175,7
1988	5,5	5	33,3	3,6	12,4	19,5	54,8	20,4	2,7	0	0	0	157,2
1989	9	9	22,2	30,6	128,4	130	11,5	65	8,1	0	5	8	426,8
1990	4,5	22,1	47,8	21,5	31,2	28,8	110,3	0,3	10,5	0	0	0	277,0
1991	3,2	18,7	38,9	16,8	35,9	12	32,5	26,7	100,3	25,2	0,7	0	310,9
1992	20	6,5	12,5	6,1	2	26,4	26,3	24	10,6	0	0	1,1	135,5
1993	10,2	25,4	55,8	10,8	39,7	60	2	42,6	6,2	0	0,5	0	253,2
1994	24,5	97,5	4,5	16	13,5	30	94	1,5	0	0	0	5,5	287,0
1995	18,7	17,5	18	120,7	44	83,5	25	88,5	13,5	0	2,5	0	431,9
1996	9,1	2,9	3,2	33,9	52,3	80,5	0	63	60	0	0	0	304,9
1997	59,6	10,7	30,4	36,8	10,6	16,7	19,2	27,2	38,9	37	0	14	301,1
1998	2,8	3,5	20,7	56,6	60,8	29,4	62,7	60	58	50	0	0	404,5
1999	6,7	33,2	118,2	96,5	100	121,5	12,8	22,4	44,3	0	0	0	555,6
2000	12,5	46,4	73,6	12	44,5	100,5	90,5	15	39,4	20	0	0	454,4
2001	9,4	17,6	129,8	43	0	12,7	33,7	86	47,7	40	0	14,9	434,8
2002	78	19	119,1	16,5	141,4	122,8	17,5	37,6	17,9	12,9	0	0	582,7
2003	45	83,2	68,6	52,9	41,2	27,6	24,5	61,3	97,5	0	0	0	501,8
2004	11	50	76,1	76,8	20,7	38,4	44,2	12,3	12	5	3,5	0	350,0
2005	3,4	0,0	58,2	12,5	25,8	76,8	9,9	8,9	15,7	0,0	0,0	0,0	211,2
2006	11,3	0,0	1,1	70,2	14,1	29,6	78,6	33,3	6,5	0,0	0,0	0,0	244,7
2007	9,2	66,8	54,9	2,1	33,2	19,3	15,6	0,0	19,2	0,0	0,0	0,0	220,3
2008	28,2	57,2	66,0	95,9	72,9	25,7	31,6	13,6	5,6	0,0	1,1	0,0	397,8
2009	3,7	0,0	11,9		95,0	23,2	30,3	0,0	16,4	5,0	0,0	8,8	194,3
2010	0,0	54,5	10,2	23,9	59,9	11,0	9,1	53,2	23,3	7,6	0,0	0,0	252,7
2011	6,1	27,6	127,2	46,3	25,8	15,3	5,4	42,4	0,0	0,0	0,0	0,0	296,1
2012	0,0	31,7	125,3	34,2	54,0	25,5	41,2	84,4	19,7	0,0	0,0	0,0	416,0

Annexe B-2 : Pluies maximales journalières de la station de TLELAT BARRAGE

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	P jmax
1972	3	8	4	5,5	23	20,5	17,5	15	16,5	7,5	6	5,5	23
1973	21	11	10,5	22,5	1,5	36	38	27	0	0	0	0	38
1974	7,7	18,7	9,3	16,2	3,4	8	68,2	56,5	9,8	0,3	0	2	68,2
1975	10	4,8	38	13,2	23,5	26,5	44,2	25,4	25,9	3,1	20,9	8,5	44,2
1976	16	9,6	26,2	42	32,8	9,1	12,2	16,3	46,4	3,8	0	0	46,4
1977	10	7,5	8,2	12,3	0	6,7	27,5	35	7,6	0	0	0	35
1978	25	44,5	5,5	19,6	7,6	21,7	31,4	12,1	4	0,7	1,5	0	44,5
1979	19,3	19	0	5,6	3	1,2	2,4	13,5	0	0	0	0	19,3
1980	9	1	0	0	3,9	21	35	12	0	1,5	0	0	35
1981	1,5	1,5	0	13,5	9,1	26,9	3,8	14,5	35,3	0	0	0	35,3
1982	8	2,4	4,5	20,6	24	27	2,5	3	0,1	0	0	0	27
1983	4	10	8	14	25	38	10	11	15	0	0	0	38
1984	3	6	64	8	10	35	37	24	20	0	0	0	64
1985	3,5	9	9,5	4,5	13,5	53	20	11	0	0	0	0	53
1986	19,5	0	3	8	8	18	4,5	4,5	15,5	0	6	0	19,5
1987	1,8	5	12,9	8	16	6,8	3,5	8	8	10	0	0	16
1988	5	5	16,3	3	9,7	7	39,9	7,1	2	0	0	0	39,9
1989	9	9	11,5	21	38	40	10,5	18	2	0	5	8	38
1990	3,5	9	10,6	6	12	8,5	24	0,3	7,3	0	0	0	24
1991	3	9	14,6	10,3	21,8	8	9	15	5,8	8	0,7	0	21,8
1992	5,5	3,7	9,5	3,2	2	8,8	21,4	8,2	5,2	0	0	1,1	21,4
1993	5,2	13	16	8,2	19,4	16	2	18,8	3,2	0	0,5	0	19,4
1994	12,5	39,5	4,5	16	8	19,5	30	1,5	0	0	0	5,5	39,5
1995	7,7	8,5	12,5	65,5	12	25	24	35	4,5	0	2,5	0	65,5
1996	6,6	2,5	3,2	12,2	17	26	0	22,8	22	0	0	0	22,8
1997	17,9	10,7	10,3	9,5	5,7	6,3	8,2	10,5	11,5	10	0	6,1	17,9
1998	1,6	3,5	9,7	17,8	14	7,5	22,9	25	20	16,5	0	0	22,9
1999	6,7	6,8	34,6	25,2	28	65	5,2	6,6	22,3	0	0	0	34,6
2000	7,8	15,7	21,2	4,6	11,4	17,3	17	6,5	12,7	11,5	0	0	21,2
2001	5,8	11,7	41,3	15,7	0	5,7	14,6	24,9	28	23,5	0	14,9	41,3
2002	25	13,5	30,2	16,5	19,8	21,2	12	20,5	8,2	5,7	0	0	30,2
2003	10	18,9	13,2	19,6	31,5	14,9	14	19,2	21,5	0	0	0	31,5
2004	4,5	13,9	20,6	18,5	11,4	8,6	12,1	7,5	6,5	5	1,5	0	20,6
2005	7,6	17,2	20,1	37,4	30,1	36	15	5	8	12	2	5,2	37,4
2006	10,4	11,3	18,5	32,5	34,8	20	17	6,5	8,9	13,7	3,8	6,2	34,8
2007	15,9	14,6	14	72,4	36	25	16,3	6,1	17,5	9,2	0	1,5	72,4
2008	8,6	16	13,2	35	37,1	40,5	21,2	8,9	5,6	0,2	2	0	40,5
2009	12,7	9,5	22	42	79,8	25,6	22,1	10,6	9,8	4,3	2,6	0,5	79,8
2010	17,6	13	24,5	19	23,3	20,9	22,3	9,6	10,5	5,8	3,7	2,2	24,5
2011	20,1	11,2	25,3	25,6	91	32,8	29,3	18,5	17,6	6,3	3,9	2,5	91
2012	20,5	9	26,3	24,3	80	35,6	26,5	20,4	20,1	19,6	12,5	5,4	80
2013	7	23	32,1	26,4	42,1	59	38,4	20,6	23,5	18,9	15,3	6,5	59
2014	6	14	16,3	16,2	15,9	18,2	18,6	15,1	6,8	10,9	13,7	2,6	18,6

Annexes

C

Stabilité pour le cas de fin de construction

R=31,23

bi	h1	h2	h3	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
3,123	0,91	0	0	-0,1	0,995	4,945	-0,494	4,920	3,139	10,672	0,27	1,328	30,770	38,039
3,123	2,22	0	0	0	1,000	12,064	0,000	12,064	3,123	10,618	0,27	3,257	30,120	90,838
3,123	3,21	0	0	0,1	0,995	17,443	1,744	17,356	3,139	10,672	0,27	4,686	29,650	129,298
3,123	3,87	0	0	0,2	0,980	21,030	4,206	20,605	3,187	10,837	0,27	5,563	29,280	153,937
3,123	4,19	0	0	0,3	0,954	22,769	6,831	21,720	3,274	11,131	0,27	5,864	29,410	167,406
3,123	4,12	0	0	0,4	0,917	22,388	8,955	20,519	3,407	11,585	0,27	5,540	29,740	166,456
3,123	3,61	0	0	0,5	0,866	19,617	9,808	16,989	3,606	12,261	0,27	4,587	30,270	148,450
3,123	2,57	0	0	0,6	0,800	13,965	8,379	11,172	3,904	13,273	0,27	3,017	23,040	80,441
3,123	0,78	0	0	0,7	0,714	4,239	2,967	3,027	4,373	14,868	0,27	0,817	30,970	32,817
							42,396			105,917		34,660		1007,682

Kss	3,32
Kas	1,88

Stabilité pour le cas de fin de construction

R=26,8

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,68	2,13	0	0	-0,30	0,954	9,933	-2,980	9,475	-3,145	-10,693	0,270	2,558	25,770	63,991
-2	2,68	3,8	0	0	-0,20	0,980	17,720	-3,544	17,362	-2,041	-6,940	0,270	4,688	24,930	110,441
-1	2,68	5,18	0	0	-0,10	0,995	24,155	-2,416	24,034	-1,005	-3,417	0,270	6,489	24,220	146,261
0	2,68	6,3	0	0	0,00	1,000	29,378	0,000	29,378	0,000	0,000	0,270	7,932	23,660	173,772
1	2,68	7,15	0	0	0,10	0,995	33,342	3,334	33,175	1,005	3,417	0,270	8,957	23,280	194,050
2	2,68	7,72	0	0	0,20	0,980	36,000	7,200	35,273	2,041	6,940	0,270	9,524	23,090	207,809
3	2,68	7,99	0	0	0,30	0,954	37,259	11,178	35,543	3,145	10,693	0,270	9,597	23,100	215,171
4	2,68	7,93	0	0	0,40	0,917	36,979	14,792	33,892	4,364	14,839	0,270	9,151	23,330	215,681
5	2,68	7,5	0	0	0,50	0,866	34,974	17,487	30,288	5,774	19,630	0,270	8,178	23,760	207,746
6	2,68	6,6	0	0	0,60	0,800	30,777	18,466	24,622	7,500	25,500	0,270	6,648	24,390	187,663
7	2,68	5,07	0	0	0,70	0,714	23,642	16,550	16,884	9,802	33,327	0,270	4,559	25,200	148,947
8	2,68	2,56	0	0	0,80	0,600	11,938	9,550	7,163	13,333	45,333	0,270	1,934	26,160	78,073
somme								92,597			149,321		75,722		1885,614

Kss	2,43
Kas	1,38

Stabilité pour le cas de fin de construction

R=27,08

'N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2,708	0,46	0	0	-0,40	0,917	2,167	-0,867	1,987	-4,364	-14,839	0,270	0,536	26,880	14,565
-3	2,708	2,19	0	0,59	-0,30	0,954	12,955	-3,887	12,359	-3,145	-10,693	0,270	3,337	25,790	83,530
-2	2,708	3,27	0	1,44	-0,20	0,980	21,842	-4,368	21,401	-2,041	-6,940	0,270	5,778	24,790	135,367
-1	2,708	4,44	0	1,99	-0,10	0,995	29,813	-2,981	29,663	-1,005	-3,417	0,270	8,009	23,910	178,205
0	2,708	5,57	0	2,26	0,00	1,000	36,344	0,000	36,344	0,000	0,000	0,270	9,813	23,170	210,520
1	2,708	6,7	0	2,26	0,10	0,995	41,668	4,167	41,459	1,005	3,417	0,270	11,194	22,630	235,737
2	2,708	7,83	0	1,99	0,20	0,980	45,786	9,157	44,861	2,041	6,940	0,270	12,112	22,240	254,570
3	2,708	9,8	0	1,44	0,30	0,954	52,611	15,783	50,188	3,145	10,693	0,270	13,551	22,090	290,544
4	2,708	10,08	0	0,59	0,40	0,917	50,132	20,053	45,947	4,364	14,839	0,270	12,406	22,170	277,859
5	2,708	10,61	0	0	0,50	0,866	49,993	24,997	43,296	5,774	19,630	0,270	11,690	22,470	280,838
6	2,708	10,18	0	0	0,60	0,800	47,967	28,780	38,374	7,500	25,500	0,270	10,361	23,010	275,932
7	2,708	9,27	0	0	0,70	0,714	43,679	30,576	31,193	9,802	33,327	0,270	8,422	23,760	259,456
8	2,708	7,73	0	0	0,80	0,600	36,423	29,139	21,854	13,333	45,333	0,270	5,901	24,700	224,913
9	2,708	5,21	0	0	0,90	0,436	24,549	22,094	10,701	20,647	70,201	0,270	2,889	25,810	158,403
somme								172,642			193,991		113,110		2880,440

Kss	1,78
Kas	1,10

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

R=31,23

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*tangø	dn	a*Gn*dn
-1	3,1	0,91	0	0	-0,1	0,99	4,94	-0,49	4,92	3,14	10,67	0,27	1,33	0	0	0,000	30,770	38,04
0	3,1	2,22	0	0	0	1,00	12,06	0,00	12,06	3,12	10,62	0,27	3,26	0	0	0,000	30,120	90,84
1	3,1	3,21	0	0	0,1	0,99	17,44	1,74	17,36	3,14	10,67	0,27	4,69	0	0	0,000	29,650	129,30
2	3,1	3,87	0	0	0,2	0,98	21,03	4,21	20,60	3,19	10,84	0,27	5,56	0	0	0,000	29,280	153,94
3	3,1	4,19	0	0	0,3	0,95	22,77	6,83	21,72	3,27	11,13	0,27	5,86	0	0	0,000	29,410	167,41
4	3,1	4,12	0	0	0,4	0,92	22,39	8,96	20,52	3,41	11,59	0,27	5,54	0	0	0,000	29,740	166,46
5	3,1	3,61	0	0	0,5	0,87	19,62	9,81	16,99	3,61	12,26	0,27	4,59	0	0	0,000	30,270	148,45
6	3,1	2,57	0	0	0,6	0,80	13,97	8,38	11,17	3,90	13,27	0,27	3,02	0	0	0,000	23,040	80,44
7	3,1	0,78	0	0	0,7	0,71	4,24	2,97	3,03	4,37	14,87	0,27	0,82	0	0	0,000	30,970	32,82
somme								42,396			105,917		34,660			0,000		1007,682

Kss	3,32
Kas	1,88

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

R=26.8

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,68	2,13	0	0	-0,3	0,95	9,93	-2,98	9,48	2,81	9,55	0,27	2,56	0	0	0,000	25,770	63,99
-2	2,68	3,8	0	0	-0,2	0,98	17,72	-3,54	17,36	2,74	9,30	0,27	4,69	0	0	0,000	24,930	110,44
-1	2,68	5,18	0	0	-0,1	0,99	24,16	-2,42	24,03	2,69	9,16	0,27	6,49	0	0	0,000	24,220	146,26
0	2,68	6,3	0	0	0	1,00	29,38	0,00	29,38	2,68	9,11	0,27	7,93	0	0	0,000	23,660	173,77
1	2,68	7,15	0	0	0,1	0,99	33,34	3,33	33,17	2,69	9,16	0,27	8,96	0	0	0,000	23,280	194,05
2	2,68	7,72	0	0	0,2	0,98	36,00	7,20	35,27	2,74	9,30	0,27	9,52	0	0	0,000	23,090	207,81
3	2,68	7,99	0	0	0,3	0,95	37,26	11,18	35,54	2,81	9,55	0,27	9,60	0	0	0,000	23,100	215,17
4	2,68	7,93	0	0	0,4	0,92	36,98	14,79	33,89	2,92	9,94	0,27	9,15	0	0	0,000	23,330	215,68
5	2,68	7,5	0	0	0,5	0,87	34,97	17,49	30,29	3,09	10,52	0,27	8,18	0	0	0,000	23,760	207,75
6	2,68	6,6	0	0	0,6	0,80	30,78	18,47	24,62	3,35	11,39	0,27	6,65	0	0	0,000	24,390	187,66
7	2,68	5,07	0	0	0,7	0,71	23,64	16,55	16,88	3,75	12,76	0,27	4,56	0	0	0,000	25,200	148,95
8	2,68	2,56	0	0	0,8	0,60	11,94	9,55	7,16	4,47	15,19	0,27	1,93	0	0	0,000	26,160	78,07
somme								89,617			124,931		80,214			0,000		1949,605

Kss	2,43
Kas	1,38

Stabilité pour le cas de fonctionnement normale

R=27.08

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*tangø	dn	a*Gn*dn			
-4	2,71	0,46	0	0	-0,4	0,92	2,17	-0,87	1,99	2,95	10,05	0,27	0,54	0	0	0,000	26,880	11,65			
-3	2,71	2,19	0	0,59	-0,3	0,95	12,96	-3,89	12,36	2,84	9,65	0,27	3,34	0	0	0,000	25,790	66,82			
-2	2,71	3,27	0	1,44	-0,2	0,98	21,84	-4,37	21,40	2,76	9,40	0,27	5,78	0	0	0,000	24,790	108,29			
-1	2,71	4,44	0	1,99	-0,1	0,99	29,81	-2,98	29,66	2,72	9,25	0,27	8,01	0	0	0,000	23,910	142,56			
0	2,71	5,57	0	2,26	0	1,00	36,34	0,00	36,34	2,71	9,21	0,27	9,81	0	0	0,000	23,170	168,42			
1	2,71	6,70	0	2,26	0,1	0,99	41,67	4,17	41,46	2,72	9,25	0,27	11,19	0	0	0,000	22,630	188,59			
2	2,71	7,83	0	1,99	0,2	0,98	45,79	9,16	44,86	2,76	9,40	0,27	12,11	0	0	0,000	22,240	203,66			
3	2,71	9,8	0	1,44	0,3	0,95	52,61	15,78	50,19	2,84	9,65	0,27	13,55	0	0	0,000	22,090	232,44			
4	2,71	10,08	0	0,59	0,4	0,92	50,13	20,05	45,95	2,95	10,05	0,27	12,41	0	0	0,000	22,170	222,29			
5	2,71	10,61	0	0	0,5	0,87	49,99	25,00	43,30	3,13	10,63	0,27	11,69	0	0	0,000	22,470	224,67			
6	2,71	10,18	0	0	0,6	0,80	47,97	28,78	38,37	3,39	11,51	0,27	10,36	0	0	0,000	23,010	220,75			
7	2,71	9,27	0	0	0,7	0,71	43,68	30,58	31,19	3,79	12,89	0,27	8,42	0	0	0,000	23,760	207,56			
8	2,71	7,73	0	0	0,8	0,60	36,42	29,14	21,85	4,51	15,35	0,27	5,90	0	0	0,000	24,700	179,93			
9	2,71	5,21	0	0	0,9	0,44	24,55	22,09	10,70	6,21	21,12	0,27	2,89	0	0	0,000	25,810	126,72			
									172,642				157,405				115,999			0,000	2304,352

Kss	1,78
Kas	1,10

Stabilité pour le cas de la vidange rapide

R=40.38

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	4,0	0	0,880	0	-0,20	0,980	3,518	-0,704	3,447	4,121	14,012	0,27	0,931	23,950	21,063
-1	4,0	0	2,970	0	-0,10	0,995	11,873	-1,187	11,813	4,058	13,798	0,27	3,190	23,288	69,124
0	4,0	0	4,640	0	0,00	1,000	18,549	0,000	18,549	4,038	13,729	0,27	5,008	22,774	105,608
1	4,0	0	5,910	0	0,10	0,995	23,626	2,363	23,508	4,058	13,798	0,27	6,347	22,427	132,465
2	4,0	0	6,780	0	0,20	0,980	27,104	5,421	26,556	4,121	14,012	0,27	7,170	22,261	150,840
3	4,0	0,000	7,210	0	0,30	0,954	28,823	8,647	27,495	4,233	14,392	0,27	7,424	22,285	160,579
4	4,0	0,000	7,240	0	0,40	0,917	28,943	11,577	26,526	4,406	14,980	0,27	7,162	22,503	162,825
5	4,0	1,650	6,760	0	0,50	0,866	38,617	19,309	33,443	4,663	15,853	0,27	9,030	22,911	221,189
6	4,0	3,980	4,070	0	0,60	0,800	44,234	26,541	35,387	5,048	17,162	0,27	9,555	23,499	259,865
7	4,0	1,330	0	0	0,70	0,714	9,345	6,541	6,673	5,654	19,225	0,27	1,802	24,310	56,793
somme								78,507			150,962		57,618		1340,351

Kss	2,66
Kas	1,87

Stabilité pour le cas de la vidange rapide

R=33.93

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	3,393	0,00	2,020	0	-0,40	0,917	6,785	-2,714	6,219	3,702	12,587	0,27	1,679	32,990	55,962
-3	3,393	0,00	4,230	0	-0,30	0,954	14,209	-4,263	13,554	3,557	12,093	0,27	3,660	31,890	113,280
-2	3,393	0,00	6,060	0	-0,20	0,980	20,356	-4,071	19,945	3,463	11,774	0,27	5,385	30,940	157,453
-1	3,393	0,00	7,540	0	-0,10	0,995	25,327	-2,533	25,200	3,410	11,594	0,27	6,804	30,170	191,032
0	3,393	0,00	8,670	0	0,00	1,000	29,123	0,000	29,123	3,393	11,536	0,27	7,863	29,600	215,511
1	3,393	0,00	9,150	0	0,10	0,995	30,735	3,074	30,581	3,410	11,594	0,27	8,257	29,500	226,674
2	3,393	0,00	9,360	0	0,20	0,980	31,441	6,288	30,806	3,463	11,774	0,27	8,318	29,420	231,248
3	3,393	0,00	9,360	0	0,30	0,954	31,441	9,432	29,993	3,557	12,093	0,27	8,098	29,590	232,584
4	3,393	0,00	8,950	0	0,40	0,917	30,064	12,025	27,554	3,702	12,587	0,27	7,440	30,000	225,478
5	3,393	2,19	5,860	0	0,50	0,866	32,614	16,307	28,244	3,918	13,321	0,27	7,626	30,650	249,901
6	3,393	4,21	2,360	0	0,60	0,800	32,782	19,669	26,226	4,241	14,420	0,27	7,081	62,510	512,308
7	3,393	4,29	0,000	0	0,70	0,714	25,327	17,729	18,087	4,751	16,154	0,27	4,884	32,550	206,102
8	3,393	0,77	0	0	0,80	0,600	4,546	3,637	2,728	5,655	19,227	0,27	0,736	21,687	24,647
somme								74,5809			170,756		77,8302		2642,1801

Kss	3,33
Kas	1,63

Stabilité pour le cas de la vidange rapide

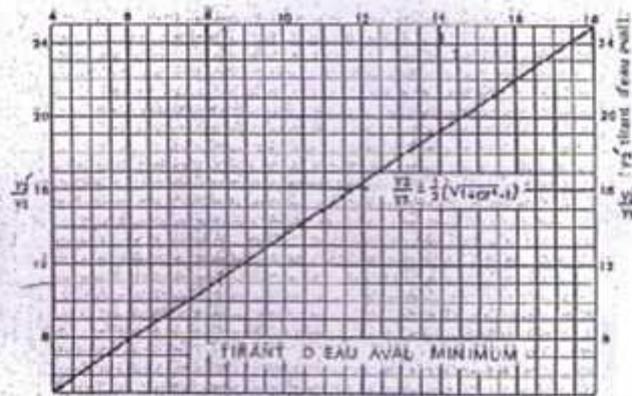
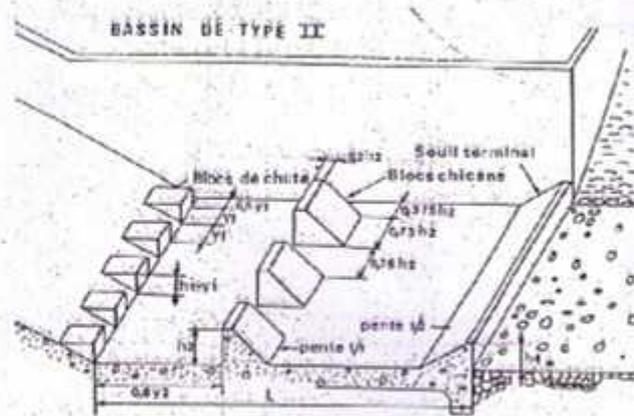
R=35.21

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Ssin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	3,52	0,00	2,92	0,81	-0,40	0,92	14,88	-5,95	13,64	3,84	13,06	0,27	3,68	17,64	65,62
-3	3,52	0,00	4,09	1,91	-0,30	0,95	25,35	-7,61	24,19	3,69	12,55	0,27	6,53	17,20	109,02
-2	3,52	0,00	5,14	2,63	-0,20	0,98	33,20	-6,64	32,53	3,59	12,22	0,27	8,78	16,66	138,24
-1	3,52	0,00	6,25	2,99	-0,10	0,99	39,16	-3,92	38,96	3,54	12,03	0,27	10,52	16,20	158,60
0	3,52	0,00	7,36	2,99	0,00	1,00	43,03	0,00	43,03	3,52	11,97	0,27	11,62	15,85	170,44
1	3,52	0,00	8,48	2,64	0,10	0,99	44,90	4,49	44,67	3,54	12,03	0,27	12,06	15,60	175,14
2	3,52	0,00	9,59	1,92	0,20	0,98	44,58	8,92	43,68	3,59	12,22	0,27	11,79	15,49	172,63
3	3,52	0,00	10,70	0,81	0,30	0,95	42,00	12,60	40,07	3,69	12,55	0,27	10,82	15,50	162,79
4	3,52	0,00	11,08	0,00	0,40	0,92	38,62	15,45	35,40	3,84	13,06	0,27	9,56	15,65	151,10
5	3,52	1,62	8,53	0,00	0,50	0,87	39,66	19,83	34,35	4,07	13,82	0,27	9,27	15,93	157,90
6	3,52	3,67	4,95	0,00	0,60	0,80	39,74	23,84	31,79	4,40	14,96	0,27	8,58	16,33	162,21
7	3,52	5,85	0,42	0,00	0,70	0,71	37,30	26,11	26,64	4,93	16,76	0,27	7,19	16,84	157,05
8	3,52	2,63	0,00	0,00	0,80	0,60	16,11	12,89	9,67	5,87	19,95	0,27	2,61	17,44	70,27
somme								100,02			177,20		113,02		1851,01

Kss	2,90
Kas	1,90

Annexes

D



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (extrait de "design of spill dams")