

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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

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

THÈME DU PROJET :

**ÉTUDE D'EXÉCUTION D'UN PETIT BARRAGE
DJILLALI BEN AMER SUR OUED YASSEL
(WILAYA DE TIARET)**

PRESENTÉ PAR :
NEMOUCHI MERIEM

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
A.HADJ SADOK	Maître de Conférences (B)	Président
S.TOUMI	Maître de Conférences (B)	Examineur
M.BOUZIANE	Maître Assistant (A)	Examineur
M.BOUKHELIFA	Maître Assistant (B)	Examineur
M.K.MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Session - 2016

Dédicace

*A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie,
on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes
qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence,
mais surtout les mauvais.....*

*Ces personnes qui nous ont aidé sans le leur dire,
Soutenus sans réserve, aimé sans compter.....
ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur,
à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.....*

A mes parents :

NEMOUCHI KHOUDIR

et

AMRANI FOUZIA

N.MERTEM

Remerciements

*J'adresse en premier lieu ma reconnaissance à notre **DIEU** tout puissant, de m'avoir donné le courage et la volonté pour bien mener à ce travail, Car sans leur volition rien n'est possible.*

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à tous ceux qui m'ont apportés un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, ma famille : mes parents et mes frères.

*Toutes mes gratitudes et mes reconnaissances au professeur **MUSTAPHA KAMEL MIHOUBI** pour ses judicieux conseils ainsi que ses disponibilités tout au long de l'élaboration de ce travail.*

Mes pensées vont pareillement à tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation du début jusqu'à ce moment.

Mon respect s'adresse aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

*Je tiens à remercier toute l'équipe du bureau d'étude **M.A.T.H.E** à **CONSTANTINE** pour leur aide et leurs orientations.*

*Un remerciement particulier à l'ingénieur **M^r Idris Aziz** de l'**ENSH** pour ses conseils avisés et l'aide précieuse qu'il m'a porté.*

*Ces remerciements ne seraient pas complets si je ne citais pas les personnes qui ont eu à supporter tous les hauts et les bas qui se sont succédés tout au long de notre cursus à l'**ENSH**, tous les anciens, **N.R1** et **N.R2**, qu'ils trouvent ici l'expression de mes respects.*

*Je n'oublie pas et non plus tous mes ami(e)s qui m'aiment, qui m'ont toujours encouragé pour atteindre mes objectifs, la promotion de **MIMST Campus Ahmed Hammani "Zerzara - CONSTANTINE"**.*

*À tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin vous êtes tous dans un coin spécial au cœur, je vous dis **MERCI**.*

N.MERTEM

ملخص :

السدود هي منشآت مائية موجهة لتخزين المياه من أجل استغلالها في مختلف الإستعمالات ، وفي إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية، و نظرا للنقص الملاحظ في التزويد بالمياه الصالحة للشرب وكذلك المخصصة لقطاع الفلاحة بولاية تيارت ، من خلال مذكرة التخرج هذه قمنا بدراسة قابلية إنجاز سد مائي على واد ياسل بمنطقة الجليلي بن اعرم. يهدف عملنا الى دراسة جدوى لسد مخزن من الناحية الجيولوجية و الهيدرولوجية وكذا الاقتصادية، من أجل سد الحاجة لمياه الشرب والسقي. دراسة الجدوى تشمل دراسة النماذج ، التي مكنتنا من اختيار النموذج المناسب للهيكل، و بعدما تحققنا من ثباته ، تطلب حساب أبعاد التجهيزات الملحقة (مفرغ الفيضانات، المحول المؤقت، مأخذ الماء و مفرغ القعر) . أما فيما يتعلق بالإنجاز، فقد قمنا بوضع شرح يتضمن مختلف أطواره الحسابية.

- الكلمات المفتاحية : السدود ، منشآت مائية ، الجيولوجية ، الهيدرولوجية ، الاقتصادية ، النماذج ، دراسة جدوى ، ثبات ، التجهيزات الملحقة .

Résumé :

Les barrages sont des ouvrages hydrauliques appelés à accumuler les eaux à fin de les utiliser pour différents usages, et dans le cadre de la stratégie nationale qui vise à préserver les ressources en eau, et vu que le manque d'approvisionnement en eau potable ainsi dédiée au secteur de l'agriculture de la Wilaya de Tieret, l'étude que nous avons menée dans ce mémoire de fin d'étude est consacrée à l'implantation d'un barrage sur Oued Yassel dans la région de Djillali Ben Amer.

Le présent travail porte sur l'étude de faisabilité d'un barrage réservoir de point de vue géologique, hydrologique et économique, destiné à satisfaire la demande en eau potable et celle de l'irrigation.

L'étude de faisabilité consiste à étudier les variantes qui nous ont permis de choisir la variante la plus adéquate de la digue, nous avons ainsi vérifié sa stabilité, et dimensionner les ouvrages annexes (évacuateur de crues, dérivation provisoire, prise d'eau et vidange du fond). A l'égard de la réalisation, nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

- **Mots clés :** barrages, ouvrages hydrauliques, géologique, hydrologique, économique, variantes, faisabilité, stabilité, ouvrages annexes.

Abstract :

Dams are hydraulic structures required to accumulate water that can be used in various domains, within the framework of the national strategy which aims at preserving water resources, considering the remarkable lack of drinking water supply as dedicated to the agricultural market in the Willaya of Tieret, the study that we carried out in this thesis is devoted to the possibility of the establishment of a stopping on Yassel river in the area of Djillali Ben Amer.

This work concerns the ability of creating a tank dam from a geological, hydrological and economic point of view, intended to satisfy the demand for drinking water and that of the irrigation.

The feasibility study consists in studying the alternatives, to find which the most adequate alternative of the dam enables us to choose, after we checked its stability, it asks to dimension the additional works (spillway, temporary diversion, water intake and outlet works). Regarding the realization, we prepared an explanatory note containing the various stages of calculation.

- **Key words :** Dams, hydraulic structures, geological, hydrological, economic, alternatives, feasibility, stability, additional works.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE :	1-2
--------------------------------	------------

CHAPITRE I : ÉTUDE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE

INTRODUCTION :	3
I.1. ETUDE TOPOGRAPHIQUE :	3
I.1.1. Documentation topographique :	3
I.1.2. Choix du l'axe de l'ouvrage :	3
I.1.3. Situation géographique du site :	4
I.1.3.1. Situation géographique de la wilaya :	4
I.1.3.2. Situation géographique de la commune :	4
I.1.3.3. Situation géographique de la retenue collinaire :	4
I.1.4. Caractéristiques morphologiques du site :	5
I.1.5. Conclusion :	5
I.2. ETUDE GEOLOGIQUE :	6
I.2.1. Contexte géologique régional :	6
I.2.2. Géologie de la cuvette :	9
I.2.3. Hydrogéologie :	9
I.2.4. Sismicité de la région d'étude :	9
I.2.5. Tectonique :	11
I.2.6. Stabilité des versants de la cuvette :	11
I.2.7. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :	11
I.2.8. Matériaux de construction de la retenue collinaire :	11
I.2.9. Conclusion :	11
I.3. ETUDE GEOTECHNIQUE :	12
I.3.1. Prospection géotechnique :	12
I.3.1.1. Prospection géotechnique du terrain :	12
I.3.1.2. Prospection géotechnique de laboratoire :	12
1. Nombre des essais :	13
2. Mode opératoire des essais :	13
I.3.2. Résultats géotechniques du terrain et de laboratoire et leur interprétation :	14
1. Terrain d'assise et fondation de la digue :	14
2. Matériaux de construction de la digue et d'étanchéité :	16
3. Matériaux pour filtres, transitions et drains :	17
4. Matériaux d'enrochement :	17
I.3.3. Conclusion :	17
CONCLUSION :	18

CHAPITRE II : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION :	19
II.1. Définition du bassin versant :	19
II.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant :	19
II.2.1. Caractéristiques physiques du bassin versant :	21
1) Superficie du bassin versant :	21
2) Périmètre du bassin versant :	21
3) Longueur du talweg principal :	21
II.2.2. Caractéristiques hydromorphologiques :	21
1) Indice de compacité de Gravelius "Kc":	21
2) Coefficient d'allongement :	21
3) Rectangle équivalent :	22
II.2.3. Hypsométrie du bassin versant :	22
II.2.3.1. Relief :	22
II.2.3.2. Courbe hypsométrique :	24
1) Altitude médiane :	25
2) Altitude moyenne du bassin versant :	25
3) Pente moyenne du bassin versant :	25
4) Indice de pente :	26
5) Dénivelée spécifique :	27
II.3. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :	27
II.3.1. Chevelu hydrographique :	27
1) Pente moyenne du cours d'eau principal Ic :	29
2) densité de drainage :	29
3) Densité du thalweg élémentaire :	29
4) Coefficient de torrentialité:	29
5) Temps de concentration :	29
6) Vitesse de ruissellement :	29
II.4. Caractéristiques climatiques du bassin versant :	30
II.4.1. Introduction :	30
II.4.2. Données de base et analyse :	30
II.4.3. Températures :	31
II.4.4. Humidité relative :	31
II.4.5. Evaporation :	32
II.4.6. Vitesse du vent :	33
II.5. Etude des précipitations :	33
II.5.1. Généralités :	33

II.5.2. Répartition moyenne mensuelle de la pluie annuelle :	33
II.5.3. Précipitations maximales journalières :	34
II.5.4. Ajustement des pluies :	34
II.5.4.1. Choix de la loi d'ajustement :	34
II.5.4.2. Ajustement des pluies maximales journalières :	35
1) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :	35
2) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normal) :	37
II.5.4.3. Pluies de courtes durées I.D.F (courbes : Intensité - Durée - Fréquence) :	40
II.6. Etudes des apports :	44
II.6.1. Apports liquides :	44
II.6.1.1. Apport moyen interannuel (A0) :	44
II.6.1.2. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :	45
II.6.1.3. Caractéristiques de l'écoulement :	46
1) Module de l'écoulement :	46
2) Module de l'écoulement relatif (spécifique) :	46
3) Lamme d'eau écoulée :	46
4) Coefficient de l'écoulement :	46
5) Coefficient de variation :	46
II.6.2. Apports fréquents :	47
II.7. Etude des crues :	48
II.7.1. Détermination des débits maxima fréquents par les formules empiriques :	48
II.7.2. Construction de l'hydrogramme de crues :	50
II.7.3. Choix de la crue de projet :	53
II.7.4. Choix de la crue de chantier :	54
II.7.5. Apport solide et l'estimation du volume mort :	55
II.7.5.1. Apport solide par suspension :	55
II.7.5.2. Apport solide par charriage :	56
II.8. Etude de régularisation :	56
II.8.1. Courbes caractéristiques de la retenue :	56
II.8.2. Détermination de la restitution garantie :	59
II.8.3. Calcul du volume utile :	59
II.8.3.1. Régularisation saisonnière (sans tenir compte des pertes) :	60
II.8.3.2. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :	63
1) Pertes par évaporation :	63
2) Pertes par infiltration :	63
3) Estimation de l'erreur :	64
II.8.4. Laminage des crues :	67
II.8.4.1. Méthode de KOTCHERINE :	67
CONCLUSION :	73

CHAPITRE III : ÉTUDE D'OPTIMISATION

INTRODUCTION :	74
III.1. Calcul du coût approximatif de la digue :	74
III.1.1. La revanche :	74
III.1.2. Le tassement :	75
III.1.3. La largeur en crête :	75
III.1.4. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :	75
III.2. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :	79
III.2.1. Coût du déversoir :	79
III.2.2. Coût du coursier :	80
CONCLUSION :	82
III.3. Laminage des crues pour un déversoir de largeur $b=60$ m :	84

CHAPITRE IV : ÉTUDE DES VARIANTES

INTRODUCTION :	88
IV.1. Généralités :	88
IV.1.1. Le choix du type de barrage :	88
IV.1.2. Les variantes à choisir :	88
IV.1.3. Fixation du choix définitif du type de barrage :	90
IV.1.4. Etude comparative :	91
IV.2. Définition du profil général du barrage :	91
IV.2.1. La longueur en crête :	91
IV.2.2. Pentes des talus :	91
IV.2.3. Les bermes :	91
A - Talus amont :	91
B - Talus aval :	91
C - Protection des talus :	91
D - Enrochement du talus amont :	92
IV.3. Etude Technico-économique :	92
IV.3.1. Barrage Homogène en argile :	92
IV.3.1.1. Le volume de la recharge :	92
IV.3.1.2. Calcul des drains :	92
A - Le drain prisme (aval) :	92
IV.3.2. Barrage zoné à noyau d'argile :	93
IV.3.2.1. Le noyau :	93
IV.3.2.2. Volume de recharge :	95
IV.3.3. Barrage en enrochement avec masque en béton :	95
IV.3.3.1. La recharge :	95
IV.3.3.2. Le masque en béton :	95
IV.3.4. Estimation du coût des variantes :	96
CONCLUSION :	96

CHAPITRE V : ÉTUDE DÉTAILLÉE DE LA DIGUE

INTRODUCTION :	97
V.1. Détail constructif du barrage :	97
V.2. Revêtement et protection :	97
V.2.1. Le talus aval :	97
V.2.2. Le talus amont :	97
V.2.2.1. Enrochement du talus amont :	98
V.2.2.2. Épaisseur moyen des pierres d'enrochement :	98
V.2.3. La crête :	100
V.3. Etanchéité et drainage :	100
V.3.1. Le prisme aval :	100
V.3.2. La clé d'étanchéité :	101
V.3.3. Les filtres :	101
V.3.3.1. Constitution et fonctionnement des filtres :	101
V.3.3.2. Calcul des filtres :	101
A. Règles de dimensionnement des filtres :	101
B. Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :	102
C. Vérification de règles de dimensionnement des filtres :	102
D. Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre :	103
CONCLUSION :	104

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE FIABILITÉ DE LA DIGUE

VI.I. ÉTUDE DES INFILTRATIONS

INTRODUCTION :	105
VI.I.1. Généralités :	105
VI.I.1.1. L'objectif de calcul des infiltrations :	105
VI.I.1.2. Principe :	105
VI.I.2. Ligne de saturation :	105
VI.I.3. Calcul du débit de fuite par infiltration :	106
VI.I.3.1. Digue :	106
VI.I.3.2. Fondation :	107
VI.I.3.3. Barrage (digue + fondation) :	107
VI.I.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :	107
VI.I.4.1. Dispositif d'étanchéité (corps du barrage) :	107
VI.I.4.2. Fondation du barrage :	108
CONCLUSION :	108

VI.II. ÉTUDE DE STABILITÉ

VI.II.1. Généralités :	109
VI.II.1.1. La stabilité des barrages (Talus) :	109
VI.II.1.2. Conséquences de l'instabilité des talus :	109
VI.II.2. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :	110
VI.II.2.1. Calcul des forces agissant sur une tranche :	112
1. Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :	112
2. Force de pression interstitielle :	112
3. Forces de cohésion :	112
4. Forces de frottement :	112
5. Forces sismiques :	112
VI.II.2.2. Classement des forces :	113
VI.II.2.3. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :..	113
1. Retenue vide (fin de construction) :	113
2. Retenue pleine (fonctionnement normal) :	114
3. Vidange rapide :	114
VI.II.3. calcul de stabilité :	115
CONCLUSION :	116

CHAPITRE VII : ÉTUDE DES OUVRAGES ANNEXES

INTRODUCTION :	117
VII.1. Ouvrages de l'évacuation de crues :	117
VI.1.1. Constitution et choix de l'évacuateur de crue :	117
VII.1.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue :	117
VII.1.1.2. Les variantes proposées de l'évacuateur :	117
VII.1.1.3. Emplacement de l'évacuateur de crue :	118
1) Choix de l'évacuateur de crue :	118
2) Choix du tracé de l'axe :	118
VII.1.2. Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues :	119
VII.1.2.1. Le canal d'approche :	119
VII.1.2.2. Le déversoir :	119
VII.1.2.3. Le chenal d'écoulement :	120
VII.1.2.4. Le convergeant :	121
VII.1.2.5. Le coursier :	121
VII.1.2.6. Le dissipateur d'énergie :	124
VII.1.2.7. Le canal de restitution :	125
VII.1.3. Hauteurs des murs bajoyers :	126
VII.2. Ouvrages de vidange de fond et de dérivation :	127
VII.3. Ouvrage de prise d'eau :	129
CONCLUSION :	130

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

INTRODUCTION :	131
VIII.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :	131
VIII.1.1. Installations destinées au personnel :	131
VIII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux :	131
VIII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins :	132
VIII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication :	132
VIII.2. Moyens du chantier :	132
VIII.2.1. Moyens humains :	132
VIII.2.2. Moyens matériels du chantier :	132
VIII.3. Planification :	133
VIII.3.1. Définition :	133
VIII.3.2. Techniques de la planification :	133
VIII.3.2.1. Méthodes basées sur le réseau :	133
1. Définition du réseau :	133
2. Construction du réseau :	133
VIII.3.2.2. Relations entre les tâches :	134
VIII.3.2.3. Plannings des Travaux :	135
VIII.3.2.4. Symboles des différentes opérations :	136
CONCLUSION :	136

CHAPITRE IX : PROTECTION ET SÉCURITÉ DU TRAVAIL

INTRODUCTION :	137
IX.1. Cause des accidents de travail :	137
IX.1.1. Causes humaines :	137
IX.1.2. Causes techniques :	137
IX.2. Causes des maladies professionnelles :	137
IX.3. Conditions dangereuses dans le chantier :	138
IX.4. Actions dangereuses :	138
IX.5. Mesures préventives :	139
IX.6. Méthode et moyens de prévention :	139
IX.7. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation :	139
CONCLUSION :	140
 CONCLUSION GÉNÉRALE :	 141-142

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : coordonnées du site :.....	8
Tableau I.2 : Récapitulatif des essais effectués au laboratoire :.....	17
Tableau I.3. : Propriétés du niveau marneux :.....	18
Tableau I.4 : Propriétés du niveau calcaires gréseux :.....	19
Tableau I.5 : Propriétés du niveau argileux marneux :.....	20
Tableau I.6 : Résultats géotechniques nécessaires pour le calcul de la stabilité (cas de fondation) : ..	22
Tableau I.7 : Résultats géotechniques nécessaires pour le calcul de la stabilité (cas de Remblai) :	22
Tableau II.1: Coordonnées de la retenue collinaire de Djillali Ben Amer sur Oued Yassel :	4
Tableau II.2: Répartition des surfaces en fonction des côtes :	9
Tableau II.3: les différentes altitudes :	10
Tableau II.4: Evaluation de la pente moyenne :	11
Tableau II.5: Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global :	11
Tableau II.6: Détermination de la pente de Roche Ip :	12
Tableau II.7: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) :	12
Tableau II.8: Caractéristiques hydromorphométriques du Bassin versant de Djillali Ben Amer :	15
Tableau II.9: Distribution mensuelle de la température :	16
Tableau II.10: Distribution mensuelle de de l'humidité relative :	16
Tableau II.11: Distribution mensuelle de la vitesse du vent :	17
Tableau II.12: Distribution mensuelle de l'évaporation :	17
Tableau II.13: Caractéristiques de la station pluviométrique :	18
Tableau II.14: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de sidi Bakhti :	19
Tableau II.15: Caractéristiques de la série pluviométrique :	19
Tableau II.16: Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL :	21
Tableau II.17: Résultats du calcul de l'adéquation :	21
Tableau II.18: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon :	22
Tableau II.19: Résultats de l'ajustement à la loi de GALTON :	23
Tableau II.20: Résultats du calcul de l'adéquation :	23
Tableau II.21: Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon :	24
Tableau II.22: La pluie de courtes durées de différentes fréquences :	26
Tableau II.23: Récapitulatif des résultats de calcul des apports :	30
Tableau II.24: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen :	30
Tableau II.25: Caractéristiques de l'écoulement :	31
Tableau II.26: récapitulatif des Cv :	31
Tableau II.27: Les apports pour les différentes fréquences :	32

Tableau II.28: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80% :	32
Tableau II.29: Débits maxima des crues de différentes périodes de retour :	33
Tableau II.30: Débits maxima des crues de différentes périodes de retour :	33
Tableau II.31: Valeurs de Q en fonction de bassin versant :	34
Tableau II.32: Débits maxima des crues de différentes périodes de retour :	34
Tableau II.33: Débits maxima des crues de différentes périodes de retour :	34
Tableau II.34: Débits maxima des crues par différentes formules :	34
Tableau II.35: Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ :	35
Tableau II.36: Valeurs de débits de crues en fonction du temps selon la méthode de SOKOLOVSKY (Cas de la montée) :	36
Tableau II.37: Valeurs de débits de crues en fonction de temps selon la méthode de SOKOLOVSKY (Cas de la Décrue) :	36-37
Tableau II.38: Crue de projet recommandée :	39
Tableau II.39: récapitulation de volume annuel moyen :	40
Tableau II.40: Caractéristiques topographiques de la retenue :	42
Tableau II.41: Valeurs des besoins mensuels pour l'irrigation :	44
Tableau II.42: Volume utile de la retenue :	45
Tableau II.43: Régularisation saisonnière (sans tenir compte des pertes) :	46
Tableau II.44: Evaporation mensuelle :	48
Tableau II.45: Valeurs du coefficient δ :	48
Tableau II.46: Les volumes des pertes dans la retenue :	49
Tableau II.47: Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :	50
Tableau II.48: Résultats de laminage par la méthode de KOTCHERINE :	53
Tableau II.49: Résultats de laminage par la méthode de KOTCHERINE :	54
Tableau II.50: Résultats de laminage par la méthode de KOTCHERINE :	55
Tableau III.1: Calcul de la revanche :	74
Tableau III.2: Variation de la largeur en crête en fonction de la charge déversante et la hauteur du barrage :	74
Tableau III.3: Volume de la digue pour $H_b=20.3$ m :	75
Tableau III.4: Volume de la digue pour $H_b=20.5$ m :	75
Tableau III.5: Volume de la digue pour $H_b=20.8$ m :	75
Tableau III.6: Volume de la digue pour $H_b=20.9$ m :	76
Tableau III.7: Volume de la digue pour $H_b=21.1$ m :	76
Tableau III.8: Volume de la digue pour $H_b=21.3$ m :	76
Tableau III.9: Volume de la digue pour $H_b=21.5$ m :	77

Tableau III.10: Volume de la digue pour $H_b=21.7$ m :	77
Tableau III.11: Volume de la digue pour $H_b=21.9$ m :	77
Tableau III.12: Volume de la digue pour $H_b=22.1$ m :	78
Tableau III.13: Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes: ..	78
Tableau III.14: Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs :.....	79
Tableau III.15: Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes	80
Tableau III.16: Tableau récapitulatif des prix totaux :.....	80
Tableau III.17: Capacités et dimensions finales de la retenue :	81
Tableau III.18: Volumes et débits déversants ($b = 60$ m) :	83
Tableau III.19 : Laminage des crues dans la retenue ($b=60$ m) :	84
Tableau IV.1: Valeurs indicatives des pentes des talus :	91
Tableau IV.2: Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids :	92
Tableau IV.3 : volume du prisme (aval) :	93
Tableau IV.4: Valeur du gradient admissible I_{adm} en fonction du type d'ouvrage :	93
Tableau IV.5: Volume du noyau :	94
Tableau IV.6: Volume du masque en béton :	95
Tableau IV.7: Devis estimatif des variantes étudiées :	96
Tableau V.1 : Dimensions définitives de la digue :	97
Tableau V.2: Volume du sable :	97
Tableau V.3: Volume du gravier :	98
Tableau V.4: Volume d'enrochement :	98
Tableau V.5 : Valeurs du coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage :	99
Tableau V.6: Volume du sable :	99
Tableau V.7: Volume du gravier :	99
Tableau V.8: Volume d'enrochement :	100
Tableau V.9 : Dimensions du prisme aval :	100
Tableau V.10 : Volume du prisme aval :	100
Tableau V.11 : Résultats de la courbe granulométrique de la première couche de filtre :	102
Tableau V.12 : Résultats de la courbe granulométrique de la deuxième couche de filtre :	103
Tableau V.13 : Récapitulation des besoins calculés pour l'exécution de construction de la digue : .	104
Tableau VI.I.1 : Coordonnées de la ligne de saturation selon KOZENY :	106
Tableau VI.I.2 : Débit de fuite à travers la digue :	107
Tableau VI.I.3 : Débit de fuite travers la fondation :	107

Tableau VI.I.4 : Débit de fuite de barrage :	107
Tableau VI.I.5 : Classification des barrages :	107
Tableau VI.I.6 : Gradient hydraulique admissible :	108
Tableau VI.I.7 : Détermination du gradient d'infiltration admissible :	108
Tableau VI.I.8 : Détermination du coefficient de sécurité :	108
Tableau VI.II.1: Coefficient de stabilité admissible des talus :	110
Tableau VI.II.2 : valeurs de K1 et K2 :	110
Tableau VI.II.3 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles :	115
Tableau VI.II.4 : valeurs de variantes utilisées dans le calcul de stabilité	115
Tableau VI.II.5 : Résultats géotechniques nécessaires pour le calcul de la stabilité	
(Cas de fondation) :	115
Tableau VI.II.6 : Résultats géotechniques nécessaires pour le calcul de la stabilité	
(Cas de Remblai) :	115
Tableau VI.II.7 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement :	116
Tableau VII.1 : Coordonnées du profil de Creager :	120
Tableau VII.2 : Récapitulatif des données de départ :	122
Tableau VII.3 : Calcul de la ligne d'eau :	122
Tableau VII.4. Récapitulatif de dimensions des blocs :	125
Tableau VII.5 : Récapitulatif de calcul des murs bajoyers pour le coursier :	127
Tableau VII.6 : Récapitulatif de calcul des murs bajoyers pour le canal de restitution :	127
Tableau VII.7 : Coefficients de pertes de charge singulières :	128
Tableau VII.8 : Récapitulatif de résultats pour la vidange de fond et la dérivation :	129
Tableau VII.9 : Récapitulatif de résultats pour la prise d'eau :	129
Tableau VII.10 : Dimensions des différents organes de l'évacuation de crues :	130
Tableau VIII.1: Symboles des opérations réalisées :	136
Tableau IX.1 : Plan de sécurité :	140

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Site de la retenue collinaire sur OUED YASSEL :	8
Figure I.2 : Vue aérienne du site de la retenue collinaire, Echelle : 1/5.000 :	9
Figure I.3 : Extrait de la carte géologique de l'Algérie Nord-Ouest Ech. : 1 /500.000 :	11
Figure I.4 : Extrait de la légende de la carte géologique Nord-Ouest à l'échelle 1/500.000 : ...	12
Figure I.5 : Carte de zonage sismique du territoire national :	14
Figure I.6 : Implantation des fouilles et sondages :	17
Figure II.1: Bassin versant de la retenue collinaire (E:1/50000) :	5
Figure II.2 : Représentation du bassin versant Djillali Ben Amer en courbes de niveaux	8
Figure II.3: Répartition de la courbe hypsométrique du bassin versant :.....	9
Figure II.4: Représentation du rectangle équivalent :.....	10
Figure II.5: Réseau hydrographique du bassin versant Djillali Ben Amer :.....	13
Figure II.6: Répartition mensuelle de la température :	16
Figure II.7: Répartition mensuelle de l'humidité :	17
Figure II.8: Répartition mensuelle de la vitesse du vent :.....	17
Figure II.9: Répartition mensuelle de l'évaporation :.....	18
Figure II.10: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel :.....	21
Figure II.11: Représentation graphique de l'ajustement la loi de Galton :	23
Figure II.12: Comparaison entre les deux ajustements :	24
Figure II.13 : Pluies de courte durée :.....	27
Figure II.14 : Intensité –Durée –Fréquence :	28
Figure II.15 : Répartition mensuelle graphique de l'apport liquide moyen :	30
Figure II.16: Représentation graphique de l'apport de la fréquence 80% :	32
Figure II.17: Hydrogrammes des crues probables pour différentes périodes de retour par la méthode de SOKOLOVSKY :.....	38
Figure II.18: Hydrogrammes de crues (projet/chantier) :	39
Figure II.19: Courbes Capacité-Surface-Hauteur :.....	43
Figure II.20: Représentation graphique d'exploitation (sans pertes) :	47
Figure II.21: Représentation graphique d'exploitation (avec pertes) :	51
Figure II.22: Laminage des crues pour différentes largeurs du déversoir :.....	56
Figure II.23: Laminage des crues pour différentes largeurs du déversoir :	57

Figure III.1 : Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir :	81
Figure III.2 : Courbe des débits déversants :	83
Figure III.3 : Hydrogramme des débits entrants et sortants selon la méthode de Hildenblat:..	86
Figure IV.1 : Coupe transversale d'une digue homogène	89
Figure IV.2 : Coupe transversale d'une digue zonée	89
Figure IV.3 : Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton	90
Figure VI.II.1 : Schéma de calcul de stabilité :	111
Figure VI.II.2 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche :.....	111
Figure VII.1 : Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir :	119
Figure VII.2 : Schéma du profil du seuil déversant type Creager :	120
Figure VII.3 : Tracé du profil de la ligne d'eau :	123
Figure VII.4 : Ressaut hydraulique :	124

LISTE DES PLANCHES

Planche 01 :	Coupe géologique selon l'axe de la digue
Planche 02 :	Plan d'aménagement de la digue
Planche 03 :	Profil en travers des variantes de la digue
Planche 04 :	Coupe transversale détaillée de la digue
Planche 05 :	Coupes en travers de la digue
Planche 06 :	Schémas de calcul de stabilité des talus de la digue
Planche 07 :	Profil en long de l'évacuateur avec détails
Planche 08 :	Planning des travaux d'exécution

Planche 01 : Coupe géologique / Profil en long selon l'axe de la digue
Planche 02 : Plan d'aménagement de la digue de Djillali Ben Amer, Oued Yassel, W.Tiaret
Planche 03 : profil en travers des variantes de la digue

Planche 04 : Coupe transversale détaillée de la digue
Planche 05 : Schémas de calcul de stabilité des talus de la digue
Planche 06 :
Planche 07 : Profil en long de l'évacuateur avec détails
Planche 08 : Planning des travaux d'exécution

INTRODUCTION

GÉNÉRALE



La nécessité de voir des nouveaux mécanismes pour le développement de l'agriculture dans notre pays est devenu une nécessité primordiale tant la situation du secteur est devenue alarmante.

Dans ce contexte, l'utilisation de toutes les potentialités s'avère nécessaire, car les ressources en eau sont considérées aujourd'hui comme un facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole, et un élément déterminant pour la croissance économique du pays, et l'amélioration des conditions de vie du citoyen.

Des efforts considérables ont été consentis par l'état pour accroître la mobilisation des ressources hydriques, contribuant depuis la dernière décennie à une meilleure satisfaction des besoins en eau de la population, ainsi que de l'agriculture et de l'industrie.

L'édification des petits barrages en Algérie a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau. Et puisque la demande en eau d'irrigation et d'eau potable est devenue de plus en plus importante, la politique algérienne se dirige vers la conception des petites retenues collinaires sur les différents endroits du pays à cause de leurs facilité d'exécution, adaptation aux reliefs algériens, et pour remplir les déficits, et améliorer ces services envers les citoyens.

À cet effet La direction de l'hydraulique de la Wilaya de Tiaret à lancer un programme pour l'étude du projet des retenues collinaires à travers le territoire de la wilaya pour le stockage d'un volume d'eau important destinés principalement à l'irrigation agricoles .

Dans ce cadre bien précis la commune de Djillali Ben Amer a bénéficié d'un projet de construction d'un petit barrage dans la région sur l'Oued de Yassel.

L'ensemble du Projet comporte les éléments suivants :

- Une Digue en terre en matériaux locaux
- Des Ouvrages annexes : nécessaires à la protection et l'exploitation de la retenue
 1. Un Evacuateur de crues.
 2. Une Prise d'eau et une Vidange de Fond.

Toute réalisation d'un ouvrage hydrotechnique passe par une étude détaillée et approfondie. Le présent document a pour but l'étude de faisabilité d'un petit barrage qui doit traiter les points suivants :

➤ Une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques sera faite afin de trouver le site favorable pour la réalisation.

➤ Tout dimensionnement d'un barrage s'articule sur une étude hydrologique détaillée. Celle-ci consiste essentiellement à la détermination des différents apports hydriques et solides permettant le dimensionnement hydrotechnique du barrage et de ses ouvrages annexes. la détermination des apports sera précéder par une étude morphologique précise et une analyse statistique des données climatologiques ; principalement les données de séries pluviométriques. Les différents facteurs, coefficients et paramètres trouvés sont importants pour l'analyse qui suit, en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet, et de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique.

- Un calcul d'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.
- Une analyse des variantes de digues sera consacrer en fonction de la disponibilité des matériaux sur site.
- Le choix définitif impose une étude détaillée de la conception, ainsi qu'une étude de fiabilité présente la probabilité d'infiltration à travers le corps de la digue ou par la fondation, et de stabilité des talus pour la variante choisie.
- La détermination finale des dimensions de la digue suit par une étude des ouvrages annexes à savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, de l'ouvrage de vidange et de la prise d'eau.
- La construction doit se baser sur une organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la réalisation des différentes tâches d'exécution par un planning des travaux, ainsi que prendre en considération les normes de la protection et la sécurité du travail dans le cadre de la prévention des biens et les réalisateurs.

De ce fait, le travail de ce mémoire de fin d'études consistera à concevoir une retenue qui puisse s'adapter aux conditions locales du milieu, c'est-à-dire topographiques, géologiques et hydrologiques, et aussi remplirait les objectifs généraux du projet.

CHAPITRE I

ÉTUDE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE



INTRODUCTION

L'étude topographique a pour but de connaître les potentialités topographiques du site et établir les documents nécessaires pour l'étude du projet (cartes, plans et profils) qui permettent de déterminer les caractéristiques de la retenue et le lieu le plus convenable pour l'implantation de son axe.

I.1. ETUDE TOPOGRAPHIQUE

I.1.1. Documentation topographique

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La documentation topographique pour des travaux sur l'étude de faisabilité du barrage et pour justifier les conceptions de l'étude est basée sur les documents cartographiques suivants :

- La carte géologique à l'échelle 1/500.000 ;
- Les Cartes topographique à l'échelle 1 /50.000 ;
- Cartes topographique du site à l'échelle 1/1.000 ;
- Cartes topographique du site à l'échelle 1/500 ;
- Levé topographique du site du barrage ;
- Rapport géotechnique des échantillons du dite.

I.1.2. Choix du l'axe de l'ouvrage

Le site de l'ouvrage, doit impérativement répondre aux conditions suivantes :

- Les conditions techniques liées au site comme :
 - ❖ La capacité de la cuvette à emmagasiner le maximum de volume d'eau.
 - ❖ L'étranglement des deux rives d'encrage de la digue qui conditionnera la longueur de la digue.
 - ❖ Moins la hauteur la digue sera réduite, celle-ci moins les volumes de terre à mobiliser seront réduits lors de la confection du corps de la digue en terre saine.
 - ❖ Les conditions géologiques des environs et les possibilités à trouver les matériaux les plus adéquats pour la construction du barrage (terre saine pour le corps de la retenue).
 - ❖ Les bonnes conditions d'écoulement des eaux qui sont tributaires des conditions climatiques et essentiellement les précipitations.
 - ❖ Les conditions d'accès au site de la retenue et les lieux des zones d'emprunts des matériaux nécessaires à la réalisation du projet.
 - Ainsi que les conditions économiques liées au coût du projet, à savoir :
 - ❖ Le volume d'eau (régularisable) produit durant chaque cycle (année).
 - ❖ Le coût global de la digue et des ouvrages annexes comme l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise et/ou de vidange.
 - ❖ La durée de vie de la retenue.
 - ❖ Les conditions d'envasement qui doivent êtres au minimum.

I.1.3. Situation géographique du site

I.1.3.1. Situation géographique de la wilaya

La commune de Djillali Ben Amer occupe la partie Nord-ouest de la wilaya de Tiaret, elle est limitée :

Au Nord, par la Wilaya de Tissemsilt et Relizane ;

A l'Est, par la wilaya de Djelfa ;

A l'Ouest, par la wilaya de Mascara et Saida ;

Au Sud, par la wilaya de Laghouat et El bayadh .

La wilaya s'étend sur une superficie de l'ordre de 20.050,50 Km².

I.1.3.2. Situation géographique de la commune

Djillali Ben Amar se trouve à l'ouest de Tiaret, chef-lieu de Wilaya. La ville est limitée à l'est par la commune de Mechraa Safa et Rahouia, au nord par Oued Essalem (wilaya de Relizane), à l'ouest par Oued El Abtal et au sud par Aïn Farah (wilaya de Mascara).

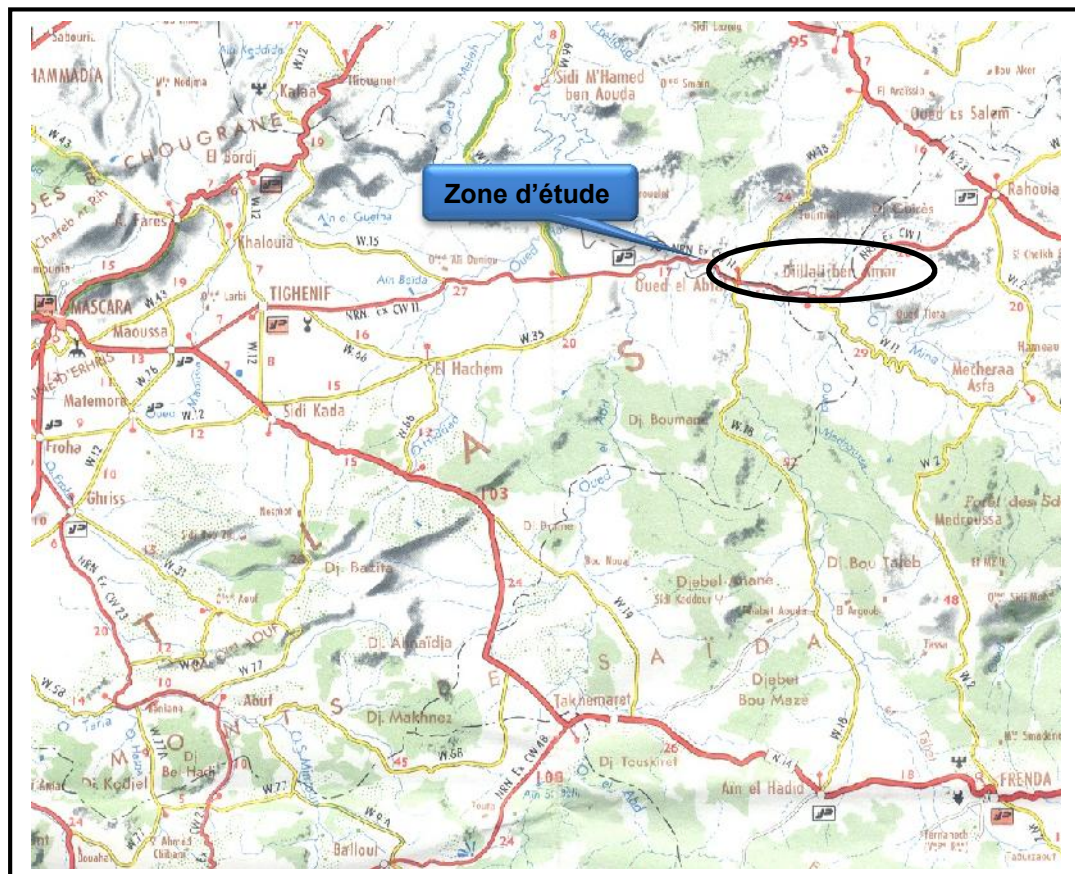


Figure I.1 : Site de la retenue collinaire sur OUED YASSEL

I.1.3.3. Situation géographique de la retenue collinaire

Le site de la future retenue collinaire sur Oued Yassel, se trouve de 42 km à l'ouest du chef-lieu de wilaya de Tiaret et à 4 km au Nord de la commune De Djilali Ben Amar.

L'axe de la future retenue collinaire est caractérisé sur la carte topographique DJILLALI BEN AMAR Feuille : 214 à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées LAMBERT suivantes :

Tableau I.1 : coordonnées du site

Coordonnées	X (km)	Y (km)	Z(m)
Oued Tarhit	X = 334,50	236,00	340



Figure I.2 : Vue aérienne du site de la retenue collinaire, Echelle : 1/5.000

I.1.4. Caractéristiques morphologiques du site

Le terrain de notre site est un terrain accidenté avec une pente plus ou moins élevée qui favorise l'écoulement du cours d'eau vers l'exutoire.

I.1.5. Conclusion

Il est judicieux de profiler des levés topographiques pour faire reporter sur le plan tous les points particuliers dont il est nécessaire de connaître la position précise de notre site et par conséquent une étude topographique est fondamentale.

I.2. ETUDE GEOLOGIQUE

Les études géologiques sont des stades très importants dans la conception des barrages, basée essentiellement sur les données recueillies in situ grâce à des observations faites sur le site, après plusieurs campagnes de reconnaissance faite sous forme de prospection, par sondages et puits en différents endroits de la retenue (zone d'emprunt de la digue) et aussi avec l'analyse descriptive (la lithologie) des formations géologiques constituent le relief. Ces derniers doivent répondre aux questions concernant :

- La stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et fondations des ouvrages ;
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue et la stabilité de ses versants ;
- L'existence des matériaux nécessaires à la construction du barrage et ses caractéristiques.

I.2.1. Contexte géologique régional

La région de Tiaret est une zone de transition entre l'Atlas tellien au nord, et l'Atlas saharien au sud. La partie nord se rapporte au système montagneux de l'Atlas tellien, les parties centrales et le sud de la wilaya s'associent au domaine plissé des hauts plateaux.

Les formations existantes dans cette région et de type marin et continental allant du **Mésozoïque, Cénozoïque jusqu'au Quaternaire**.

1. Le Mésozoïque :

➤ **Trias** : les formations triasiques sont d'origine marine ou lagunaire, elles se manifestent sous forme du gypse, quartzite d'origine sédimentaire et de dolomies.

➤ **Jurassique** : apparaît dans 03 niveaux :

Js : jurassique supérieur, représenté par des calcaires, marnes, grés et dolomie.

Jm : jurassique moyen, représenté par des marnes et des calcaires gréseux.

Ji : marin représenté par des calcaires fossilifères et dolomies.

➤ **Crétacé** :

Cs : crétacé supérieur, marin représenté par des schistes argileux, marnes et calcaires marneux.

Cm : crétacé moyen, marin ou lagunaire se manifeste par des marnes schisteuses et des grés.

Ci : crétacé inférieur ; marin représenté par des marnes et des argiles.

2. Le Cénozoïque :

➤ **Paléogène** :

Ei : éocène inférieur, marin représenté par des argiles et des marnes.

O : oligocène marin, indiqué par des bancs de calcaires fossilifères surmontés par des marnes sableuses et des bancs des calcaires gréseux.

➤ **Néogène** :

Mi : miocène inférieur marin, Burdigalien représenté par des argiles, des marnes gris foncées, des grés et des conglomérats.

Mm et s : miocène moyen marin et supérieur (Pentien) représenté par des calcaires, argiles et grés.

P : pliocène marin, des conglomérats, marnes bleues, grés, formations dunaires subordonnées et des mollasses (galets, poudingues,).

3. Le Quaternaire :

➤ **Villafranchien** : (qv) représenté par des calcaires lacustre, argiles à lignite et des sables dunaires.

➤ **Quaternaire continental** : (qt) il est caractérisé par la présence des alluvions, regs, terrasses, sables argileux, poudingues et conglomérats.



Figure I.3 : Extrait de la carte géologique de l'Algérie Nord-Ouest Ech. : 1 /500.000

TERRAINS SÉDIMENTAIRES

A	Alluvions actuelles: vase, marécage, dunes, chotts, sebkhas, timons et croûtes gypse-salines
D	Dunes récentes
qt	Quaternaire continental: alluvions, regs, terrasses
qm	Quaternaire marin: plages anciennes et formations dunaires consolidées qui les accompagnent
qC	Calabrien: grès marins et formations dunaires associées
qV	Villafranchien: calcaires lacustres, argiles à lignite, couches rouges
pV	Pliocène continental et Villafranchien non séparés (pV)
pc	Pliocène continental: pondingues, calcaires lacustres
p	Pliocène marin: conglomérats, marnes bleues, mollusques, grès et formations dunaires subordonnées
mp	Pontien (facilement équivalent du mc)
ms	Miocène terminal marin et lagunaire: couches à Trépoli, marnes à gypse
mm	Miocène supérieur marin: calcaires, grès, argiles
mc	Miocène continental antépontien
mi	Miocène inférieur marin (Burdigalien)
oa	Aquitainien continental (pouvant inclure localement la base du Burdigalien)
oe	Oligocène continental (pouvant inclure localement l'Eocène sup. continental)
o	Oligocène marin incluant localement l'Eocène supérieur
em	Eocène moyen marin
ee	Eocène moyen et inférieur continental
ei	Eocène inférieur marin
es	Crétacé supérieur marin
esc	Crétacé supérieur continental
esm	Crétacé supérieur marin non subdivisé
em	Crétacé moyen (marin ou lagunaire)
et	Turonien
en	Cénomannien
e	Crétacé marin non subdivisé
ci	Crétacé inférieur (Vraconien à Berriasien)
cir	Crétacé inférieur (Vraconien à Berriasien)
cic	Crétacé inférieur (Vraconien à Berriasien)
cj	Crétacé et Jurassique non séparés
js	Jurassique supérieur et moyen
jms	Jurassique supérieur et moyen marins non séparés
jm	Jurassique moyen (pouvant inclure localement l'Aalénien supérieur)
ji	Jurassique inférieur marin
ji1	Alsacien et Toarcien
ji2	Domérien et Pliensbachien
ji3	Lotharingien à Rhétien
t	Trias marin ou lagunaire
rt	Permo-Trias: grès rouges, conglomérats
hs	Westphalien D et Stéphanien
hWC	Westphalien AB et C
hW	Westphalien C (hWC)
hN	Namurien
h	Carbonifère non subdivisé
hD	Dinantien
hV	Viséen
hT	Tournaisien
d	Dévonien (sup. ds; moyen dm; inf. di)
ss	Silurien
ss	Gothlandien
si	Ordovicien

ko	Cambro-Ordovicien
ka	Aalénien
ki	Géorgien
kx	Conglomérat de base du Géorgien
x	Primaire non subdivisé
x _{2a}	Précambrien supérieur (Schistes et grès)
x ₂	Précambrien moyen: schistes et séricitischistes



TERRAINS MÉTAMORPHIQUES

	Métamorphisme faible de ej et ci (Région d'Oran)
	Métamorphisme de contact
	Micaschistes, schistes cristallins
	Gneiss
	Pyroxénites
C	Calcaires métamorphiques (calomischistes, opolines)
E	Amphibolites, pyroxénites, grenatites, etc...

ROCHES IGNÉES

	Granites, granodiorites
	Microgranites, microgranodiorites
	Diorites, gabbros, dolérites
	Rhyolites, dellinites, dacites et tufs associés
	Andésites et tufs associés
	Basaltites et tufs associés
	Phonolites
	Serpentines
	Roches associées au Trias (diorites, ophites, gabbros, etc...)

Les lettres: q(Quaternaire), t(Tertiaire), s(Secondaire), rt(Permo-Trias), h(Dévonien et Carbonifère), x₁₋₂₋₃(Précambrien), ajoutées aux indices des roches éruptives précèdent l'âge, chaque fois qu'il a été possible de le faire.

CARTE GÉOLOGIQUE DE L'ALGÉRIE

(2^{ème} édition)

Dressée d'après la 1^{ère} édition et les travaux récents par MM. Cornet A., Dallani M., Deleau P., Flandrin J., Gautier M., Gourinard Y., Gouskou N., Lafitte R., avec la collaboration de MM. Ayme A., Bertrami J., Guir A., Chadenson L., Cheylan G., Clair A., Cornet G., Croys H., Drogier C., Dubourdiou G., Duplan L., Durand-Delga M., Durouay G., Geon P., Glacou J., Glangeaud L., Guillemot J., Hilty J., Karpoff R., Lucas G., Marbo P., Mattauer M., Moussa H., Muratour P., Rast A., Raven Th., Sudran G., Thibaut J., Van de Fliet R. J., Vasse L., Voite C., du Service géologique de la Société Nationale de Recherche et d'Exploitation des Pétroles en Algérie et des Services géologiques du Maroc et de la Tunisie pour leurs Territoires respectifs.

Manuscrit mis au point par les soins de M. Baillon, Chef des Travaux graphiques.

Carte éditée en 1951-1952, M. G. Bélier, Ingénieur Général des Mines, étant Directeur du Service de la Carte géologique, MM. R. Lafitte, L. Royer, H. Ternier, Conseillers scientifiques.

ASSEMBLAGE

ORAN NORD	ALGER NORD	CONSTANTINE NORD
ORAN SUD	ALGER SUD	CONSTANTINE SUD

Echelle: 500.000^e

0 10 20 30 40 50 km

Figure I.4 : Extrait de la légende de la carte géologique Nord-Ouest à l'échelle 1/500.000

I.2.2. Géologie de la cuvette

La lithologie de la cuvette a été bien définie à l'aide des sondages carottés de 10 m de profondeur, ce qui nous a permis de connaître le site qui est constitué par une alternance de calcaire gréseux et des argiles consolidées surmontée par des marnes vaseuses, et des sables graveleux au niveau de l'Oued.

Les terrains qui recouvrent le site d'étude sont des terrains sédimentaires, ils se présentent comme suit :

- Le Crétacé (Mésozoïque) : les affleurements du Crétacé sont assez étendus, composant l'ossature du massif de Dj Nador ; les monts de Frenda, les monts de Ksar Chellala et le substratum du plateau de Ain Dheb et le plateau de Sersou au N-E.
 - Crétacé inférieur marin : formé de calcaires tendre intercalé parfois par des niveaux argilo – gréseux.
 - Crétacé moyen : débute par des niveaux argilo – gréseux évoluant à des calcaires massifs compacts et des calcaires dolomitiques, formant ainsi des falaises qui dominent le paysage.
 - Crétacé supérieur : il s'agit essentiellement de marnes, marno – calcaires intercalé par des bancs de grès.
- Le Cénozoïque : les formations du tertiaire sont d'origine marine ou continentale, cette série comporte plusieurs faciès dont le plus dominant est celui de l'Eocène inférieur qui se manifeste à travers une alternance marno – calcaires, cependant ; certains endroits sont dominés par des marnes verdâtres à noirâtres.

I.2.3. Hydrogéologie

Les formations géologiques à l'affleurement de la zone d'étude sont constituées de marnes avec intercalations de calcaires et de grès d'âge respectif du Crétacé jusqu'au Mio-plio-Quaternaire. Ces formations confèrent au site une faible perméabilité.

Cependant, les études hydrogéologiques menées dans la zone d'étude montrent que cette dernière recèle deux horizons aquifères. Le premier est contenu dans les formations continentales du Mio-Plio Quaternaire ; alors que le second est situé dans l'ensemble gréseux du Valangino-Albien.

Les aquifères recensés sont généralement situés dans les formations du Plio-Quaternaire, Miocène et du Jurassique. Elles se répartissent comme suit :

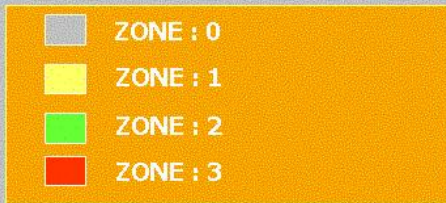
- Zone de SERSOU : Plio-Quaternaire, Turonien et Kimméridgien.
- Zone de MINA : Crétacé supérieur et Jurassique.
- Zone de TIGUIQUEST : Oligo-Miocène.

Selon les puits et les sondages exécutés sur le site, on a pu repérer une nappe phréatique des eaux souterraines et des eaux de sources sur le lit de l'Oued.

I.2.4. Sismicité de la région d'étude

Le tremblement de terre d'El Asnam (1954), confirmant que l'Algérie n'était pas à l'abri de secousses destructives, a attirés l'attention des pouvoirs publics sur la nécessité de règlements parasismiques ayant pour objet d'assurer une certaine protection des personnes et des biens contre les effets des secousses. Les travaux d'une commission technique ont conduit, dès 1954, à préconiser des recommandations provisoires (recommandations A .S. 1955) dans le but d'atténuer les effets des séismes sur les constructions et leur stabilité.

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans le règlement R.P.A.1999 v. 2003 (règles parasismiques Algériennes) en considération de deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté. L'application de cette dernière se base sur l'accélération dite de "DOMMAGE " déterminée avec des hypothèses pour les groupes d'usages (1, 2, 3 respectivement et la période de retour 500, 100, 50 année respectivement).



Zone 0 : sismicité négligeable ;
Zone 1 : sismicité faible ;
Zone 2 : sismicité moyenne ;
Zone 3 : sismicité élevée.

La wilaya de Tiaret dont le site de la retenue collinaire se situent dans **la zone 1**, elle est considérée comme une zone de sismicité faible à négligeable avec un coefficient d'accélération de **0.07**.

I.2.5. Tectonique

La région de Tiaret fait partie des hauts plateaux Oranais, les dépôts sont autochtones (faciès néritiques), faiblement fracturés. Les structures tectoniques sont les horsts et les grabens de faible amplitude, les dépôts jurassiques et crétacés forment des plis à grand rayon de courbure.

I.2.6. Stabilité des versants de la cuvette

Dans son ensemble, la cuvette présente des versants stables qui ne peuvent être soumis à des mouvements de terrain lors de la mise à eau de la retenue.

I.2.7. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes

- Corps de la digue :

Compte tenu de la perméabilité des terrains constituant les assises de la digue, nous recommandons ce qui suit :

Sur la rive droite afin d'assurer une étanchéité appréciable au niveau de la digue, nous proposons d'ancrer la digue à une profondeur d'environ 4 m, et à une profondeur de 6 m pour la rive gauche, tandis que qu'au niveau de l'Oued l'ancrage doit se faire à 5 m de profondeur.

- Evacuateur de crue :

Il sera implanté latéralement sur la rive droite de l'Oued, le déversoir sera fondé sur des marnes vaseuses.

I.2.8. Matériaux de construction de la retenue collinaire

Matériaux du remblai de la digue :

Les matériaux du remblai de la digue (argiles) seront exploités au niveau de la cuvette.

Matériaux de filtres, drains et transitions :

Les matériaux nécessaires au filtre, drain et transition peuvent être exploités des carrières existantes sur le site après leur triage.

Matériaux pour rip-rap :

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection de la digue (enrochement) peuvent être fournis à partir de bancs calcaires affleurant de part et d'autre du site (par ramassage),

I.2.9. Conclusion

On peut dire donc que toutes les conditions géologiques et hydrogéologiques sont favorablement réunies pour la réalisation d'une digue sur le site.

I.3. ETUDE GEOTECHNIQUE

I.3.1. Prospection géotechnique

I.3.1.1. Prospection géotechnique du terrain

Des échantillons ont été prélevés au moment de la réalisation des fouilles et des sondages carottés sur plusieurs zones d'emprunt de la retenue collinaire afin de déterminer les caractéristiques géotechniques pour les matériaux de construction et la structure géo-mécanique du terrain d'assise et de fondation de la digue :

- 03 sondages carottés de 10 m de profondeur au niveau de l'axe de la digue.
- 05 fouilles de 03 m de profondeur au niveau des zones d'emprunt (cuvette).

Sur les zones d'emprunts potentielles des matériaux nécessaires à la construction de la digue, 05 fouilles ont été réalisés. Ils se répartissent comme suit :

- F1 : dans la zone d'emprunt en dehors de la cuvette ;
- F2 : dans la zone d'emprunt rive droite ;
- F3 : dans la zone d'emprunt rive droite ;
- F4 : dans la zone d'emprunt rive droite ;
- F5 : dans la zone d'emprunt rive droite.

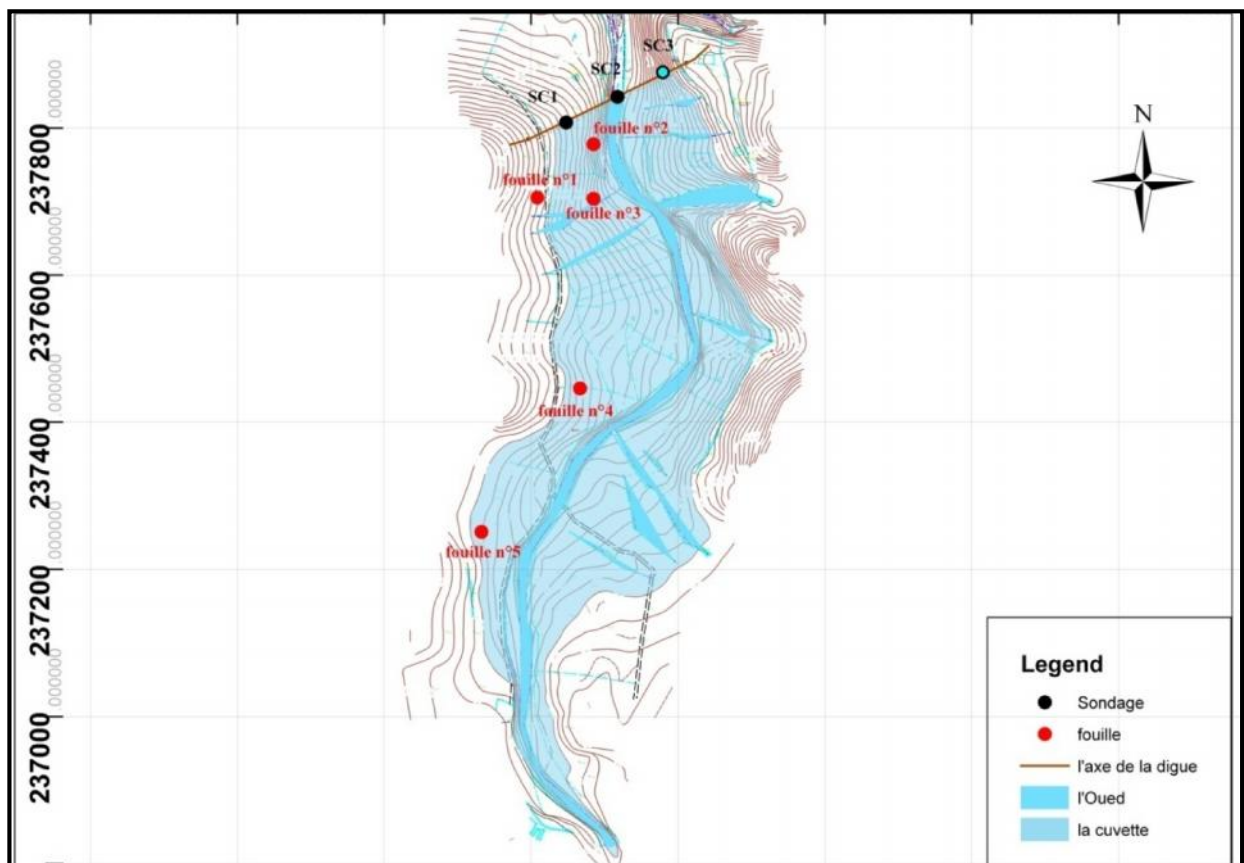


Figure I.6 : Implantation des fouilles et sondages

I.3.1.2. Prospection géotechnique de laboratoire

Des essais physiques et mécaniques ont été réalisés au laboratoire sur les échantillons intacts prélevés dans les fouilles et les sondages.

1. Nombre des essais

Tableau I.2 : Récapitulatif des essais effectués au laboratoire

caractéristiques pondérales		
	N.D'échant	N. de paramètre
densité sèche	09	01
densité humide	09	01
teneur en eau naturelle	09	01
degré de saturation	09	01
Ess.physiques d'identification		
	N.D'échant	N.de paramètre
Granulométrie %	14	05
limites d'Atterberg	09	04
VBS	11	01
Ess.mécaniques		
	N.D'échant	N. de paramètre
proctor normal	05	01
cisaillement U-U	10	02
Perméabilité	11	01
essai oedo	09	02
RCU	03	01
Analyses chimiques		
	N.D'échant	N. de paramètre
PH	11	01
CaCO3	11	01
SO4	11	01
M O	11	01
Cl	11	01

2. Mode opératoire des essais

*Essais physiques d'identification et de classification ont été réalisées selon les méthodes standards (Normes Afnor, EN P 94-056) reconnues à l'échelle internationale.

*Essais de cisaillement rectiligne selon la norme EN P94-071-1 Aout 1994 ont été exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés (type U-U) après Proctor normal, sous des contraintes normales : 1, 2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1 mm/mn.

*Essais de compactage : selon la norme EN P94-093 Octobre 1999, effectués sur des échantillons de sols selon Proctor normal (pression constante).

*La perméabilité a été calculée à partir de l'essai œdométrique.

I.3.2. Résultats géotechniques du terrain et de laboratoire et leur interprétation

1. Terrain d'assise et fondation de la digue

Au niveau de l'axe de la digue, 03 formations sont rencontrées. On note de haut vers le bas :

- **Marnes vaseuses :**

Cette formation est rencontrée au niveau des sondages réalisés sur les deux rives, ce sont des marnes vaseuses de couleur marron avec des cailloux et des débris consolidés. Plus précisément, ces marnes sont détectées à une profondeur de 4.20 m sur la rive droite avec une épaisseur de 3.25 m, et à une profondeur de 5.50 m sur le lit de l'Oued. Ce niveau est surmonté par une couche de terre végétale d'environ 01 m d'épaisseur.

Tableau I.3. : Propriétés du niveau marneux

Paramètres	valeurs	unité
Cohésion effective (C')	35.5	Kpa
Angle de frottement (Ø')	26	(°)
Perméabilité (K)	$2,50 \times 10^{-3}$ - $4,35 \times 10^{-4}$	m/s
Teneur en eau naturelle (W_n)	21,55	%
Densité sèche (γ_d)	1.87	t/m ³
Densité humide (γ_h)	1.9	t/m ³
Degré de saturation (Sr)	75-97	%
Limite de liquidité (WL)	50 - 52.25	%
Limite de plasticité (Wp)	51.23	%
Indice de plasticité (Ip)	31.02 - 32	%
Coefficient de compressibilité (Cc)	14.16	%
Coefficient de gonflement (Cg)	11.38	%
Teneur en sulfates	0,6	%
Teneur en chlorures	0,41	%

Commentaire :

A l'interprétation de ces données, on déduit que le sol est hétérogène, non cohésif, peu perméable vu le taux de perméabilité, non agressif avec un gonflement plus ou moins important. Ce sol n'assure pas une bonne étanchéité et stabilité pour l'ancrage des fondations de la digue, ce qui rend nécessaire le décapage de ce niveau.

- **Calcaires gréseux :**

Cette formation est rencontrée sur les 03 niveaux de sondages réalisés sur la rive droite (S1), sur le lit de l'Oued (S2) et sur la rive gauche (S3).

Les calcaires gréseux se manifestent respectivement à des profondeurs de : 4.20 m pour une épaisseur de 70 cm (S1), 5.50 m pour une épaisseur de 20cm (S2) et de 6.55 m pour une épaisseur de 1.10 m (S3).

Ces calcaires gréseux sont compacts, de couleur jaunâtre à blanchâtre.

Tableau I.4 : Propriétés du niveau calcaires gréseux

Paramètres	valeurs	unité
Cohésion effective (C')	-	Kpa
Angle de frottement (ϕ')	-	(°)
Perméabilité (K)	-	m/s
Teneur en eau naturelle (W_n)	3	%
Densité sèche (γ_d)	2.81	t/m ³
Densité humide (γ_h)	2.84	t/m ³
Degré de saturation (Sr)	25.45 - 33.65	%
Limite de liquidité (WL)	-	%
Limite de plasticité (Wp)	-	%
Indice de plasticité (Ip)	-	%
Coefficient de compressibilité (Cc)	-	%
Coefficient de gonflement (Cg)	-	%
Teneur en sulfates	-	%
Teneur en chlorures	-	%
RCU	362	bars

Commentaire :

En basant sur la résistance assez importante des calcaires gréseux au cisaillement rectiligne, on déduit que ce niveau est le mieux favorable pour être une de fondation de la digue. Autrement dit, l'ancrage doit être réalisé au niveau de ce niveau donc à une profondeur varie entre 4.20m et 6.60m.

- **Les argiles marneuses:** elles sont rencontrées au niveau des 03 de sondages réalisés sur l'axe de la digue.

En commençant par le flanc droit (S1), Ces argiles marneuses sont de couleur verte à grise avec des nodules carbonatés compacts, elles se trouvent à une profondeur de 4.90 m avec une épaisseur de 35cm.

En passant par le lit de l'Oued (S2), cette formation se trouve à 7.50 m de profondeur pour une épaisseur de 70 cm.

Enfin, sur le flanc gauche, ces argiles marneuses se manifestent à 5.40 m de profondeur pour une épaisseur de 1.15 m. cette est séparée d'une autre de même nature par un banc calcaire gréseux de 90 cm.

Tableau I.5 : Propriétés du niveau argileux marneux

Paramètres	valeurs	unité
Cohésion effective (C')	127	Kpa
Angle de frottement (Ø')	12,45	(°)
Perméabilité (K)	$9,08 \times 10^{-8} - 5,75 \times 10^{-9}$	m/s
Teneur en eau naturelle (W_n)	14	%
Densité sèche (γ_d)	2,19	t/m ³
Densité humide (γ_h)	2,21	t/m ³
Degré de saturation (Sr)	75-97	%
Limite de liquidité (WL)	43 - 47	%
Limite de plasticité (Wp)	18.25	%
Indice de plasticité (Ip)	24,65 - 28,50	%
Coefficient de compressibilité (Cc)	14.49	%
Coefficient de gonflement (Cg)	15,8	%
Teneur en sulfates	0,2	%
Teneur en chlorures	0,13	%

Commentaire :

Vu les résultats obtenus, le sol est imperméable, plastique, peu gonflant et non agressif. Etant donné que ce sol se trouve au-dessous du niveau calcaire, il va donc garantir une bonne étanchéité.

Le tableau ci-dessous récapitule le nombre d'essais auxquels ont été soumis tous les échantillons prélevés sur l'axe de la digue (les sondages carottés).

2. Matériaux de construction de la digue et d'étanchéité

- Selon les résultats de laboratoire et la classification NF P 94-51, et NF P 94-093 Octobre 1999, le sol est constitué des argiles (plus de 40%) compactées peu plastiques et des sables limoneux (20%). (F2à F5)

- L'essai du cisaillement rectiligne de type U-U a montré que les argiles possèdent une résistance importante, ces argiles possèdent aussi une perméabilité très faible ce qui assure une bonne étanchéité.

- D'après le Proctor normal, le taux de compactage est élevé et il peut atteindre le 95%.
- En revanche, les analyses chimiques ont montré que le sol est moyennement agressif de classe A2 vu au pourcentage des sulfates et des chlorures assez marquant, ce qui nous oblige d'utiliser un ciment spécial pour la confection du béton des fondations.
- Les matériaux du remblai qui assurent l'étanchéité de la digue seront exploités au niveau de la rive droite de la cuvette à exception la zone où la fouille 05 a été réalisée. Ces matériaux sont des argiles et des sables limoneux.
- Le volume du remblai nécessaire pour la construction de la digue peut être calculé à partir de la surface de la zone d'emprunt qui est estimé de **50.000 m²** pour une profondeur d'environ **2.5 m**, on obtiendra un volume de **125.000 m³**. Ce volume répond largement aux besoins du remblai.

3. Matériaux pour filtres, transitions et drains

Les matériaux destinés pour filtres afin de protéger le matériau étanche du remblai contre l'entraînement des particules doivent avoir un fuseau granulométrique obéissant aux critères de TERZAGUI

4. Matériaux d'enrochement

Les matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d'eau seront exploités par ramassages des blocs de calcaires qui se trouvent aux fonds des thalwegs du site de la retenue collinaire. Leur propriétés géotechniques devront au moins être équivalentes aux suivantes :

- Poids spécifique des grains (γ_s) 2,0-2,5 t/m³ ;
- Micro-Deval à l'eau (**M.D.E**) < 40 % ;
- Los Angeles (**L.A**) 35-50 % ;
- Résistance à la compression simple (**R_c**) 50-150 Mpa ;
- Résistance à la compression simple de saturation (**R_{c,sat}**) 40-130 Mpa.

Ces blocs doivent avoir des dimensions comprises entre 200 mm et 300 mm pour pouvoir bien résister aux mouvements des vagues.

I.3.3. Conclusion

Après analyses de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site de la future retenue collinaire (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire), On peut conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'une retenue collinaire.

CONCLUSION

Toutes les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques se regroupent pour pouvoir réaliser d'une retenue collinaire sur Oued Yassel, commune de Djillali Ben Amer, Wilaya de Tiaret.

Nous présenterons les résultats géotechniques nécessaires pour le calcul de la stabilité :

– **Terrains de fondation de la digue :**

Tableau I.6 : Résultats géotechniques nécessaires pour le calcul de la stabilité (cas de fondation)

Caractéristique géotechnique	Unité	marne vaseuse	calcaire gréseux	Argiles marneuse
Densité sèche (γ_d)	T /m ³	1,85	2.70	1.70
Densité humide (γ_h)	T /m ³	1,88	2.80	1.75
Densité de saturation (γ_{sat})	T /m ³	2,30	2.97	2.08
Angle de frottement total (ϕ_u)	(°)	26	-	12
Cohésion totale (Cu)	KN/m ²	40	-	120
Angle de frottement effectif (ϕ_{ef})	(°)	-	-	-
Cohésion totale (Cef)	KN/m ²	-	-	-
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	10 ⁻⁴	-	10 ⁻⁹

– **Remblai de la digue (argile) :**

Tableau I.7 : Résultats géotechniques nécessaires pour le calcul de la stabilité (cas de Remblai)

Caractéristique géotechnique	Unité	marne vaseuse
Densité sèche optimale (γ_{opt})	T /m ³	1.76
Densité de construction (γ_{const})	T /m ³	1,90
Densité de saturation (γ_{sat})	T /m ³	2,14
Angle de frottement total (ϕ_u)	(°)	27
Cohésion totale (Cu)	KN/m ²	40
Angle de frottement effectif (ϕ_{ef})	(°)	24
Cohésion totale (Cef)	KN/m ²	20
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	10 ⁻⁶

CHAPITRE II

ÉTUDE

HYDROLOGIQUE



INTRODUCTION

L'étude hydrologique a pour but d'étudier le bassin versant de Djillali Ben Amer, d'assurer les besoins en eau de la région, d'étudier les crues de Oued Yassel et de définir certaines caractéristiques du régime hydrologique tel que :

- Le module et variabilité de l'apport ;
- La répartition de l'écoulement ;
- Le débit maximum de l'écoulement ;
- La prédétermination des crues fréquentielles ;
- Le transport solide.

Ces caractéristiques ainsi que les paramètres techniques de base nous permettront d'envisager la conception et l'étude du projet de barrage.

Il faut signaler qu'avec les données manquantes ou incomplètes, ou bien les certaines irrégularités dans les stations voisines, les méthodes empiriques ont été souvent utilisées pour pouvoir examiner l'évaluation et l'allure des débits des hautes eaux, et de fournir en plus avec un maximum d'informations les débits de projet. Le but de cette étude est la détermination des paramètres hydrologiques nécessaires pour l'étude de la régularisation.

Données de base de l'étude

- Les cartes topographiques de sidi Djillali Ben Amer N° 214-B11-C11 ; N° 215-B11-C11 ; N° 216-B11-C11 et N° 217-B11-C11 au 1/50.000^{ème} ;
- données pluviométriques ;
- données hydrométriques.

II.1. Définition du bassin versant

On appelle bassin versant ou bassin de drainage d'une rivière considérée en un point donné de son cours d'eau, l'aire limitée par le contour à l'intérieur duquel l'eau précipitée se dirige vers ce point de la rivière. Si le sol est imperméable, il est bien évident que les limites du bassin sont définies topographiquement par la ligne de crête le séparant d'un bassin voisin (bassin topographique).

II.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant

L'utilisation des différents types de paramètres morphométriques a pour but la qualification des facteurs caractéristiques de milieu physique d'un bassin versant.

Les principaux paramètres morphométriques qui agissent sur la variation du régime hydraulique sont :

- le profil en long ;
- la densité de drainage ;
- les rapports de confluence et de longueur.

Les travaux sont effectués à l'aide de logiciel Autocad sur les cartes topographiques de Djillali Ben Amer N° (214 ; 215 ; 216 ; 217) à l'échelle 1/50000.

Tableau II.1: Coordonnées de la retenue collinaire de Djillali Ben Amer sur Oued Yassel

Site	X(km)	Y(km)	Z (m)
la retenue de Djillali Ben Amer	344,50	236,00	340,00

En délimitant les lignes de crêtes bordantes le bassin et ne traversant le cours d'eau qu'au droit du barrage nous a permis de délimiter le bassin versant de Oued Yassel et de calculer ses caractéristiques morphométriques.

Figure II.1: Bassin versant de la retenue collinaire (E:1/50000)

II.2.1. Caractéristiques physiques du bassin versant

1) Superficie du bassin versant :

Est obtenu à l'aide de logiciel Autocad sur les cartes topographiques de Djillali Ben Amer à l'échelle 1/50000 :

$$S = 155.11 \text{ Km}^2$$

2) Périmètre du bassin versant :

Est obtenu à l'aide de logiciel Autocad sur la même carte et à la même échelle :

$$P = 78.72 \text{ Km}$$

3) Longueur du talweg principal :

Est obtenu à l'aide de logiciel Autocad sur la même carte et à la même échelle :

$$L = 39.22 \text{ Km}$$

II.2.2. Caractéristiques hydromorphologiques

1) Indice de compacité de Gravelius "Kc": [1]

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

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

- si $Kc = 1 \Rightarrow$ bassin parfaitement circularisé ;
- si $Kc = 1.128 \Rightarrow$ bassin ramassé ;
- si $Kc > 1.128 \Rightarrow$ bassin allongé.

$$Kc = \frac{\text{Périmètre } P \text{ du bassin versant}}{\text{Périmètre } P' \text{ du cercle de même superficie}} \dots\dots\dots (II.1)$$

$$\text{On a: } S = \pi \cdot R^2 \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} ;$$

S: superficie (Km²);
P'=2πR ;
R: rayon (Km).

$$\text{Donc : } P' = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} = 2\sqrt{S\pi}$$

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

AN: $Kc = 1,78$;

Donc : le bassin est **Allongé**.

2) Coefficient d'allongement : [1] Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Kp = \frac{L^2}{S} = \frac{39.22^2}{155.11} \dots\dots\dots (II.3)$$

L : Longueur du talweg principal ;

S : Superficie du bassin versant.

$$Kp = 9.92$$

Plus Kp est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grand et plus la crue est moins violente.

3) Rectangle équivalent : [1]

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré.
Le périmètre et la superficie du rectangle sont respectivement :

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

Où : L_r : Longueur de rectangle équivalent;
 l_r : Largeur de rectangle équivalent.

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

De (III.4) et (III.5) on obtient une équation de 2^{ème} degré admet deux solutions L, l:

$$\text{Donc: } L,l = \frac{K_c \sqrt{A}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II.6)$$

AN:

$$L_r = 35.18 \text{ Km}$$

$$l_r = 4.41 \text{ Km}$$

Les résultats après la détermination des surfaces partielles. (**Tableau II.2**)

II.2.3. Hypsométrie du bassin versant

II.2.3.1. Relief

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

Notre but recherché est la détermination de la classe de relief.

A partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après planimétrie des surfaces partielles, utilisant la carte à l'échelle (1/50.000), à l'aide de logiciel Autocad, les courbes de niveaux sont démontrées dans la figure ci-après :

Figure II.2 : Représentation du bassin versant Djillali Ben Amer en courbes de niveaux

II.2.3.2. Courbe hypsométrique :

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

Tableau II.2: Répartition des surfaces en fonction des côtes

Altitude (NGA)	Hi	Surface entre courbe		Surface cumulées		Hi*Si
(m)	(m)	Si (Km ²)	Si(%)	Si (Km ²)	Si (%)	(m*Km ²)
1199-1100	99	5,11	3,29	5,11	3,29	505,89
1100-1000	100	37,33	24,07	42,44	27,36	4244,00
1100-900	100	37,02	23,87	79,46	51,23	7946,00
900-800	100	23,37	15,07	102,83	66,29	10283,00
800-700	100	8,79	5,67	111,62	71,96	11162,00
700-600	100	9,12	5,88	120,74	77,84	12074,00
600-500	100	17,44	11,24	138,18	89,09	13818,00
500-400	100	14,14	9,12	152,32	98,20	15232,00
400-340	60	2,79	1,80	155,11	100,00	9306,60
Somme	-	155,11	100,00	-	-	84571,49

D'après le tableau nous pouvons tirer :

H_{max} = 1199 m NGA

H_{min} = 340 m NGA

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

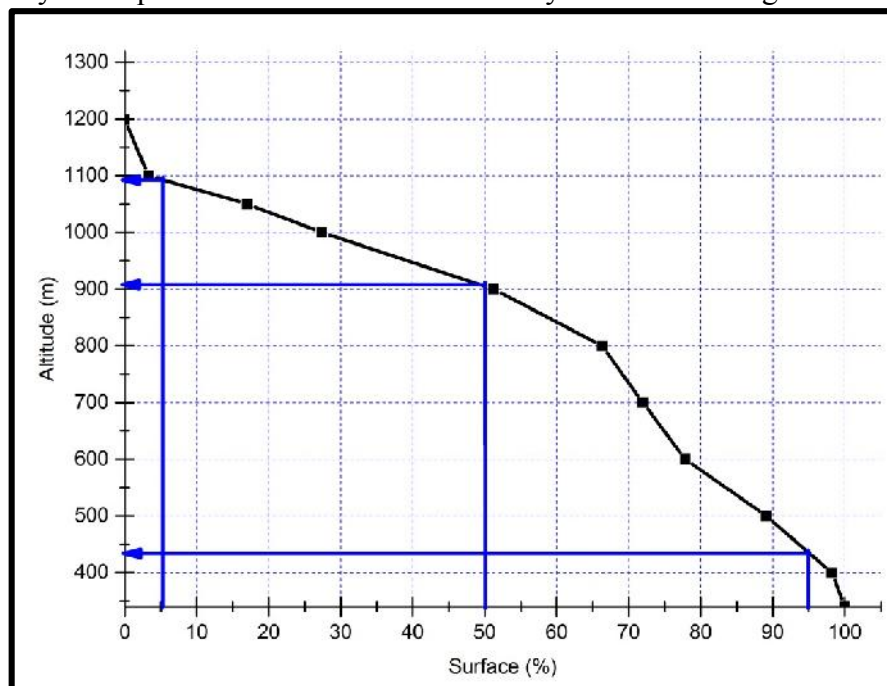


Figure II.3: Répartition de la courbe hypsométrique du bassin versant

D'après le graphe, nous pouvons tirer :

H_{5%} = 1088 m NGA

H_{95%} = 430 m NGA

D'après le tableau II.2 nous pouvons tirer les différentes surfaces pour construire le rectangle équivalent du bassin versant comme suit :

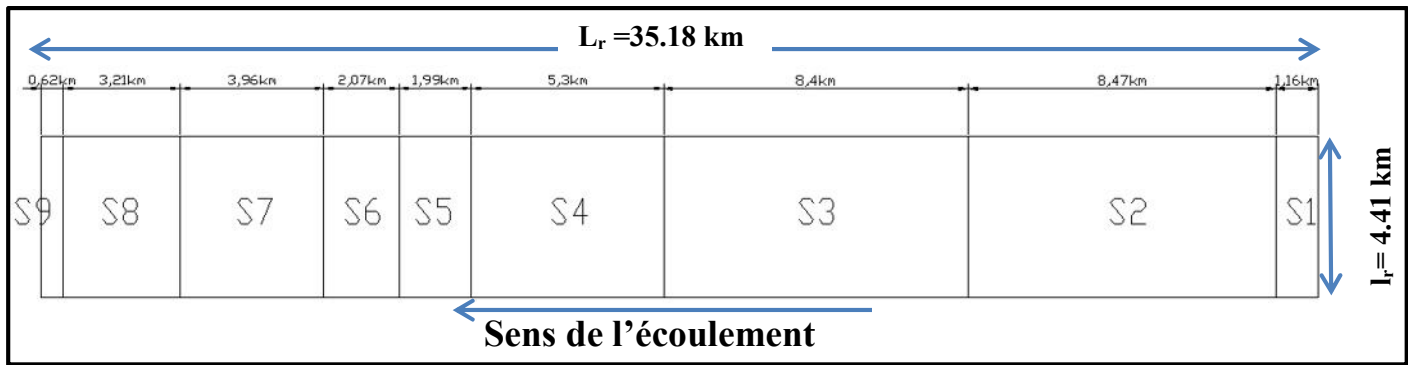


Figure II.4: Représentation du rectangle équivalent

1) Altitude médiane :

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique (Fig. III.03) on a :

$$H_{\text{méd}} = H_{50\%} = 910 \text{ m NGA}$$

2) Altitude moyenne du bassin versant :

L'altitude moyenne est calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S_t} \dots\dots\dots (II.7)$$

$$H_{\text{moy}} = 836 \text{ m NGA}$$

Avec: **S_i** : Surface partielle entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** (Km²) ;

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** (m) ;

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Tableau II.3: les différentes altitudes

Altitude	Valeur (mNGA)
H _{max}	1199
H _{min}	340
H _{5%}	1088
H _{95%}	430
H _{médiane} =H _{50%}	910
H _{moyenne}	836

3) Pente moyenne du bassin versant :

$$I_m = \frac{\Delta H (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots (II.8)$$

Avec: **H**: Dénivelée entre deux courbes de niveau successives;

L₁, L₂...L_n: Longueurs des courbes de niveaux (m);

S: Superficie du bassin versant (Km²).

Tableau II.4: Evaluation de la pente moyenne

N	Courbe de niveau (m)	ΔH (m)	Longueur (m)
1	400	100	16740
2	500		42201,5
3	600		21532
4	700		23134,5
5	800		31559,5
6	900		32969,5
7	1000		36654,5
8	1100		21003,5

A.N: $I_m = 133404.2 \text{ m/km}$
 $I_m = 13.34 \%$

4) Indice de pente :

➤ Indice de pente globale I_g :

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisons les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant. L'indice de pente global sera :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \dots\dots\dots (II.9)$$

L_r : Longueur du rectangle équivalent;

$$I_g = 26.74 \text{ m/km}$$

$$I_g = 0,027$$

Pour la classification du relief, celle d'ORSTOM sera prise comme référence, elle est donnée dans le tableau suivant :

Tableau II.5: Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global

	Relief	Valeur de 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	$0,05 < I_g$

D'après I_g , le relief du bassin versant de Djillali ben Amer est **Assez modéré**.

➤ Indice de pente moyenne I_{pm}

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (II.10)$$

Avec : $\Delta H = H_{\max} - H_{\min} = 1199 - 340 = 859 \text{ m}$

$$I_{pm} = 0.035 = 3.5 \%$$

L'indice de pente moyenne est important, donc on assistera à un écoulement rapide.

➤ Indice de pente de ROCHE I_p :


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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \sum_i^n \sqrt{A_i \Delta H_i} \dots\dots\dots (II.11)$$

L : Longueur de rectangle équivalent (m);

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

Tableau II.6: Détermination de la pente de Roche Ip

H _i -H _{i-1}	D _i =H _i -H _{i-1}	S _i (Km ²)	A _i =S _i /S (%)	
1199-1100	99	5,11	3,29	18,06
1100-1000	100	37,33	24,07	49,06
1100-900	100	37,02	23,87	48,85
900-800	100	23,37	15,07	38,82
800-700	100	8,79	5,67	23,81
700-600	100	9,12	5,88	24,25
600-500	100	17,44	11,24	33,53
500-400	100	14,14	9,12	30,19
400-340	60	2,79	1,80	10,39
Somme		155.11	155,11	100,00

$$I_p = 1.8\%$$

5) Dénivelée spécifique :

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

Tableau II.7: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

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

I_g : Pente globale (m / Km);

S : Surface totale du bassin versant (Km²).

$$D_s = 333 \text{ m} < 500$$

Conclusion : Notre bassin versant est à **relief fort**.

II.3. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

II.3.1. Chevelu hydrographique

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

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est celle de SCHUM. Nous avons 02 types du réseau : subdentrific et dentritic.

Dans cette classification de SCHUM est considéré d'ordre (x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x).

Dans notre bassin versant de l'oued Yassel, le cours d'eau principal est **de l'ordre 6**.

Figure II.5: Réseau hydrographique du bassin versant Djillali Ben Amer

1) Pente moyenne du cours d'eau principal Ic : [1]

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Elle est donnée par la formule suivante.

$$I_c = \frac{H}{L} \dots\dots\dots (II.13)$$

ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m) ;

ΔL : distance entre ces deux points (km).

$$I_c = 2.19\%$$

2) densité de drainage : [1]

Elle est définie pour un bassin versant donné de surface « S », comme la longueur totale des cours d'eaux de tous les ordres sur la surface drainée, et est exprimée en Km/Km².

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

$\sum_{i=1}^n L_i$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km);

S : Surface du bassin versant (Km²);

$$\sum_{i=1}^n L_i = 465.48 \text{ Km}$$

$$D_d = 3.00 \text{ Km/Km}^2$$

3) Densité du thalweg élémentaire

$$F_1 = N_1/S$$

Avec : N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1 = 1116$;

S: Superficie du bassin versant.

$$F_1 = 7.19 \text{ thalweg/Km}^2$$

4) Coefficient de torrentialité: [1]

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1$$

$$C_t = 21.59$$

5) Temps de concentration : [1]

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

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (II.15)$$

Avec: L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km);

S : Superficie du bassin versant (Km²);

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA);

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

$$T_c = 6.10 \text{ heures}$$

6) Vitesse de ruissellement : [1]

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 météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration. Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (II.16)$$

L : Longueur de talweg principal en (Km).

$$V_r = 6.43 \text{ km/h}$$

Tableau II.8: Caractéristiques hydromorphométriques du Bassin versant de Djillali Ben Amer sur Oued Yassel

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	155,11
Périmètre		P	km	78,72
Longueur du thalweg principal		L	km	39,22
Pente du thalweg principal		I _c	%	2,19
Indice de compacité		K _C	-	1,78
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	35,18
	largeur	l _r	Km	4,41
Altitude	maximale	H _{max}	mNGA	1199
	minimale	H _{min}	mNGA	340
	moyenne	H _{moy}	mNGA	836
	médiane	H _{med}	mNGA	910
Pente moyenne de B.V		I _m	%	13,34
Indice de pente globale		I _g	%	0,027
Indice de pente de Roche		I _p	%	1,8
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	3,00
Densité hydrographique		F ₁	Talweg/Km ²	7,19
Coefficient de torrentialité		C _t	-	21,59
Temps de concentration		T _c	h	6,10
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	6,43

Commentaire :

Avec une vitesse d'écoulement de 6.43 m/s, une densité de drainage de 3.0 Km/Km² et une pente moyenne de 13.34%,

II.4. Caractéristiques climatiques du bassin versant**II.4.1. Introduction**

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

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

Les précipitations 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.

II.4.2. Données de base et analyse

Les données climatiques de la région d'étude sont traitées à l'aide d'une station climatologique de l'office national de météorologie (ONM) à savoir la station de Miliana pour une période d'observation allant de 1990 à 2011. les caractéristiques de cette station figurent dans les tableaux ci-dessous :

II.4.3. Températures

Tableau II.9: Distribution mensuelle de la température

Station Tiaret	Mois (Tc°)	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû	Moy
	Tmax	28,59	21,18	15,87	11,5	11,49	11,65	16,58	19	22,15	31,89	32,06	34,44	21,37
	Tmin	13,59	12,52	4,12	2,12	0,55	1,18	3,74	4,98	8,58	12,73	14	17,29	7,95
	Tmoy	27,88	23,11	12,06	7,88	6,29	7,01	12,03	14,48	19,65	28,67	30,03	34,51	18,63

(Source : ONM)

Commentaire :

La valeur de la température moyenne est de 18,63 °C, la valeur maximale est enregistrée pendant le mois d'août avec une valeur de 34,44 °C, la valeur minimale est de 0,55 °C.

Les températures moyennes allant de Novembre à Avril sont inférieures à la moyenne annuelle, à comparer avec les températures des mois de Mai à Octobre qui sont supérieures à cette dernière.

Ceci permet de distinguer deux périodes de l'année : saison froide (de Novembre à Avril) et saison chaude (de Mai à Octobre).

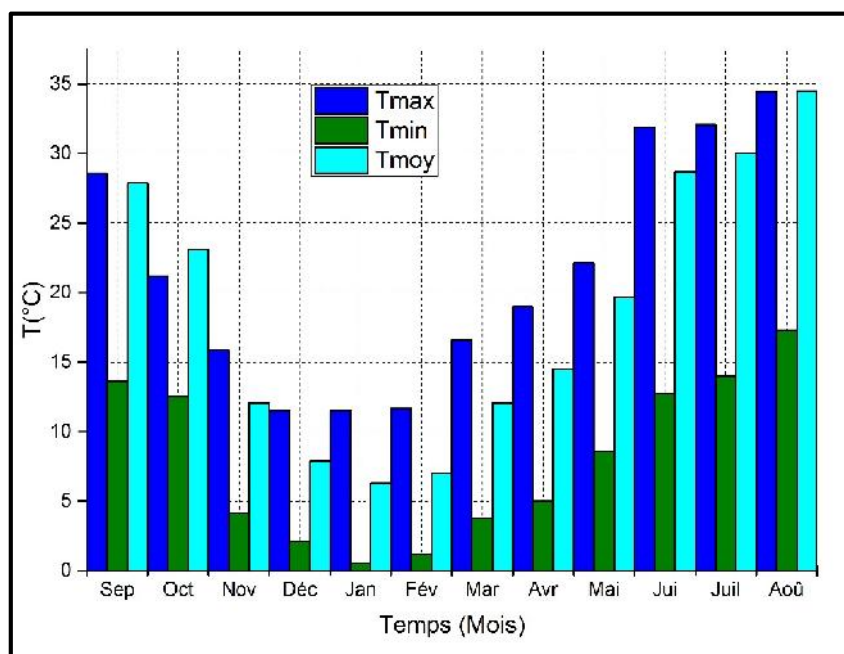


Figure II.6: Répartition mensuelle de la température

II.4.4. Humidité relative

Tableau II.10: Distribution mensuelle de de l'humidité relative

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû	Moy
H (%)	44	53	62	68	67	55	54	47	44	39	29	37	50

(Source : ONM)

Commentaire :

L'humidité relative est élevée à moyenne et varie d'un mois à un autre durant toute l'année. L'humidité moyenne est de 50% celle du maximum est 68% au mois de Décembre alors que l'humidité minimale est de 29% relevée durant le mois de Juillet.

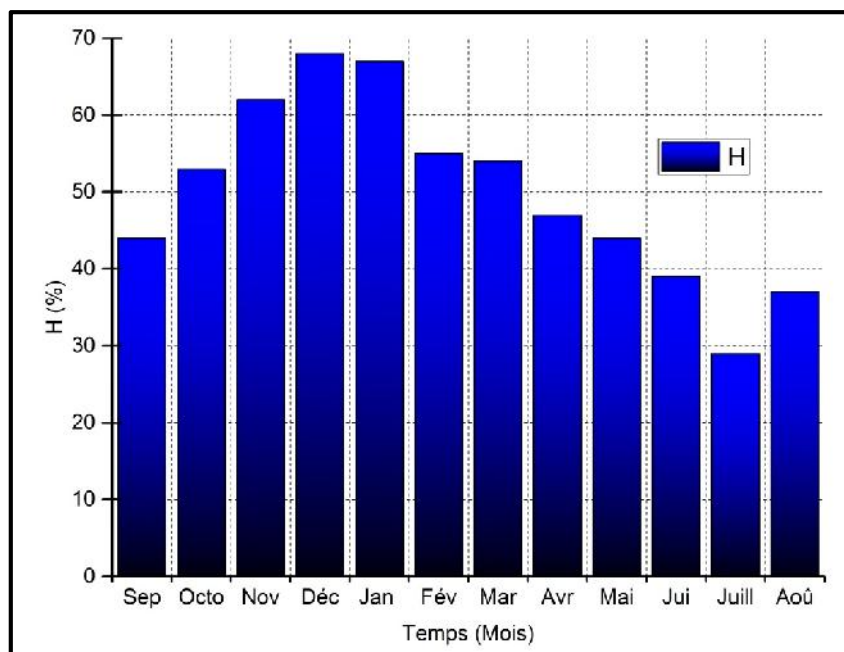


Figure II.7: Répartition mensuelle de l'humidité

II.4.5. Evaporation

Tableau II.12: Distribution mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aoû	Moy
E (mm)	160	97	69	50	41	37	72	92	147	197	259	250	1471

(Source : ONM)

Commentaire :

L'examen de ce tableau montre que l'évaporation est importante pendant la période allant du mois d'Mai à Septembre et elle est plus faible du mois d'Octobre à Avril.
Le cumul annuel au site de la retenue en étude est de **1471 mm**.

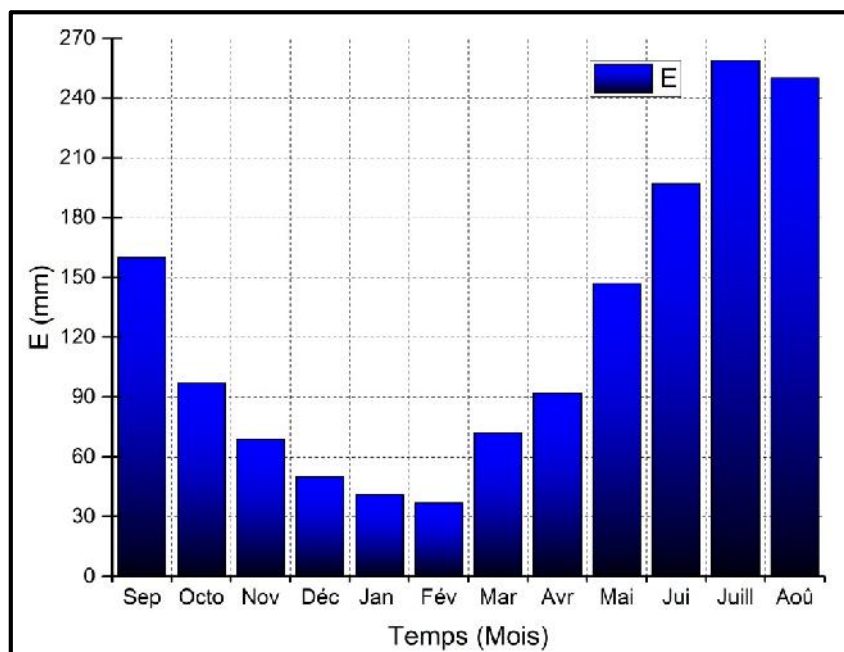


Figure II.8: Répartition mensuelle de l'évaporation

II.4.6. Vitesse du vent

Tableau II.11: Distribution mensuelle de la vitesse du vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû	Moy
V(m/s)	3,6	3,5	3,8	3,9	3,6	3,5	3,6	4,1	3,7	3,9	3,6	3,7	3,7

(Source : ONM)

Commentaire :

La valeur moyenne de la vitesse de vent est de 3,7 m/s., elle est maximale pendant le mois d'Avril et minimale pendant le mois de Février

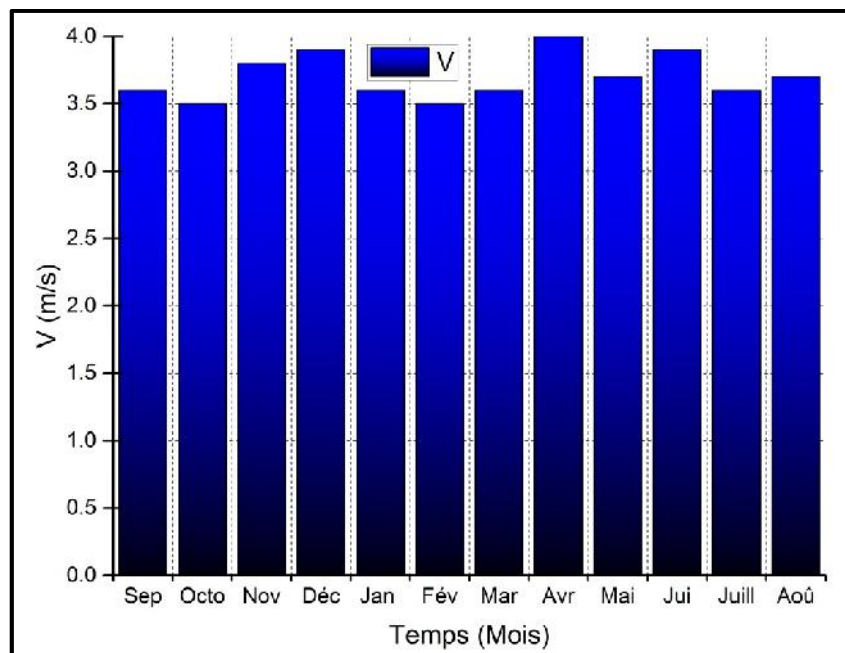


Figure II.9: Répartition mensuelle de la vitesse du vent

II.5. Etude des précipitations

II.5.1. Généralités

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau. Cette étude est basée sur les données des stations pluviométriques se localisant aux alentours du bassin versant de la retenue collinaire étant donné qu'aucune station n'est localisée dans le bassin versant.

Ces données pluviométriques recueillies au niveau de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H) se présentent sous forme de totaux mensuels et annuels ainsi que des pluies journalières maximales.

Le tableau ci-dessous donne les caractéristiques des stations pluviométriques prises en considération dans l'étude.

Tableau II.13: Caractéristiques de la station pluviométrique

Nom de la station	Code	X (km)	Y (km)	Altitude (m)	Années d'observation
Sidi Bakhti	131103	343,858	217,822	936	1982/2013

(Source : ANRH)

II.5.2. Répartition moyenne mensuelle de la pluie annuelle

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

On dispose une série d'observations pluviométriques à la station de **Sidi Bakhti** située à proximité du bassin versant. Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 31 années allant de 1982 à 2013. (ANNEXE 2)

Cette répartition est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II.14: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de sidi Bakhti

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Total
P(mm)	38,6	40,6	57,1	63,5	62,2	62,8	31,9	47,0	43,0	9,1	0,5	9,7	465,8
P (%)	8,28	8,72	12,26	13,64	13,36	13,47	6,84	10,08	9,22	1,95	0,10	2,07	100

(Source : ANRH)

Cette répartition en (%) sera valable pour représenter le bassin versant de la retenue collinaire de Djillali Ben Amer sur oued Yassel.

II.5.3. Précipitations maximales journalières (ANNEXE 2)

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

Pour notre étude, on passe par les étapes suivantes :

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

Tableau II.15: Caractéristiques de la série pluviométrique

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des Pmaxj en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=31} X_i$	877,7
la moyenne des Pmaxj en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=31} X_i}{n}$	28,32
L'écart type « σ_x »; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=31} (X_i - \bar{X})^2}{N}}$	10,77=11
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,38
L'exposant climatique	b=0,33	

L'exposant climatique pour notre région (b=0.33) est donné par l'ARNH d'Alger.

II.5.4. Ajustement des pluies

II.5.4.1. Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

- ✓ -La loi de probabilité.
- ✓ -La taille de l'échantillon.
- ✓ -Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

II.5.4.2. Ajustement des pluies maximales journalières

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel et Galton, avec une comparaison des deux graphiques des droites de régression obtenues par les deux ajustements.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN ». Les résultats sont les suivants :

1) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

$$F(X_i) = e^{-e^{-\frac{(x-x_0)}{\alpha}}} \dots\dots\dots (II.17)$$

F (xi) : Fréquence au non dépassement.

X : Précipitation maximale journalière (mm)

X₀ : Paramètre de position (mode).

α: paramètre d'échelle $\alpha > 0$

Si on pose : $Y = \frac{(x-x_0)}{\alpha} \dots\dots\dots (II.18)$

Avec **Y :** variable réduite de Gumbel

La loi de GUMBEL s'écrit alors :

$$F(X_i) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.19)$$

On peut écrire : $Y = -\ln [-\ln (F(X_i))]$ (II.20)

On trouve que :

$$X = \frac{1}{\alpha} Y + X_0 \dots\dots\dots (II.21)$$

$\frac{1}{\alpha}$: La pente de la droite de GUMBEL

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

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

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

Avec : **m :** Rang de précipitation ;

n : Nombre d'observations (31).

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

$$y = -\ln (-\ln (F(x))) \dots\dots\dots (II.23)$$

- calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x₀ » ;
- Représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.

➤ Résultats de l'ajustement :

Nombre d'observations: n = 31

Paramètres : u : 64,2498 ; α : 19,6504

Quantiles :

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

T = 1/ (1-q) Log normale (période de retour).

Tableau II.16: Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pmaxj (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0,9999	102	11,9	78,4 - 125
2000	0,9995	88	9,97	68,5 - 108
1000	0,999	82,1	9,13	64,2 - 100
200	0,995	68,2	7,18	54,2 - 82,3
100	0,99	62,3	6,34	49,9 - 74,7
50	0,98	56,3	5,51	45,5 - 67,1
20	0,95	48,3	4,42	39,6 - 57,0
10	0,9	42,1	3,6	35,1 - 49,2
5	0,8	35,7	2,79	30,2 - 41,2

Tableau II.17: Résultats du calcul de l'adéquation

X ²	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
2,42	0,0648	4	7

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier Gumbel comme le montre la figure suivante :

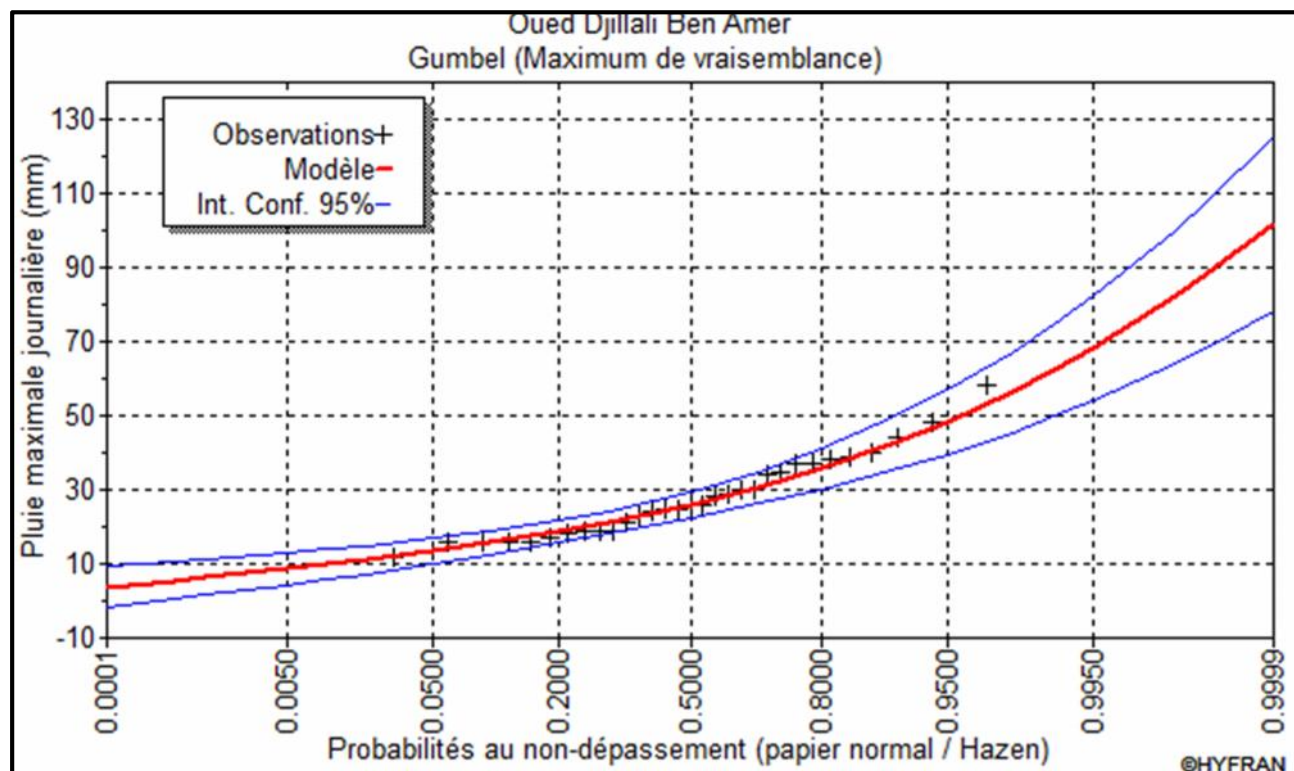


Figure II.10: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel

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

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	12,00
Maximum	Aucun	58,50
Moyenne	27,80	27,90
Ecart-type	11,00	10,90
Médiane	26,00	26,00
Coefficient de variation (Cv)	0,40	0,39
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,14	0,82
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2,40	2,94

2) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normal)

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

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

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

L'équation de la droite de Galton est la suivante : **Log x (p %) = $\bar{\text{Logx}}$ + Log u (p %).**

$$\text{LogX} = \frac{\sum_{i=1}^{31} \text{LogXi}}{N} \dots\dots\dots (II.25)$$

➤ Résultats de l'ajustement :

Nombre d'observations: n = 31

Paramètres : Mu : 4,27737 ; Sigma : 0,320754

Quantiles :

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

T = 1/ (1-q) Log normale (période de retour).

Tableau II.19: Résultats de l'ajustement à la loi de GALTON

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pmaxj (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0,9999	304,3	123,7	66,9 –151,6
2000	0,9995	287,9	111,4	64,8 –138,4
1000	0,999	281	96,5	61,4 –127,1
200	0,995	208	61,5	56,1– 93,5
100	0,99	179	49,1	52,8– 84,6
50	0,98	152	38,2	47,3 – 79,6
20	0,95	120	26	39,8 – 60,1
10	0,9	96,5	18,4	37,2- 54,7
5	0,8	74,4	12,2	32,1- 42,4

Tableau II.20: Résultats du calcul de l'adéquation

X ²	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
1,74	0,7831	4	7

Nous pouvons accepter H₀ au niveau de signification de 5 %

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier Gumbel comme le montre la figure suivante :

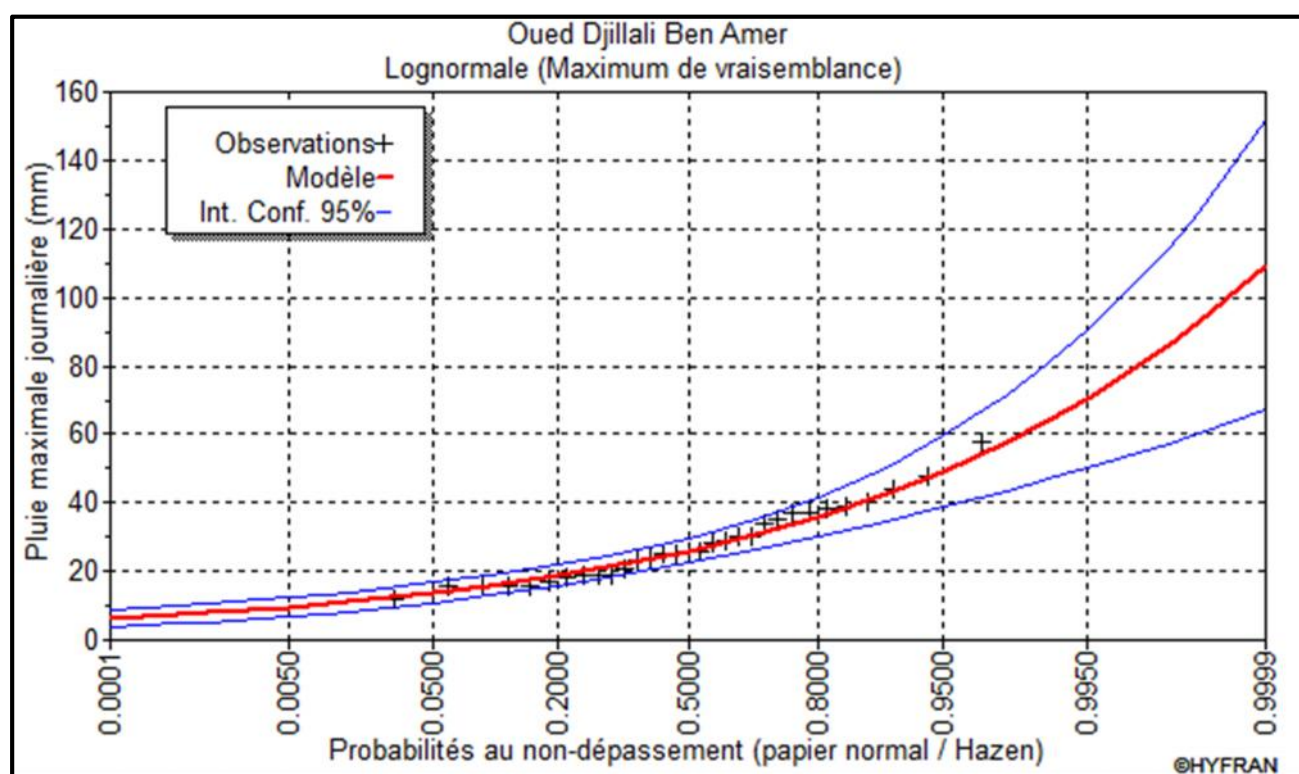


Figure II.11: Représentation graphique de l'ajustement la loi de Galton

Tableau II.21: Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	12,0
Maximum	Aucun	58,5
Moyenne	28,0	27,9
Ecart-type	11,2	10,9
Médiane	26,0	26,0
Coefficient de variation (Cv)	0,401	0,392
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,27	0,820
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5,99	2,94

Commentaire :

D'après les deux droites d'ajustement, on constate qu'elle nous donne presque le même ajustement et celle de Galton est à considérer.

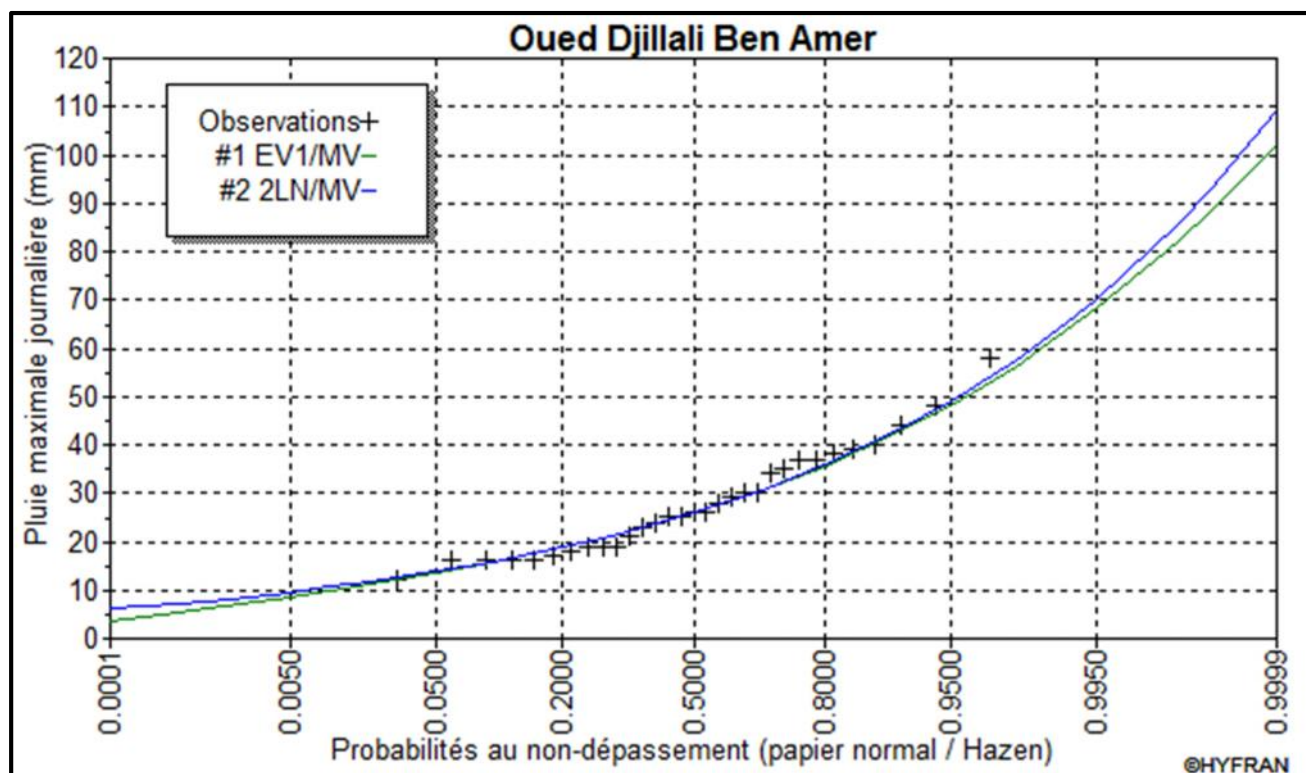


Figure II.12: Comparaison entre les deux ajustements

Conclusion :

D'après les deux schémas, nous pouvons conclure que la pluie maximale journalière suit la loi de GALTON (droite de Henery), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de GUMBEL. Notons que même le test de l'adéquation « Khi carré » établi par « HYFRAN » a montré aussi que la loi de GALTON est significative.

II.5.4.3. Pluies de courtes durées I.D.F (courbes : Intensité - Durée - Fréquence)

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

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

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

t : durée de la pluie (heures) ;

b : Exposant climatique (donnée) ;

Cet exposant dépend de la position géographique, déterminé à partir de la carte des isolignes de l'exposant climatique établi par K.BODY en Mai 1981.

On prend pour notre site : **b = 0,33**.

❖ intensités :

$$I = P/t \dots\dots\dots (II.27)$$

I : Pluie de courte durée (mm/h).

$$I_{\max t, p\%} = \frac{P_{\max j, p(\%)}}{24} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \dots\dots\dots (II.28)$$

Les précipitations et les intensités d'un pas de temps voulu pour une fréquence voulue sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.22: La pluie de courtes durées de différentes fréquences. Intensités de la pluie de courtes durées

Périodes de retour	1000 ans		100 ans		50 ans		20 ans		10 ans		5 ans	
Fréquences	0,10%		1%		2%		5%		10%		20%	
-	Pmax j= 281(mm)		Pmax j= 179(mm)		Pmax j= 152 (mm)		Pmax j=120 (mm)		Pmax j=96,5 (mm)		Pmax j=74,4 (mm)	
T	Pmax j,t (mm)	I0 (mm/h)	Pmax j,t (mm)	I0 (mm/h)	Pmax j,t (mm)	I0 (mm/h)	Pmax j,t (mm)	I0 (mm/h)	Pmax j,t (mm)	I0 (mm/h)	Pmax j,t (mm)	I0 (mm/h)
0,5	78,32	156,65	49,89	99,79	42,37	84,74	33,45	66,90	26,90	53,80	20,74	41,48
1	98,45	98,45	62,72	62,72	53,26	53,26	42,04	42,04	33,81	33,81	26,07	26,07
2	123,76	61,88	78,84	39,42	66,94	33,47	52,85	26,43	42,50	21,25	32,77	16,38
3	141,48	47,16	90,12	30,04	76,53	25,51	60,42	20,14	48,59	16,20	37,46	12,49
4	155,57	38,89	99,10	24,77	84,15	21,04	66,43	16,61	53,42	13,36	41,19	10,30
5	167,45	33,49	106,67	21,33	90,58	18,12	71,51	14,30	57,51	11,50	44,34	8,87
6	177,84	29,64	113,29	18,88	96,20	16,03	75,95	12,66	61,07	10,18	47,09	7,85
7	187,12	26,73	119,20	17,03	101,22	14,46	79,91	11,42	64,26	9,18	49,54	7,08
8	195,55	24,44	124,57	15,57	105,78	13,22	83,51	10,44	67,15	8,39	51,78	6,47
9	203,30	22,59	129,50	14,39	109,97	12,22	86,82	9,65	69,82	7,76	53,83	5,98
10	210,49	21,05	134,09	13,41	113,86	11,39	89,89	8,99	72,29	7,23	55,73	5,57
11	217,22	19,75	138,37	12,58	117,50	10,68	92,76	8,43	74,60	6,78	57,51	5,23
12	223,55	18,63	142,40	11,87	120,92	10,08	95,46	7,96	76,77	6,40	59,19	4,93
13	229,53	17,66	146,21	11,25	124,16	9,55	98,02	7,54	78,82	6,06	60,77	4,67
14	235,21	16,80	149,83	10,70	127,23	9,09	100,45	7,17	80,78	5,77	62,28	4,45
15	240,63	16,04	153,28	10,22	130,16	8,68	102,76	6,85	82,64	5,51	63,71	4,25
16	245,81	15,36	156,58	9,79	132,96	8,31	104,97	6,56	84,41	5,28	65,08	4,07
17	250,78	14,75	159,75	9,40	135,65	7,98	107,09	6,30	86,12	5,07	66,40	3,91
18	255,55	14,20	162,79	9,04	138,23	7,68	109,13	6,06	87,76	4,88	67,66	3,76
19	260,15	13,69	165,72	8,72	140,72	7,41	111,10	5,85	89,34	4,70	68,88	3,63
20	264,59	13,23	168,55	8,43	143,12	7,16	112,99	5,65	90,87	4,54	70,06	3,50
21	268,89	12,80	171,28	8,16	145,45	6,93	114,83	5,47	92,34	4,40	71,19	3,39
22	273,05	12,41	173,93	7,91	147,70	6,71	116,60	5,30	93,77	4,26	72,29	3,29
23	277,08	12,05	176,50	7,67	149,88	6,52	118,33	5,14	95,15	4,14	73,36	3,19
24	281,00	11,71	179,00	7,46	152,00	6,33	120,00	5,00	96,50	4,02	74,40	3,10

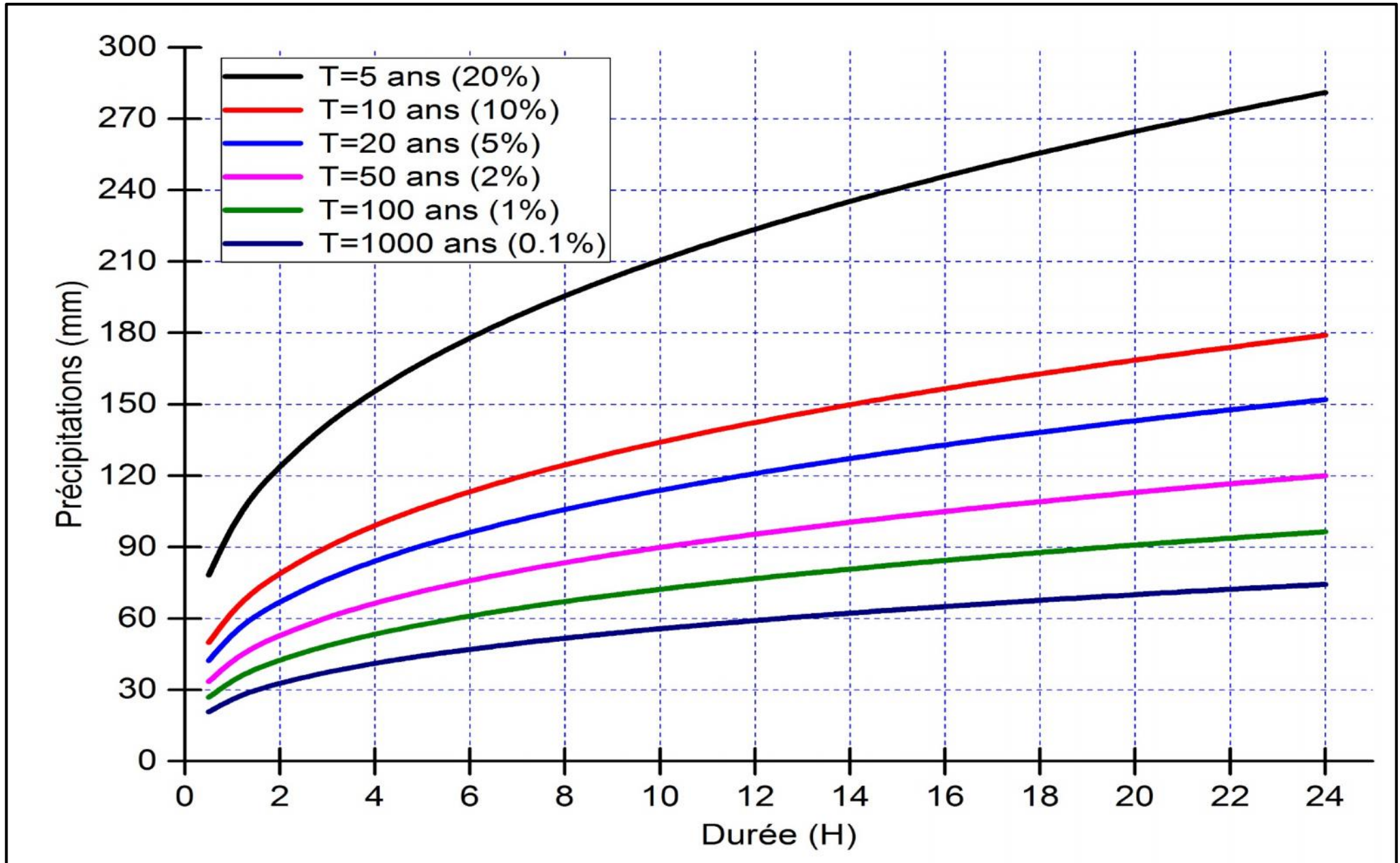


Figure II.13 : Pluies de courte durée

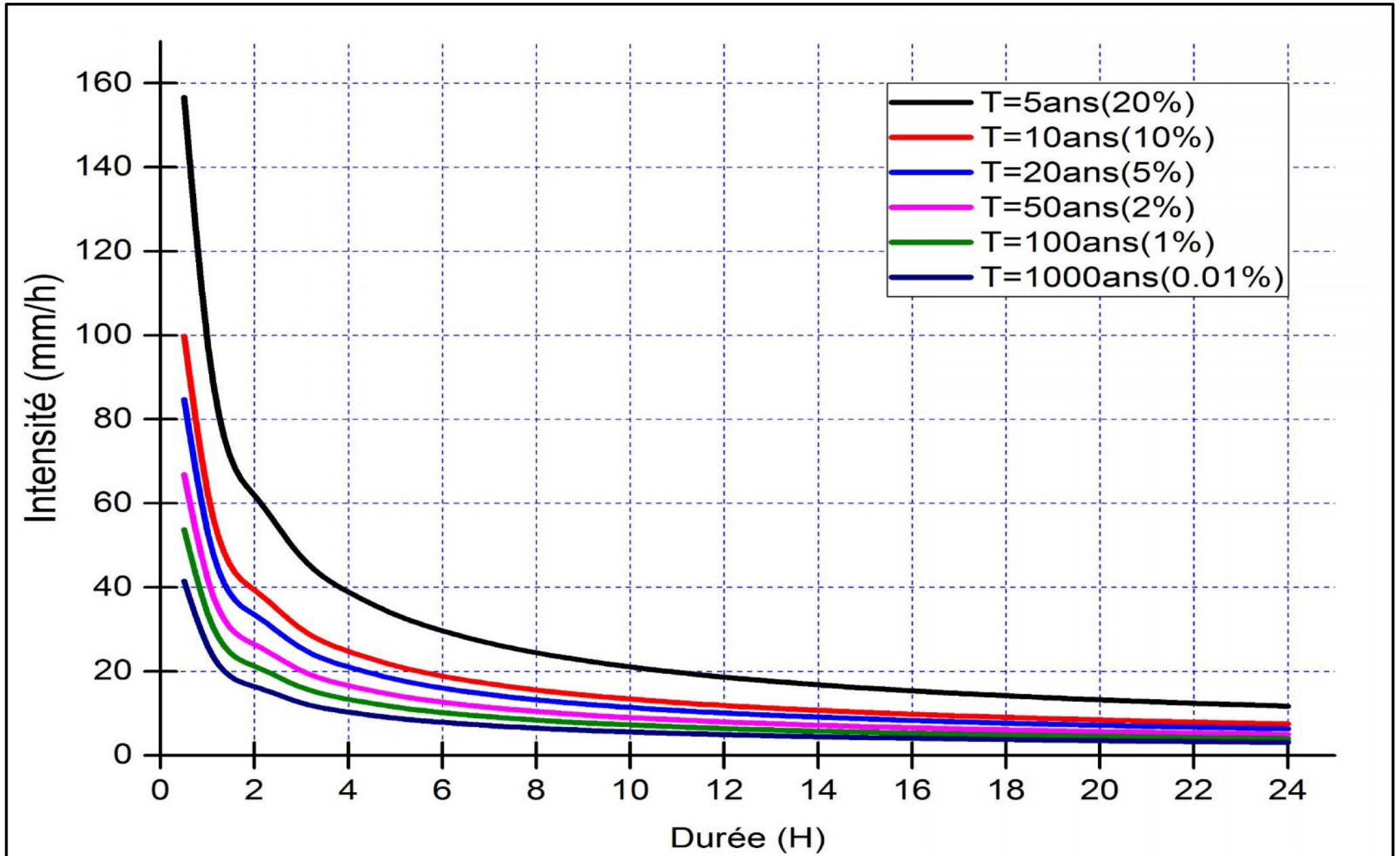


Figure II.14 : Intensité –Durée –Fréquence

II.6. Etudes des apports

La détermination de ces apports est orientée de préférence aux observations hydrométriques, quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie devront être appliqués, ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

$$Q=F (P-D) \dots\dots\dots (II.29)$$

Avec : Q : débit annuel d'écoulement (apport) ;

P : précipitation moyenne annuelle ;

D : déficit qui englobe toutes les pertes du bilan hydrologique.

Puisque les données hydrométriques ne sont pas disponibles au niveau de notre talweg principal, les apports seront estimés à l'aide des formules empiriques.

II.6.1. Apports liquides

II.6.1.1. Apport moyen interannuel (A₀)

A base de manque de station hydrométrique au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques.

a) Formule de l'ANRH

$$A_0=Le * S \dots\dots\dots (II.30)$$

$$Le = P*(1-10^{-K*P_{moy}^2}) *10^3 \dots\dots\dots (II.31)$$

$$K=a - 0,01 \log S \quad \text{avec : } a=0,185$$

A₀: Apport moyen annuel (Mm³) ;

Le : Lamé d'eau écoulée (m) ;

S : Superficie du bassin versant (Km²) ;

P_{moy}: Pluie moyenne annuelle (m).

$$\begin{aligned} \text{AN :} \quad & Le = 36.49\text{mm} \\ & A_0 = 5.66 \text{ Mm}^3 \end{aligned}$$

b) Formule de MEDINGUER

$$A_0=Le * S$$

$$Le = 1024(P_{moy}-0.26)^2 \dots\dots\dots (II.32)$$

Le : Lamé d'eau écoulée (m) ;

S : Superficie du bassin versant (Km²) ;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m) .

$$\begin{aligned} \text{AN :} \quad & Le = 43.45 \text{ mm} \\ & A_0 = 6.74 \text{ Mm}^3 \end{aligned}$$

d) Formule de SAMIE

$$A_0=Le * S$$

Le : Lamé d'eau écoulée (mm).

$$Le= P_{moy}^2 (293 - 2.2 \bar{S})z \dots\dots\dots (II.33)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m) ;

S : Superficie du bassin versant (km²).

$$\begin{aligned} \text{A.N :} \quad & Le = 57.68 \text{ mm} \\ & A_0 = 8.95 \text{ Mm}^3 \end{aligned}$$

e) Formule de MALLET-GAUTHIER

$$A_0=Le * S$$

Le : Lamé d'eau écoulée (mm) ;

$$Le= P*C_e \dots\dots\dots (II.34)$$

C_e : coefficient de ruissellement ;

$$C_e = 0.6 * (1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots (II.35)$$

P : Pluie moyenne annuelle moyenne (m).

A.N : $C_e = 0,053$
 $Le = 46,74 \text{ mm}$
 $A_0 = 7,25 \text{ Mm}^3$

Tableau II.23: Récapitulatif des résultats de calcul des apports

Formule utilisée	L'apport moyen annuel (Mm ³)
ANRH II	5,66
MEDINGUER	6,74
SAMIE	8,95
MALLET-GAUTHIER	7,25

Conclusion :

D'après les résultats obtenus suite à l'utilisation des différentes formules empiriques, on remarque d'après le tableau ci-dessus que les valeurs des apports se rapprochent entre elles. Nous considérons que la valeur de la lame d'eau ruisselée est de **46,74 mm** engendrant un apport liquide moyen de **7,25 Hm³ / an**.

II.6.1.2. Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

D'après le schéma de répartition mensuelle de la pluviométrie exprimé en pourcentage, sa transformation en schéma de répartition mensuelle des apports, s'effectue en faisant le produit du (%) pluviométrique de chaque mois par l'apport annuel retenu, le tableau ci-dessous résume les apports mensuels.

Tableau II.24: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû	Total
A_0 (%)	4	7	5	9	12	14	16	12	9	5	4	3	100
A_0 (Mm ³)	0,29	0,5	0,36	0,65	0,87	1,01	1,16	0,87	0,65	0,36	0,29	0,21	7,25

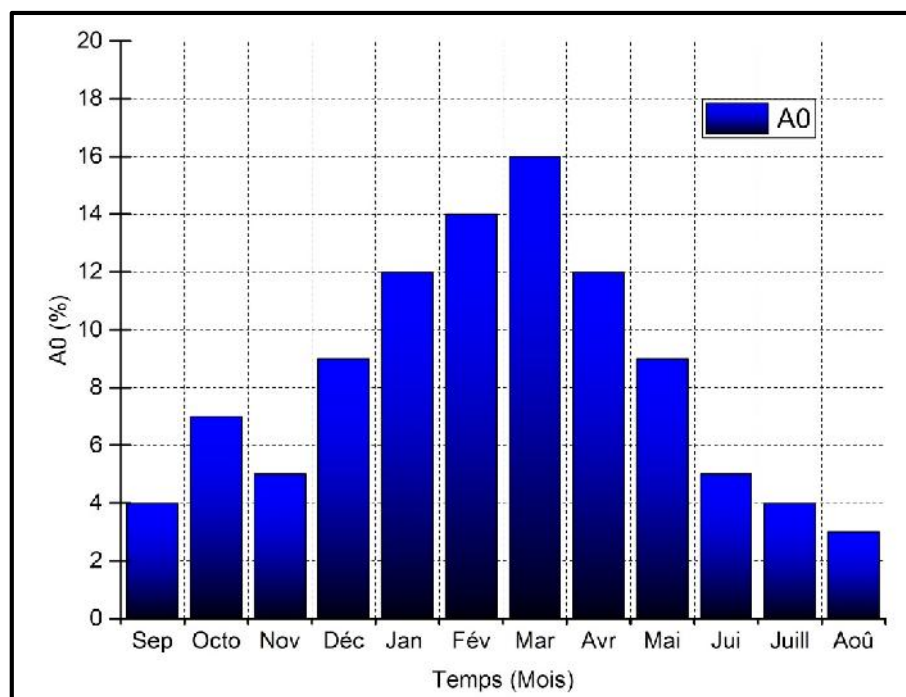


Figure II.15 : Répartition mensuelle graphique de l'apport liquide moyen

II.6.1.3. Caractéristiques de l'écoulement

1) Module de l'écoulement

$$M_e = A_0 / T \dots\dots\dots (II.36)$$

A_0 : Apport moyen annuel (l) ;

T : Temps d'une année en secondes $T = 31,536.10^6s$.

2) Module de l'écoulement relatif (spécifique)

$$M_0 = M_e / S_{bv} \dots\dots\dots (II.37)$$

M_e : Module de l'écoulement (l/s) ;

S_{bv} : Superficie du bassin (Km²).

3) Lamme d'eau écoulée

$$L_e = A_0/S_{BV} \dots\dots\dots (II.38)$$

4) Coefficient de l'écoulement

$$C_e = L_e / P_{moy} \dots\dots\dots (II.39)$$

Tableau II.25: Caractéristiques de l'écoulement

Les caractéristiques	Abréviation	Unités	Valeurs
Module de l'écoulement	M_e	l/s	229,9
Module de l'écoulement relatif	M_0	l/s/km ²	1,48
Lamme d'eau écoulée	L_e	mm	46,74
Coefficient de L'écoulement	C_e	%	10,03

5) Coefficient de variation

A. Formule Algérienne de PADOUN

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

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (II.40)$$

Avec : K : coefficient de réduction $K = (0.25-1.00)$, on prend $K=1$;

M_0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

B. Formule d'URGIPROVODKMOZ

Formule établie sur la base des données de l'apport de 21 bassins des petits oueds de l'Algérie du Nord.

$$C_v = 0.7 / M_0^{0.125} \dots\dots\dots (II.41)$$

C. Formule de SOKOLOVSKY

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 - 0.063 \log_{10}(S + 1) \dots\dots\dots (II.42)$$

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

S : Surface du bassin versant (Km²).

D. Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots (II.43)$$

M_0 : module de l'écoulement relatif

E. Formule de ANTONOV

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (II.44)$$

Tableau II.26: récapitulatif des C_v

Formule	Coefficient de variation C_v
Algérienne de PADOUM	0,85
URGIPROVODKMOZ	0,67
SOKOLOVSKI	0,59
KRISTEKLY MENKEL	0,55
ANTONOV	0,35

On opte pour la formule Algérienne de PADOUM, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, tel que:

$$C_v = 0,85$$

II.6.2. Apports fréquentiels

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquentiels paraît nécessaire. Pour cela, il faut tout d'abord calculer le coefficient de variation.

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

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \dots\dots\dots (II.45)$$

Avec : **A%** : Apport de fréquence donnée ;
 μ : Variable réduite de Gauss ;
A₀ : Apport moyen annuel (Hm³) ;
C_v : Coefficient de variation.

Tableau II.27: Les apports pour les différentes fréquences

Période de retour	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	5	2	1	0,1
Variable de Gauss	- 0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723	3,15954
Apport (Mm ³)	3,01	14,22	18,56	25,06	30,73	56,77

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; avec : **A_{80%} = 3.01 Mm³**. (Remplissage garanti de 8 années sur 10).

Tableau II.28: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Total
A (%)	4	7	5	9	12	14	16	12	9	5	4	3	100
A _{80%} (Mm ³)	0,1204	0,2107	0,1505	0,2709	0,3612	0,4214	0,4816	0,3612	0,2709	0,1505	0,1204	0,0903	3,01

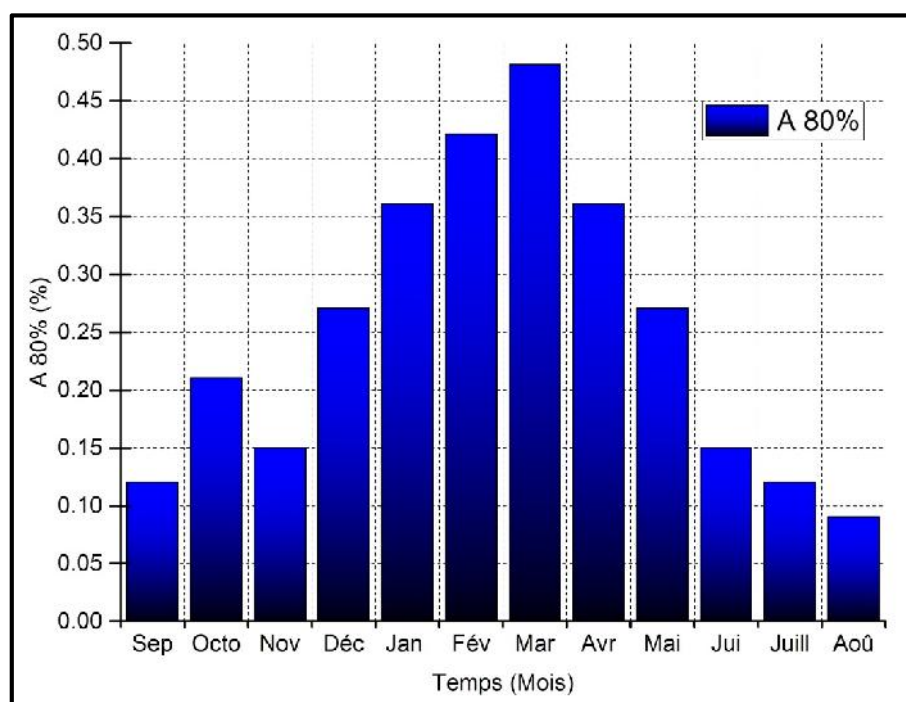


Figure II.16: Représentation graphique de l'apport de la fréquence 80%

II.7. Etude des crues

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

En raison de l'absence de mesures hydrométriques, la détermination des crues de projet a nécessité l'utilisation des formules empiriques qui donne des résultats acceptables concernant les débits estimés de l'Oued et qui exigent une prudence dans leurs applications.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter. Les paramètres définissant une crue est :

- Le débit maximum (débit de pointe) ;
- Le volume de la crue ;
- Le temps de base ;
- La forme de la crue. (Hydrogramme de crues).

II.7.1. Détermination des débits maxima fréquents par les formules empiriques

A. Formule de MALLET-GAUTHIER :

$$Q_{\max, p\%} = 2.K.\log(1+A.P_0) \frac{S}{L} \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \dots\dots\dots (II.46)$$

$Q_{\max P\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s) ;

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (m) ;

S : Superficie du bassin versant (Km²) ;

L : Longueur du talweg principal (Km) ;

K : Constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin :

$1 < K < 3$ On prend : $K = 2$;

A : représente les conditions climatiques compris entre 20 et 30 ; on prend : $A=20$;

T : Période de retour (an).

Tableau II.29: Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Q_{\max} (m ³ /s)	190,83	252,45	301,74	356,58	393,02	495,18

B. Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{\max} = \frac{166 \cdot S \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5L} \cdot P_{\text{tc}, p\%} \dots\dots\dots (II.47)$$

S : Surface du bassin versant (Km²) ;

L : longueur du talweg principal (Km) ;

h_{moy} : Altitude moyenne (m) ;

h_{min} : Altitude minimale (m) ;

$P_{\text{tc}, p\%}$: Lamme d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux ;

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 166. On prend : $C = 166$.

Tableau II.30: Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
$Q_{\max, p\%}$ (m ³ /s)	153,21	198,72	247,12	313,01	368,61	578,66

C. Formule de SOKOLOVSKY :

Sokolovski considère que l'hydrogramme de crues présente deux branches de courbe, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue, chacune d'elle à sa propre équation.

Le débit maximum probable ($Q_{\max p\%}$) est donnée par la formule de Sokolovsky:

$$Q_{\max, p\%} = \frac{0.28.(P_{\text{tc}, p\%} - H_0) \cdot \alpha p\% \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots (II.48)$$

0.28 : coefficient de changement d'unité ;

P_{ct}: pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration en mm ;

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

S: Superficie du bassin (Km²) ;

T_c: temps de concentration (h) ;

α_p%: Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée :

$$\alpha_p\% = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots (II.49)$$

F : Coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule : $F = \frac{12}{4+3\gamma}$

Tableau II.31: Valeurs de γ en fonction de bassin versant

Condition	γ
Surface du B.V comprise entre 1 et 50 km ²	γ =2
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	2 ≤ γ ≤ 2.5
Pour un bassin boisé	3 ≤ γ ≤ 4

AN :

$$\gamma = 4$$

$$F = 0,75$$

Tableau II.32: Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
α _p %	6.60	7.58	8.51	9.62	10.47	13.21
Q _{max,p} % (m ³ /s)	202,25	262,32	326,20	413,19	486,59	763,86

D. Formule de TURRAZA :

$$Q_{max,p\%} = \frac{\alpha_p\% \cdot I_t \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots (II.50)$$

S : Superficie du bassin versant (Km²) ;

α : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée varie entre 0.3 et 0.8 ;
on prend : α= 0.8;

I_t : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h) ;

Tableau II.33: Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

T années	5	10	20	50	100	1000
I _t (mm/h)	7,76	10,07	12,52	15,86	18,67	29,31
Q _{max,p} % (m ³ /s)	267,52	346,99	431,49	546,55	643,63	1010,40

Tableau II.34: Débits maxima des crues par différentes formules

Q _{max} (m ³ /s)	Période de retour (ans)					
	5	10	20	50	100	1000
Formule de MALLETTGAUTHIER	53,16	64,05	73,35	84,07	91,35	112,18
Formule de GIANDOTTI	153,21	198,72	247,12	313,01	368,61	578,66
Formule de SOKOLOVSKY	202,25	262,32	326,2	413,19	486,59	763,86
Formule de TURRAZA	267,52	346,99	431,49	546,55	643,63	1010,4

Commentaire :

En vue de comparaison entre les quatre méthodes de calcul de débit de crue fréquentiel, nous pouvons faire les constatations suivantes :

-La formule de Sokolovsky tient en compte des paramètres topographiques, climatiques et hydrologiques, par contre la formule de Mallet-Gauthier ne tient pas compte de ces éléments les plus importants pour le calcul des crues.

-On peut remarquer aussi que la méthode de Turazza ne tient pas en compte des paramètres topographiques du bassin versant.

Conclusion :

La formule de Sokolovsky est d'usage très répandue chez les hydrologues d'Afrique du nord, celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, perte d'eau initiale, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme de la crue et du temps de montée de la crue) et c'est pour cette raison qu'on a adopté la méthode de **Sokolovsky**.

II.7.2. Construction de l'hydrogramme de crues

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

a) Pour le temps de la montée:

$$Q_m(t_i) = Q_{\max} \left(\frac{t_i}{t_m} \right)^m \dots\dots\dots (II.51)$$

b) Pour la décrue:

$$Q_d(t_i) = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t_i}{t_d} \right)^n \dots\dots\dots (II.52)$$

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

Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s) ;

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

t_d : Temps de la décrue en heures ;

Q_{\max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s) ;

m, n : Puissance des courbes ;

$m=2$ pour la montée de la crue.

$n=3$ pour la décrue.

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

➤ $t_m = t_c$, avec t_c est le temps de concentration du bassin versant(h) ; $T_m = 6.1$ heures ;

➤ $T_d = \delta * t_m$;

Ou : δ : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue

Tableau II.35: Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ

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

$\delta = 2.5$;

$t_d = 2.5 * 6.1 = 15.25$ heures ;

$T_{\text{total}} = 6.1 + 15.25 = 21.35$ heures.

Les Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par les tableaux I.29 ; I.29 et la Figure (I.17).

Tableau II.36: Valeurs de débits de crues en fonction du temps selon la méthode de SOKOLOVSKY (cas de la montée)

t (h)	Q _{m,P%} pour différentes périodes de retour (m ³ /s)					
	T (5 ans)	T(10 ans)	T(20 ans)	T(50 ans)	T(100ans)	T(1000ans)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,3	0,49	0,63	0,79	1,00	1,18	1,85
0,6	1,96	2,54	3,16	4,00	4,71	7,39
0,9	4,40	5,71	7,10	8,99	10,59	16,63
1,2	7,83	10,15	12,62	15,99	18,83	29,56
1,5	12,23	15,86	19,72	24,98	29,42	46,19
1,8	17,61	22,84	28,40	35,98	42,37	66,51
2,1	23,97	31,09	38,66	48,97	57,67	90,53
2,4	31,31	40,61	50,50	63,96	75,32	118,24
2,7	39,62	51,39	63,91	80,95	95,33	149,65
3	48,92	63,45	78,90	99,94	117,69	184,76
3,3	59,19	76,77	95,47	120,93	142,41	223,55
3,6	70,44	91,37	113,61	143,91	169,48	266,05
3,9	82,67	107,23	133,34	168,90	198,90	312,24
4,2	95,88	124,36	154,64	195,88	230,67	362,12
4,5	110,06	142,76	177,52	224,86	264,81	415,70
4,8	125,23	162,43	201,98	255,84	301,29	472,97
5,1	141,37	183,36	228,02	288,82	340,13	533,94
5,4	158,49	205,57	255,63	323,80	381,32	598,61
5,7	176,59	229,05	284,83	360,78	424,87	666,97
6	195,67	253,79	315,60	399,76	470,77	739,02
6,1	202,25	262,32	326,20	413,19	486,59	763,86

Tableau II.37: Valeurs de débits de crues en fonction de temps selon la méthode de SOKOLOVSKY (cas de la Décrue)

ti (h)	Q _{d,P%} pour différentes périodes de retour (m ³ /s)					
	T (5 ans)	T(10 ans)	T(20 ans)	T(50 ans)	T(100ans)	T(1000ans)
6,10	202,25	262,32	326,20	413,19	486,59	763,86
6,40	190,54	247,14	307,33	389,28	458,43	719,66
6,70	179,30	232,56	289,20	366,32	431,38	677,20
7,00	168,51	218,57	271,79	344,27	405,42	636,44
7,30	158,16	205,14	255,10	323,13	380,52	597,36
7,60	148,24	192,28	239,10	302,87	356,66	559,90
7,90	138,75	179,97	223,79	283,47	333,82	524,05
8,20	129,67	168,19	209,15	264,92	311,98	489,76
8,50	121,00	156,94	195,16	247,20	291,11	457,00
8,80	112,72	146,20	181,81	230,29	271,20	425,73
9,10	104,83	135,97	169,08	214,17	252,21	395,93
9,40	97,31	126,22	156,96	198,81	234,13	367,54
9,70	90,17	116,95	145,43	184,21	216,94	340,55

Tableau II.37 : (suite)

ti (h)	Qd,P% pour différentes périodes de retour (m ³ /s)					
	T (5 ans)	T(10 ans)	T(20 ans)	T(50 ans)	T(100ans)	T(1000ans)
10,00	83,38	108,15	134,48	170,35	200,60	314,91
10,30	76,94	99,80	124,10	157,19	185,11	290,60
10,60	70,84	91,89	114,26	144,73	170,44	267,57
10,90	65,08	84,41	104,96	132,95	156,57	245,78
11,20	59,63	77,34	96,18	121,83	143,47	225,22
11,50	54,50	70,69	87,90	111,34	131,12	205,83
11,80	49,67	64,42	80,11	101,47	119,50	187,59
12,10	45,13	58,54	72,80	92,21	108,59	170,46
12,40	40,88	53,03	65,94	83,52	98,36	154,41
12,70	36,91	47,87	59,53	75,40	88,80	139,40
13,00	33,20	43,06	53,55	67,83	79,88	125,39
13,30	29,75	38,58	47,98	60,78	71,57	112,36
13,60	26,54	34,43	42,81	54,23	63,86	100,26
13,90	23,58	30,58	38,03	48,17	56,73	89,06
14,20	20,84	27,04	33,62	42,59	50,15	78,73
14,50	18,33	23,77	29,56	37,45	44,10	69,23
14,80	16,02	20,79	25,85	32,74	38,55	60,52
15,10	13,92	18,06	22,46	28,44	33,50	52,58
15,40	12,01	15,58	19,37	24,54	28,90	45,37
15,70	10,29	13,34	16,59	21,01	24,75	38,85
16,00	8,73	11,33	14,08	17,84	21,01	32,98
16,30	7,34	9,53	11,85	15,00	17,67	27,74
16,60	6,11	7,93	9,86	12,49	14,70	23,08
16,90	5,03	6,52	8,11	10,27	12,09	18,98
17,20	4,08	5,29	6,57	8,33	9,81	15,39
17,50	3,25	4,22	5,25	6,65	7,83	12,29
17,80	2,55	3,31	4,11	5,21	6,14	9,64
18,10	1,96	2,54	3,16	4,00	4,71	7,39
18,40	1,46	1,90	2,36	2,99	3,52	5,53
18,70	1,06	1,38	1,71	2,17	2,55	4,01
19,00	0,74	0,96	1,19	1,51	1,78	2,80
19,30	0,49	0,64	0,79	1,00	1,18	1,86
19,60	0,31	0,40	0,49	0,62	0,74	1,15
19,90	0,17	0,23	0,28	0,36	0,42	0,66
20,20	0,09	0,11	0,14	0,18	0,21	0,33
20,50	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,13
20,80	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02	0,04
21,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
21,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

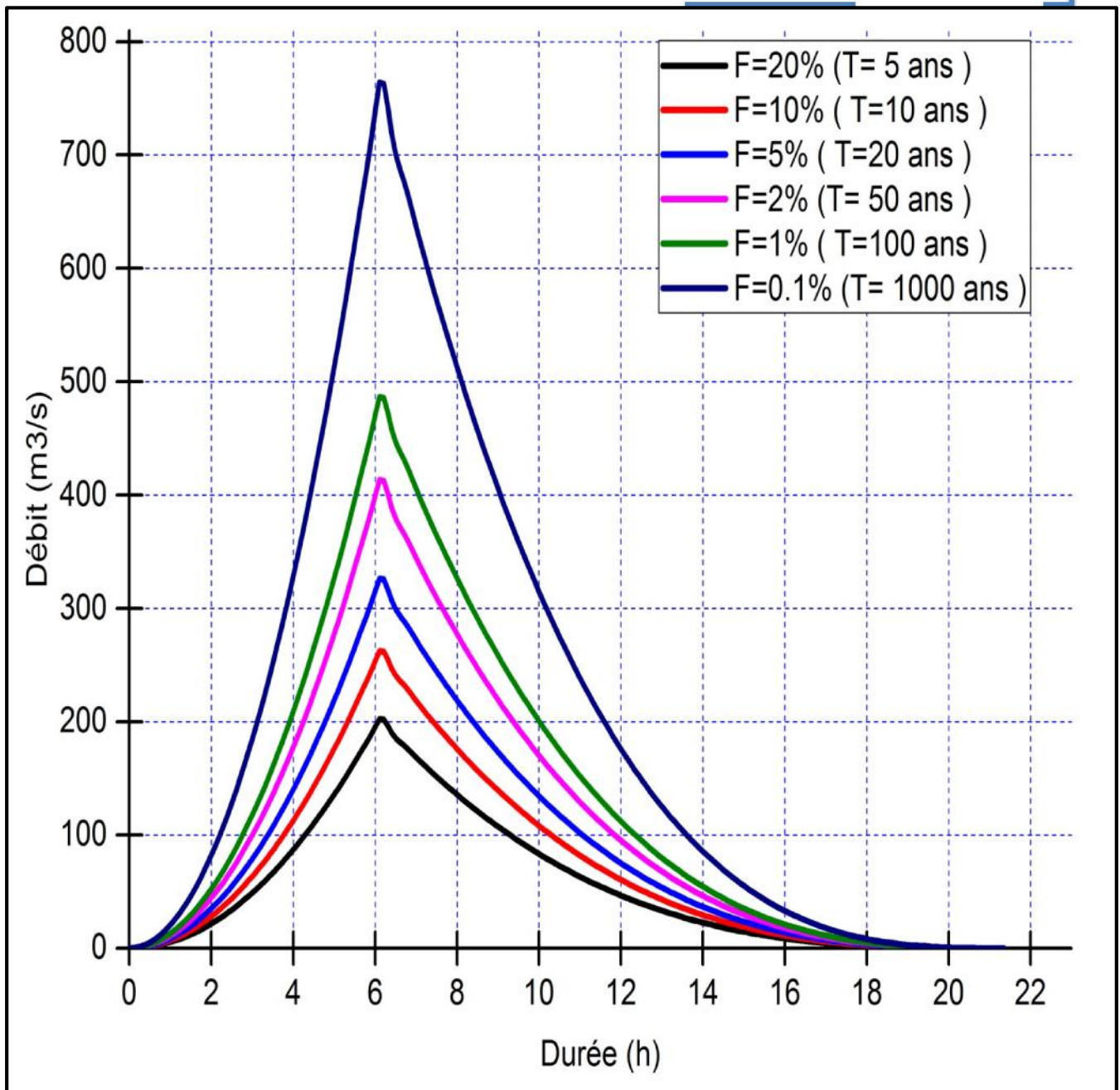


Figure II.17: Hydrogrammes des crues probables pour différentes périodes de retour par la méthode de SOKOLOVSKY

II.7.3. Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée sans causer des dommages graves à l'aval.

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

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

Rappelons aussi que pour la détermination de la crue de projet il existe deux approches:

- l'approche déterministe qui est basé sur l'observation et l'historique.
- l'approche probabiliste qui est basé sur la statique.

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

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

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

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

Tableau II.38: Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : - Perte de vie - Dommages 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 notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques ne sont pas compliquées, voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui ne sont pas très importants et que le risque en aval est pratiquement faible (site un peu éloigné des zones urbaines- volume d'emménagement faible), et vue l'importance du présent ouvrage, ainsi que la crue centennale est la plus recommandée dans les cas pareils.

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de **1% (T = 100 Ans)**.

D'où : $Q_{\max,1\%} = 486.59 \text{ m}^3/\text{s}$ pour 100 ans.

II.7.4. Choix de la crue de chantier

La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages lors de la construction sont souvent protégés contre les crues ciquantenales ou même centennales, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part, lorsque le batardeau est incluse dans la digue on peut lui attribué une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est provisoire.

Vu toutes ces exigences on va choisir la crue (20 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

La crue des travaux: $Q_{5\%} = 326.20 \text{ m}^3/\text{s}$ pour 20 ans.

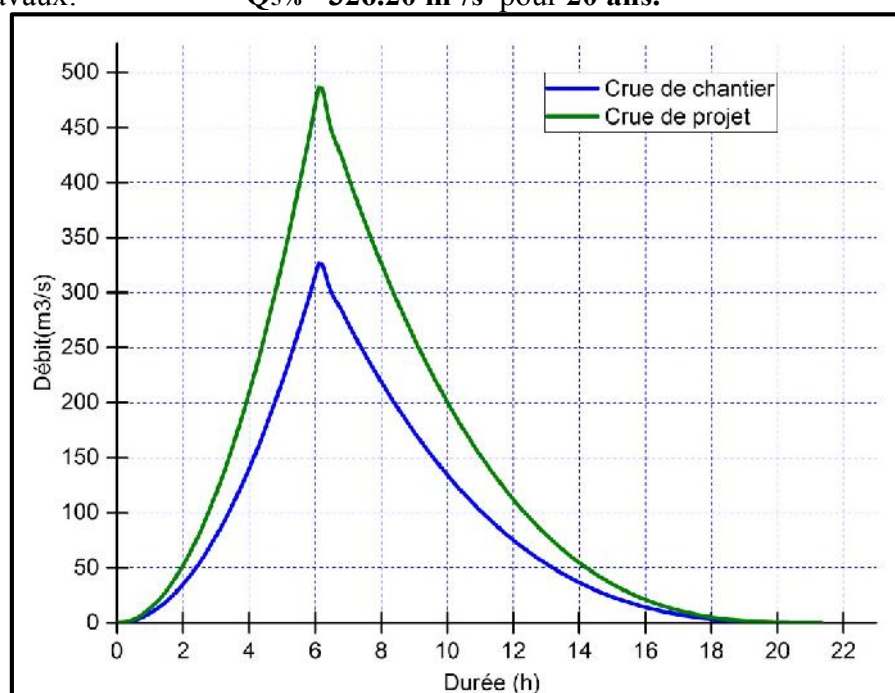


Figure II.18: Hydrogrammes de crues (projet/chantier)

II.7.5. Apport solide et l'estimation du volume mort

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

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

- ✓ En suspension.
- ✓ Par charriage.

II.7.5.1. Apport solide par suspension

A - Formule de Fournier : [2]

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_{an}} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots$$

(II.53)

Avec : **T_a** : Taux d'abrasion en (t/Km² /an) ;
P_m : Pluie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux (mm) ;
P_{an} : Pluie moyenne annuelle (mm) ;
h : Dénivelé moyen (m), **h= 45%(H_{max} - H_{min})** , (m) ;
S : Superficie du bassin (km²).

$$h = 386.55 \text{ m}$$

$$T_a = 18.1 \text{ T/Km}^2/\text{an}$$

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

$$V_{\text{mort}} = \frac{T_a \cdot S}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{ (II.54)}$$

B - Formule de Tixeront : [2]

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

$$T_a = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots \text{ (II.55)}$$

T_a : Taux d'abrasion, T/km²/an ;
L_e : Lane d'eau écoulée en mm ;
α : Coefficient caractérisant la perméabilité du bassin versant.

➤ Pour les bassins versants à perméabilité moyenne à faible $\alpha = 350$.

$$T_a = 623.05 \text{ T/km}^2/\text{an}$$

$$q_s = T_a \cdot S \dots\dots\dots \text{ (II.56)}$$

q_s : débit solide (T/an) ;
S : Superficie du bassin (km²).

$$q_s = 96640.94 \text{ T/an}$$

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

$$V_{\text{mort}} = \frac{q_s}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{ (II.57)}$$

$$\text{- Pour n ans : } V_{\text{mort}} = \frac{q_s \cdot T}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{ (II.58)}$$

T : Délai de service

Tableau II.39: récapitulation de volume annuel moyen

Formule	Taux d'abrasion	Volume annuel moyen
Fournier	18,10 T/Km ² /an	1754 m ³ /an
Tixeront	623,05 T/km ² /an	51340,5 m ³ /an

Conclusion :

Après analyse des résultats des deux formules nous considérons que le volume mort est celle obtenu de la formule de Tixeront, car elle tient compte de délai de service pour la retenue.

- Pour 10 ans : $V_{\text{mort}} = 513405 \text{ m}^3$

II.7.5.2. Apport solide par charriage

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie de (15 %) du transport solide en suspension, donc le transport solide par charriage 15% du transport solide en suspension.

Apport solide = transport solide en suspension + transport solide par charriage

Transport solide par charriage = 15 % transport solide en suspension

Donc : Le volume mort total est estimé à :

$$V_{\text{mort}} = 604006 \text{ m}^3$$

II.8. Etude de régularisation

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités.

Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions garanties sont les outils de base pour les calculs. Le choix de la garantie de calcul est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir du barrage. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie. Pour ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base suivantes :

- 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 du dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- les besoins en eau des utilisateurs.

II.8.1. Courbes caractéristiques de la retenue [2]

Si on suppose que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 312 m et une côte maximale de 333 m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * \Delta H \dots\dots\dots (II.59)$$

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

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

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

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

$$\text{Pour le volume initial : } \Delta V_i = \frac{2}{3} * S_{\text{moy}} * \Delta H \dots\dots\dots (II.60)$$

- courbe capacité-hauteur $H=f(V)$

- courbe surface-hauteur $H=f(S)$

Le Tableau III.31 donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau II.40: Caractéristiques topographiques de la retenue

Cote (m NGA)	Superficie (Km ²)	S moy (hm ²)	ΔH (m)	Volumes Partiels (hm ³)	Volumes Cumulés (hm ³)
312	0	0,000254	1	0,000169	0
313	0,000508	0,001121	1	0,001121	0,000169
314	0,001733	0,002828	1	0,002828	0,00129
315	0,003923	0,005801	1	0,005801	0,004118
316	0,007679	0,01048	1	0,01048	0,009919
317	0,013281	0,015793	1	0,015793	0,020399
318	0,018305	0,02225	1	0,02225	0,036192
319	0,026194	0,030467	1	0,030467	0,058441
320	0,034739	0,039347	1	0,039347	0,088908
321	0,043955	0,049675	1	0,049675	0,128255
322	0,055394	0,062685	1	0,062685	0,177929
323	0,069976	0,077976	1	0,077976	0,240614
324	0,085975	0,095238	1	0,095238	0,31859
325	0,104501	0,114193	1	0,114193	0,413828
326	0,123884	0,134681	1	0,134681	0,52802
327	0,145478	0,156651	1	0,156651	0,662701
328	0,167824	0,181105	1	0,181105	0,819252
329	0,194385	0,209323	1	0,209323	1,000457
330	0,224261	0,23957	1	0,23957	1,20978
331	0,254879	0,271291	1	0,271291	1,44935
332	0,287702	0,298864	1	0,298864	1,72064
333	0,310025				2,019504

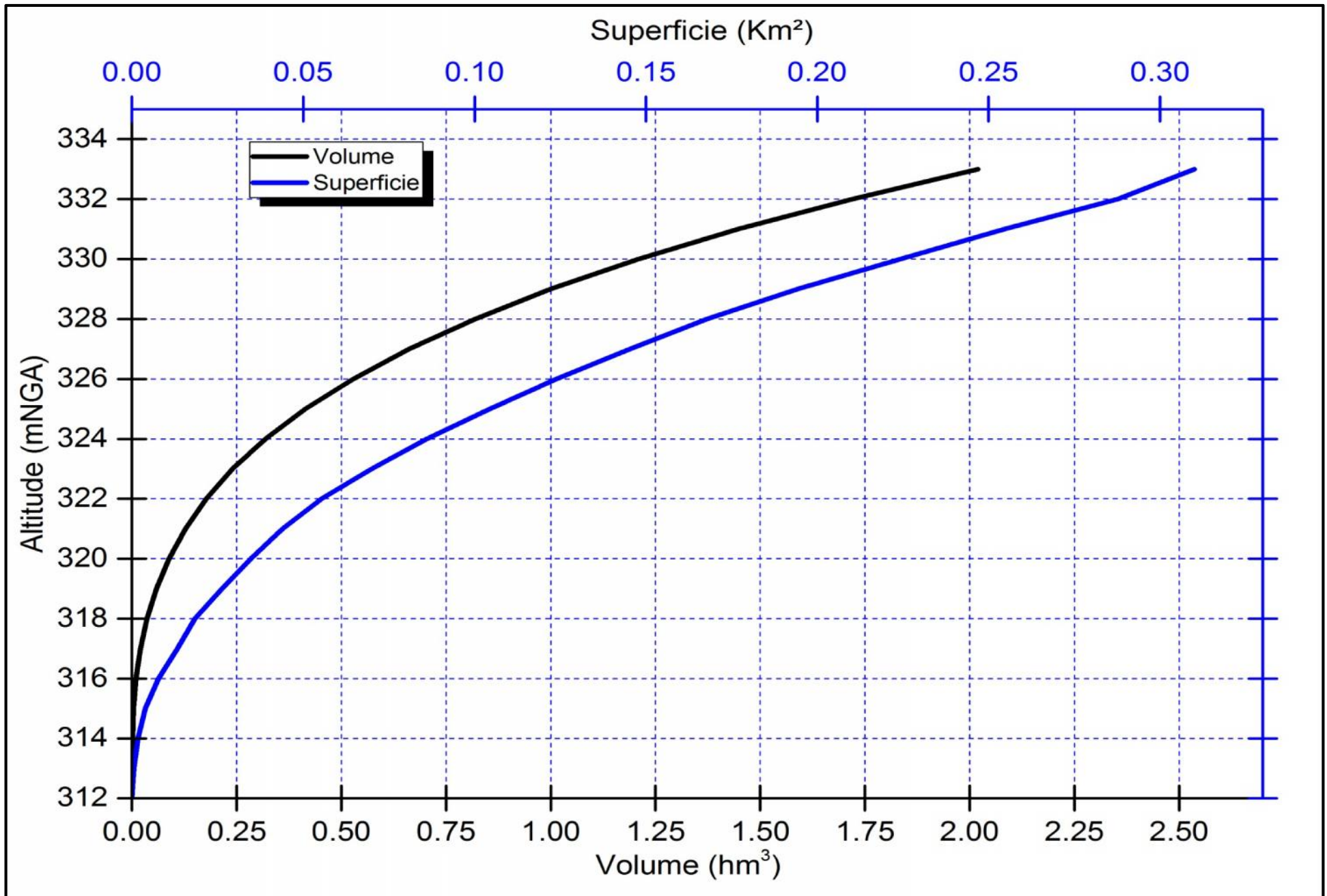


Figure II.19: Courbes Capacité-Surface-Hauteur

II.8.2. Détermination de la restitution garantie

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. La question posée consiste à déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irriguant.

Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle soit à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois les plus chauds, durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation.

Généralement, le dimensionnement des retenues collinaires qui sont destinées à l'irrigation, s'effectue pour une garantie de 80%.

L'écoulement fluvial de même fréquence doit combler les quantités restituées et les quantités perdues par évaporation et par filtration. Les restitutions mensuelles exprimées en Mm^3 , figurent dans le tableau suivant :

Tableau II.41: Valeurs des besoins mensuels pour l'irrigation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû	Total
U _i (Mm^3)	0,161	0,127	0,04	0	0	0	0,025	0,165	0,415	0,424	0,339	0,051	1,75

II.8.3. Calcul du volume utile [2]

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

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

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

➤ Procédé de calcul :

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

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

II.8.3.1. Régularisation saisonnière (sans tenir compte des pertes) [2]

Tableau II.42: Volume utile de la retenue

Mois	W _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	W _{80%} - U _{80%} (Mm ³)	V (Mm ³)
Oct	0,2107	0,1272	0,0835	Vs1 = (+) 1,8989
Nov	0,1505	0,0407	0,1098	
Déc	0,2709	0	0,2709	
Jan	0,3612	0	0,3612	
Fév	0,4214	0	0,4214	
Mar	0,4816	0,0254	0,4562	
Avr	0,3612	0,1653	0,1959	Vd1 = (-) 0,6381
Mai	0,2709	0,4155	-0,1446	
Jui	0,1505	0,4249	-0,2744	
Juil	0,1204	0,3395	-0,2191	Vs2 = (+) 0,0384
Août	0,0903	0,0519	0,0384	
Sep	0,1204	0,1617	-0,0413	Vd2 = (-) 0,0413

$$Vs1 = 1.9570 \text{ Mm}^3$$

$$Vd1 = 0.6381 \text{ Mm}^3$$

$$Vs2 = 0.0384 \text{ Mm}^3$$

$$Vd2 = 0.0413 \text{ Mm}^3$$

$$Vs1 > Vd1$$

$$Vs2 < Vd2$$

$$Vs2 < Vd1$$

Donc : la retenue fonctionne à deux temps dépendants.

Avec : $V_u = Vd1 + Vd2 - Vs2$

Alors :

$$V_u = 0.641 \text{ M m}^3$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_u + V_m$

D'où :

$$V_{NNR} = 1.226 \text{ Mm}^3$$

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

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

•1ère Consigne d'exploitation :

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

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

•2ème Consigne d'exploitation :

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

Tableau II.43: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	W _{80%}	U _{80%}	W _{80%} - U _{80%}	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Oct	0,2107	0,1272	0,0835	0,5853	0,5853	-	0,5018	0,5853	0,0835
				0,6688	0,6688	-	0,4755	0,5853	0,1098
Nov	0,1505	0,0407	0,1098	0,7786	0,7786	-	0,3144	0,5853	0,2709
Déc	0,2709	0	0,2709	1,0495	1,0495	-	0,2241	0,5853	0,3612
				1,2263	1,4107	0,1844	0,1639	0,5853	0,4214
Jan	0,3612	0	0,3612	1,2263	1,6477	0,4214	0,5742	0,5853	0,0111
				1,2263	1,6825	0,4562	1,0304	1,0304	-
Fév	0,4214	0	0,4214	1,2263	1,4222	0,1959	1,2263	1,2263	-
				1,0817	1,0817	-	1,0817	1,0817	-
Mar	0,4816	0,0254	0,4562	0,8073	0,8073	-	0,8073	0,8073	-
				0,5882	0,5882	-	0,5882	0,5882	-
Avr	0,3612	0,1653	0,1959	0,6266	0,6266	-	0,6266	0,6266	-
				0,5853	0,5853	-	0,5853	0,5853	-
Mai	0,2709	0,4155	-0,1446						
Jui	0,1505	0,4249	-0,2744						
Juil	0,1204	0,3395	-0,2191						
Août	0,0903	0,0519	0,0384						
Sep	0,1204	0,1617	-0,0413						
			1,2579						1,2579

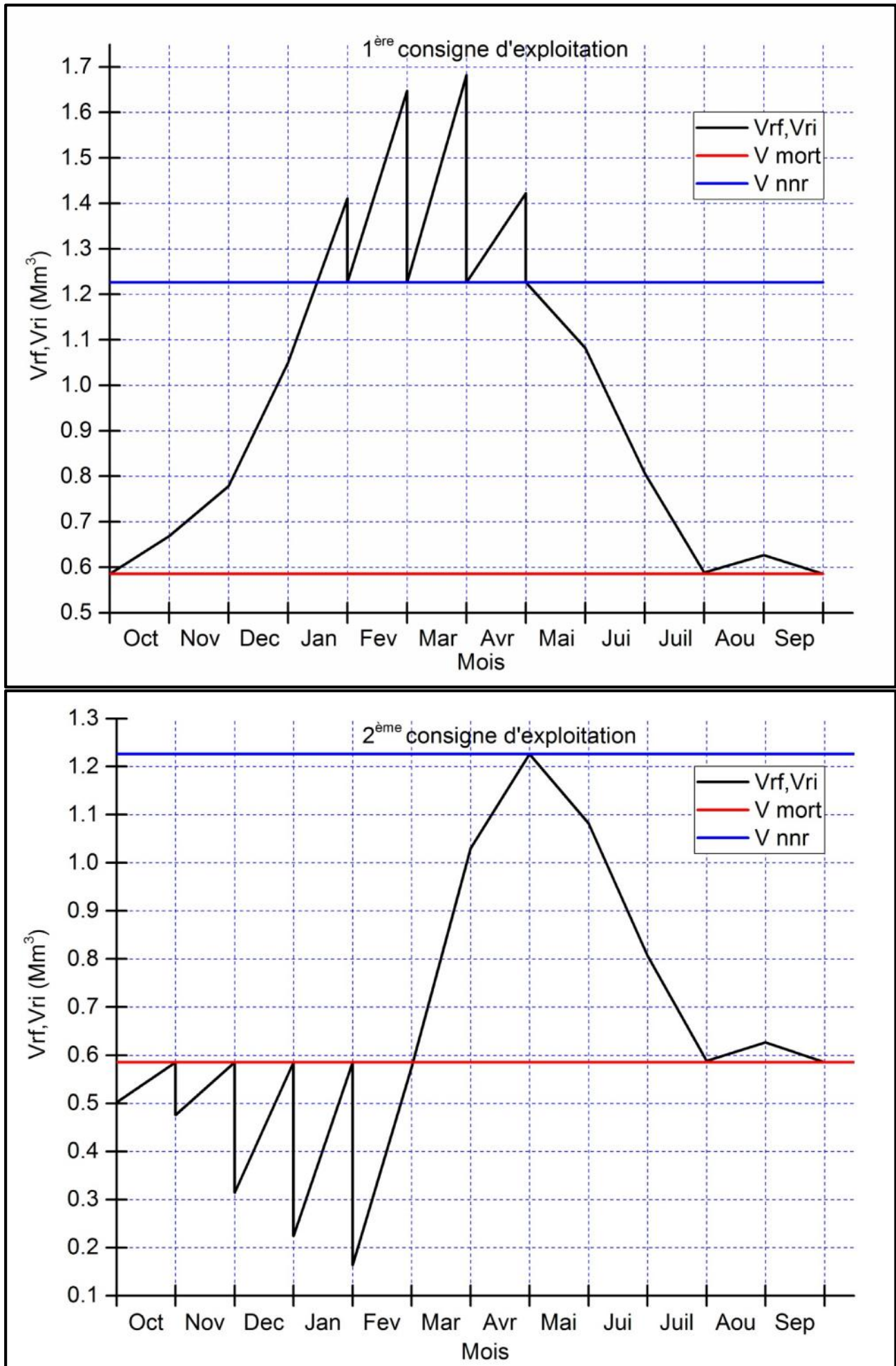


Figure II.20: Représentation graphique d'exploitation (sans pertes)

II.8.3.2. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) [2]

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ♦ Pertes par évaporation.
- ♦ Pertes par infiltration.

1) Pertes par évaporation

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (II.61)$$

V_{ep} : volume perdu à cause de l'évaporation ;

E_s : Evaporation mensuelle (m) ;

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

Tableau II.44: Evaporation mensuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Moy
E(0.78) (mm)	160	97	69	50	41	37	72	92	147	197	259	250	1471

2) Pertes par infiltration

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (II.62)$$

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

V_{moy} : volume moyenne $V_{moy} = \left(\frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right)$;

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

V_{rf} = Volume de remplissage final ;

V_{ri} = Volume de remplissage initial ;

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette .Les valeurs de ce coefficient sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.45: Valeurs du coefficient δ

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration pendant un an (cm)	% du volume moyen δ	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à50	5 à10	0,5 à1,0
Sol à perméable moyenne	50 à100	10 à20	1 à1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à40	>1,5 à3,0

Dans notre cas, on a un sol peu perméable (sol à faible perméabilité) alors on opte pour $\delta=0,50$.

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.46: Les volumes des pertes dans la retenue

MOIS	V _{moy} (Mm ³)	S _{moy} (Km ²)	E _s (m)	V _{evap} (Mm ³)	V _{inf} (Mm ³)	Π _{80%} (Mm ³)	W _{80%} - (U _{80%} -Π) (Mm ³)	V (Mm ³)
Oct	0,6855	0,1485	0,097	0,0144	0,0034	0,0178	0,0657	Vs1 = (+) 1,7736
Nov	0,7821	0,1628	0,069	0,0112	0,0039	0,0151	0,0946	
Déc	0,9725	0,1895	0,05	0,0095	0,0049	0,0143	0,2566	
Jan	1,1671	0,2152	0,041	0,0088	0,0058	0,0147	0,3465	
Fév	1,2263	0,2227	0,037	0,0082	0,0061	0,0144	0,407	
Mar	1,2263	0,2227	0,072	0,016	0,0061	0,0222	0,434	
Avr	1,2263	0,2227	0,092	0,0205	0,0061	0,0266	0,1692	Vd1 = (-) 0,6249
Mai	1,1996	0,2193	0,147	0,0322	0,006	0,0382	-0,0447	
Jui	1,0121	0,1948	0,197	0,0384	0,0051	0,0434	-0,3179	
Juil	0,7183	0,1534	0,259	0,0397	0,0036	0,0433	-0,2624	Vs2 = (+) 0,0013
Août	0,3119	0,136	0,25	0,034	0,0016	0,037	0,0013	
Sep	0,6337	0,1406	0,16	0,0225	0,0032	0,0257	-0,0257	Vd2 = (-) 0,0257

$$Vs1 = 1.7736 \text{ Mm}^3$$

$$Vd1 = 0.6249 \text{ Mm}^3$$

$$Vs2 = 0.0013 \text{ Mm}^3$$

$$Vd2 = 0.0257 \text{ Mm}^3$$

$$Vs1 > Vd1$$

$$Vs2 < Vd2$$

$$Vs2 < Vd1$$

Donc : la retenue fonctionne à **deux temps dépendants**.

Avec : $V_u = V_{d1} + V_{d2} - V_{s2}$

Alors :

$$V_u = 0.64923 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_u + V_m$

D'où :

$$V_{NNR} = 1.23453 \text{ Mm}^3$$

3) Estimation de l'erreur :

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

$$\varepsilon = \left(\frac{V'_u - V_u}{V'_u} \right) * 100 \dots\dots\dots (II.63)$$

Avec $1\% < \varepsilon < 2\%$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

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

E = 1.29% (condition vérifiée).

Tableau II.47: Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Mois	W _(80%)	U _{80%}	Π	W _{80%} - (U _{80%} +Π)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Oct	0,2107	0,1272	0,0178	0,0657	0,5853	0,5853	-	0,5196	0,5853	0,0657
					0,651	0,651	-	0,4907	0,5853	0,0946
Nov	0,1505	0,0407	0,0151	0,0946	0,7456	0,7456	-	0,3287	0,5853	0,2566
					1,0022	1,0022	-	0,2388	0,5853	0,3465
Déc	0,2709	0	0,0143	0,2566	1,3487	1,2345	0,1142	0,2243	0,5853	0,3610
					1,6416	1,2345	0,4070	0,6314	0,6314	-
Jan	0,3612	0	0,0147	0,3465	1,6685	1,2345	0,4340	1,0653	1,0653	-
					1,4037	1,2345	0,1692	1,2345	1,2345	-
Fév	0,4214	0	0,0144	0,407	1,1899	1,1899	-	1,1899	1,1899	-
					0,872	0,872	-	0,872	0,872	-
Mar	0,4816	0,0254	0,0222	0,434	0,6096	0,6096	-	0,6096	0,6096	-
					0,611	0,611	-	0,611	0,611	-
Avr	0,3612	0,1654	0,0266	0,1692	0,5853	0,5853	-	0,5853	0,5853	-
Mai	0,2709	0,2773	0,0382	-0,0447						
Jui	0,1505	0,4249	0,0434	-0,3179						
Juil	0,1204	0,3395	0,0433	-0,2624						
Août	0,0903	0,0519	0,037	0,0013						
Sep	0,1204	0,1204	0,0257	-0,0257						
				1,1244				1,1244		

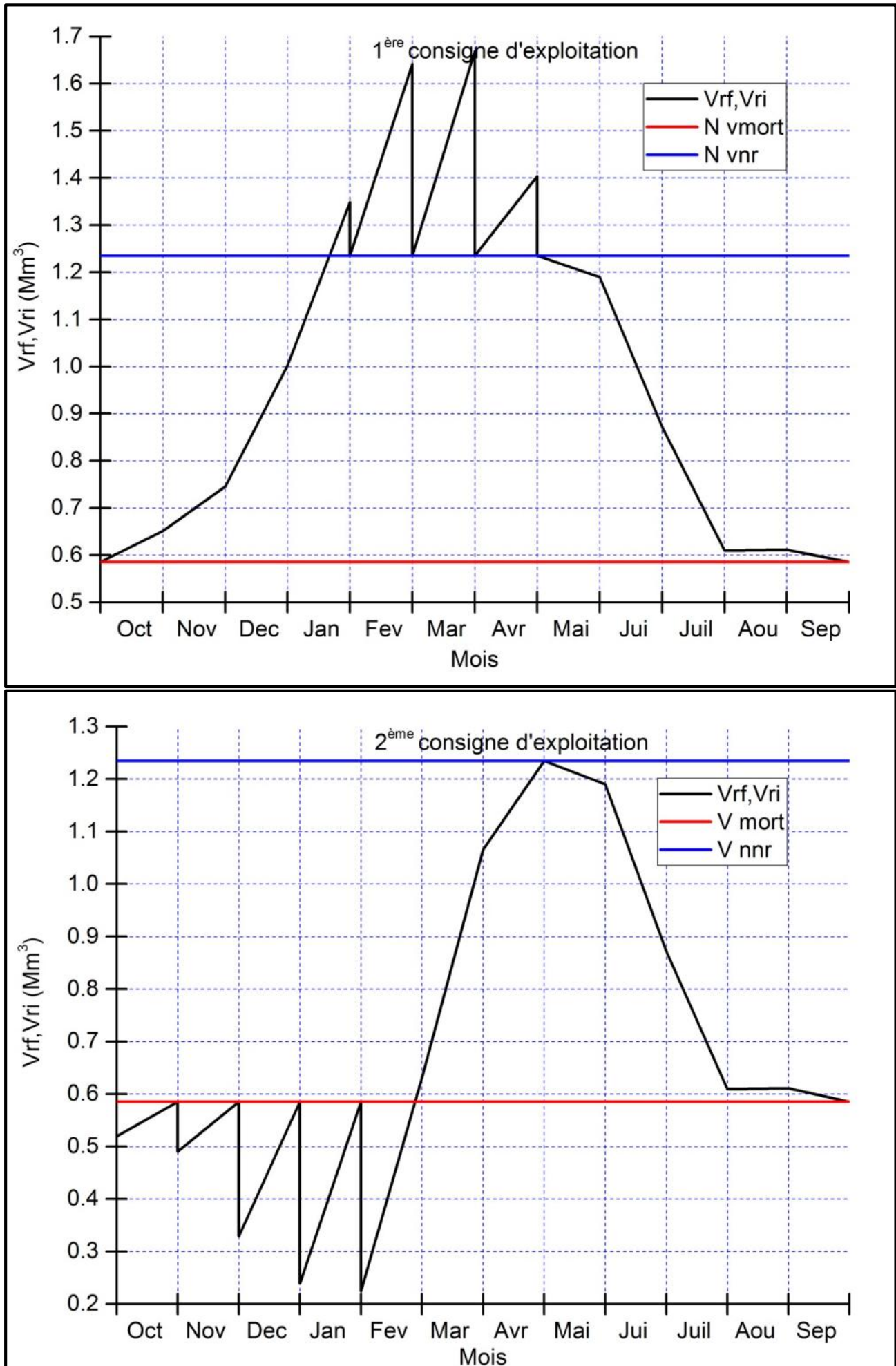


Figure II.21: Représentation graphique d'exploitation (avec pertes)

II.8.4. Laminage des crues [2]

Parmi tous les risques d'accident qui menacent l'existence d'un barrage en terre, la submersion de la digue est le plus grave.

Le déversement sur la crête d'un tel ouvrage est un phénomène très dangereux qui peut engendrer sa rupture. Le débit qui passe à travers l'évacuateur de crue est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue.

L'effet de laminage de crue dépend de la forme de son hydrogramme entrant, de la capacité de l'évacuateur de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue. Pour cela une crue critique peut provoquer des dommages humains et matériels d'où l'importance de dimensionner correctement le barrage et son évacuateur de crue.

L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer la cote 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. Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur, ou par des méthodes purement dite hydraulique, basées sur la formule de déversoir telles que ; la méthode de BLACKMORE, la méthode GRAPHIQUE, la méthode de KOTCHERINE et la méthode grapho-analytique de HILDEN BLAT.

- **Principe de calcul :**

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH \dots\dots\dots (II.64)$$

Avec : $Q(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) ;

$q(t)$: débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;

S : surface de plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dH \text{ ou : } Q-q = S \frac{dH}{dt} \dots\dots\dots (II.65)$$

$\frac{dH}{dt}$: la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

II.8.4.1. Méthode de KOTCHERINE [2]

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho-analytique, qui se base sur :

- Les hydrogrammes de crue et d'évacuation sont assimilés à des triangles ;
- Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire ;
- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR ;
- Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Dans notre cas on a un hydrogramme de crue de forme triangulaire, le débit laminé est :

$$q_{\max,p\%} = Q_{\max,p\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots (II.66)$$

$$\text{Avec : } V_{cr} = 0.5 * Q_{\max,p\%} T \dots\dots\dots (II.67)$$

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

L'estimation de la charge au-dessus du déversoir s'effectue en faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions calculés avec les méthodes suivantes.

Le débit de crues transitant par l'évacuateur de crue se calcule par la formule :

$$q_{\max,p\%} = m.b.\sqrt{2.g.H_d^{3/2}} \dots\dots\dots (II.68)$$

Avec : $m=0,49$ coefficient de débit ;

b : largeur de déversoir (m) ;

$g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$, c'est l'accélération de la pesanteur ;

H_d : charge sur le déversoir (m).

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec celle de $q_{\max,p\%}$. Ce sont ces points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminé correspondant à la largeur donnée.

Le débit laminé est calculé pour différentes charges ' H_d ' et différentes largeurs du seuil déversant ' b ' de l'évacuateur de crues.

Les résultats de calcul pour le laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE sont donnés dans les tableaux N II.48, II.49 et II.50.

Tableau II.48: Résultats de laminage par la méthode de KOTCHERINE

Données		Largeur	Hauteur	Débit	Surface	Vitesse	Wd
g	9,81	10	3,3	130,11	33	3,94	2,57
a	1	20	3,1	236,93	62	3,82	2,48
2*g	19,62	30	2,9	321,56	87	3,7	2,4
2.g ^{0,5}	4,4294469	40	2,7	385,17	108	3,57	2,1
Q _{1%}	486,59	50	2,5	428,97	125	3,43	1,92
W _{1%}	18699654	60	2,3	454,24	138	3,29	1,84
m=	0,49	70	2,1	462,35	147	3,15	1,78
		80	1,9	1,9	454,74	152	2,99
		90	1,7	1,7	432,97	153	2,83
		100	1,5	1,5	398,73	150	2,66
		110	1,3	1,3	353,88	143	2,47
		120	1,1	1,1	300,48	132	2,28
		130	0,9	0,9	240,91	117	2,06
		140	0,7	0,7	177,96	98	1,82
		150	0,5	0,5	115,1	75	1,53

Tableau II.49: Résultats de laminage par la méthode de KOTCHERINE

H	vitesse	H ₀	Débit (m ³ /s)								
(m)	(m/s)	(m)	20	30	40	50	60	70	80	90	100
3,3	3,94	4,09	359,36	539,04	718,72	898,4	1078,08	1257,77	1437,45	1617,13	1796,81
3,1	3,82	3,84	327,19	490,79	654,38	817,98	981,58	1145,17	1308,77	1472,37	1635,96
2,9	3,7	3,6	296,04	444,07	592,09	740,11	888,13	1036,16	1184,18	1332,2	1480,22
2,7	3,57	3,35	265,95	398,93	531,91	664,88	797,86	930,84	1063,82	1196,79	1329,77
2,5	3,43	3,1	236,96	355,44	473,92	592,39	710,87	829,35	947,83	1066,31	1184,79
2,3	3,29	2,85	209,1	313,65	418,2	522,75	627,3	731,85	836,4	940,95	1045,5
2,1	3,15	2,6	182,43	273,64	364,85	456,07	547,28	638,5	729,71	820,92	912,14
1,9	2,99	2,36	157	235,5	313,99	392,49	470,99	549,49	627,99	706,49	784,98
1,7	2,83	2,11	132,87	199,31	265,74	332,18	398,62	465,05	531,49	597,92	664,36
1,5	2,66	1,86	110,13	165,19	220,26	275,32	330,38	385,45	440,51	495,58	550,64
1,3	2,47	1,61	88,85	133,28	177,71	222,13	266,56	310,99	355,41	399,84	444,27
1,1	2,28	1,36	69,16	103,74	138,32	172,9	207,48	242,06	276,64	311,22	345,8
0,9	2,06	1,12	51,18	76,77	102,37	127,96	153,55	179,14	204,73	230,32	255,91
0,7	1,82	0,87	35,11	52,66	70,22	87,77	105,32	122,88	140,43	157,99	175,54
0,5	1,53	0,62	21,19	31,79	42,39	52,99	63,58	74,18	84,78	95,37	105,97

Tableau II.50: Résultats de laminage par la méthode de KOTCHERINE

h	Wd	q	Débit (m ³ /s)								
(m)	(Mm ³)	(M ³ /s)	20	30	40	50	60	70	80	90	100
3,3	2,57	419,72	359,36	539,04	718,72	898,4	1078,08	1257,77	1437,45	1617,13	1796,81
3,1	2,48	422,06	327,19	490,79	654,38	817,98	981,58	1145,17	1308,77	1472,37	1635,96
2,9	2,4	424,14	296,04	444,07	592,09	740,11	888,13	1036,16	1184,18	1332,2	1480,22
2,7	2,1	431,95	265,95	398,93	531,91	664,88	797,86	930,84	1063,82	1196,79	1329,77
2,5	1,92	436,63	236,96	355,44	473,92	592,39	710,87	829,35	947,83	1066,31	1184,79
2,3	1,84	438,71	209,1	313,65	418,2	522,75	627,3	731,85	836,4	940,95	1045,5
2,1	1,78	440,27	182,43	273,64	364,85	456,07	547,28	638,5	729,71	820,92	912,14
1,9	1,73	441,57	157	235,5	313,99	392,49	470,99	549,49	627,99	706,49	784,98
1,7	1,69	442,61	132,87	199,31	265,74	332,18	398,62	465,05	531,49	597,92	664,36
1,5	1,66	443,39	110,13	165,19	220,26	275,32	330,38	385,45	440,51	495,58	550,64
1,3	1,62	444,44	88,85	133,28	177,71	222,13	266,56	310,99	355,41	399,84	444,27
1,1	1,57	445,74	69,16	103,74	138,32	172,9	207,48	242,06	276,64	311,22	345,8
0,9	1,51	447,3	51,18	76,77	102,37	127,96	153,55	179,14	204,73	230,32	255,91
0,7	1,49	447,82	35,11	52,66	70,22	87,77	105,32	122,88	140,43	157,99	175,54
0,5	1,36	451,2	21,19	31,79	42,39	52,99	63,58	74,18	84,78	95,37	105,97

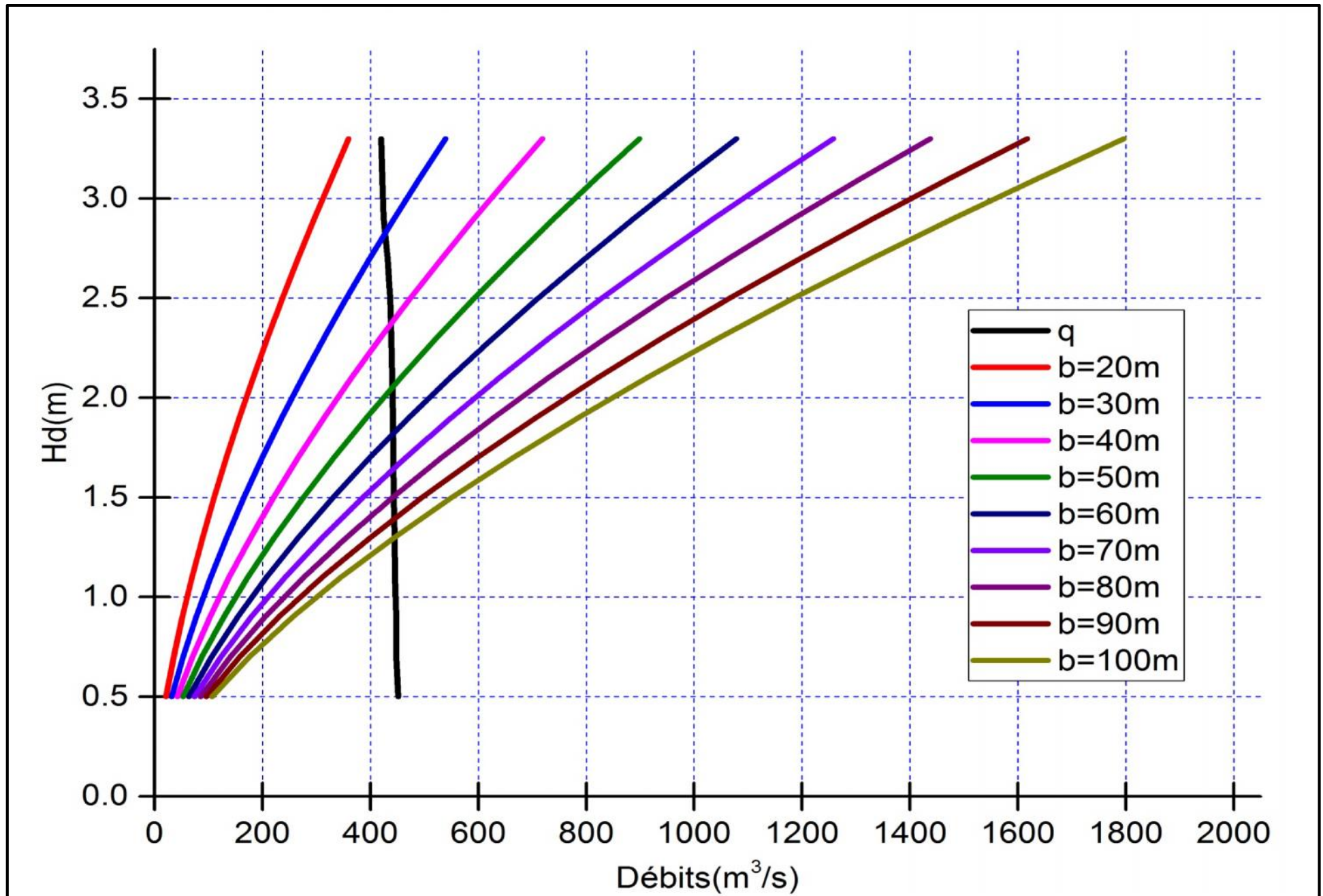


Figure II.22: Laminage des crues pour différentes largeurs du déversoir

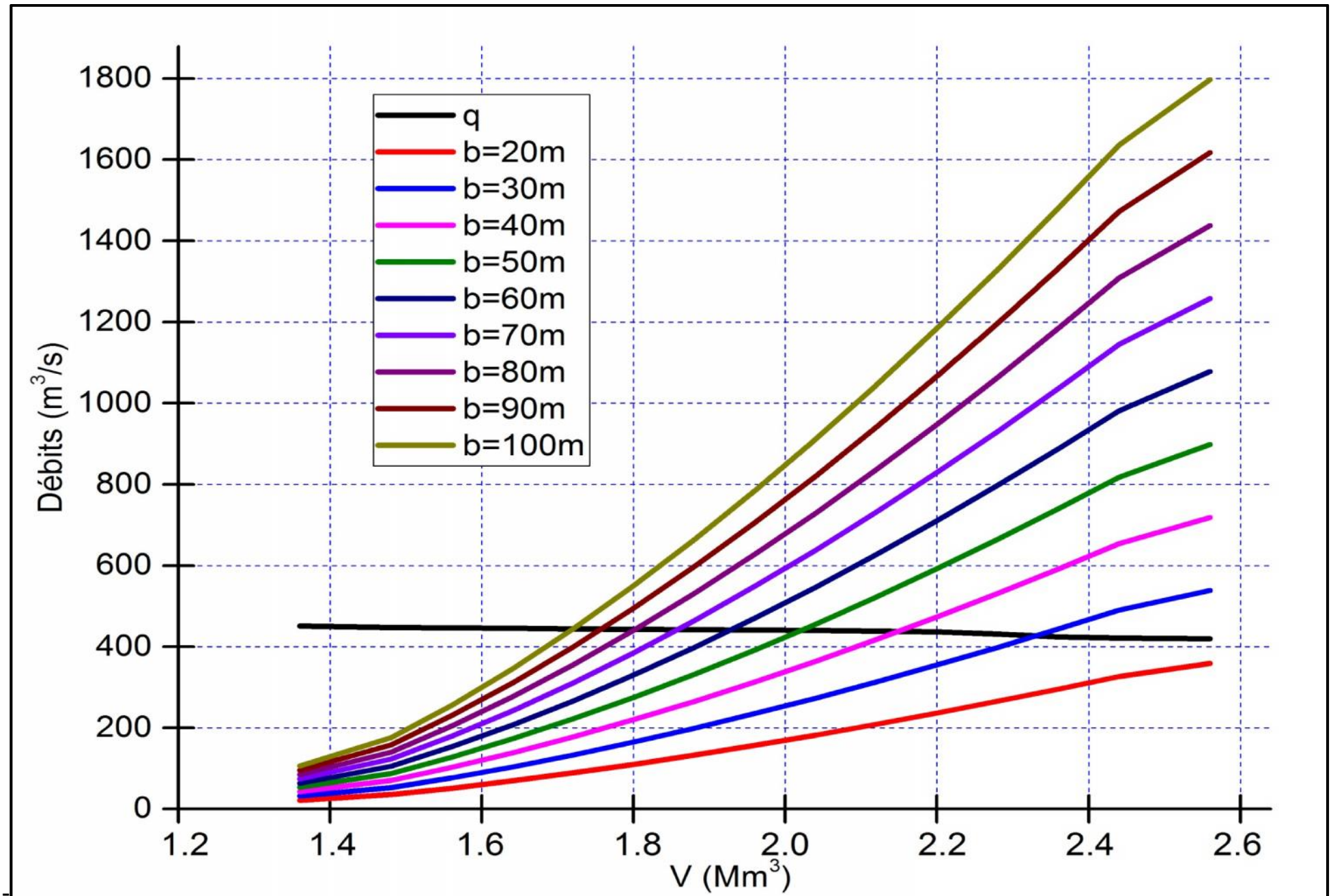


Figure II.23: Laminage des crues pour différentes largeurs du déversoir

Commentaire :

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

CONCLUSION

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de l'aménagement hydraulique sur la base des résultats de calculs des caractéristiques morphologiques et hydromorphométriques du bassin versant et des besoins de la future retenue collinaire.

CHAPITRE III

ÉTUDE

D'OPTIMISATION



INTRODUCTION

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.1. Calcul du coût approximatif de la digue

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

$$V_B = \sum V_i \dots\dots\dots (III.1)$$

$$\text{Avec : } V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i \dots\dots\dots (III.2)$$

V_i : le volume du barrage à la côte i ;

W_i : Section transversale correspondante à la coupe i ;

W_{i+1} : Section transversale correspondante à la coupe $i+1$;

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

$$\text{On a : } W_i = \frac{b_{cr} + B_i}{2} H_i \dots\dots\dots (III.3)$$

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

m_1, m_2 : Fruits des talus ;

b_{cr} : Largeur en crête (m) ;

H_i : Hauteur de la tranche au point i ;

H : Hauteur du barrage avec : $H_b = NNR + R + h_{dév} + T$;

R : Revanche (m) ;

T : Tassement (m).

III.1.1. La revanche [2]

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

$$R_i = h_v + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (III.4)$$

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

- **Formule de Stevenson Gaillard**

$$R = 0.75 h_v + V^2 / 2g$$

$$h_v = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25}$$

$$V = 1.5 + 2h$$

- **Formule de Mallet-Paquant**

$$R = h_v + V^2 / 2g$$

$$h_v = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5}$$

$$V = 1.5 + 0.66 h_v$$

- **Formule simplifiée**

$$R = 1 + 0.3 \bar{F}$$

R : la revanche ;

h_v : la hauteur des vagues (m) ;

V : vitesse de propagation de la vague (m/s) ;

F : le Fetch (Km) = 0.9 km ;

Tableau III.1: Calcul de la revanche

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson Gaillard	0,82	3,14	1,12
Mallet-Paquant	0,81	2,04	1,03
Simplifiée	-	-	1,28

R= 1.15 m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage.

III.1.2. Le tassement [2]

On calcule le tassement d'après la formule suivante :

$$T = 0.015 H_b \dots\dots\dots (III.5)$$

T : Tassement de la crête du barrage ;

H_b : Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à **0.3 m**.

III.1.3. La largeur en crête

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs. Elle peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

➤ Formule T.KNAPPEN $b = 1.65 H_b^{0.5} \dots\dots\dots (III.6)$

➤ Formule E.F.PREECE $b = 1.1 H_b^{0.5} + 1 \dots\dots\dots (III.7)$

➤ Formule SIMPLIFIEE $b = 3.6 H_b^{1/3} - 3 \dots\dots\dots (III.8)$

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

Tableau III.2: Variation de la largeur en crête en fonction de la charge déversante et la hauteur du barrage

Hd(m)	Hb(m)	la largeur en crête		
		Knappen	Preece	Simplifié
3,3	21,7	7,69	6,12	7,04
3,1	21,5	7,65	6,10	7,01
2,9	21,3	7,62	6,08	6,98
2,7	21,1	7,58	6,05	6,95
2,5	20,9	7,54	6,03	6,92
2,3	20,8	7,53	6,02	6,90
2,1	20,5	7,47	5,98	6,85
2	20,3	7,43	5,96	6,82
1,7	20,1	7,40	5,93	6,79
1,5	19,9	7,36	5,91	6,76
1,3	19,7	7,32	5,88	6,72
1,1	19,5	7,29	5,86	6,69
0,9	19,3	7,25	5,83	6,66
0,7	19,1	7,21	5,81	6,62
0,5	18,9	7,17	5,78	6,59

Pour la suite de notre étude, nous adoptons une largeur suffisante pour satisfaire les conditions déjà citées, qui sera de : **b = 7,00 m**

III.1.4. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté par la **planche 1**, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment. On prend pour les talus :

m1 : talus aval **m1=3**

m2 : talus amant **m2=3.5**

Tableau III.3: Volume de la digue pour Hb=20,3 m

Digue 01 Hb = 20,3 m							
Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m²)	Wi+1 (m²)	Wimoy	Li (m)	Vi (m³)
1	0	7,00	0	31,13	15,56	25	389
2	2,20	21,30	31,13	124,28	77,70	25	1943
3	5,20	40,80	124,28	272,92	198,60	25	4965
4	8,15	59,98	272,92	494,09	383,50	25	9588
5	11,30	80,45	494,09	1111,78	802,93	25	20073
6	17,45	120,43	1111,78	1502,30	1307,04	25	32676
7	20,45	139,93	1502,31	1166,63	1334,47	25	33362
8	17,90	123,35	1166,63	577,79	872,21	25	21805
9	12,30	86,95	577,79	70,39	324,09	25	8102
10	3,70	31,05	70,39	0,00	35,19	25	880
11	0,00	7,00	0,00	0,00	0,00	25	0
Total						275	133783

Tableau III.4: Volume de la digue pour Hb=20,5 m

Digue 02 Hb = 20,5 m							
Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m²)	Wi+1 (m²)	Wimoy	Li (m)	Vi (m³)
1	0	7,00	0,00	35,52	17,76	25	444
2	2,40	22,60	35,52	132,57	84,05	25	2101
3	5,40	42,10	132,57	285,05	208,81	25	5220
4	8,35	61,28	285,05	510,31	397,68	25	9942
5	11,50	81,75	510,31	1136,00	823,16	25	20579
6	17,65	121,73	1136,00	1530,42	1333,21	25	33330
7	20,65	141,23	1530,42	1191,43	1360,93	25	34023
8	18,10	124,65	1191,43	595,31	893,37	25	22334
9	12,50	88,25	595,31	76,73	336,02	25	8401
10	3,90	32,35	76,73	0,00	38,37	25	959
11	0,00	7,00	0,00	0,00	0,00	25	0
Total						275	137334

Tableau III.5: Volume de la digue pour Hb=20,8 m

Digue 03 Hb = 20,8 m							
Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m²)	Wi+1 (m²)	Wimoy	Li (m)	Vi (m³)
1	0	7,00	0,00	42,59	21,30	25	532
2	2,70	24,55	42,59	145,49	94,04	25	2351
3	5,70	44,05	145,49	303,72	224,61	25	5615
4	8,65	63,23	303,72	535,13	419,43	25	10486
5	11,80	83,70	535,13	1172,81	853,97	25	21349
6	17,95	123,68	1172,81	1573,08	1372,95	25	34324
7	20,95	143,18	1573,08	1229,12	1401,10	25	35028
8	18,40	126,60	1229,12	622,08	925,60	25	23140
9	12,80	90,20	622,08	86,73	354,41	25	8860
10	4,20	34,30	86,73	0,00	43,37	25	1084
11	0,00	7,00	0,00	0,00	0,00	25	0
Total						275	142769

Tableau III.6: Volume de la digue pour Hb=20,9 m

Digue 04 Hb = 20,9 m							
Coupe	H_i (m)	B_i (m)	W_i (m²)	W_{i+1} (m²)	W_{imoy}	L_i (m)	V_i (m³)
1	0,00	7,00	0,00	45,08	22,54	25	564
2	2,80	25,20	45,08	149,93	97,51	25	2438
3	5,80	44,70	149,93	310,08	230,00	25	5750
4	8,75	63,88	310,08	543,53	426,81	25	10670
5	11,90	84,35	543,53	1185,21	864,37	25	21609
6	18,05	124,33	1185,21	1587,43	1386,32	25	34658
7	21,05	143,83	1587,43	1241,81	1414,62	25	35366
8	18,50	127,25	1241,81	631,13	936,47	25	23412
9	12,90	90,85	631,13	90,19	360,66	25	9017
10	4,30	34,95	90,19	0,00	45,10	25	1127
11	0,00	7,00	0,00	0,00	0,00	25	0
Total						275	144610

Tableau III.7: Volume de la digue pour Hb=21,1 m

Digue 05 Hb = 21,1m							
Coupe	H_i (m)	B_i (m)	W_i (m²)	W_{i+1} (m²)	W_{imoy}	L_i (m)	V_i (m³)
1	0	7,00	0,00	50,25	25,13	25	628
2	3,00	26,50	50,25	159,00	104,63	25	2616
3	6,00	46,00	159,00	322,98	240,99	25	6025
4	8,95	65,18	322,98	560,53	441,76	25	11044
5	12,10	85,65	560,53	1210,20	885,37	25	22134
6	18,25	125,63	1210,20	1616,33	1413,27	25	35332
7	21,25	145,13	1616,33	1267,39	1441,86	25	36047
8	18,70	128,55	1267,39	649,43	958,41	25	23960
9	13,10	92,15	649,43	97,31	373,37	25	9334
10	4,50	36,25	97,31	0,00	48,66	25	1216
11	0,00	7,00	0,00	0,00	0,00	25	0
Total						275	148336

Tableau III.8: Volume de la digue pour Hb=21,3 m

Digue 06 Hb = 21,3m							
Coupe	H_i (m)	B_i (m)	W_i (m²)	W_{i+1} (m²)	W_{imoy}	L_i (m)	V_i (m³)
1	0	7,00	0,00	55,68	27,84	25	696
2	3,20	27,80	55,68	168,33	112,01	25	2800
3	6,20	47,30	168,33	336,15	252,24	25	6306
4	9,15	66,48	336,15	577,79	456,97	25	11424
5	12,30	86,95	577,79	1235,46	906,63	25	22666
6	18,45	126,93	1235,46	1645,48	1440,47	25	36012
7	21,45	146,43	1645,48	1293,23	1469,36	25	36734
8	18,90	129,85	1293,23	667,99	980,61	25	24515
9	13,30	93,45	667,99	104,69	386,34	25	9659
10	4,70	37,55	104,69	0,00	52,35	25	1309
11	0,00	7,00	0,00	0,00	0,00	25	0
Total						275	152120

Tableau III.9: Volume de la digue pour $H_b=21,5$ m

Digue 07 $H_b = 21,5$m							
Coupe	H_i (m)	B_i (m)	W_i (m²)	W_{i+1} (m²)	W_{imoy}	L_i (m)	V_i (m³)
1	0	7,00	0,00	61,37	30,69	25	767
2	3,40	29,10	61,37	177,92	119,65	25	2991
3	6,40	48,60	177,92	349,57	263,75	25	6594
4	9,35	67,78	349,57	595,31	472,44	25	11811
5	12,50	88,25	595,31	1260,97	928,14	25	23204
6	18,65	128,23	1260,97	1674,90	1467,94	25	36698
7	21,65	147,73	1674,90	1319,33	1497,12	25	37428
8	19,10	131,15	1319,33	686,81	1003,07	25	25077
9	13,50	94,75	686,81	112,33	399,57	25	9989
10	4,90	38,85	112,33	0,00	56,17	25	1404
11	0,00	7,00	0,00	0,00	0,00	25	0
Total						275	155963

Tableau III.10: Volume de la digue pour $H_b=21,7$ m

Digue 08 $H_b = 21,7$m							
Coupe	H_i (m)	B_i (m)	W_i (m²)	W_{i+1} (m²)	W_{imoy}	L_i (m)	V_i (m³)
1	0	7,00	0,00	67,32	33,66	25	842
2	3,60	30,40	67,32	187,77	127,55	25	3189
3	6,60	49,90	187,77	363,26	275,51	25	6888
4	9,55	69,08	363,26	613,09	488,18	25	12204
5	12,70	89,55	613,09	1286,75	949,92	25	23748
6	18,85	129,53	1286,75	1704,57	1495,66	25	37392
7	21,85	149,03	1704,57	1345,69	1525,13	25	38128
8	19,30	132,45	1345,69	705,89	1025,79	25	25645
9	13,70	96,05	705,89	120,23	413,06	25	10327
10	5,10	40,15	120,23	0,00	60,12	25	1503
11	0,00	7,00	0,00	0,00	0,00	25	0
Total						275	159864

Tableau III.11: Volume de la digue pour $H_b=21,9$ m

Digue 09 $H_b = 21,9$m							
Coupe	H_i (m)	B_i (m)	W_i (m²)	W_{i+1} (m²)	W_{imoy}	L_i (m)	V_i (m³)
1	0	7,00	0,00	73,53	36,77	25	919
2	3,80	31,70	73,53	197,88	135,71	25	3393
3	6,80	51,20	197,88	377,20	287,54	25	7189
4	9,75	70,38	377,20	631,13	504,17	25	12604
5	12,90	90,85	631,13	1312,78	971,96	25	24299
6	19,05	130,83	1312,78	1734,51	1523,65	25	38091
7	22,05	150,33	1734,51	1372,31	1553,41	25	38835
8	19,50	133,75	1372,31	725,23	1048,77	25	26219
9	13,90	97,35	725,23	128,39	426,81	25	10670
10	5,30	41,45	128,39	0,00	64,20	25	1605
11	0,00	7,00	0,00	0,00	0,00	25	0
Total						275	163824

Tableau III.12: Volume de la digue pour $H_b=22,1$ m

Digue 10 $H_b = 22,1$m							
Coupe	H_i (m)	B_i (m)	W_i (m²)	W_{i+1} (m²)	W_{imoy}	L_i (m)	V_i (m³)
1	1,20	14,80	13,08	76,73	44,91	25	1123
2	3,90	32,35	76,73	203,03	139,88	25	3497
3	6,90	51,85	203,03	384,27	293,65	25	7341
4	9,85	71,03	384,27	640,25	512,26	25	12807
5	13,00	91,50	640,25	1325,90	983,07	25	24577
6	19,15	131,48	1325,90	1749,57	1537,74	25	38443
7	22,15	150,98	1749,57	1385,72	1567,65	25	39191
8	19,60	134,40	1385,72	735,00	1060,36	25	26509
9	14,00	98,00	735,00	132,57	433,79	25	10845
10	5,40	42,10	132,57	13,08	72,83	25	1821
11	1,20	14,80	13,08	0,00	6,54	25	164
Total						275	166317

Remarque :

Le coût du mètre cube du remblai est estimé à 400 (DA).

Tableau III.13: Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes

N	H_b(m)	V (m³)	Coûts (MDA)
1	20,3	133783	41
2	20,5	137334	47
3	20,8	142769	53
4	20,9	144610	57
5	21,1	148336	59
6	21,3	152120	61
7	21,5	155963	62
8	21,7	159864	64
9	21,9	163824	66
10	22,1	166317	67

III.2. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leurs profils pour les différentes largeurs du déversoir.

III.2.1. Coût du déversoir

Le déversoir envisagé est du type « Greager ». 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 l'équation du profil Greager est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H} \right)^n \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec : $K=2,127$; et $n=1,85$

$$\text{Donc : } Y = 0,47 \left(\frac{X^{1,85}}{H^{0,85}} \right) \dots\dots\dots (III.10)$$

Avec : **H** : Charge sur le seuil (m) ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (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 :

$$V_{\text{dev}} = S \cdot b \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec : **S** : Section transversale du profil ;

b : Largeur déversante.

Remarque :

Le coût du mètre cube du béton armé est estimé à 35000 (DA).

Tableau III.14: Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

b (m)	hdév (m)	X (m)	Y (m)	S (m²)	V (m³)	Coûts (MDA)
10	3,3	6	4,7	28	281	10
20	3,1	5,8	4,6	27	539	19
30	2,9	5,6	4,6	26	774	27
40	2,7	5,4	4,6	25	988	35
50	2,5	5,2	4,6	24	1184	41
60	2,3	5	4,5	23	1364	48
70	2,1	4,8	4,6	22	1531	54
80	2	4,7	4,6	21	1717	60
90	1,7	4,4	4,6	20	1838	64
100	1,5	4,2	4,7	20	1989	70

III.2.2. Coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement. A cet effet, le volume du béton de coursier est donné par :

$$V = S_{\text{cr}} \cdot L_{\text{cr}} \dots\dots\dots (III.12)$$

L_{cr} : longueur du coursier ; déterminée d'après la topographie **L_{cr} = 217 m** ;

S_{cr} : section transversale du coursier **S_{cr} = (l_{cr} + 2H_{cr}) * e** (III.13)

Avec : **l_{cr}** : largeur du coursier ; **l_{cr} = (Q_{e,max})^{0.4}** (III.14)

e : épaisseur du mur ; **e = 0,5 m** ;

H_{cr} : hauteur totale du mur : **H_{cr} = P + Hd + R** (III.15)

P : hauteur de pelle ; **P = 2 m** ;

Hd : la lame déversante ;

R : la revanche ; **R = 1.15 m** ;

Tableau III.15: Résultats de calculs du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes

Largueur déversante b (m)	Débit déversant q (m ³ /s)	La charge déversante Hd (m)	Largueur du coursier B(m)	Volume du béton V _{cr} (m ³)	Coût (MDA)
10	419,72	3,3	11,19	1215	42,5
20	422,06	3,1	11,22	1218	42,6
30	424,14	2,9	11,24	1220	42,7
40	431,95	2,7	11,32	1229	43,0
50	436,63	2,5	11,37	1234	43,2
60	438,71	2,3	11,39	1237	43,3
70	440,27	2,1	11,41	1239	43,3
80	441,57	2	11,42	1240	43,4
90	442,61	1,7	11,43	1241	43,4
100	443,39	1,5	11,44	1242	43,5

Tableau III.16: Tableau récapitulatif des prix totaux

N	b (m)	Hd (m)	la digue (MDA)	EVC (MDA)	Coût TOT (MDA)
1	10	3,3	41	113	93
2	20	3,1	47	108	108
3	30	2,9	53	103	123
4	40	2,7	57	97	134
5	50	2,5	59	91	144
6	60	2,3	61	85	152
7	70	2,1	62	78	159
8	80	2	64	70	167
9	90	1,7	66	61	173
10	100	1,5	67	52	180

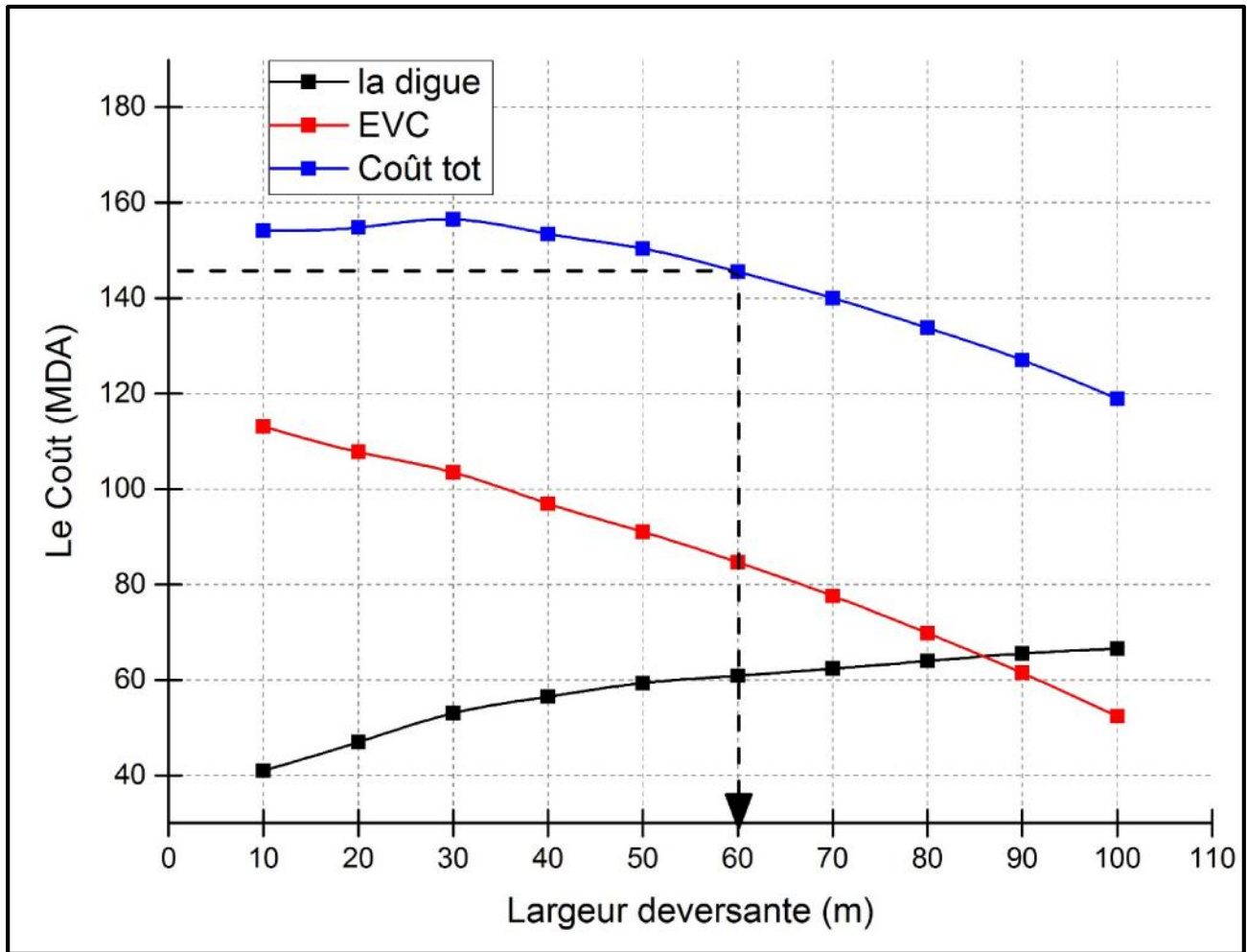


Figure III.1 : courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir

CONCLUSION

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total Optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale $b = 60$ m, qui correspond à $H_b = 20,80$ m.

Tableau III.17: Capacités et dimensions finales de la retenue

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	0,58530
Volume utile	Mm ³	0,64923
Volume au NNR	Mm ³	1,23453
Côte du fond	fond	313,00
Côte NVM	m,NGA	326,58
Côte NNR	m,NGA	330,00
Côte NPHE	m,NGA	332,35
Côte en crête	m,NGA	333,80
Largeur en crête	m	7
Longueur de la crête	m	275
Hauteur du barrage	m	20,80

III.3. Laminage des crues pour un déversoir de largeur $b=60$ m

Méthode grapho-analytique de Hildenblat

Ce laminage de crues permet d'étaler dans le temps l'hydrogramme de crue grâce au rôle très important joué par l'évacuateur de crue de surface.

➤ Equation du bilan d'eau

Dans cette méthode l'équation du bilan d'eau est utilisée est :

$$Q dt = q dt + S dH \dots\dots\dots (III.16)$$

$$\text{Soit : } Q_{\text{moy}} \Delta t = q_{\text{moy}} \Delta t + \Delta V \dots\dots\dots (III.17)$$

$$\text{avec : } \Delta V = S \Delta H$$

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} Q_{\text{moy}} = \frac{Q_1 + Q_2}{2} \\ q_{\text{moy}} = \frac{q_1 + q_2}{2} \\ \Delta V = V_2 - V_1 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t + \frac{q_1 + q_2}{2} + V_2 - V_1 \dots\dots\dots (III.18)$$

$$\text{Soit : } Q_{\text{moy}} \Delta t = \frac{1}{2} q_1 \Delta t + \frac{1}{2} q_2 \Delta t + V_2 - V_1$$

$$\text{On a : } - (V_2 + \frac{1}{2} q_2 \Delta t) = - Q_{\text{moy}} \Delta t + \frac{1}{2} q_1 \Delta t + V_2 - V_1$$

$$V_2 + \frac{1}{2} q_2 \Delta t = Q_{\text{moy}} \Delta t + V_1 - \frac{1}{2} q_1 \Delta t \dots\dots\dots (III.19)$$

$$\text{On pose : } \frac{1}{2} q_1 \Delta t = -q_1 \Delta t - \frac{1}{2} q_1 \Delta t = \frac{2q_1 \Delta t - q_1 \Delta t}{2} \dots\dots\dots (III.20)$$

Remplaçant (III.20) dans (III.19), on trouve :

$$\begin{aligned} V_2 + \frac{1}{2} q_2 \Delta t &= Q_{\text{moy}} \Delta t + V_1 - q_1 \Delta t + \frac{1}{2} q_1 \Delta t \\ &= Q_{\text{moy}} \Delta t + V_1 + \frac{1}{2} q_1 \Delta t - q_1 \Delta t \dots\dots\dots (III.21) \end{aligned}$$

Mais V_2, q_2 sont des inconnues.

➤ Procédé de calcul de laminage

Pour faire laminage des crues, il faut disposer de :

- Hydrogrammes de crues fréquences $Q_{1\%} = f(t)$;
- Courbe des volumes d'eau dans la retenue $V = f(H)$;
- Courbe des variations d'eau dans la retenue au-dessus du niveau normal de la retenue (courbe des débits déversant).

L'hydrogramme de crue est une donnée hydrologique résultant d'une étude hydrologique dans laquelle les crues sont étudiées.

La courbe des volumes d'eau dans la retenue $V = f(H)$ est une donnée topographique.

La courbe des débits déversant est à déterminer après avoir calculé la largeur de l'évacuateur de crue de surface.

Connaissant la largeur, les résultats sont les suivants :

Tableau III.18: Volumes et débits déversants ($b = 60$ m)

NGA	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2q dt (Mm ³)	V Mm ³	V+1/2q dt (Mm ³)
NNR = 330	0	0	0.000	1.235	1.235
330.2	0.2	11.65	0.021	1.251	1.27
330.3	0.3	21.40	0.039	1.275	1.31
330.4	0.4	32.94	0.059	1.300	1.36
330.6	0.6	60.52	0.109	1.350	1.46
330.8	0.8	93.18	0.168	1.400	1.57
331.0	1	130.26	0.234	1.449	1.68
331.2	1.2	171.19	0.308	1.500	1.81
331.4	1.4	215.72	0.388	1.550	1.94
331.6	1.6	263.59	0.474	1.620	2.09
331.8	1.8	314.49	0.566	1.670	2.24
332	2	368.33	0.663	1.721	2.38
332.2	2.2	424.94	0.765	1.770	2.53
NPHE = 332.33	2.33	463.16	0.834	1.810	2.64

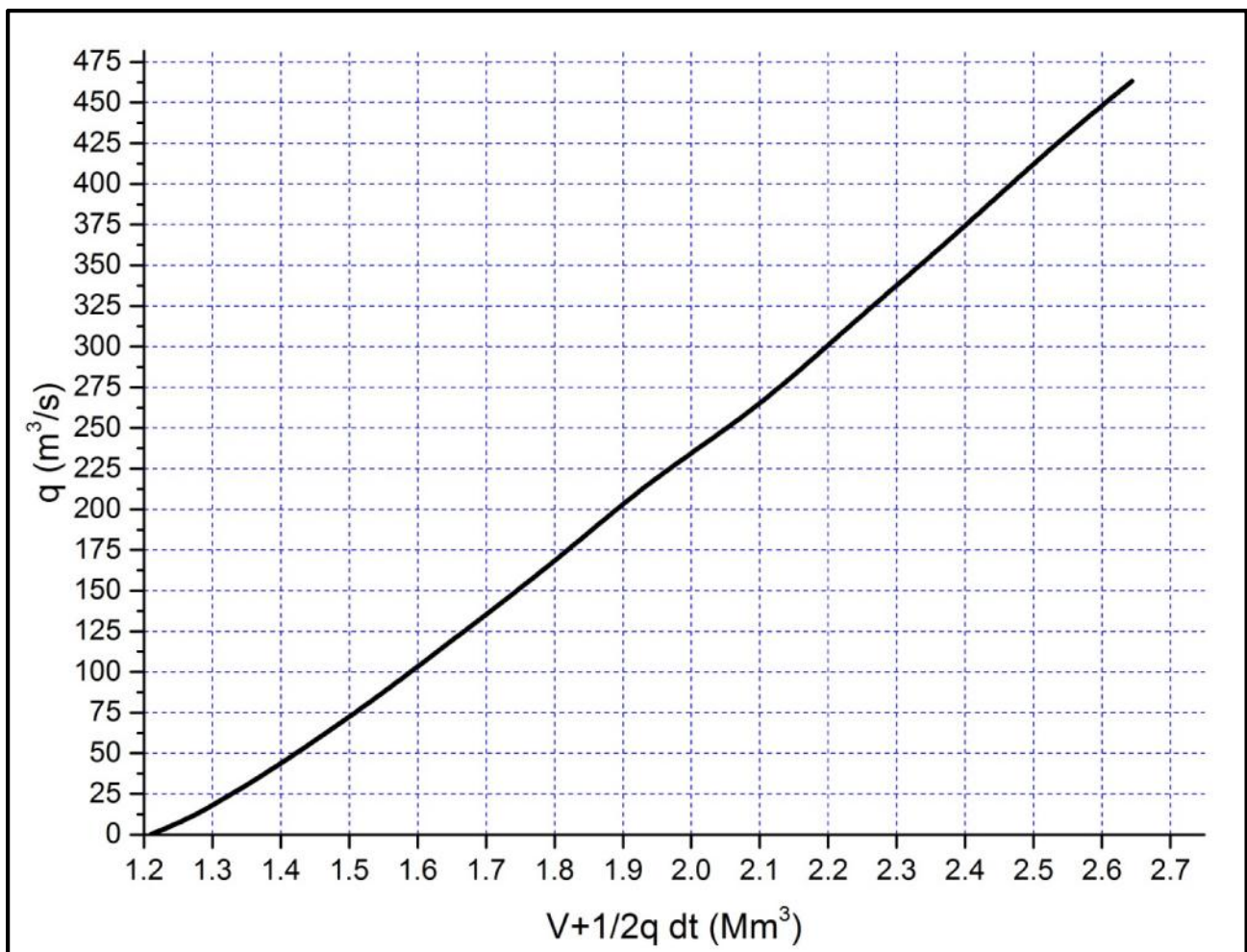


Figure III.2 : Courbe des débits déversants

Tableau III.19 : Laminage des crues dans la retenue (b=60 m)

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Qmoy (m ³ /s)	Qmoy-q (m ³ /s)	(Qmoy-q)*dt (m ³ /s)	V+1/2q*dt (Mm ³)	q (m ³ /s)
0	0					
1	13.0768	6.5384	6.5384	0.0235	1.2345	0.0000
2	52.3072	32.6920	25.4593	0.0917	1.2581	7.2328
3	117.6913	84.9993	52.1985	0.1879	1.3497	32.8008
4	209.2289	163.4601	76.3211	0.2748	1.5376	87.1390
5	326.9202	268.0746	96.6256	0.3479	1.8124	171.4490
6	470.7651	398.8426	111.7768	0.4024	2.1602	287.0658
7	486.5880	478.6766	44.3549	0.1597	2.5626	411.3216
8	397.0055	441.7967	-10.8756	-0.0392	2.6100	429.6724
9	319.1534	358.0794	-79.4063	-0.2859	2.5708	437.4857
10	252.2087	285.6811	-45.4186	-0.1635	2.2850	314.0997
11	195.3482	223.7785	-49.8864	-0.1796	2.1215	273.6649
12	147.7486	171.5484	-41.7420	-0.1503	1.9419	213.2904
13	108.5868	128.1677	-36.6965	-0.1321	1.7916	164.8643
14	77.0395	92.8132	-30.9913	-0.1116	1.6595	123.8045
15	52.2837	64.6616	-25.2534	-0.0909	1.5479	89.9150
16	33.4959	42.8898	-20.6115	-0.0742	1.4570	63.5013
17	19.8532	26.6745	-15.5104	-0.0558	1.3828	42.1849
18	10.5322	15.1927	-11.2108	-0.0404	1.3270	26.4034
19	4.7098	7.6210	-7.5154	-0.0271	1.2866	15.1364
20	1.5628	3.1363	-8.3417	-0.0033	1.2596	11.4780

Tableau III.19 : (suite)

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Qmoy (m ³ /s)	Qmoy-q (m ³ /s)	(Qmoy-q)*dt (m ³ /s)	V+1/2q*dt (Mm ³)	q (m ³ /s)
		0.9154	-8.5505	-0.0022	1.2563	9.4658
21	0.2680	0.1351	-7.1941	-0.0020	1.2541	7.3292
22	0.0021	0.0011	-5.1211	-0.0029	1.2522	5.1222
23	0	0	-3.4266	-0.0028	1.2492	3.4266
24	0	0	-3.1101	-0.0025	1.2464	3.1101
25	0	0	-2.5984	-0.0024	1.2439	2.5984
26	0	0	-2.3211	-0.0023	1.2415	2.3211
27	0	0	-2.0001	-0.0022	1.2392	2.0001
28	0	0	-1.8242	-0.0021	1.2370	1.8242
29	0	0	-0.7563	-0.0021	1.2349	0.7563
30	0	0	-1.3854	-0.0002	1.2348	1.3854
31	0	0	-0.0789	-0.0001	1.2347	0.0789
32	0	0	0.0000	0.0000	1.2345	0.0000

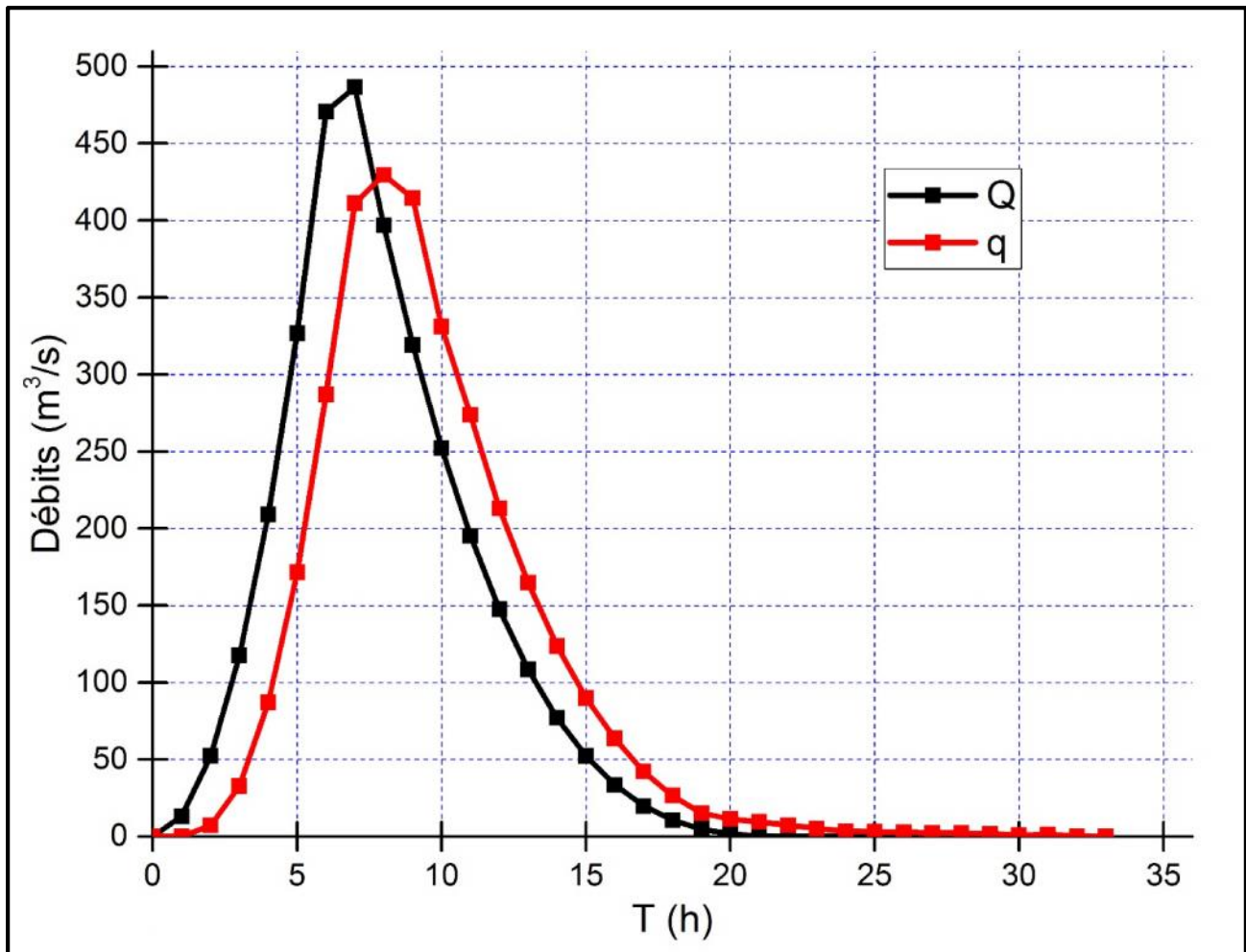


Figure III.3 : Hydrogramme des débits entrants et sortants selon la méthode de Hildenblat

Commentaire :

Les résultats de l'étude du laminage des crues d'après la méthode de Hildenblat sont les suivants :

- La charge déversante : $h_d = 2.33$ m ;
- La Largeur du déversoir : $b_d = 60$ m ;
- débit de la crue max pour fréquence 1% : $Q_{\max,1\%} = 487$ m³/s ;
- débit de la crue max déversant pour fréquence 1% ; $q_{\max,1\%} = 430$ m³/s ;
- Temps de laminage de crue : $T = 1$ jour et 8 heures.

CHAPITRE IV

ÉTUDE

DES

VARIANTES



INTRODUCTION

Les barrages en terre peuvent être constitués par des 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 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, tels que les latérites, des schistes et grès tendres.....etc.

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

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autres.

IV.1. Généralités

IV.1.1. Le choix du type de barrage [3]

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

- **La topographie du site**

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

- **La morphologie de la vallée**

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et du type de barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations le permettent.

- **Les conditions géologiques et géotechniques**

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

-Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types de barrages.

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

- **Les matériaux de construction**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

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

IV.1.2. Les variantes à choisir [3]

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix :

- **Barrage en terre homogène**

C'est le plus simple à réaliser, du fait que l'abondance des gisements d'argile latéritiques dont les propriétés 'aptitude au compactage' s'avèrent généralement favorable à la confection des remblais étanches et stables. Mais il faut prévoir un drainage très efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

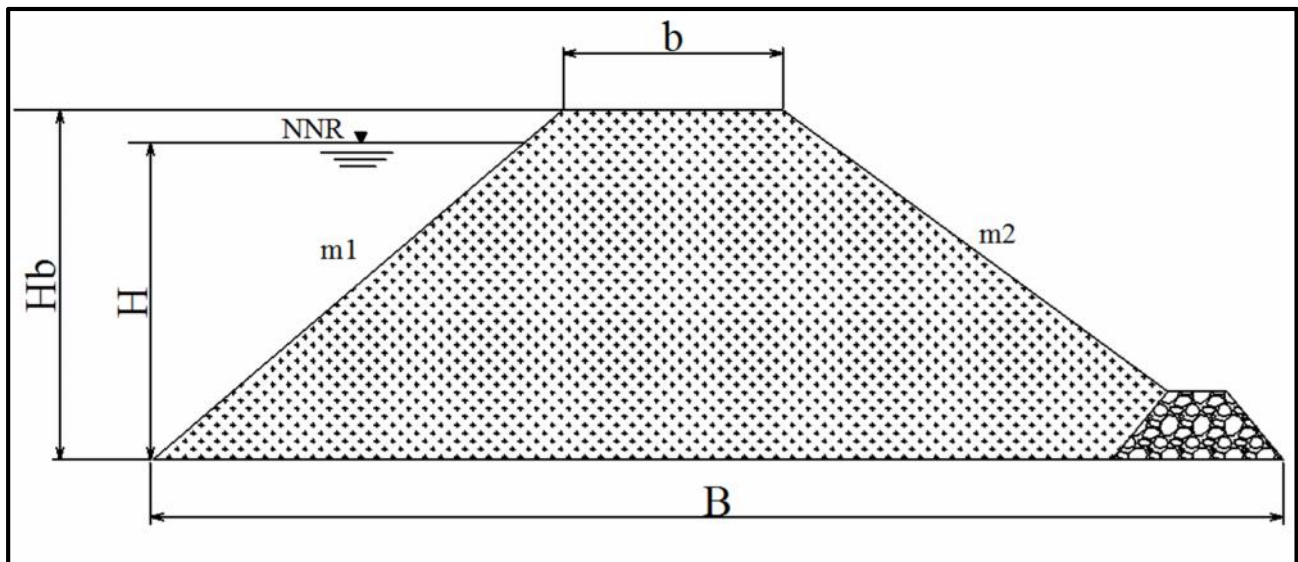


Figure IV.1 : Coupe transversale d'une digue homogène

- **Barrage zoné**

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau qui s'intercale entre deux recharges (amont-aval) d'un matériau plus perméable et mécaniquement performant.

Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

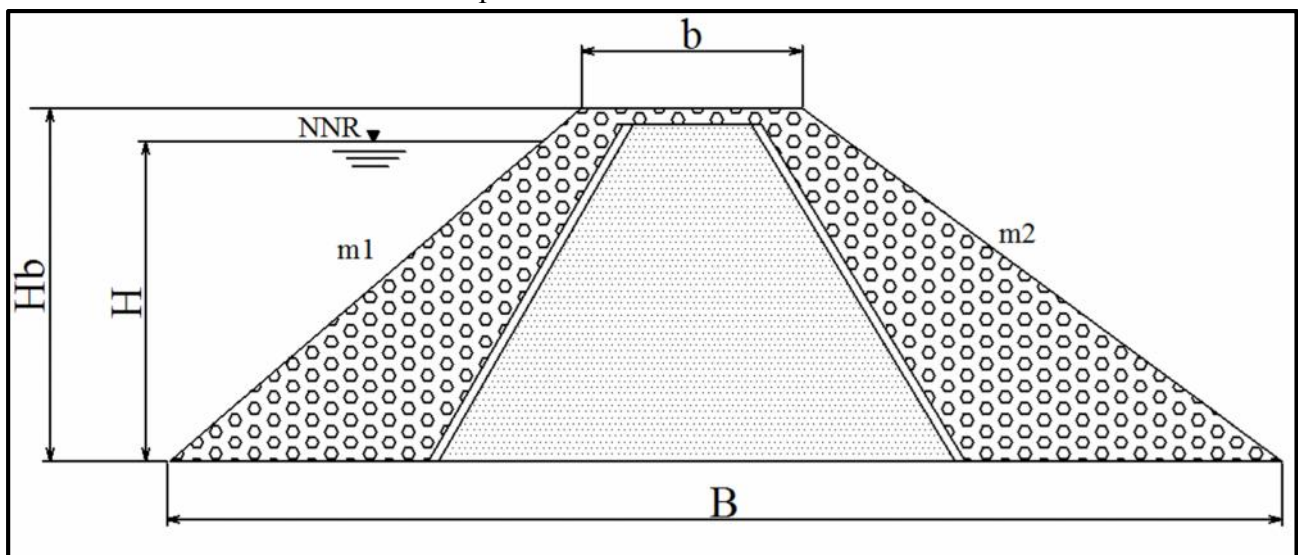


Figure IV.2 : Coupe transversale d'une digue zonée

- **Barrage en enrochement à masque en béton**

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre,..... Dans ce cas la solution c'est le barrage à masque amont. La résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel qu'une géomembrane ou un masque en béton armé ou bitumineux est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité. On peut exécuter le masque après l'édification du remblai. Le masque est facilement réparé lorsqu'il y a des altérations extérieures mécaniques ou thermiques.....etc.

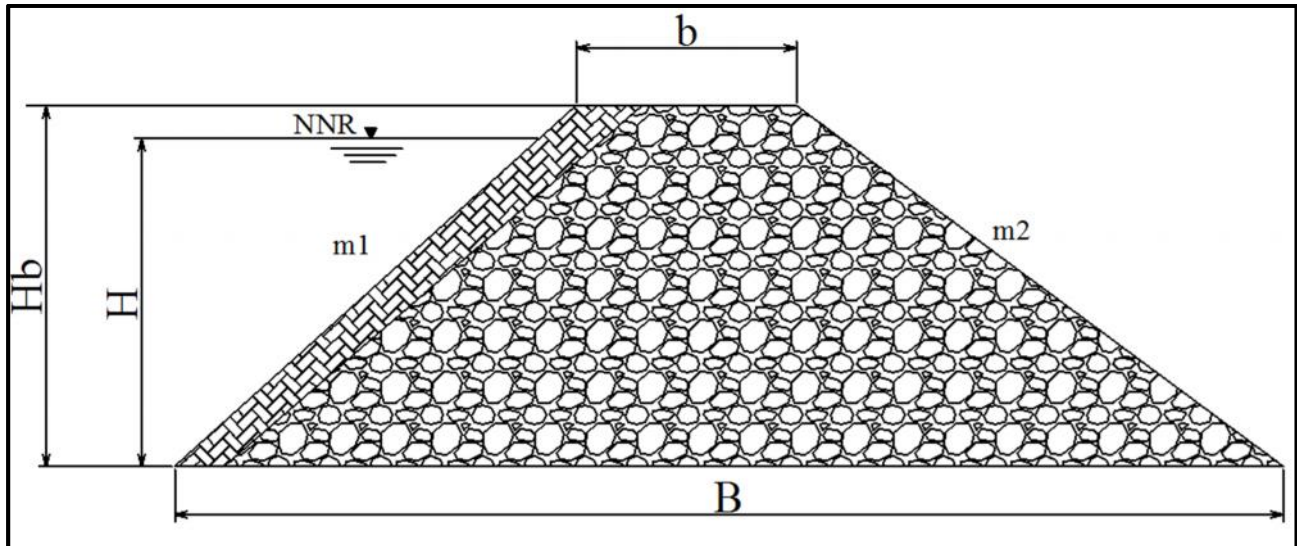


Figure IV.3 : Coupe transversale d'une digue en enrochement avec masque en béton

IV.1.3. Fixation du choix définitif du type de barrage [3]

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné (type 1) s'impose comme la plus économique. Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires.

Il ne s'agit donc pas de véritables zones délimitées avec précision.

Par exemple, on pourra réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval ; ou bien les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement comme les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés.

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné (type 2) avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut contrarier l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle (type 3). Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages: la géomembrane et la paroi moulée.

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- Facilité de la réalisation ;
- Zones d'emprunts ;
- Existences de carrière de matériaux de construction ;
- Distance des zones d'emprunts ;
- Conditions climatiques (températures, précipitations,...) ;
- Sismologie ;
- Volume des matériaux de construction ;
- Dispositif d'étanchéité ;
- Technologie de réalisation, coûts,....

IV.1.4. Etude comparative [3]

Une étude de comparaison des différents volumes de chacun des types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

IV.2. Définition du profil général du barrage

IV.2.1. La longueur en crête

La longueur en crête est obtenue à partir du plan de l'aménagement, elle est égale à :

$$L_{cr} = 275m$$

IV.2.2. Pentes des talus

Il n'existe pas de formules théoriques qui permettent de calculer directement ces pentes. En pratique il existe des pentes d'après le tableau ci-joint pour les calculs préalables, qui pourraient être optimales compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie ces pentes par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

Tableau IV.1: Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2,0
	- A zones	2,0	2,0
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2,0	2,0
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2,0	2,5
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
H >20	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .On a choisi les pentes des talus, ce qui va être vérifié après calcul de stabilité.

Fruits des talus d'après le tableau :

Parement amont : $m_1 = 3.5$

Parement aval : $m_2 = 3$

IV.2.3. Les bermes

Pour des hauteurs dépassant les (10÷15) mètres de la digue en prévoient 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 3 mètres de largeur et de pente de talus 3.5 en amont et de 2 en aval.

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 proposées une berme de largeur 3 m à la côte 325 m.NGA.

B - Talus aval

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons une berme de largeur 3 m à la côte 320 m.NGA.

C - Protection des talus

Les talus de tous les barrages sont sensibles à l'érosion du ruissellement des eaux de pluies. Les parements amont sont vulnérables aux attaques des vagues. Il y a lieu, donc de prévoir une protection des talus.

➤ **le talus aval**

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser, immédiatement, après l'achèvement des travaux de terrassements tout en ayant soins, de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement pour plus de sécurité.

➤ **le talus amont**

Le plus souvent d'utiliser l'enrochement en vrac. Le poids du bloc de la couche de protection doit être suffisant pour qu'il ne bouge pas par la force des vagues.

D - Enrochement du talus amont

$$e = C \cdot V^2 \dots \dots \dots (IV.1)$$

Avec : e : Epaisseur de l'enrochement en (m);

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

C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.

Tableau IV.2: Valeur de C en fonction de la pente du talus et du poids

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma = 2,50$	$\gamma = 2,65$	$\gamma = 2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

$C = 0.028$ pour un poids spécifique du Rip rap $\gamma = 2,5 \text{ T/m}^3$ $e = 38 \text{ cm}$

Prenons : $e = 40 \text{ cm}$

IV.3. Etude Technico-économique**IV.3.1. Barrage Homogène en argile****IV.3.1.1. Le volume de la recharge**

C'est le même volume estimé à l'étude d'optimisation (chapitre III).

$$V_{\text{recharge}} = 142769 \text{ m}^3$$

IV.3.1.2. Calcul des drains

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

A - Le drain prisme (aval)• **Fruits des talus**

$$m_1 = (1 \div 2) \text{ on prend : } m_1 = 1,5$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5) \text{ on prend : } m_2 = 2$$

$$\bullet \text{ Hauteur du drain: } H_{\text{dr}} = (0,15 \div 0,2) H_b$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 20.80 \text{ m}$)

$$\text{On prend : } H_{\text{dr}} = 0,2 H_b$$

$$h_{\text{dr}} = 4,16 \text{ m}$$

• **largeur au sommet**

$$\text{On prend : } b_{\text{dr}} = 3 \text{ m}$$

• **largeur en base du drain**

$$\text{Elle est exprimée par : } B = b_{\text{dr}} + (m_1 + m_2) h_{\text{dr}} \dots \dots \dots (IV.2)$$

$$B_{\text{dr}} = 17.56 \text{ m}$$

Tableau IV.3 : Volume du prisme (aval)

Digue Hb = 20.8 m							
Coupe	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m²)	Wi+1 (m²)	Wimoy	Li (m)	Vi (m³)
4*	0,00	3,00	0,00	41,72	20,86	13,8	288
5	4,10	17,35	41,72	115,16	78,44	25	1961
6	7,30	28,55	115,16	57,73	86,44	25	2161
7	4,95	20,33	57,73	0,00	28,86	21,67	625
8*	0,00	3,00	0,00	0,00	0,00	0	0
Total							5035

$$V_{\text{prisme}} = 5035 \text{ m}^3$$

IV.3.2. Barrage zoné à noyau d'argile

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

IV.3.2.1. Le noyau

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

• La hauteur

La hauteur du noyau est déterminée par : $H_n = H_b - 1$

Avec : **Hb** : hauteur du barrage (m) ;

Hn : hauteur du noyau (m) ;

$$H_n = 19.8 \text{ m}$$

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

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

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}} \dots\dots\dots (IV.3)$$

I_{adm}: Gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau ;

b_{moy}: Largeur moyenne du noyau ;

ΔH : Différence de charge d'eau.

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible.

Tableau IV.4: Valeur du gradient admissible 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	0,7	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

Notre barrage appartient à la I^{ère} classe alors, on prend : $I_{adm}=1,5$

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H_1 - H_2}{b_{moy}} \text{ Donc : } b_{moy} = \frac{H_1}{I_{adm}} \dots\dots\dots (IV.4)$$

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2=0$);

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont.

$$b_{moy} = 10 \text{ m}$$

• La largeur en crête du noyau

Donnée par la formule suivante : $b_{crN} = \frac{1}{6} \cdot H_b \dots\dots\dots (IV.5)$

$$b_{crN} = 4 \text{ m}$$

• La largeur en base du noyau

$$b_{base} = b_2 \cdot b_{moy} - b_{crN} \dots\dots\dots (IV.6)$$

$$b_{base} = 16 \text{ m}$$

• Les fruits des talus du noyau

$$m_n = \frac{b_{base} - b_{crN}}{2 \cdot H_n} \dots\dots\dots (IV.7)$$

m_n : Fruit du noyau ;

D' où :

$$m_1 = m_2 = 0.30$$

• La côte en crête du noyau

$$N_{CN} = C_{crête} - 1 \dots\dots\dots (IV.8)$$

$$N_{CN} = 332.8 \text{ mNGA}$$

• Le volume du noyau

En suivant la méthode de calcul du volume de la digue (tableau III.3) et en utilisant les propriétés du noyau calculées, on peut avoir le volume du noyau résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: Volume du noyau

Digue : $H_b = 20.8 \text{ m}$							
Coupe	$H_{iN} \text{ (m)}$	$B_{iN} \text{ (m)}$	$W_{iN} \text{ (m}^2\text{)}$	$W_{i+1N} \text{ (m}^2\text{)}$	$W_{imoyN} \text{ (m}^2\text{)}$	$L_i \text{ (m)}$	$V_{iN} \text{ (m}^3\text{)}$
1	0	4,00	0,00	7,67	3,83	25	96
2	1,70	5,02	7,67	25,43	16,55	25	414
3	4,70	6,82	25,43	48,16	36,79	25	920
4	7,65	8,59	48,16	78,19	63,17	25	1579
5	10,80	10,48	78,19	153,99	116,09	25	2902
6	16,95	14,17	153,99	199,20	176,60	25	4415
7	19,95	15,97	199,20	160,43	179,81	25	4495
8	17,40	14,44	160,43	88,97	124,70	25	3118
9	11,80	11,08	88,97	15,87	52,42	25	1311
10	3,20	5,92	15,87	0,00	7,94	25	198
11	0,00	4,00	0,00	0,00	0,00	25	0
Total							19448

IV.3.2.2. Volume de recharge

C'est la différence entre le volume de la digue choisi et celles du noyau total

$$V_{\text{recharge}} = 123321 \text{ m}^3$$

IV.3.3. Barrage en enrochement avec masque en béton

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

IV.3.3.1. La recharge

C'est le même volume estimé à l'étude d'optimisation (chapitre III).

$$V_{\text{recharge}} = 142769 \text{ m}^3$$

IV.3.3.2. Le masque en béton

L'épaisseur du masque du béton est : $e=0.4 \text{ m}$

Tableau IV.6: Volume du masque en béton

Digue : Hb = 20.8 m					
Coupe	H _i (m)	H _{i,inc} (m)	H _{i+1,inc} (m)	S _{i,inc} (m ²)	V _i (m ³)
1	0	0,00	9,83	122,85	49
2	2,70	9,83	20,75	382,21	153
3	5,70	20,75	31,49	652,93	261
4	8,65	31,49	42,95	930,49	372
5	11,80	42,95	65,34	1353,65	541
6	17,95	65,34	76,26	1769,45	708
7	20,95	76,26	66,98	1419,62	716
8	18,40	66,98	46,59	773,51	568
9	12,80	46,59	15,29	191,10	903
10	4,20	15,29	0,00		76
11	0,00	0,00	-	-	-
Total					3755

IV.3.4. Estimation du coût des variantes

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV.7: Devis estimatif des variantes étudiées

Variante de digue	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Montant sous-total (MDA)	Montant (MDA)
Homogène	Recharge (argile)	142769	1000	142,769	153
	prisme de drainage	5035	1200	6,042	
	Rip-rap	3262	1200	3,914	
Zonée	Recharge	123321	1200	147,985	172
	Noyau	19448	1000	19,448	
	Rip-rap	3262	1200	3,914	
Avec masque	Recharges (enrochements)	142769	1200	171,322	237
	Masque à béton	3262	20000	65,24	

CONCLUSION

Il apparaît clairement que nous ne pouvons orienter que vers la 1^{ère} variante, car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement.

En tenant compte de cette étude comparative, nous avons opté pour un barrage en terre homogène vu les avantages qu'il présente :

- Une imperméabilité suffisante ;
- Insolubilité dans l'eau ;
- Une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- Pas de fissuration sous l'effet des tassements ;
- Une grande résistance au cisaillement et une densité sèche maximale ;
- Un coût économique ;
- le cout du barrage doit être le plus économique possible.

CHAPITRE V

ÉTUDE DÉTAILLÉE DE LA DIGUE



INTRODUCTION

Une fois la détermination de la variante à retenir, une étude détaillée de la digue s'impose et cela pour aborder tous les points essentiels, ainsi confirmer la variante et passer à l'exécution.

V.1. Détail constructif du barrage

En basant sur les résultats du chapitre précédent nous pouvons avoir les détails de la variante choisie résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Dimensions définitives de la digue

Dénomination		Abréviations	Valeurs	Unités
Largeur en crête		b	7	m
Longueur de la crête		l	275	m
Hauteur du barrage		Hb	20,80	m
Parement	Amont	m1	3	-
	Aval	m2	3	-
Bermes	Côte talus amont	-	325	m.NGA
	Côte talus aval	-	320	m.NGA
	Largeur	lbr	3	m

V.2. Revêtement et protection

V.2.1. Le talus aval

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

En ce qui concerne le talus aval il n'y a pas de méthodologies bien établies, étant d'ailleurs le choix de la solution une question de jugement du Consultant tenant compte de l'importance de l'ouvrage, du régime des pluies et des conditions locales.

Normalement on utilise l'une des deux solutions suivantes pour la protection du parement aval: protection avec une couche de rip-rap ou protection végétale, 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, on peut atteindre des glissements en argile.

Pour sa protection, on utilise un enrochement de pierre (ballast 40/70 mm) d'épaisseur **30 cm**, reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur **20 cm** pour chaque filtre.

• Couche du sable

Tableau V.2: Volume du sable

Coupe	H _i (m)	H _i incliné (m)	H _{i+1} incliné (m)	Si inclinée (m ²)	V _i (m ³)
1	0	0,00	8,54	106,73	21
2	2,70	8,54	18,02	332,04	66
3	5,70	18,02	27,35	567,23	113
4	8,65	27,35	37,31	808,36	162
5	11,80	37,31	56,76	1175,97	235
6	17,95	56,76	66,25	1537,66	308
7	20,95	66,25	58,19	1555,45	311
8	18,40	58,19	40,48	1233,29	247
9	12,80	40,48	13,28	671,98	134
10	4,20	13,28	0,00	166,02	33
11	0,00	0,00	-	-	-
Total					1631

• Couche du gravier

Tableau V.3: Volume du gravier

Coupe	H _i (m)	H _i incliné (m)	H _{i+1} incliné (m)	Si inclinée (m ²)	V _i (m ³)
1	0	0,00	8,54	106,73	21
2	2,70	8,54	18,02	332,04	66
3	5,70	18,02	27,35	567,23	113
4	8,65	27,35	37,31	808,36	162
5	11,80	37,31	56,76	1175,97	235
6	17,95	56,76	66,25	1537,66	308
7	20,95	66,25	58,19	1555,45	311
8	18,40	58,19	40,48	1233,29	247
9	12,80	40,48	13,28	671,98	134
10	4,20	13,28	0,00	166,02	33
11	0,00	0,00	-	-	-
Total					1631

• Enrochement (aval)

Tableau V.4: Volume d'enrochement

Coupe	H _i (m)	H _i incliné (m)	H _{i+1} incliné (m)	Si inclinée (m ²)	V _i (m ³)
1	0	0,00	8,54	106,73	32
2	2,70	8,54	18,02	332,04	100
3	5,70	18,02	27,35	567,23	170
4	8,65	27,35	37,31	808,36	243
5	11,80	37,31	56,76	1175,97	353
6	17,95	56,76	66,25	1537,66	461
7	20,95	66,25	58,19	1555,45	467
8	18,40	58,19	40,48	1233,29	370
9	12,80	40,48	13,28	671,98	202
10	4,20	13,28	0,00	166,02	50
11	0,00	0,00	-	-	-
Total					2446

V.2.2. Le talus amont

V.2.2.1. Enrochement du talus amont

Selon la méthode T.V.A (Tennessee-Valley-Authority) utilisée dans le chapitre précédent :

$$e = 40 \text{ cm}$$

V.2.2.2. Épaisseur moyen des pierres d'enrochement [4]

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

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

$$Q = \frac{0.35 \cdot \gamma_p \cdot h^3}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma} - 1\right)^3 \cdot \sqrt{1+m^3}} \dots\dots\dots (V.1)$$

Q : poids maximal des pierres.

γ_p : poids volumique de la pierre (t/m³).

h : hauteur de la vague (m).

γ : poids volumique de l'eau (t/m³).

m : talus à protéger.

Q = 0,02158 tonnes

Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre équivalent « D_{sph} » est calculé par la formule suivante:

$$D_{sph} = \sqrt[3]{\frac{Q}{0,524 \cdot \gamma_p}} \dots\dots\dots (V.2)$$

D_{sph} = 0,25 m

Le **50 %** des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à :

$$D_{50} = K \cdot D_{sph}$$

K : coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage à partir du tableau qui suit :

Tableau V.5 : Valeurs du coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage.

Coefficient	IV	III	II	I
K	0,50	0,55	0,60	0,65

D₅₀ = 0,20 m

L'épaisseur d'enrochement, reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur **20 cm** pour chaque couche.

• **Couche du sable**

Tableau V.6: Volume du sable

Coupe	H _i (m)	H _i incliné (m)	H _{i+1} incliné (m)	Si inclinée (m ²)	V _i (m ³)
1	0	0,00	9,83	122,85	25
2	2,70	9,83	20,75	382,21	76
3	5,70	20,75	31,49	652,93	131
4	8,65	31,49	42,95	930,49	186
5	11,80	42,95	65,34	1353,65	271
6	17,95	65,34	76,26	1769,98	354
7	20,95	76,26	66,98	1790,45	358
8	18,40	66,98	46,59	1419,62	284
9	12,80	46,59	15,29	773,51	155
10	4,20	15,29	0,00	191,10	38
11	0,00	0,00	-	-	-
Total					1877

• **Couche du gravier**

Tableau V.7: Volume du gravier

Coupe	H _i (m)	H _i incliné (m)	H _{i+1} incliné (m)	Si inclinée (m ²)	V _i (m ³)
1	0	0,00	9,83	122,85	25
2	2,70	9,83	20,75	382,21	76
3	5,70	20,75	31,49	652,93	131
4	8,65	31,49	42,95	930,49	186
5	11,80	42,95	65,34	1353,65	271
6	17,95	65,34	76,26	1769,98	354
7	20,95	76,26	66,98	1790,45	358
8	18,40	66,98	46,59	1419,62	284
9	12,80	46,59	15,29	773,51	155
10	4,20	15,29	0,00	191,10	38
11	0,00	0,00	-	-	-
Total					1877

• Enrochement (amont)

Tableau V.8: Volume d'enrochement

Coupe	H _i (m)	H _i incliné (m)	H _{i+1} incliné (m)	Si inclinée (m ²)	V _i (m ³)
1	0	0,00	9,83	122,85	49
2	2,70	9,83	20,75	382,21	153
3	5,70	20,75	31,49	652,93	261
4	8,65	31,49	42,95	930,49	372
5	11,80	42,95	65,34	1353,65	541
6	17,95	65,34	76,26	1769,98	708
7	20,95	76,26	66,98	1790,45	716
8	18,40	66,98	46,59	1419,62	568
9	12,80	46,59	15,29	773,51	309
10	4,20	15,29	0,00	191,10	76
11	0,00	0,00	-	-	-
Total					3755

V.2.3. La crête

Pour assurer une bonne stabilité, conserver contre la dégradation et permettre la bonne circulation des engins on doit réaliser un bon revêtement de la crête ; en utilisant une couche de bitume épaisse de **30cm** sous jacée de deux couches épaisses de **20cm** chacune la première en gravier et la seconde en sable. Avec une petite pente de **2°/∞** dans chaque côté, pour ne pas avoir une stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage).

V.3. Etanchéité et drainage

V.3.1. Le prisme aval

En basant sur les résultats du chapitre précédent nous pouvons avoir les détails du prisme résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Dimensions du prisme aval

Dénomination		Abréviations	Valeurs	Unités
Largeur en crête		b _{dr}	3	m
Largeur en base		B _{dr}	17,56	m
Hauteur du barrage		h _{dr}	4,16	m
Talus	Amont	m1	1,5	-
	Aval	m2	2	-

Tableau V.10 : Volume du prisme (aval)

Digue H _b = 20,8 m							
Coupe	H _i (m)	B _i (m)	W _i (m ²)	W _{i+1} (m ²)	Wimoy	Li (m)	V _i (m ³)
4*	0,00	3,00	0,00	41,72	20,86	13,8	288
5	4,10	17,35	41,72	115,16	78,44	25	1961
6	7,30	28,55	115,16	57,73	86,44	25	2161
7	4,95	20,33	57,73	0,00	28,86	21,67	625
8*	0,00	3,00	0,00	0,00	0,00	0	0
Total							5035

$$V_{\text{prisme}} = 5035 \text{ m}^3$$

V.3.2. La clé d'étanchéité

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméable.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de **5,0 m**. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit **0.50m**. La largeur en base est de **4,0 m** indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : **m=1,0**.

V.3.3. Les filtres**V.3.3.1. Constitution et fonctionnement des filtres [4]**

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

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

- Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est accepté dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevée que celle du matériau à protéger.
- Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.
- Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.
- Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.
- Ils ne doivent pas posséder plus de 5% de particules plus petites que le tamis 200 (0.074 mm) et ces dernières ne doivent pas être en plastique.
- Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm (2 pouces) comme taille maximale.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZHAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Les matériaux alluviaux (Tout Venant) peuvent être utilisés comme matériau pour le filtre dans les retenues collinaires et petit barrage avec la condition qu'ils remplissent la granulométrie du filtre proposé préalablement vérifié au moyen des calculs correspondants.

A partir des caractéristiques du Tout Venant avec des granulométries très variables et la granulométrie des filtres calculés, il est normal et nécessaire d'effectuer un processus de classification de ces matériaux avant de les utiliser comme filtres pour le barrage.

V.3.3.2. Calcul des filtres [4]**A. Règles de dimensionnement des filtres**

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des particules fines encore dénommées "conditions de filtres".

Elles s'énoncent comme suit :

Condition 1:

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

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} * (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.3)$$

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

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 :

Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique.

Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

- Condition de perméabilité : $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$
- Condition de non entraînement des fines : $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15} \dots\dots\dots (V.4)$$

Remarque :

Un filtre ne doit ni se dégrader par entraînement de ses éléments, ni se colmater.

B. Détermination de la courbe granulométrique des Filtres

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots (V.5)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (V.6)$$

On trace les limites des couches de filtres avec:

D_{15}, D_{50} : Diamètre de filtre.

d_{15}, d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

Granularité de sol protégé : (ANNEXE 3)

$$d_{15} = 0,0004 \text{ mm ;}$$

$$d_{50} = 0,005 \text{ mm ;}$$

$$d_{85} = 0,16 \text{ mm.}$$

- * La première couche du filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain, a les limites suivantes :

$$0,0048 \text{ mm} < D_{15} < 0,016 \text{ mm ;}$$

$$0,06 \text{ mm} < D_{50} < 0,29 \text{ mm.}$$

La courbe granulométrique moyenne de la première couche appartient aux **sables-limoneux** et présente les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 0,01 \text{ mm ;}$$

$$D_{50} = 0,18 \text{ mm ;}$$

$$D_{85} = 3,3 \text{ mm.}$$

- * La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche, a les limites suivantes :

$$0,12 \text{ mm} < D_{15} < 0,4 \text{ mm;}$$

$$2,16 \text{ mm} < D_{50} < 10,44 \text{ mm.}$$

La courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche appartient aux **sables-graveleux** et présente les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 0,26 \text{ mm ;}$$

$$D_{50} = 6,3 \text{ mm ;}$$

$$D_{85} = 90 \text{ mm.}$$

C. Vérification de règles de dimensionnement des filtres

- **Filtre 1 :**

D'après la courbe granulométrique des **sables-limoneux**: (ANNEXE 3)

Tableau V.11 : Résultats de la courbe granulométrique de la première couche de filtre

D5	D10	D15	D17	D50	D60	D85
0,004 mm	0,0066 mm	0,01 mm	0,012 mm	0,18 mm	0,51 mm	3,3 mm

Condition 1 : (l'absence du renard au massif du sol)

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} * (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

$$n_0 = 0,4$$

$$n = 0,21$$

$$\text{Donc : } \frac{D_5}{D_{17}} = 0,33 \quad 0,23$$

Commentaire : La condition est vérifiée donc, pas de phénomène de renard dans le sol.**Condition 2 : (zone de transition)**

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = 25 > 5$$

$$\frac{D_{15}}{D_{85}} = 0,063 < 4$$

$$\text{Donc : } 4 * d_{85} = 0,64 > D_{15} > 5 * d_{15} = 0,002$$

Commentaire : La condition est vérifiée donc, pas de zone de transition.**➤ Filtre 2 :**D'après la courbe granulométrique des **sables-graveleux (ANNEXE 3)****Tableau V.12 :** Résultats de la courbe granulométrique de la deuxième couche de filtre

D5	D10	D15	D17	D50	D60	D85
0,1 mm	0,16 mm	0,26 mm	0,28mm	6,3 mm	12mm	90 mm

Condition 1: (l'absence du renard au massif du sol)

$$n_0 = 0,4$$

$$n = 0,212$$

$$\text{Donc : } \frac{D_5}{D_{17}} = 0,357 \quad 0,27$$

Commentaire : La condition est vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.**Condition 2 : (zone de transition)**

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = 26 > 5$$

$$\frac{D_{15}}{D_{85}} = 0,079 < 4$$

$$\text{Donc : } 4 * d_{85} = 13,2 > D_{15} > 5 * d_{15} = 0,05$$

Commentaire : La condition est vérifiée donc, pas de zone de transition.**D. Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre**

$$K_f > (2 + \sqrt[6]{\eta}) K_n \dots\dots\dots (V.7)$$

Où :

K_f : Coefficient de perméabilité du filtre 10^{-4} m/s ;**K_n** : Coefficient de perméabilité de l'argile $0,96 \cdot 10^{-8}$ m/s.

$$\eta = \frac{D_{60}}{d_{10}} = 77,27 \quad ;$$

$$K_f = 10^{-4} > 3,90 \cdot 10^{-8} \text{ m/s.}$$

Commentaire : la perméabilité du filtre est suffisante.

CONCLUSION

Le présent chapitre a nous permis de mettre le profil final du notre petit barrage qui est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Récapitulation des besoins calculés pour l'exécution de construction de la digue

	Dénomination		Valeurs	Unités
Détail constructif du barrage	Largeur en crête		7	m
	Longueur de la crête		275	m
	Hauteur du barrage		20,80	m
	Parement	Amont	3	-
		Aval	3	-
	Bermes	Côte talus amont	325	m.NGA
		Côte talus aval	320	m.NGA
		Largeur	3	m
Revêtement et protection	Talus aval	Sable	20	cm
		Gravier	20	cm
		Enrochement	30	cm
	talus Amont	Sable	20	cm
		Gravier	20	cm
		Enrochement	40	cm
	Crête	Sable	20	cm
		Gravier	20	cm
		Bitume	30	cm
Etanchéité et drainage	Prisme aval	Largeur en crête	3	m
		Largeur en base	17,56	m
		Hauteur du prisme	4,16	m
		Talus	Amont	1,5
			Aval	2
	Clé d'étanchéité	Hauteur	5	m
		Largeur en base	4	m
		Pente de talus	1	-

CHAPITRE VI

ÉTUDE

DE

FIABILITÉ

DE LA DIGUE



VI.I. ÉTUDE DES INFILTRATIONS

INTRODUCTION

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

VI.I.1. Généralités :

VI.I.1.1. L'objectif de calcul des infiltrations : [5]

- La zone submergée du corps de la digue ;
- Les pressions interstitielles ;
- La trace de la ligne de saturation ;
- Le débit de fuite à travers le corps de barrage.

VI.I.1.2. Principe : [5]

Les hypothèses suivantes ont été émises pour le calcul:

- 1- la filtration est supposée dans un seul plan;
- 2- les composantes des vitesses dans la direction perpendiculaire à ce plan sont nulles;
- 3- l'écoulement suit la loi de DARCY;
- 4- le massif du barrage est homogène et isotrope.

VI.I.2. Ligne de saturation : [5]

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, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny et qui nous permet de délimiter la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Le tracé de la ligne de saturation 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 :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2 \cdot Y_0} \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0} \dots\dots\dots (VI.I.1)$$

En se reportant à la figure on a :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (VI.I.2)$$

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

d₀ : Largeur en base du barrage diminuée de **0,7b** ;

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont, (déterminé graphiquement) ;

h : La hauteur d'eau en amont (jusqu'à le niveau de la retenue normale).

h_{NNR}=17 m ;

$$b = m_1 \cdot h \quad \text{d'où} \quad b = 59,5 \text{ m}$$

$$\text{L'emprise de barrage : } L_b = m_1 \cdot h_b + m_2 \cdot h_b + m_1 \cdot b_1 + m_2 \cdot b_2 + b_{cr} \quad \text{d'où} \quad L_b = 142,20 \text{ m}$$

$$d = L_b - 0,7 \cdot b - L_d$$

$$L_d = 17,56$$

$$\text{D'où : } d = 82,99 \text{ m}$$

On aura donc :

$$Y_0 = 2,225 \text{ m}$$

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

$$Y = \sqrt{2,22^2 + 2X \cdot 2,22}$$

$$Y = \sqrt{4,93 + 4,44X} \dots\dots\dots (\text{VI.I.3})$$

Tableau VI.I.1 : Coordonnées de la ligne de saturation selon KOZENY

X	Y
-1,11	0
-0,89	1
0	2,23
5	5,22
10	7,03
15	8,47
20	9,70
25	10,78
30	11,77
35	12,68
40	13,53
45	14,33
50	15,08
55	15,81
60	16,49
65	17,16
70	17,79
75	18,41
80	19,00
82,99	19,35

Le schéma explicatif de la ligne phréatique est représenté sur l'ANNEXE 4.1.

VI.I.3. Calcul du débit de fuite par infiltration : [5]

VI.I.3.1. Digue :

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le barrage :

$$q = K \cdot I \cdot A \dots\dots\dots (\text{VI.I.4})$$

K : Coefficient de perméabilité (m/s), **K** = 10^{-8} m/s ;

$$\textbf{I} : \text{Gradient hydraulique ; } \textbf{I} = K_y \frac{d_y}{d_x} \dots\dots\dots (\text{VI.I.5})$$

A : Section d'infiltration par unité de longueur ; **A** = **y** · **I**

q : Débit d'infiltration ($\text{m}^3/\text{s}/\text{ml}$).

$$\text{Donc : } q = K_y \frac{d_y}{d_x} \dots\dots\dots (\text{VI.I.6})$$

$$\text{Avec : } y \frac{dy}{dx} = y_0 \dots\dots\dots (\text{VI.I.7})$$

$$\text{D'où : } q = K \cdot y_0 \dots\dots\dots (\text{VI.I.8})$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q \cdot L \dots\dots\dots (VI.I.9)$$

L : longueur du barrage, **L=275 m.**

Tableau VI.2 : Débit de fuite à travers la digue

Y₀ (m)	K (m/s)	q (m³/s/ml)	Q (m³/s)
2,42	10 ⁻⁸	2,42*10 ⁻⁰⁸	6,655*10 ⁻⁶

VI.I.3.2. Fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy :

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

K : Coefficient de perméabilité. **K=2,86*10⁻⁷ m/s**

I : gradient hydraulique: $I = \frac{H_b}{L_b} \dots\dots\dots (VI.I.11)$

H_b : Charge d'eau dans retenue ;

L_b : L'emprise de barrage **L_b= 142,2 m** ;

A : Section d'infiltration par unité de longueur. **A=T.1** (VI.I.12)

T : Profondeur du sol de fondation perméable. **T= 5 m**

D'où :

$$q_n = K \cdot I \cdot T \dots\dots\dots (VI.I.13)$$

Tableau VI.I.3 : Débit de fuite travers la fondation

H_b (m)	I	K (m/s)	q (m³/s/ml)	Q (m³/s)
20,8	0,146	2,86*10 ⁻⁷	5,75*10 ⁻⁵	5,75*10 ⁻⁵

VI.I.3.3. Barrage (digue + fondation) :

Le débit total d'infiltration (m³/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau VI.I.4 : Débit de fuite de barrage

Digue	fondation	Barrage
6,655*10 ⁻⁶	5,75*10 ⁻⁵	6,42*10 ⁻⁵

Commentaire :

Ces valeurs de débit de fuite sont sensiblement négligeables par rapport au volume d'eau stocké.

VI.I.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage : [6]

VI.I.4.1. Dispositif d'étanchéité (corps du barrage) : [6]

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots\dots\dots (VI.I.14)$$

ΔH : Charge d'eau dans la retenue ;

δn : Epaisseur moyenne de la digue ;

I_{adm} : Gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau suivant :

Tableau VI.I.5 : Classification des barrages

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	H _b > 100 m	H _b > 50 m
II	50 < H _b < 100 m	25 < H _b < 50 m
III	20 < H _b < 50 m	15 < H _b < 25 m
IV	H _b < 20 m	H _b < 15 m

Commentaire : Notre barrage appartient à la **classe III** .

Tableau VI.I.6 : Gradient hydraulique admissible

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,0
Limon sableux	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Notre barrage appartient à la **classe III**, alors on prend : **$I_{adm}=1,8$**

Donc : **$\Delta H=17$ m ;**

$\delta n=119$ m ;

$$I = 0,143 \leq I_{adm} = 1,8$$

VI.I.4.2. Fondation du barrage : [6]

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (VI.I.15)$$

I_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation ;

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage.

Tableau VI.I.7 : Détermination du gradient d'infiltration admissible

Type de Sols	I_{cr}
Argile	1,2
Limon	0,65
Sable gros	0,45
Sable moyen	0,38
Sable fin	0,29

$$I_{cr} = 1,2$$

Tableau VI.I.8 : Détermination du coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1,25	1,20	1,15	1,10

$$K_s = 1,15$$

I_f : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage.

$$I_f = \frac{\Delta H}{L_b + 0,88T_c} \dots\dots\dots (VI.I.16)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de l'infiltration de la fondation, **$T_c=5$ m ;**

ΔH : charge d'eau dans la retenue, **$H=17$ m ;**

L_b : L'emprise de barrage, **$L_b=142,20$ m.**

$$I_f = 0,165$$

Donc :

$$I_f = 0,116 < \frac{I_{cr}}{K_s} = 1,043$$

CONCLUSION

- La résistance d'infiltration à travers le barrage est assurée.
- La résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

VI.II. ÉTUDE DE STABILITÉ

VI.II.1. Généralités

VI.II.1.1. La stabilité des barrages (Talus) : [6]

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (**Méthode de FELLENIUS**) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1/ Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixées et on détermine à priori.

2/ Soit par une série de calculs dit dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- l'instabilité mécanique en fondation.
- Le glissement des talus : Il existe plusieurs types citant :
 - Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres) ;
 - Glissement en cascade ;
 - Glissement, puits renard.

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la cote du plan d'eau amont.

VI.II.1.2. Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe) ;
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau ;
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuite (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont) ;
- Fonctionnement normal (talus aval) ;
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau VII.1 :

Tableau VI.II.1: Coefficient de stabilité admissible des talus [6]

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la classe III.

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

VI.II.2. Ordre de calcul (Méthode des tranches) : [6]

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.

3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 \cdot H_b \dots\dots\dots (VI.II.1)$$

$$R_2 = K_2 \cdot H_b \dots\dots\dots (VI.II.2)$$

H_b : Hauteur totale du barrage, $H_b = 20.8$ m.

(K_1, K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.

Tableau VI.II.2 : 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

4. 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.
5. 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 côté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».
6. 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).

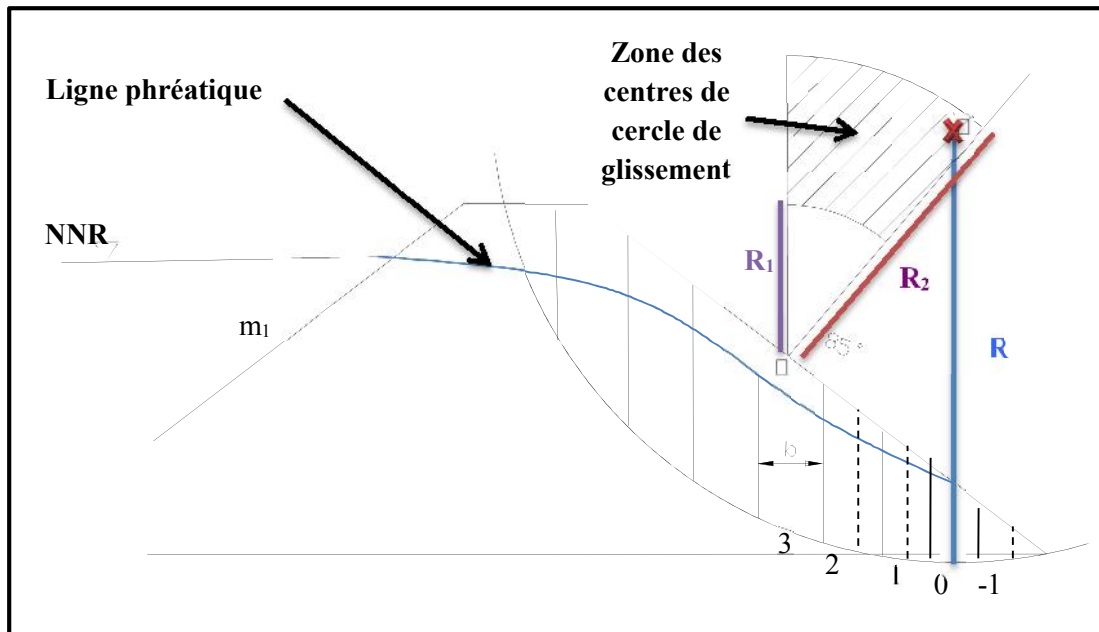


Figure VI.II.1 : Schéma de calcul de stabilité

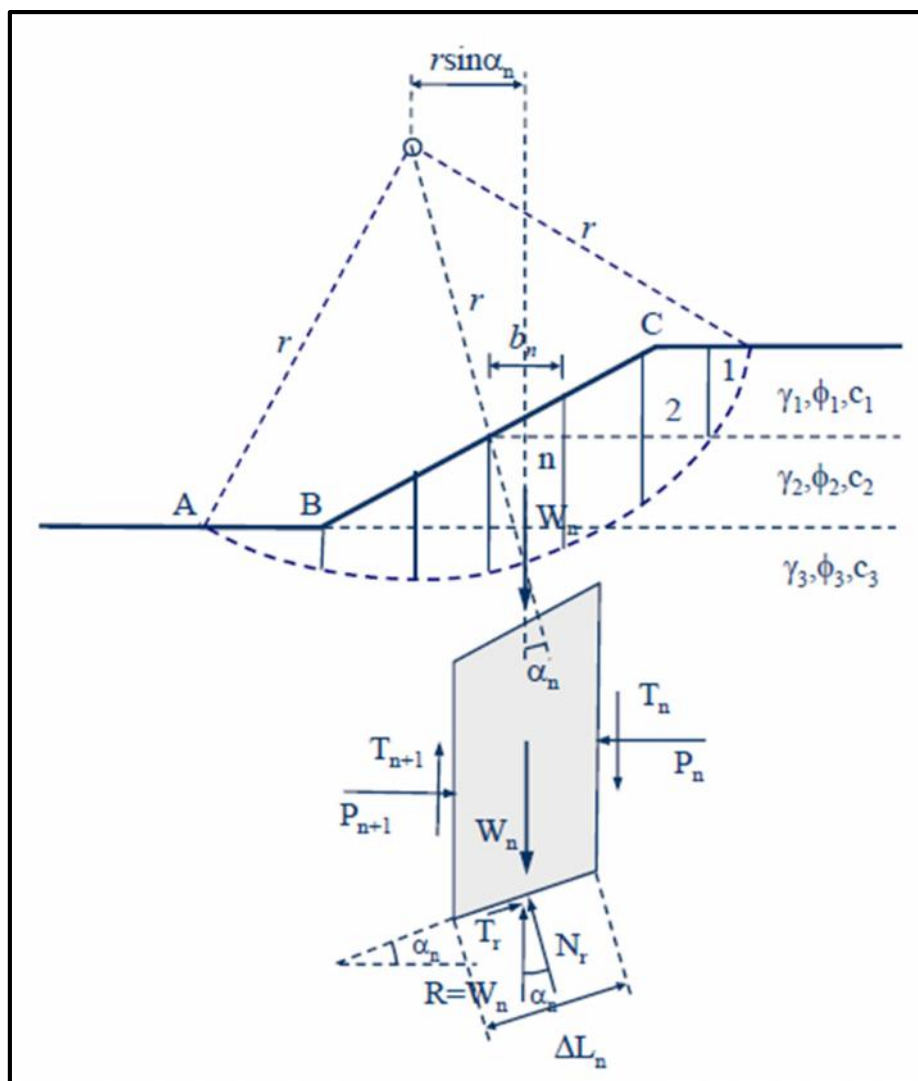


Figure VI.II.2 : Arc de cercle de glissement et forces agissantes sur une tranche selon la méthode de Fellenius

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_f » ;
3. Forces de pressions interstitielles « P » ;
4. Forces de Cohésion « F_c » ;
5. L'effort du séisme « T_n' » .

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$ (VI.II.3)
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$ (VI.II.4)

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

VI.II.2.1. Calcul des forces agissant sur une tranche : [6]

1. Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. La formule s'écrit :

$$G_n = b \cdot (\gamma_1 h_i) \text{ (VI.II.5)}$$

h_i : hauteurs des tranches;

γ_1 : densité du massif correspondant en-dessus, en-dessous de la ligne phréatique et des fondations ;

b : largeur de la tranche, $b=0.1R$.

2. Force de pression interstitielle :

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de le retenue (NNR).

$$P_i = U_i \cdot dl_i = \gamma_w \cdot h_i \cdot dl_i \text{ (VI.II.6)}$$

U_i : pression interstitielle;

dl_i : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche;

γ_w : poids volumique de l'eau, $\gamma_w = 1 \text{ KN/m}^3$;

h_i : hauteur de la tranche.

3. Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \text{ (VI.II.7)}$$

C : Cohésion du sol (Matériau) ;

Avec : $dl = \frac{2\pi R \beta_i}{360^\circ} \cdot \frac{b}{\cos \alpha} \text{ (VI.II.8)}$

R : rayon de la courbe de glissement;

β_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement;

4. Forces de frottement :

$$F_f = (N - P_i) \tan \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i dl_i) \tan \varphi \text{ (VI.II.9)}$$

φ : Angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

5. Forces sismiques :

$$T_n' = a \cdot G_n \text{ (VI.II.10)}$$

a : Coefficient de séisme (accélération horizontale);

G_n : Poids de la tranche.

VI.II.2.2. Classement des forces : [6]

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement (F_f), ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle exprimées par la force de cohésion (F_c).

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M^{T_{résistant}} = \sum_{i=1}^n R (F_f + F_c) \dots\dots\dots (VI.II.11)$$

$$M^{T_{résistant}} = \sum_{i=1}^n R [(G_i \cos \alpha - U_i \, dl_i) \, \text{tg} \varphi + c \cdot dl_i] \dots\dots\dots (VI.II.12)$$

➤ **Les forces déstabilisatrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T), (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 :

$$M^{T_{moteur}} = \sum_{i=1}^n R T \dots\dots\dots (VI.II.13)$$

$$\angle M^{T_{moteur}} = \sum_{i=1}^n R (G_i \sin \alpha) \dots\dots\dots (VI.II.14)$$

On prend :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro de l'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \dots\dots\dots (VI.II.15)$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \dots\dots\dots (VI.II.16)$$

VI.II.2.3. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement : [6]

Le coefficient « K_s » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de la retenue :

1. Retenue vide (fin de construction) :

L'étape la plus critique se situe juste à la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

Le calcul se fait pour le talus amont et le talus aval.

$$K_{SS} = \frac{N_n \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \, dl_i}{\sum T_n} \dots\dots\dots (VI.II.17)$$

$$K_{AS} = \frac{N_n \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \, dl_i}{T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n \, d_n} \dots\dots\dots (VI.II.18)$$

Donc :

$$K_{SS} = \frac{(G_n \cos \alpha \cdot \text{tg} \varphi_i) + \sum C_i \, dl_i}{\sum G_n \sin \alpha} \geq K_{adm}$$

$$K_{AS} = \frac{(G_n \cos \alpha \cdot \text{tg} \varphi_i) + \sum C_i \, dl_i}{- G_n \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum a G_n \, d_n} \geq K_{adm}$$

K_{SS} : coefficient de sécurité sans séisme;

K_{AS} : coefficient de sécurité avec séisme ;

d_n : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

2. Retenue pleine (fonctionnement normal):

Le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$K_{SS} = \frac{(N_n - P_i) \text{tng} \varphi_i + \sum C_i dl_i}{\sum T_n} \dots\dots\dots (VI.II.19)$$

$$K_{AS} = \frac{(N_n - P_i) \text{tng} \varphi_i + \sum C_i dl_i}{\gamma' T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (VI.II.20)$$

Donc :

$$K_{SS} = \frac{(G_n \cos \alpha - U_i l_i) \cdot \text{tng} \varphi_i + \sum C_i dl_i}{\sum G_n \sin \alpha} \geq K_{adm}$$

$$K_{AS} = \frac{(G_n \cos \alpha - U_i l_i) \cdot \text{tng} \varphi_i + \sum C_i dl_i}{- G_n \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \geq K_{adm}$$

3. Vidange rapide :

La vidange rapide est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

Le poids de la tranche s'effectue à l'aide du poids volumique déjàugée du matériau γ' .

D'où : $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

Pour ce type de fonctionnement nous effectuerons les calculs seulement pour le talus amont.

$$K_{SS} = \frac{N_n \text{tng} \varphi_i + \sum C_i dl_i}{\sum T_n} \dots\dots\dots (VI.II.21)$$

$$K_{AS} = \frac{N_n \text{tng} \varphi_i + \sum C_i dl_i}{\gamma' T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (VI.II.22)$$

Donc :

$$K_{SS} = \frac{(G_n \cos \alpha) \cdot \text{tng} \varphi_i + \sum C_i dl_i}{\sum G_n \sin \alpha} \geq K_{adm}$$

$$K_{AS} = \frac{(G_n \cos \alpha) \cdot \text{tng} \varphi_i + \sum C_i dl_i}{- G_n \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \geq K_{adm}$$

VI.II.3. calcul de stabilité

Tableau VI.II.3 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles

Coefficients	Valeurs
Coefficient de sécurité admissible sans séisme : K_{ss,adm}	1.1 - 1.15
Coefficient de sécurité admissible avec séisme : K_{as, adm}	1.05 - 1.10

Tableau VI.II.4 : Valeurs de variantes utilisées dans le calcul de stabilité

talus	Pente du talus	K ₁	K ₂	R ₁ (m)	R ₂ (m)
Amont	3,5	1,25	3,025	26	62,92
Aval	3	1	2,3	20,8	47,84

Tableau VI.II.5 : Résultats géotechniques nécessaires pour le calcul de la stabilité (cas de fondation)

Caractéristique géotechnique	Unité	marne vaseuse	calcaire gréseux	Argiles marneuse
Densité sèche (γ_d)	T /m ³	1,85	2.70	1.70
Densité humide (γ_h)	T /m ³	1,88	2.80	1.75
Densité de saturation (γ_{sat})	T /m ³	2,30	2.97	2.08
Angle de frottement total (ϕ_u)	(°)	26	-	12
Cohésion totale (C_u)	KN/m ²	40	-	120
Angle de frottement effectif (ϕ_{ef})	(°)	-	-	-
Cohésion effective (C_{ef})	KN/m ²	-	-	-
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	10 ⁻⁴	-	10 ⁻⁹

Tableau VI.II.6 : Résultats géotechniques nécessaires pour le calcul de la stabilité (cas de Remblai)

Caractéristique géotechnique	Unité	marne vaseuse
Densité sèche optimale (γ_{opt})	T /m ³	1.76
Densité de construction (γ_{const})	T /m ³	1,90
Densité de saturation (γ_{sat})	T /m ³	2,14
Angle de frottement total (ϕ_u)	(°)	27
Cohésion totale (C_u)	KN/m ²	40
Angle de frottement effectif (ϕ_{ef})	(°)	24
Cohésion effective (C_{ef})	KN/m ²	20
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	10 ⁻⁶

Les résultats du calcul manuel sont regroupés dans le tableau VII.6 suit par le détail sur l'ANNEXE 4.2 à l'aide de schémas de calcule de stabilité représentés sur la **planche 6**

Remarque :

- Poids spécifique des grains pour le prisme aval : 2,5 t/m³ ;
- Le coefficient d'accélération : 0.07

Tableau VI.II.7 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement

CAS DE SOLLICITATION		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme $K_{ss,adm} = (1,1 \div 1,15)$	Avec séisme $K_{as,adm} = (1,05 \div 1,1)$
		Kss	Kas
Fin de construction	Talus amont		
	R= 61,05m	4.1054	3.0159
	R= 56,56m	4.1141	2.9568
	R= 55,06m	3.8226	2.9505
	R= 66,53m	3.2018	2.5115
	R= 58,30m	3.2914	2.5337
	Talus aval		
	R= 48,4m	3.3644	2.6096
	R= 44,91m	3.9424	2.9472
	R= 42,16m	3.0884	2.5004
	R= 51,09m	2.3429	1.9410
	R= 45,04m	2.6309	2.1603
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R= 48,4m	2.3489	1.8229
	R= 44,91m	2.5846	1.9067
	R= 42,16m	1.4727	1.2156
	R= 51,09m	1.9441	1.6106
	R= 45,04m	2.4263	1.9143
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 61,05m	3.9593	2.7915
	R= 56,56m	4.2794	2.8807
	R= 55,06m	3.2987	2.5461
	R= 66,53m	2.9533	2.3165
	R= 58,30m	2.8942	2.2596

CONCLUSION

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

La stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

CHAPITRE VII

ÉTUDE

DES

OUVRAGES

ANNEXES



CHAPITRE VIII

ORGANISATION

DE

CHANTIER



CHAPITRE IX

PROTECTION

ET

SÉCURITÉ

DU TRAVAIL



INTRODUCTION

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 utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions des plants en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue sont :

- L'ouvrage de l'évacuation de crues.
- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Le but à atteindre est de conduire le débit de crue dans le lit de l'oued à la fois le plus économiquement et le plus sûrement possible.

VII.1. Ouvrages de l'évacuation de crues

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux. Un barrage s'il retient l'écoulement, il doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnels, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge, on prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crues.

VI.1.1. Constitution et choix de l'évacuateur de crue [10]

VII.1.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement ;
2. les difficultés de réalisation ;
3. les exigences topographiques, géologiques et géotechniques du site ;
5. la facilité d'entretien et de modification ;
6. le coût de l'ouvrage.

VII.1.1.2. Les variantes proposées de l'évacuateur

1. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

2. Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont : le coût peut élever et la difficulté de la modification.

Généralement les deux types sont constitués de trois parties ou organes principaux :

- un organe de contrôle du débit (par exemple un déversoir, une vanne,...) ;
- un coursier (canal, conduite) ;
- un dissipateur d'énergie installé au pied du coursier.

VII.1.1.3. Emplacement de l'évacuateur de crue

1) Choix de l'évacuateur de crue

Près de la moitié des cas de destruction des barrages en en terre provient des submersions dus à une insuffisance ou à une absence d'évacuateur de crue. Pour cela il faudra prendre plusieurs facteurs en considération, tels que :

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 droite ceci va diminuer les travaux. L'étude géotechnique confirme aussi que la rive droite est mieux appropriée pour cet ouvrage du point de vue stabilité. En effet, les fondations sur lesquelles sera placé cet ouvrage résistent mieux au compactage comparant à la rive gauche.

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 dite 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

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 ;
- Il est proposé que l'évacuateur de crue soit placé sur le flanc droit ;

Outre les considérations économiques qu'on développera ultérieurement, l'emplacement de l'évacuateur de crue, dépend essentiellement des conditions topographiques et géologiques du site.

➤ On estime que les deux rives surmontant la vallée, présentent des endroits potentiels d'implantation. Contrairement, l'incorporation de l'ouvrage dans la digue est déconseillée vu les inconvénients multiples qu'elle présente à savoir, le risque de tassement et de déstabilisation du talus aval ; le débit d'évacuation limité ; et les précautions rigoureuses à prendre au niveau du coursier et du bassin de dissipation d'énergie.

Remarque :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tous ces problèmes ramène à rejeter cette variante.

2) Choix du tracé de l'axe

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

1. Le plus court possible.
2. Suffisamment éloigné du pied aval de la digue.
3. Rectiligne (si possible).
4. Plus ou moins orthogonal à l'axe de la digue.

VII.1.2. Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues**VII.1.2.1. Le canal d'approche [7]**

Est un dispositif permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant, il doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.

Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales.

1) Vitesse d'approche [7]

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (VII.1)$$

Q : Débit de projet à évacuer (m^3/s) **Q = 486.6 m^3/s**

S : Section du canal (m^2) ; **S = H * b** (VII.2)

H : Charge d'eau (m) ; **H = h + P** (VII.3)

P : Hauteur de pelle (m) ; **P = 2 m** ;

h : Lane déversante (m) ; **h = 2,33 m** ;

b : largeur du déversoir (m) ; **b = 60 m** .

$$V = 1,723 \text{ m/s}$$

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est $(4.4 \div 10)$ m/s,

$$V = 1.723 < V_{adm} = (4.4 \div 10)$$

Commentaire : Pas de risque d'érosion donc, pas de revêtement.

2) Longueur du canal

D'après le plan topographique, la longueur du canal d'approche est :

$$L = 30 \text{ m}$$

VII.1.2.2. Le déversoir [6;7]

Le déversoir a pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionner en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme de crues.

On adopte à un déversoir à profil **Creager** qui a l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite, représenté sur la figure suivante :

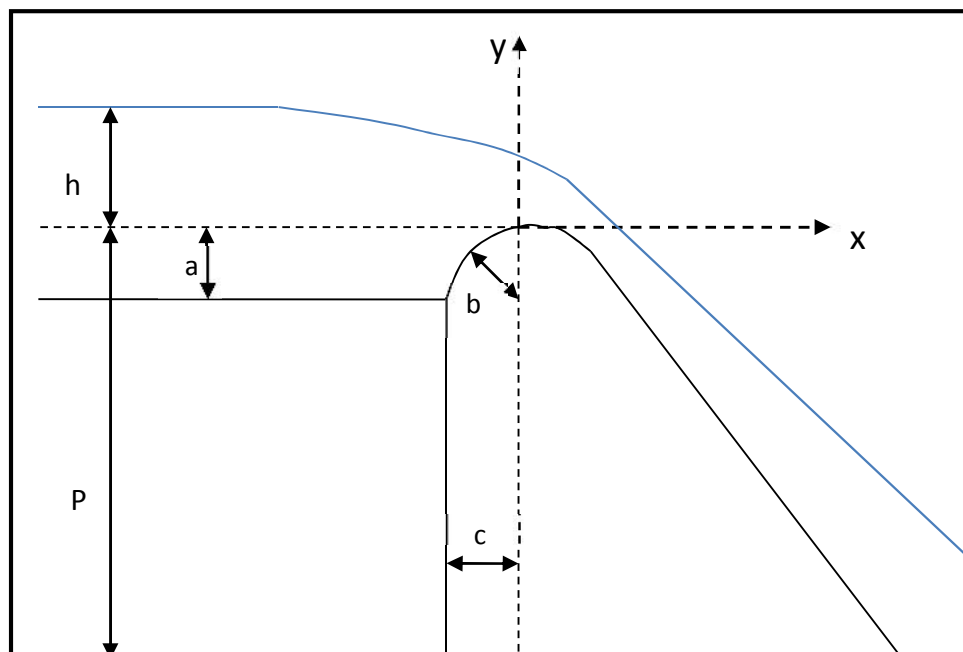


Figure VII.1 : Dimensions caractéristiques et géométrie du déversoir

$$a = 0,12H = 0,52 \text{ m}$$

$$b = 0,4H = 1,73 \text{ m}$$

$$c = 0,3H = 1,3 \text{ m}$$

H : la charge sur le déversoir ;

P : la hauteur de pelle.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$y = \frac{x^{1.85}}{2H^{0.85}} \dots\dots\dots (VII.4)$$

Tableau VII.1 : Coordonnées du profil de Creager

x	-1,73	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	4,7	5	5,5
y	-1,73	0	-0,04	-0,14	-0,30	-0,52	-0,78	-1,10	-1,46	-1,87	-2,32	-2,52	-2,83	-3,37

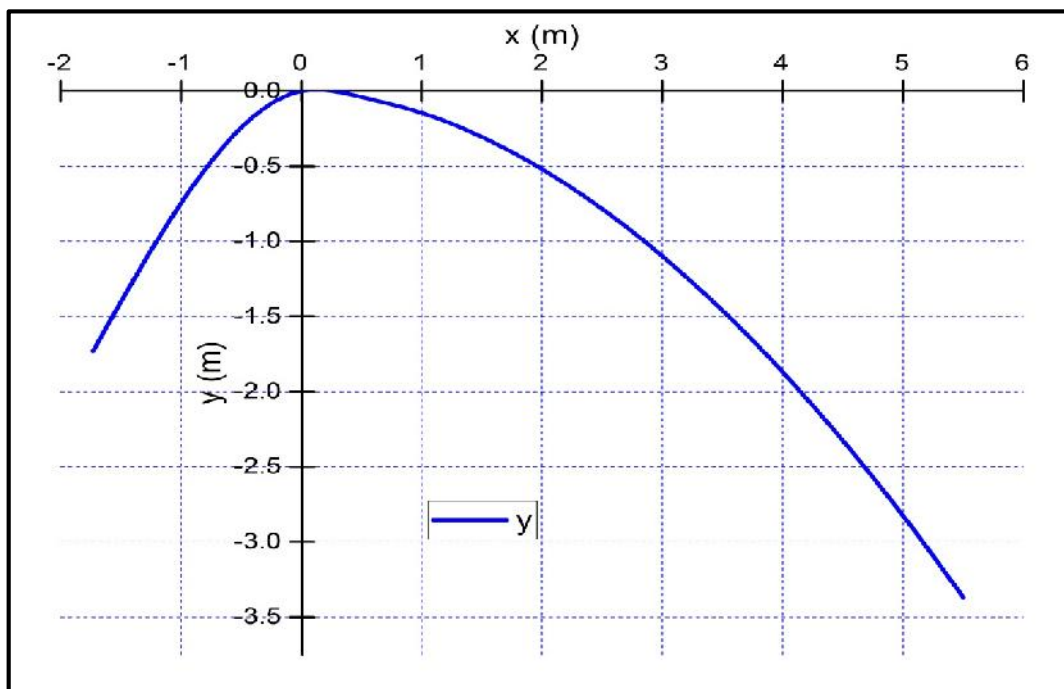


Figure VII.2 : Schéma du profil du seuil déversant type Creager

VII.1.2.3. Le chenal d'écoulement [6]

Il se situe à l'aval immédiat du déversoir, il doit posséder une pente suffisamment faible pour assurer un écoulement fluvial. La forme rectangulaire est généralement la plus adaptée pour le chenal. L'écoulement dans ce chenal n'est généralement pas uniforme, car le chenal est trop court. Il s'établit un ressaut, juste à l'aval du déversoir, qui conduit à un écoulement fluvial. La pente est égale à 0.1%.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calcule la profondeur critique et la pente critique.

1) Profondeur critique

La condition de l'état critique est : $\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots (VII.5)$

Pour un canal rectangulaire : $hc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots (VII.6)$

Q : Débit à évacuer (m³/s), **Q** = 486.6 m³/s ;

b : largeur du chenal, **b** = 60 m ;

g : l'accélération de pesanteur, **g** = 9.81 m/s.

$$h_c = 1.885 \text{ m}$$

2) Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour $h = h_c$:

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{K \cdot S \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 = \left(\frac{Q \cdot (b + 2 \cdot h_c)^{2/3}}{K \cdot (b \cdot h_c)^{5/3}} \right)^2 \dots\dots\dots (VII.7)$$

R : rayon hydraulique (m) ;

I_c : la pente (m/m) ;

S : section mouillée ;

K : coefficient de Manning-Strickler, **K= 71** ;

$$I_{cr} = 0.0017 = 0.17 \%$$

$$I_{cr} = 0.17 \% > I = 0.1 \%$$

Commentaire : La condition est vérifiée, donc l'écoulement est fluvial.

3) Longueur du chenal

Elle est déterminée à partir du plan topographique, **L = 80 m**

VII.1.2.4. Le convergent :

C'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 sa fin à celle du coursier, 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.

1) Longueur du convergent

$$L = 2.5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots (VII.8)$$

l₁ : la largeur au plafond du bief amont, **l₁ = 60 m** ;

l₂ : la largeur au plafond de la section de contrôle, **l₂ = 40 m**.

$$L = 50 \text{ m}$$

VII.1.2.5. Le coursier [7]

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.

1) Largeur du coursier

$$b_{coursier} = Q^{0.4} \dots\dots\dots (VII.9)$$

$$b_{coursier} = 13.20 \text{ m}$$

Pour des raisons topographiques et pour tranquilliser l'écoulement plus rapidement, on prend :

$$b_{coursier} = 40 \text{ m}$$

2) Longueur du coursier

Elle est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est :

$$L_{coursier} = 50 \text{ m}$$

3) Profondeur critique

Utilisant l'équation de l'état critique (VII.6), suivant le même calcul que celui du chenal d'écoulement :

$$h_c = 2.471 \text{ m}$$

4) Pente critique

$$I_{cr} = 0.0016 = 0.16 \%$$

5) 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) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) comme suit :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots (VII.10)$$

$$S : \text{section du coursier, } S=b.h_n \dots\dots\dots (VII.11)$$

$$I : \text{pente du coursier, } I=16.70\% \dots\dots\dots (VII.12)$$

$$C_n : \text{coefficient de Chézy, } C_n = R^{1/6}/n \dots\dots\dots (VII.13)$$

$$R : \text{rayon hydraulique, } R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b} \dots\dots\dots (VII.14)$$

En substituant de la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative :

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b.h_n)^{5/3} . (2.h_n + b)^{-2/3} \dots\dots\dots (VII.15)$$

On aura : $h_n = 0.6 \text{ m}$

6) Vitesse dans le coursier

$$V_n = \frac{Q}{b.h_n} \dots\dots\dots (VII.16)$$

$$V_n = 20.27 \text{ m/s}$$

on constate que : $I_{cr} = 0.16 \% > I = 16.70 \%$

$$h_n = 0.6 \text{ m} < h_{cr} = 2.47 \text{ m}$$

Le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

7) Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Il est effectué à l'aide du logiciel « CANAL 21 ».

Tableau VII.2 : Récapitulatif des données de départ

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	h _n (m)	h _c (m)	Régime	L (m)
486.6	71.42	0.167	0.6	2.47	tor	50

Tableau VII.3 : Calcul de la ligne d'eau

Section	X (m)	PAS	Z _r (mNGA)	h (m)	V(m/s)	J (m/m)	Hs (m)	F	régime
amont	0	5	320.17	2.471	4.923	0.0017	3.706	1	tor
1	5	5	319.335	1.61	7.554	0.0066	4.519	1.901	tor
2	10	5	318.5	1.386	8.775	0.0107	5.311	2.38	tor
3	15	5	317.665	1.249	9.737	0.015	6.082	2.781	tor
4	20	5	316.83	1.153	10.555	0.0195	6.831	3.139	tor
5	25	5	315.995	1.079	11.274	0.0241	7.557	3.465	tor
6	30	5	315.16	1.021	11.917	0.0289	8.259	3.766	tor
7	35	5	314.325	0.973	12.5	0.0338	8.937	4.046	tor
8	40	5	313.49	0.933	13.033	0.0388	9.591	4.307	tor
9	45	5	312.655	0.9	13.522	0.0438	10.219	4.552	tor
aval	50	5	311.82	0.871	13.974	0.0487	10.823	4.782	tor

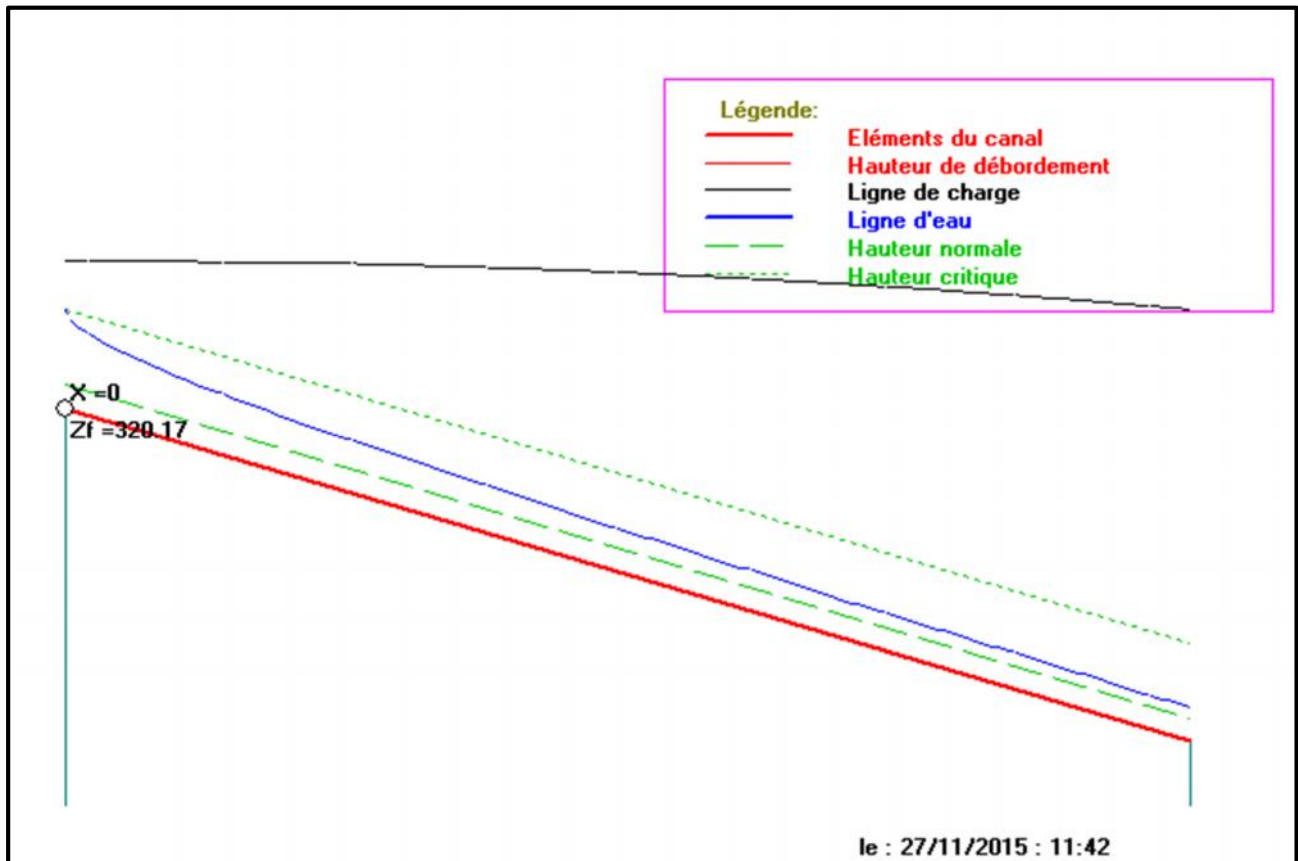


Figure VII.3 : Tracé du profil de la ligne d'eau

A partir du tableau VI.04 on tire : à la fin de coursier

$$Y = 0.871 \text{ m}$$

$$V = 13.97 \text{ m/s}$$

$$Fr = 4.78$$

8) Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier [7]

➤ 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 de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont : $b/h < (10 \div 12)$

$$Fr^2 < 40$$

b : Largeur du coursier ;

h : Hauteur normale de l'eau ;

$$Fr : \text{Nombre de Froude}, Fr^2 = \frac{V^2}{g \cdot h} \dots\dots\dots (VII.17)$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 66.66$$

$$Fr^2 = 69.83$$

Commentaire :

- Les conditions suscitées ne sont pas vérifiées ;
- Le risque d'apparition des vagues roulantes n'est pas à écarter.

VII.1.2.6. Le dissipateur d'énergie [9]

Le principe de la dissipation de l'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement 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.

Dans les bassins à ressaut hydraulique, l'énergie dissipée peut être exprimée en fonction du nombre de Froude au niveau de la section initiale du ressaut Fr_1 . Le meilleur intervalle du nombre de Froude qui assure une dissipation d'énergie élevée et la régularité du courant aval est celui compris entre 4.5 et 9 (ressaut stable). Pour des grandes valeurs, le ressaut est dit fort. Il est appelé faible ou oscillant pour des faibles valeurs de Fr_1 . Ces valeurs entraînent la formation des ondulations dans le courant aval ou à des tourbillons instables voire à une dissipation d'énergie quasiment nulle.

Les différents types de ressaut hydraulique en fonction du nombre de Froude sont les suivants :

- $1.0 \leq Fr \leq 1.7$: Ressaut ondulé ;
- $1.7 < Fr \leq 2.5$: Ressaut faible de petites apparitions en surface ;
- $2.5 < Fr \leq 4.5$: Ressaut oscillant ;
- $4.5 < Fr \leq 9$: Ressaut stable (Stationnaire) ;
- $9 < Fr$: Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

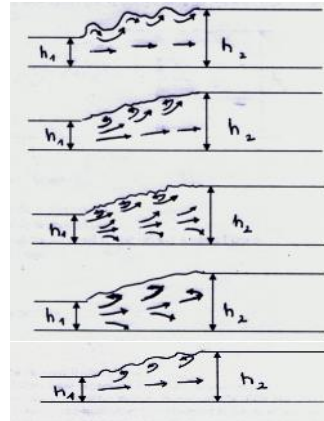


Figure VII.4 : Ressaut hydraulique en fonction du nombre de Froude

Pour notre cas :

$$4.5 < Fr = 4.78 \leq 9$$

Commentaire :

Nous aurons une formation d'un ressaut stable (Stationnaire).

Pour la dissipation de l'énergie nous avons opté pour un bassin de dissipation à ressaut. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval.

On opte pour un bassin de **type II** .(Planche 7)

1) Hauteurs conjuguées du ressaut :

De l'abaque 1 - (ANNEXE 5) On a :

$$H_1 = 0.871 \quad , \quad F = 4.78$$

$$\frac{H_2}{H_1} = 6.278$$

H_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m) ;

H_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

$$H_2 = 5.468$$

2) Longueur du bassin :

De l'abaque 2 - (ANNEXE 5) On a :

$$\frac{L_{\text{bassin}}}{H_2} = 2.24 \quad ; \quad L = 12.249 \text{ m}$$

Prenons :

$$L = 13 \text{ m}$$

3) Dimensionnement des blocs : [9]

Tableau VII.4. Récapitulatif de dimensions des blocs.

Les blocs de chute		
premier espacement	$0,5 \cdot H_1$	0,436
largeur	H_1	0,871
espacement entre 2	H_1	0,871
hauteur	H_1	0,871
nombre	-	43
nombre de blocs	-	22
nombre d'espacement	-	21
Les blocs Chicane		
espacement au coursier	$0,8 \cdot H_2$	4,375
premier espacement	$0,375 \cdot H_2$	2,051
largeur	$0,75 \cdot H_2$	4,101
espacement entre 2	$0,75 \cdot H_2$	4,101
hauteur	H_2	5,468
Longeur (la base)	$0,75 \cdot H_2$	4,101
longeur (sommet)	$0,2 \cdot H_2$	1,094
pente des dents	Pente coursier	0,167
pente de sortie	Pente coursier / 2	0,084
nombre	-	9
nombre de blocs	-	5
nombre d'espacement	-	4

VII.1.2.7. Le canal de restitution : [7]

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente de **0.05 %** a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

1) Hauteur critique :

$$H_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \sigma_{cr}^2 \right) * K \dots\dots\dots (VII.18)$$

$$K = \frac{3 \sqrt{Q^2}}{\sqrt{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots (VII.19)$$

$$\sigma = \frac{K \cdot m}{b} \dots\dots\dots (VII.20)$$

m : fruit des talus du canal de fuite ; **m=1**.

$$\begin{aligned} K &= 2.74 \\ \sigma &= 0.0617 \\ h_{cr} &= 2.4 \end{aligned}$$

2) Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots (VII.21)$$

Pour un canal trapézoïdal et une hauteur critique :

$$Sc : \text{section critique, } Sc = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \dots\dots\dots (VII.22)$$

$$Rc : \text{rayon critique, } Rc = Sc/Pc \dots\dots\dots (VII.23)$$

$$Pc : \text{périmètre critique, } Pc = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (VII.24)$$

C_c : coefficient de Chezy, $C_c = R_c^{1/6}/n$ (VII.25)

n : coefficient de rugosité $n = 0,014$

Ce qui donne :

$$S_c = 102.66 \text{ m}^2$$

$$P_c = 46.845 \text{ m}$$

$$R_c = 2.191 \text{ m}$$

$$C_c = 81.407$$

Donc :

$$I_{cr} = 0.00163 \%$$

3) Profondeur normale dans le canal :

Utilisant la formule VII.10 de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) :

Pour un canal trapézoïdal et une hauteur normale :

$$S_c = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n \text{ (VII.26)}$$

$$P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} \text{ (VII.27)}$$

$$R = S_n / P_n \text{ (VII.28)}$$

$$C_n = R^{1/6} / n \text{ (VII.29)}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b \cdot h_n)^{5/3} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-2/3} \text{ (VII.30)}$$

$$h_n = 3.396 \text{ m}$$

Nous aurons :

$$i_0 = 0.05\% < i_c = 0.163 \%$$

$$h_c = 2.4 \text{ m} < h_n = 3.396 \text{ m}$$

Commentaire : l'écoulement est Modéré.

4) Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n} \text{ (VII.31)}$$

$$V = 4.74 \text{ m/s}$$

$$V = 4.74 \text{ m/s} \geq V_{adm} = (1,8 \div 2,2) \text{ m/s}$$

Commentaire : Il faut prévoir un revêtement aval en enrochement contre l'érosion.

VII.1.3. Hauteurs des murs bajoyers: [7]

VII.1.3.1. Hauteur du mur de canal d'approche:

$$H_m = H + R \text{ (VII.32)}$$

H_m : Hauteur de mur (m) ;

H : Charge d'eau (m) ;

R : la revanche, $R = 1,15 \text{ m}$.

$$H_m = 6 \text{ m}$$

1) Chenal d'écoulement :

Sur le long du chenal d'écoulement les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau du canal d'approche, arrivant jusqu'à la côte de crête de la digue.

$N_{cr} = 333.8 \text{ mNGA}$, qui correspond à une hauteur de 5.8 m, on prend : $h = 6 \text{ m}$

2) Coursier :

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différents (**tableau VII.3**).

- le 1^{er} tronçon à l'amont de **35 m** de longueur.

- le 2^{ème} tronçon à l'aval de **15 m** de longueur.

➤ Hauteur au début du 1^{er} tronçon :

Utilisant la relation : (**VII.32**) : $H_m = h_e + r$,

H_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau ;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14V^{1/3}$ (VII.33)

V : la vitesse à l'entrée du 1^{er} tronçon;

➤ Hauteur au début de 2^{ème} tronçon :

On procède la même manière de calcul que précédemment.

Tableau VII.5 : Récapitulatif de calcul des murs bajoyers pour le coursier

Le coursier	h_e (m)	V (m/s)	r (m)	H_m calculé (m)	H_m choisi (m)
1 ^{er} tronçon	2,47	4,923	0,084	2,55	3
2 ^{ème} tronçon	0,973	12,5	0,093	1,06	1,5

3) Bassin de dissipation :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution.

4) Canal de restitution :

On procède la même manière de calcul que le coursier.

Tableau VII.6 : Récapitulatif de calcul des murs bajoyers pour le canal de restitution

h_e (m)	V (m/s)	r (m)	H_m calculé (m)	H_m choisi (m)
3,396	4,74	0,85	4,24	4,5

Remarque :

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.5 m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues.

VII.2. Ouvrages de vidange de fond et de dérivation : [8]

C'est un ouvrage destiné principalement à vider le barrage. Il se compose de : un orifice muni d'une vanne et une conduite d'évacuation. Il peut assurer les fonctions suivantes :

- Vidanger complètement de la retenue (purge et entretien)
- Servir éventuellement d'évacuateur auxiliaire
- Abaisser le niveau d'eau pour ou en cas de danger pour le barrage (naturels ou conflits armés)
- Contrôler de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage

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.

VII.2.1. Calcul hydraulique : [8]

Ce calcul consiste à déterminer le débit, la section et le diamètre de la conduite de vidange, on utilise la formule de l'écoulement en charge, où :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_0 \dots\dots\dots (VII.34)$$

Q_0 : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel),

$$Q_0 = 0.237 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

V : volume utile, $V=0.64923 \text{ Mm}^3$;

T : temps de vidange, $T = 10 \text{ jours} = 864000 \text{ s}$.

$$Q_{vf} = 0.989 \text{ m}^3/\text{s}$$

VII.2.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots (VII.35)$$

Q_{vf} : débit de vidange (m^3/s) ;

μ : coefficient de débit $\mu \in (0,8 - 0,85)$, nous prenons ;

S : section de la conduite (m^2) ;

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (m), $Z = 17.7 \text{ m}$.

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots (VII.36)$$

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (VII.37)$$

VII.2.3. Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots (VII.38)$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières ;

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille} \dots\dots\dots (VII.39)$$

Tableau VII.7 : Coefficients de pertes de charge singulières

ξ_e	0.5
ξ_v	0.5
ξ_g	0.2
ξ_{cr}	0.2

$\sum \xi_l$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_l = \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots (VII.40)$$

L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 140 m ;

d : diamètre de la conduite de vidange, $d = 300 \text{ mm}$;

λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{87n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots (VII.41)$$

n: rugosité de la conduite en acier, **n=0,013**.

VII.2.4. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes:

$$V_s = Q_{vf} / S_{vf} \dots\dots\dots (VII.42)$$

Tableau VII.8 : Récapitulatif de résultats pour la vidange de fond et la dérivation

Valeurs	$\sum \xi_s$	λ	$\sum \xi_L$	μ	S (m ²)	d calculé (mm)	d choisi (mm)	V (m/s)
Calculé	-	-	-	0,8	0,066	290	300	-
Corrigé	1,4	0,0219	10,5	0,281	0,188	490	500	5,24

VII.3. Ouvrage de prise d'eau : [8]

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination

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 Juin : **V_{max} = 0.424 Mm³**.

Si nous considérons que la distribution se fait durant 31 jours et a chaque jour en ouvre la vanne de prise pendent 8 heures donc le débit maximal da la prise d'eau sera égale :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \dots\dots\dots (VII.43)$$

$$Q_{\max} = 0,0134 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = \mu S \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots (VII.44)$$

μ : coefficient de débit ;

S : section de la conduite (m²) ;

H : charge d'eau minimale **H=14,5 m** ;

VII.3.1. Correction de la valeur de coefficient **μ** :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \dots\dots\dots (VII.45)$$

∑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.

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots (VII.46)$$

VII.3.2. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

Le débit pour la peise d'eau aura une vitesse de sortie :

$$V = Q_{\max} / S \dots\dots\dots (VII.47)$$

Tableau VII.9 : Récapitulatif de résultats pour la prise d'eau

Valeurs	λ	$\sum \xi$	μ	S (m ²)	d calculé (mm)	d choisi (mm)	V (m/s)
Calculé	-	-	0,3	0,002	58	60	-
Corrigé	0,0375	100,77	0,287	0,008	107,48	150	1,67

CONCLUSION

Étant donné que le diamètre de la vidange de fond est le plus grand, cette conduite sera utilisée en deux fonctions (la vidange et la dérivation). **D= 500 mm.**

Le prélèvement des eaux se fait à un seul niveau de prise à une côte élevée par rapport à celle du volume mort (326,58 m.NGA).

Tableau VII.10 : Dimensions des différents organes de l'évacuateur de crues

Organes		Largeur (m)	Longueur (m)	Murs bajoyers (m)
Evacuateur de crues				
Canal d'approche		60	30	6
Chenal d'écoulement		60	80	6
Convergeant	Début	60	50	6
	fin	40		
Coursier		40	50	3
				1,5
Dissipateur d'énergie		40	13	4,5
Canal de restitution		40	-	4,5
Vidange de fond et dérivation provisoire				
Diamètre (mm)		500		
Prise d'eau				
Diamètre (mm)		150		

CHAPITRE VIII

ORGANISATION

DE

CHANTIER



INTRODUCTION

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Pour cela il faut :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour lesquels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main-d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

VIII.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise [10]

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixe de travail. Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

VIII.1.1. Installations destinées au personnel [13]

En général, sont :

- **Abris-clos et vestiaire** : Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local $> 1.25 \text{ m}^2$ par personne).
- **Les réfectoires** : nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas > 25 . Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum $> 1.5 \text{ m}^2$ par personne). Garde-manger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.
- **Les installations sanitaires** : Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- **Poste de secours** : Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.
- **Les bureaux de chantier** : Le nombre de bureaux à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.

VIII.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux [13]

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VIII.1.3. Installations destinées à la réparation des engins [13]

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé afin d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VIII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication [13]

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VIII.2. Moyens du chantier [13]

VIII.2.1. Moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VIII.2.2. Moyens matériels du chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

❖ Compacteurs à pneus

Est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton »

❖ Rouleaux à pieds dameurs

Pour le compactage des sols fins, les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux.

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

❖ Décapeuse automotrice (grader)

Est généralement utilisée pour l'arasement des sols. Cet engin possède une benne avec tiroir éjecteur pouvant se surbaissier et qui, par l'effet du déplacement de la machine, permet d'extraire les matériaux. Ceux-ci seront ensuite transportés sur le lieu de déchargement pour finalement y être répandus en couches.

Ces engins travaillent généralement en duo car ils sont poussés (un tampon se trouve à l'arrière) par un bulldozer équipé d'une lame spéciale dite « pousse ». Ce type de scraper dit « poussé » est le plus répandu.

L'engin peut aussi être autonome, du type « automoteur ». Par le biais d'une chaîne élévatrice, il se charge et se décharge par ses propres moyens.

❖ Pelle hydraulique

Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Elle est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus et surmontée d'une tourelle dotée d'une rotation continue de 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite et l'équipement (flèche, balancier, godet).

Le poids d'une pelle hydraulique sur pneus peut atteindre jusqu'à 127 tonnes tandis que sur chenilles il peut atteindre jusqu'à 980 tonnes. La popularité des machines hydrauliques est due à leur très grande puissance ainsi qu'à la grande variété d'organes mécaniques pouvant utiliser cette puissance.

La pelleteuse est utilisée pour des travaux :

- ✓ De terrassement
- ✓ D'extraction (chargement de matériaux dans une carrière...)
- ✓ De réalisation et nettoyage de fossés et de talus...
- ✓ De fondations spéciales (forage, parois moulées...), la pelle sera équipée du matériel : mouton, sonnette...

❖ Camions (damper)

Les camions favorisent le mélange de plusieurs horizons, sont plus adaptés lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou à un relief très marqué.

VIII.3. Planification [10]

VIII.3.1. Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- ✓ installation des postes de travail
- ✓ observations instantanées
- ✓ analyse des tâches
- ✓ chronométrage
- ✓ définition des objectifs et des attributions
- ✓ simplification des méthodes
- ✓ stabilisation des postes de travail.

VIII.3.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique

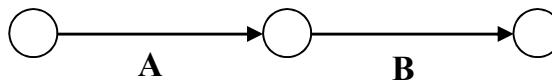
VIII.3.2.1. Méthodes basées sur le réseau

1. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

❖ Réseau à flèches

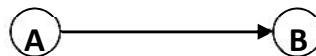
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération (A) précède l'opération (B).

❖ Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

2. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les quatre (4) opérations suivantes :

A. Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

B. Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ✓ Construction des graphes partiels.
- ✓ Regroupement des graphes partiels.
- ✓ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- ✓ Construction du réseau.

a. Méthode du chemin critique (Critical Path Method / CPM)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- 1^{ère} phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- 2^{ème} phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour.
- 3^{ème} phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

b. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

o 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.

o Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VIII.3.2.2. 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.

A. 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 :

$$\text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \dots\dots\dots (\text{VIII.1})$$

$$\text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \dots\dots\dots (\text{VIII.2})$$

B. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

C. Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \dots\dots\dots (VIII.3)$$

Avec :

Q : quantité de travail

N : rendement

n : nombre d'équipes

VIII.3.2.3. Plannings des Travaux

Il existe trois types de plan de travail :

A. Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

B. Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

C. Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VIII.3.2.4. Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1 : Symboles des opérations réalisées

Phases des Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier, assurant l'accès au chantier	A	1
Dérivation provisoire du cours d'eau	B	3
construction du batardeau pour dévier correctement les eaux de l'oued	C	2
Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	D	3
Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	E	1
Mise en place d'un système de drainage (prisme de drainage)	G	2
Remblai compacté	F	5
Revêtements de talus	K	3
Excavations, fouilles de l'évacuateur de crues	H	1
Ferraillage de l'évacuateur de crues	I	2
Coffrage et bétonnage de l'évacuateur de crues	J	2
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	L	3
Equipement hydraulique	M	2
Travaux de finition	N	2

Le réseau à nœuds et le diagramme de Henry L. Gantt (1910) sont représentés sur **la planche 8**. Cette méthode consiste à placer les tâches à effectuer dans l'ordre défini par la priorité et en tenant compte des ressources encore disponibles.

CONCLUSION

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet.

D'après nos calculs, le temps de réalisation de petit barrage Djillali Ben Amer sur oued Yassel est estimé à **20 mois**.

CHAPITRE IX

PROTECTION

ET

SÉCURITÉ

DU TRAVAIL



INTRODUCTION

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'aient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

IX.1. Cause des accidents de travail [13]

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

IX.1.1. Causes humaines

Ces causes peuvent être :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de facilité.

IX.1.2. Causes techniques

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

IX.2. Causes des maladies professionnelles [13]

❖ Poussière

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une

des plus grave et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

❖ Bruit

Les surdités professionnelles les surviennent par traumatismes sonores dû à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigue, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne. Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audiométrique bilatéral par lésions cochléaire irréversible, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

IX.3. Conditions dangereuses dans le chantier [14]

- a. Installation non protégée ou mal protégée.
- b. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- c. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- d. Protection individuelle inexistante.
- e. Défauts dans la construction.
- f. Eclairage défectueux.
- g. Facteur d'ambiance impropre.
- h. Conditions climatiques défavorables.

IX.4. Actions dangereuses [14]

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

IX.5. Mesures préventives [14]

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés :

- A. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- B. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- C. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- D. Les abris doivent être aérés et chauffés.
- E. Assurer une protection individuelle
- F. Assurer un entretien continu
- G. Assurer un stockage rationnel

IX.6. Méthode et moyens de prévention [14]

- ❖ Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- ❖ La protection individuelle est obligatoire.
- ❖ Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- ❖ L'intervention à une meilleure utilisation.
- ❖ Veiller à une meilleure utilisation.
- ❖ Eviter toute cadence de travail supérieure à la normale.
- ❖ Veiller à être toujours concentré lors du travail notamment lors de manipulation des engins dangereux.

IX.7. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation [14]

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau IX.1 :

Tableau IX.1 : Plan de sécurité

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1. Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement	Disposition concernant : - La réalisation du chantier de jour comme nuit. - Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard - Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2. Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	- Repérage des lignes électriques.
3. Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	- Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4. Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	- Interdiction de dépassement et de stationnement
5. Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	- Définition des lieux de stockage des divers matériaux ; - Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6. Eliminer les surcharges en bordure des fouilles	- Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7. Prévenir les chutes des objets	- Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières
8. Prévenir des ruptures des organes de levage.	- Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules
9. Heurts des personnes par les outils.	- Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

CONCLUSION

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de pallier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille. Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

CONCLUSION GÉNÉRALE



Les analyses des résultats et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de faisabilité du barrage de DJILLALI BEN AMAR ont permis de tirer les points suivants :

➤ TOPOGRAPHIE

- La zone d'étude de la retenue collinaire sur Oued Yassel présente un relief faiblement accidenté. la pente de l'oued environ 2.19% est relativement moyenne, ce qui ne permet pas un stockage assez important d'eau par rapport à l'importance du bassin versant.
- La gorge choisie pour l'emplacement de l'axe de la digue est sensiblement étroite.
- L'emplacement du site offre une cuvette allongée tout au long de l'oued avec un léger élargissement à la queue.
- Sur le flanc droit tout près de l'axe de la digue, une prédisposition du terrain semble favorable à l'implantation de l'évacuateur de crues.

➤ GEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE

- Le site de la retenue collinaire est géologiquement favorable et ne s'oppose guère à la réalisation d'une digue en terre homogène avec ancrage au fond du thalweg après décapage de la couverture végétale, le remplissage sableux de l'oued ainsi que la marne vaseuse. L'étanchéité du site et son assiette sont assurés par les argiles du substratum.
- Les matériaux de construction sont convenables du point de vue quantité, qualité et seront exploités au niveau de la cuvette à l'exception des couches de transitions qui seront fournis de carrières.

➤ HYDROLOGIE

- Nous estimons que l'apport est suffisamment important pour remplir la future retenue.
- Le bassin versant de la retenue collinaire est appréciable ($S = 155,11 \text{ km}^2$), draine un volume d'eau moyen annuel de 3.01 Hm^3 .
- L'étude de la régularisation montre que le volume régularisable correspondant à un taux de satisfaction de 80%.
- L'étude de laminage apparaît que la crue centennale $Q1\% = 487 \text{ m}^3/\text{s}$ est réduite par l'effet de laminage à un débit de $464 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une largeur du seuil de 60,00 m.

➤ HYDROTECHNIQUE

- En prenant en considération tous les indices, le site de la retenue collinaire OUED YASSEL, commune DJILLALI BEN AMAR, wilaya TIARET est techniquement favorable sur le plan technique.
- Les différents facteurs, coefficients et paramètres déterminés à l'échelle du bassin versant et selon les calculs d'optimisation, ont nous permis de choisir une digue en matériaux locaux homogène de 21 m d'hauteur correspondants à un volume du réservoir de l'ordre $1,23453 \text{ Mm}^3$.
- La réalisation de la retenue collinaire ne présente aucune difficulté majeure à l'exception des argiles plastiques qui sont relativement gonflant et nécessitent une mise en place délicate pendant la réalisation.
- L'utilisation exclusive des matériaux locaux in situ est une bonne possibilité pour la projection de la digue homogène, dont leur disponibilité suffisante au niveau de la cuvette rend une simplicité de réalisation un peu moins coûteuse.

- Les conditions topographiques ont nous obligé à projeter un évacuateur de crues à surface libre, latéral à entonnement frontal sur une longueur de près de 220 m, d'une largeur déversante égale à 60 m et une lame déversante de 2,33 m, sur la rive droite dans le sens de l'écoulement. Le tracé envisagé permet d'avoir un volume de terrassement minimal.
- Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographiques géologiques et économiques, ainsi que par la valeur du débit de projet. Dans notre cas la solution est une vidange de fond tubulaire en acier de diamètre 500 mm utilisée pour la dérivation provisoire.
- Le prélèvement de l'eau se fait à un seul niveau de prise à une côte de 326.58 m.NGA et de diamètre 150 mm.
- Du point de vue sécurité demandée, les coefficients obtenus sont satisfaisants pour la stabilité des talus de la digue qui a été effectué selon la méthode de Fellenuis reposant sur le principe des tranches.
- La réalisation de cette retenue est économique après le calcul du coefficient de rentabilité :

$$\text{Coefficient de rentabilité} = \frac{\text{Volume de l'eau}}{\text{Volume du terre de la digue}}$$

$$\text{Coefficient de rentabilité} = 8.65 > 4$$

➤ IMPACTS ENVISAGÉS

- La région va se bénéficier de l'eau qui aidera les gens à rafraîchir l'agriculture (intensification, diversification et amélioration de la production des cultures), avec la mise en valeur de nouvelles parcelles.
- La sur exploitation de la nappe sera limité en présence de l'eau de surface.
- A l'aval le rechargement de la nappe diminuera en stockant de l'eau dans le barrage.
- Il y a des espèces animales et végétales qui vont subir ce changement, ce dernier va déstabiliser leurs modes de vie.

On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque tout ce qui concerne l'étude et l'exécution d'un barrage tout en se basant sur les fondements théoriques acquis tout au long de notre parcours du cursus universitaire.

Notre souhait c'est de perfectionner plus ce type d'étude par la pratique et l'expérience sur le terrain.

LES

ANNEXES



ANNEXE 1.1 : Résultats des sondages



RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: S1											
ETUDE : RETENU COLLINAIRE LIEU : BEN DJILLALI AMAR - TIARET- CLIENT : BET MAT DATE DEBUT : PROFONDEUR TOTALE : 10 ML DATE FIN : COORDONNEES : X = Y = NIVEAU NAPPE : m Z =											
Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
	0	25	50	75							
0,5										[Pattern]	Terre végétale marne-limoneuse noirâtre (sol organique).
1,0										[Pattern]	
1,5										[Pattern]	
2,0										[Pattern]	
2,5										[Pattern]	Marne vaseuse de couleur marron avec des cailloux et des débris arrondis.
3,0										[Pattern]	
3,5										[Pattern]	
4,0										[Pattern]	
4,5										[Pattern]	Calcaire Gréseux compacte jaunâtre à blanchâtre
5,0										[Pattern]	Argile marneuse verte à grise avec des nodules carbonatés compacte
5,5										[Pattern]	
6,0										[Pattern]	calcaire gréseux compacte jaunâtre à blanchâtre
6,5										[Pattern]	
7,0										[Pattern]	Argile verte marneuse verte à grise avec des nodules carbonatés compacte
7,5										[Pattern]	
8,0										[Pattern]	
8,5										[Pattern]	
9,0										[Pattern]	calcaire gréseux compacte jaunâtre à blanchâtre
9,5										[Pattern]	
10,0										[Pattern]	

Programme: Soltest 2007 ©

Laboratoire des Travaux Publics et Construction - ATLAS KSEL -

Etablie le :13-06-2012	ETUDE DE SOL RETENUE COLLINAIRE OUED DJILALI BEN AMAR -TIARET-	13/55
Dossier N° ES07/12/TIARET	CLIENT : BET MAT	



RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: S2 lit d'oued												
ETUDE : RETENU COLLINAIRE LIEU : BEN DJILLALI AMAR - TIARET. CLIENT : BET MAT DATE DEBUT : PROFONDEUR TOTALE : 10 ML DATE FIN : COORDONNEES : X = Y = NIVEAU NAPPE : 1,20 m Z =												
Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
	0	25	50	75								
0,5											0,40	Marne sableuse noire de nature organique.
1,0												
1,5												
2,0												
2,5												
3,0												Marne vaseuse de couleur marron avec des cailloux et des débris arrondis.
3,5												
4,0												
4,5												
5,0												
5,5											5,50	
6,0												
6,5												Calcaire gréseux compacte jaunâtre à blanchâtre.
7,0												
7,5											7,50	
8,0												Argile marneuse verte à grise avec des nodules carbonatés compacte
8,5											8,20	
9,0												calcaire gréseux compacte jaunâtre à blanchâtre
9,5												
10,0											10,00	

Programme: Softer 2007 ©

Laboratoire des Travaux Publics et Construction - ATLAS KSEL -

Etablie le :13-06-2012	ETUDE DE SOL RETENUE COLLINAIRE OUED DJILALI BEN AMAR -TIARET-	14/55
Dossier N° ES07/12/TIARET	CLIENT : BET MAT	

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: S3

ETUDE : RETENU COLLINAIRE

LIEU : BEN DJILLALI AMAR - TIARET.

CLIENT : BET MAT

DATE DEBUT :

DATE FIN :

NIVEAU NAPPE : 1,20 m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML

COORDONNEES : X = Y =

$$I =$$

BOUE DE FORAGE :

TYPE FORAGE : GEOTECHNIQUE

TYPE DE MACHINE : FORACO

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
	0	25	50	75								
0,5												terre végétale limoneuse.
1,0										0,35		
1,5												
2,0												
2,5												
3,0												
3,5												
4,0												
4,5												
5,0												
5,5										5,40		
6,0												Argile marneuse verte à grise avec des nodules carbonatés compacte
6,5										6,55		
7,0												Calcaire Gréseux compacte jaunâtre à blanchâtre
7,5										7,85		
8,0												Argile verte marneuse verte à grise avec des nodules carbonatés compacte
8,5										8,55		
9,0												Calcaire Gréseux compacte jaunâtre à blanchâtre
9,5												
10,0										10,00		

Programme : Soirs et 2007 ©

Laboratoire des Travaux Publics et Construction - ATLAS KSEL -

Etablie le :13-06-2012

ETUDE DE SOL
RETENUE COLLINAIRE
OUED DJILALI BEN AMAR -TIARET-

15/55

Dossier N° ES07/12/TIARET

CLIENT : BET MAT

ANNEXE 1.2 : Résultats des fouilles

PROJET : ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE OUED YASSEL - DJILLALI BENAMAR - W.TIARET

TRANCHEE / PUIITS : F1

PROFONDEUR: 3.1 m

C O U P E G E O T E C H N I Q U E

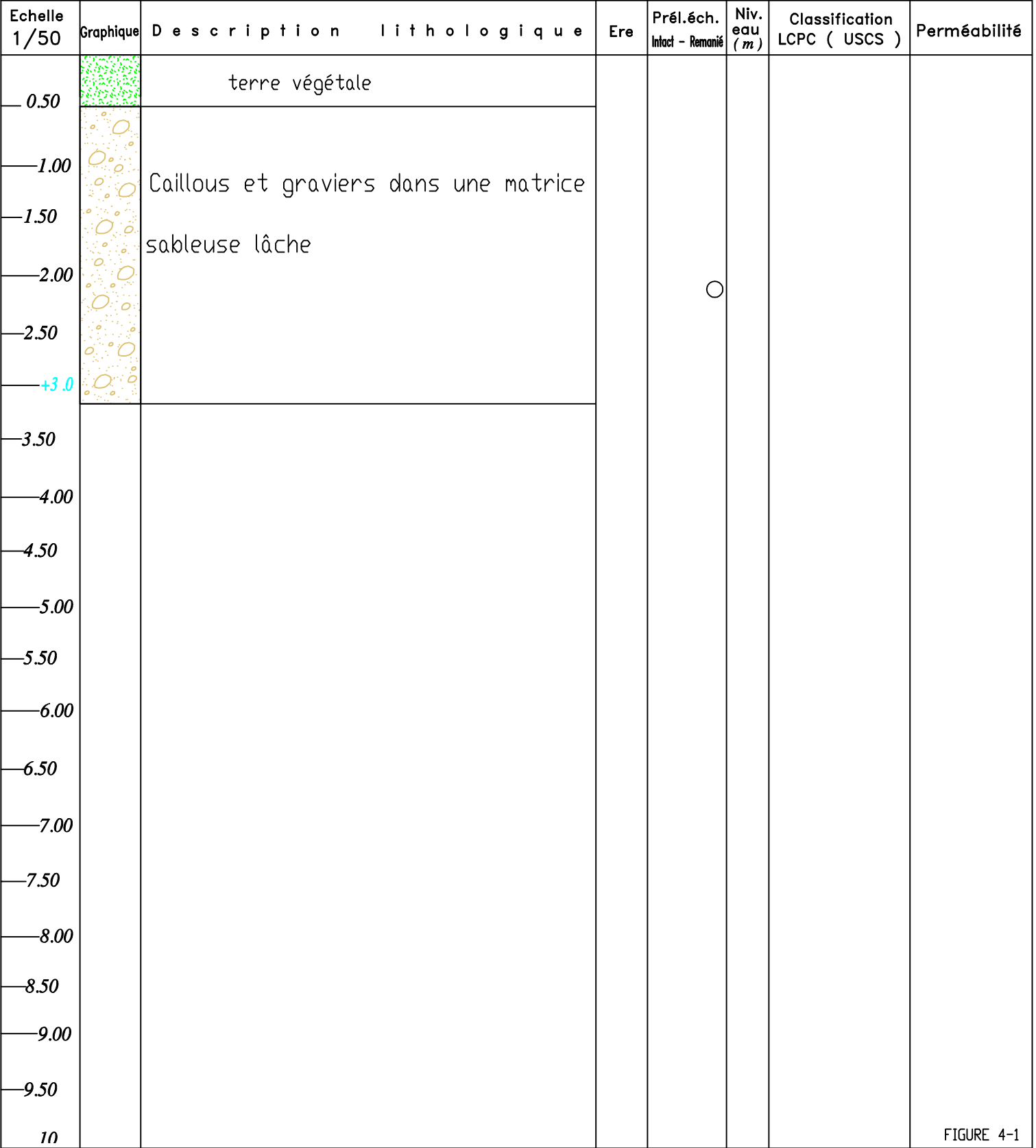


FIGURE 4-1

PROJET :

ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE OUED YASSEL - DJILLALI BENAMAR - W.TIARET

TRANCHEE / PUIITS :

F2

PROFONDEUR:

2.4 m

C O U P E G E O T E C H N I Q U E

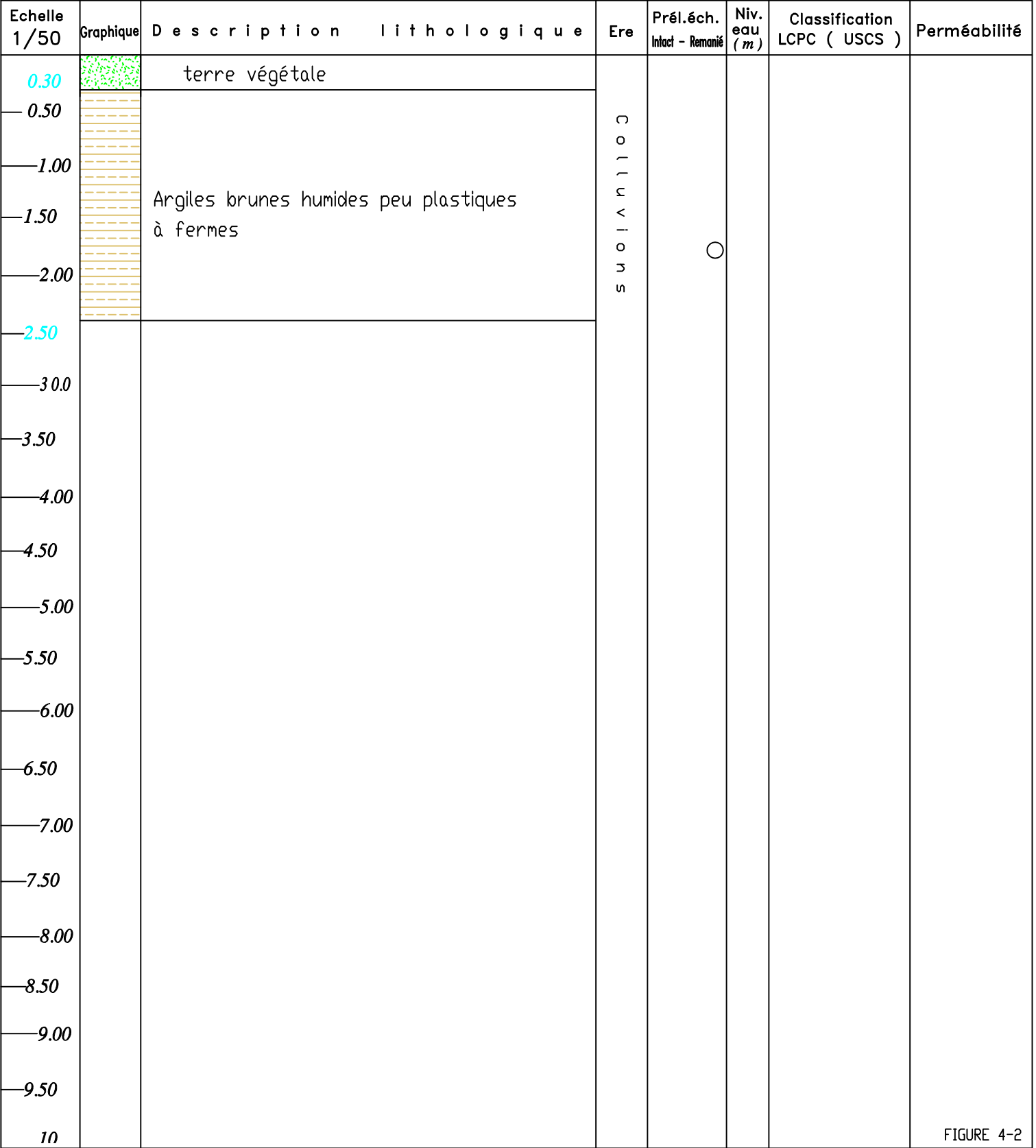
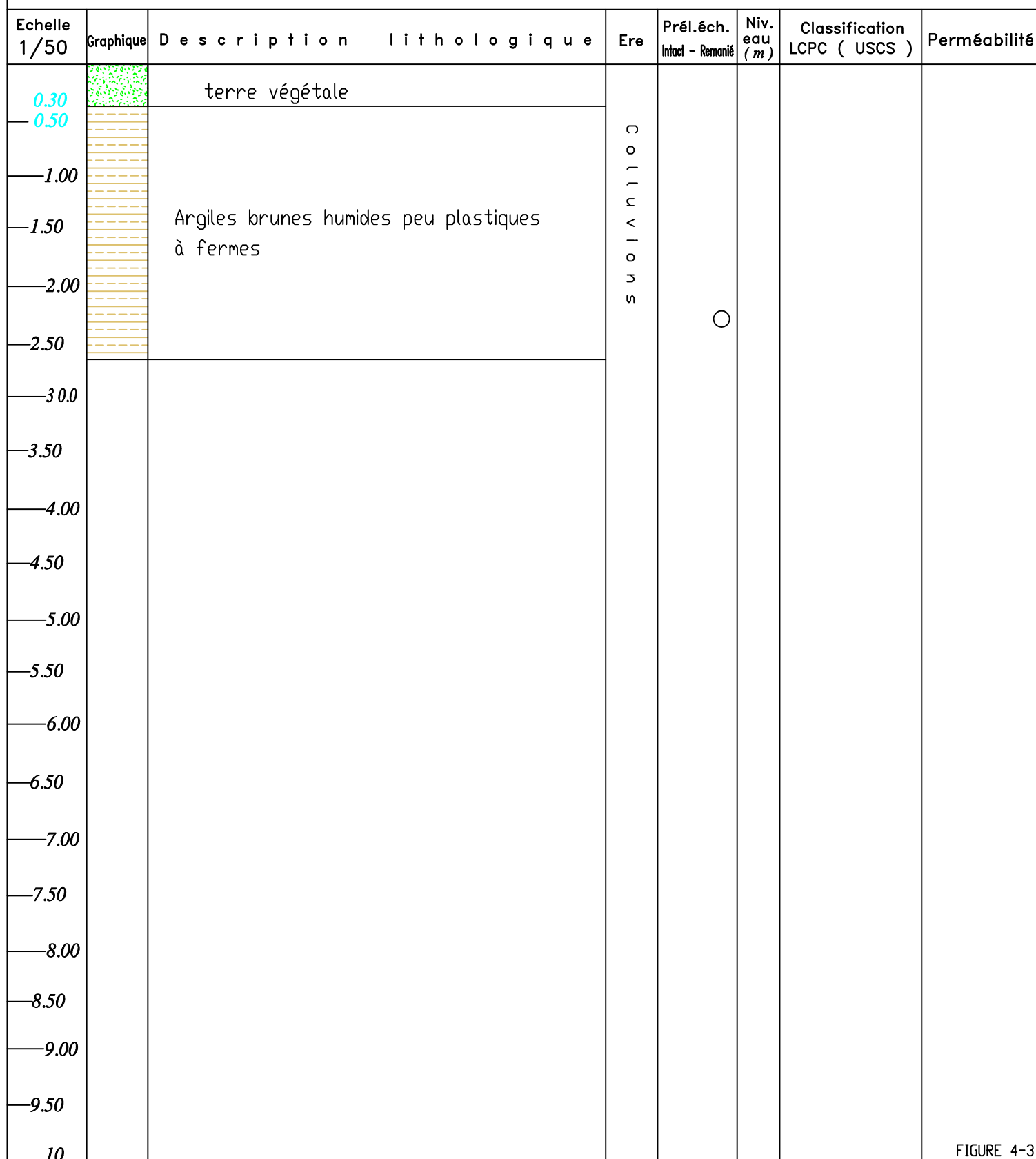


FIGURE 4-2

PROFONDEUR: 2.6m

C O U P E G E O T E C H N I Q U E



PROJET :

ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE OUED YASSEL - DJILLALI BENAMAR - W.TIARET

TRANCHEE / PUIITS :

F4

PROFONDEUR:

2.7m

C O U P E G E O T E C H N I Q U E

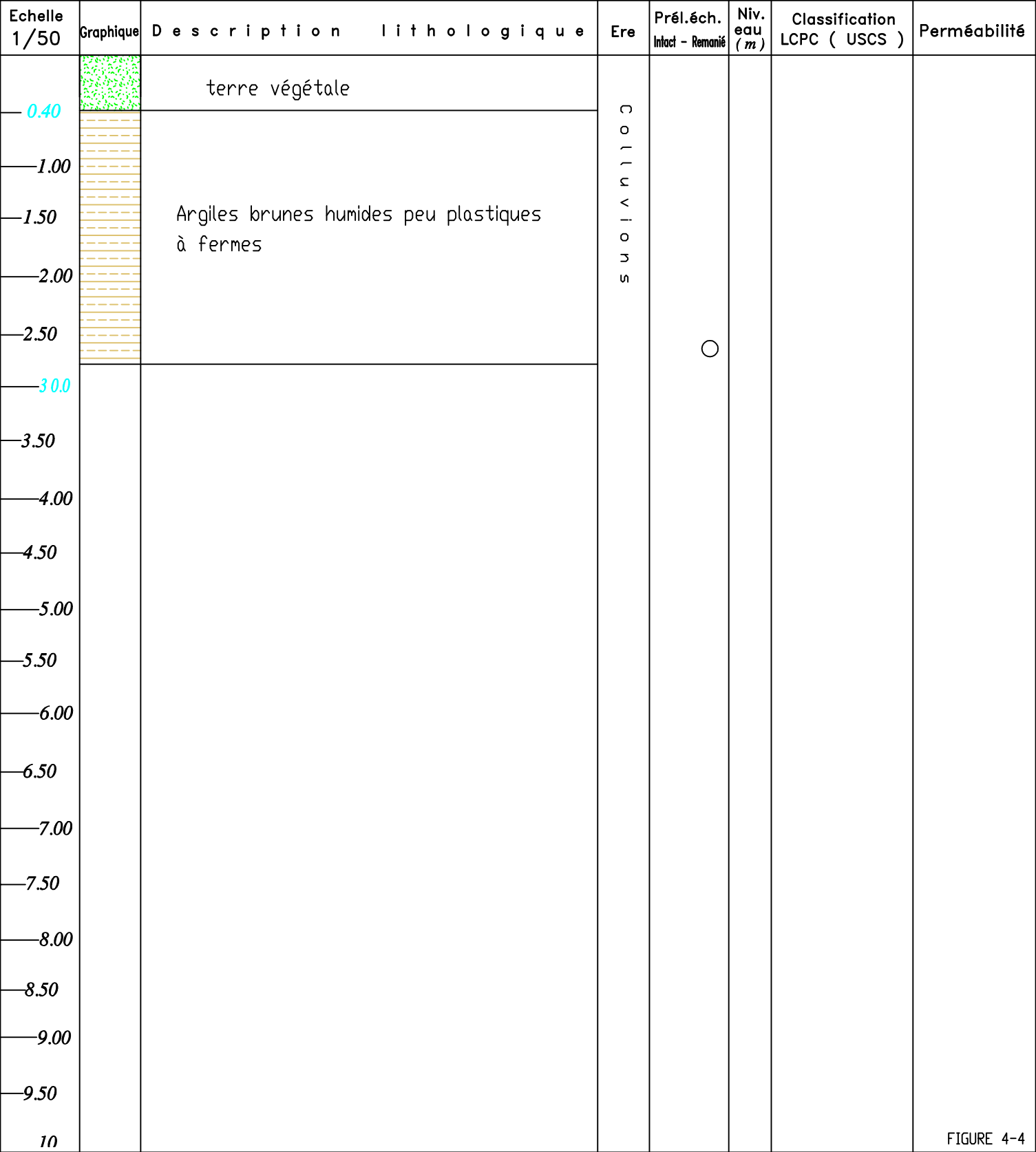


FIGURE 4-4

PROJET :

ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE OUED YASSEL - DJILLALI BENAMAR - W.TIARET

TRANCHEE / PUIITS :

F5

PROFONDEUR:

2.9m

C O U P E G E O T E C H N I Q U E

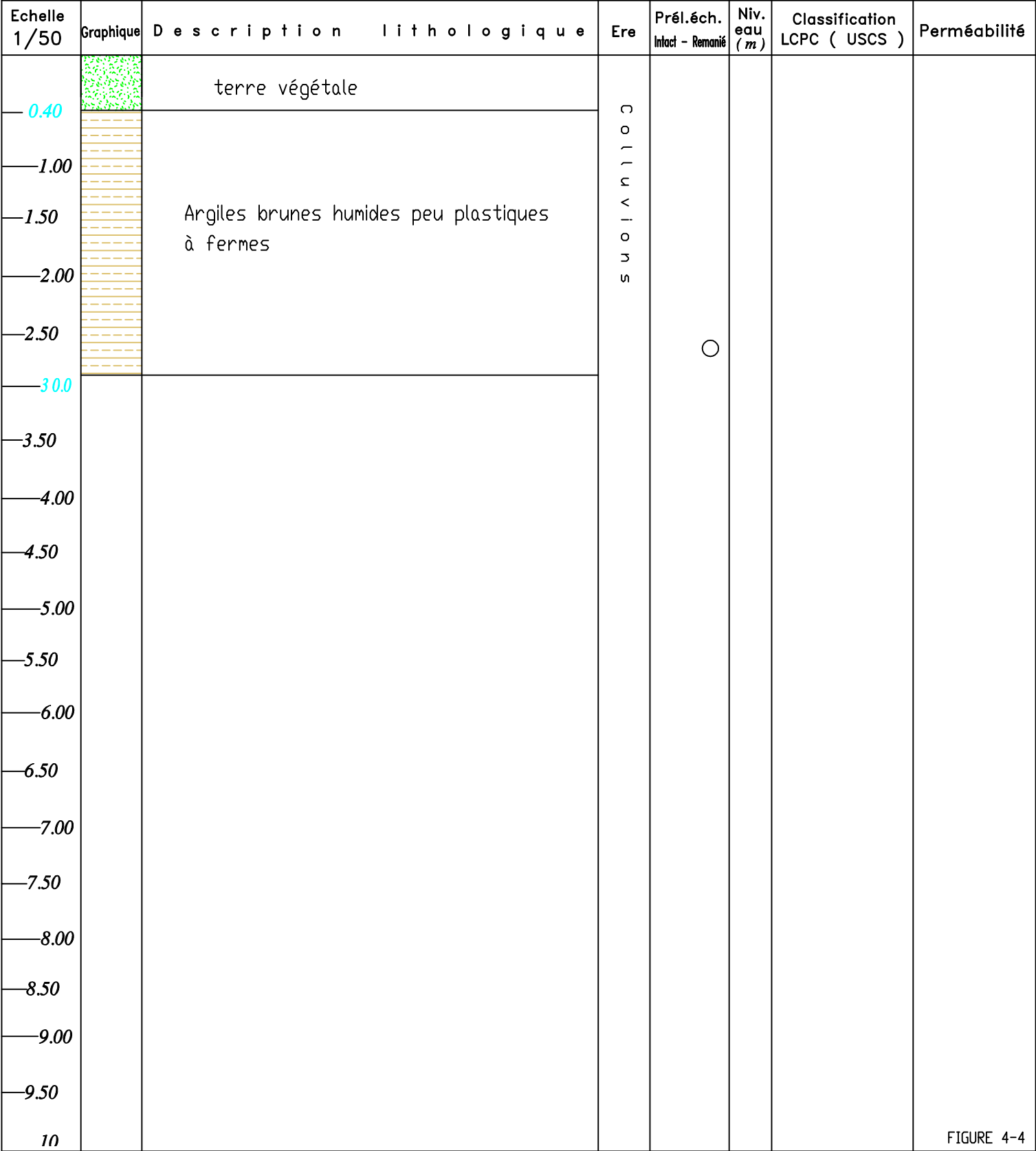


FIGURE 4-4

ANNEXE 2 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles et maximales journalières (mm)

Code de station			131103											
Nom de station			Sidi Bakhti											
coordonnées			X=343.858		Y=217.822		Z=936							
Année	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil	Aoû	annuel	Pmaxj
1982 - 1983	19.0	3.0	81.7	113.3	8.0	62.5	73.1	72.8	11.4	21.6	0.0	0.0	466.4	25
1983 - 1984	17.0	56.0	45.5	110.3	41.7	42.5	97.4	63.5	44.8	24.0	0.0	6.5	549.2	24
1984 - 1985	0.0	0.0	58.9	22.0	27.1	70.0	38.1	47.9	57.1	3.5	7.3	6.5	338.4	19.4
1985 - 1986	0.0	80.7	37.3	29.6	28.6	62.3	32.3	71.6	4.7	28.6	0.0	1.7	377.4	25.2
1986 - 1987	16.3	45.0	31.7	71.9	20.7	14.2	79.2	72.9	50.5	5.0	0.0	0.7	408.1	38.5
1987 - 1988	50.8	12.8	14.2	108.8	9.3	57.5	34.1	48.1	26.3	2.4	1.6	6.1	372.0	39.5
1988 - 1989	2.3	8.0	70.8	52.6	50.7	63.1	52.6	85.1	34.7	8.2	0.0	0.0	428.1	35.5
1989-1990	0.0	40.9	17.4	56.4	112.8	20.6	29.7	5.7	11.7	62.3	0.0	7.4	364.9	16
1990-1991	0.0	14.0	42.7	40.2	30.3	41.8	31.2	13.3	36.7	15.4	0.0	6.8	272.4	19.2
1991-1992	30.4	14.4	54.0	29.0	47.6	65.4	51.4	7.9	41.6	0.8	0.0	0.0	342.5	18.5
1992-1993	11.8	37.4	25.2	33.2	52.2	36.7	89.6	24.9	11.7	8.9	0.0	4.4	336.0	37
1993-1994	28.8	36.1	19.1	25.0	44.7	84.8	23.8	0.0	8.7	1.2	27.8	0.0	300.0	16.3
1994-1995	2.6	35.6	62.6	60.8	42.1	19.6	15.7	31.5	20.5	14.0	0.0	0.0	305.0	26.2
1995-1996	0.2	23.2	30.8	18.6	31.4	37.6	95.8	51.3	23.5	26.0	7.3	29.0	374.7	34.8
1996-1997	29.1	2.5	68.8	89.9	63.2	68.4	90.4	5.2	13.4	19.0	0.0	15.6	465.5	16.6
1997-1998	11.7	73.0	28.5	72.6	72.0	57.9	92.1	62.0	93.2	14.4	0.0	0.0	577.4	19
1998-1999	12.8	30.0	90.1	53.6	2.5	76.6	19.5	77.4	70.2	0.0	0.0	0.0	432.7	30.8
1999-2000	26.6	58.9	55.7	51.1	51.2	65.9	0.0	15.6	60.0	26.5	0.0	29.5	441.0	26.9
2000-2001	182.8	146.0	61.5	43.2	83.1	33.4	92.7	104.0	2.5	0.0	0.0	0.0	749.2	48.5
2001-2002	54.8	70.4	18.4	57.4	118.9	279.6	79.5	94.1	63.7	68.7	0.0	0.0	905.5	44.6
2002-2003	32.7	11.0	17.9	68.6	80.9	5.2	80.6	135.0	15.3	0.0	0.0	53.2	500.4	29.4
2003-2004	103.3	45.1	202.4	99.9	38.5	42.7	32.5	54.5	82.2	0.0	0.0	0.0	701.1	40.2
2004-2005	0.0	15.7	15.4	55.5	178.2	88.8	99.7	0.0	14.2	42.8	0.0	0.0	510.3	37.1
2005-2006	48.5	51.0	36.0	162.3	92.3	119.4	20.1	37.8	35.5	0.0	0.0	15.2	618.1	12.4
2006-2007	25.0	58.9	107.0	29.6	47.4	70.6	5.2	28.8	31.6	0.0	2.5	8.5	415.1	30.7
2007-2008	46.9	22.4	69.0	39.4	41.8	9.7	24.2	45.9	92.8	26.3	2.5	15.7	436.6	58.3
2008-2009	0.0	16.8	95.9	40.1	92.0	90.2	37.6	100.8	23.6	13.2	0.7	11.4	522.3	23.4
2009-2010	4.2	85.8	70.6	77.0	24.9	45.7	19.5	42.6	94.4	17.9	0.0	13.7	496.3	16.7
2010-2011	31.9	23.2	38.4	94.2	19.7	42.3	35.1	16.7	90.5	10.7	1.2	0.0	403.9	28.7
2011-2012	30.5	49.4	64.2	119.6	146.3	63.4	26.9	37.1	89.4	8.2	1.1	0.0	636.1	21.7
2012-2013	32.8	37.8	8.7	71.9	31.5	56.5	74.2	59.7	16.4	0.0	0.0	3.2	392.7	17.7
moyennes	38.6	40.6	57.1	63.5	62.2	62.8	31.9	47	43	9.1	0.5	9.7	465.8	
P (%)	8.29	8.72	12.26	13.63	13.35	13.48	6.85	10.09	9.23	1.95	0.11	2.08	100.0	

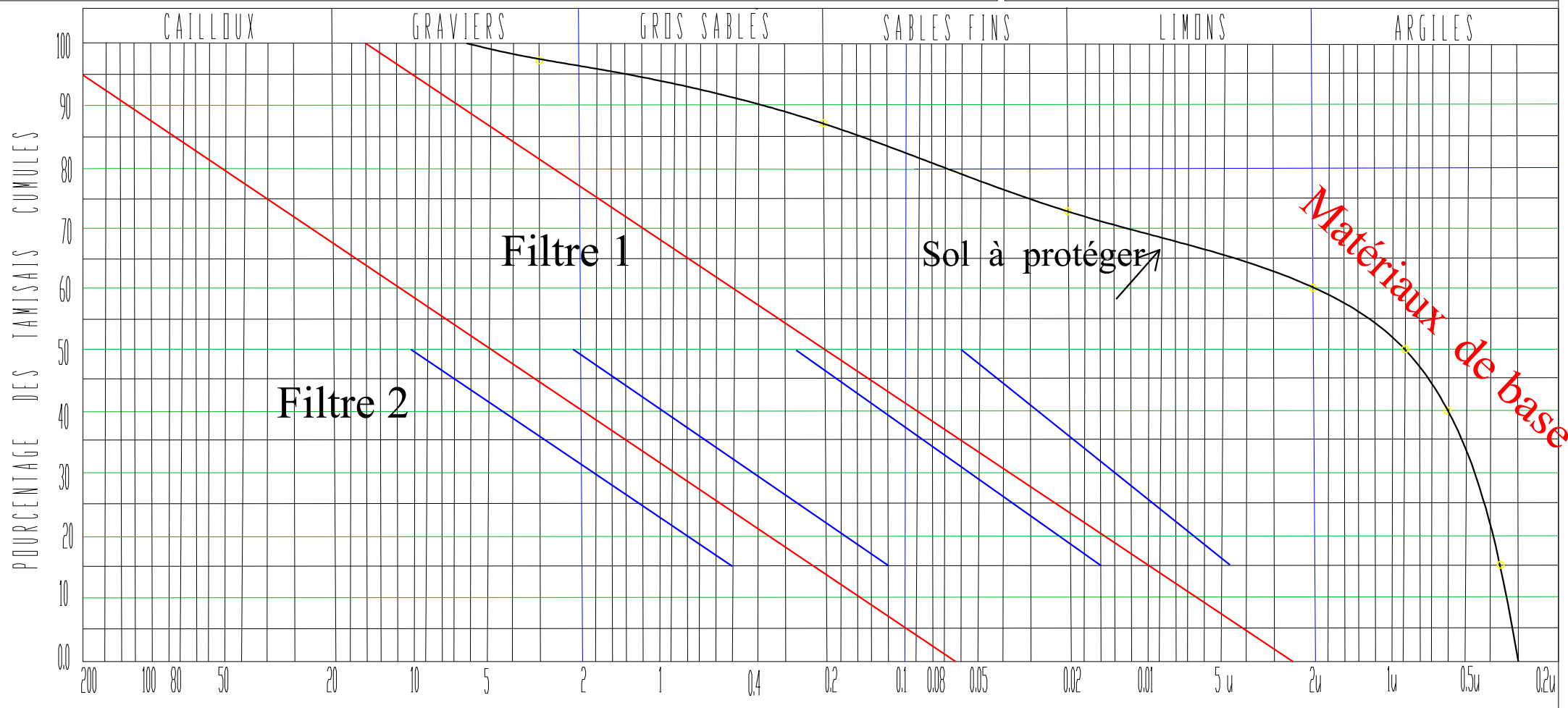
ANNEXE 3 : Courbe granulométrique

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

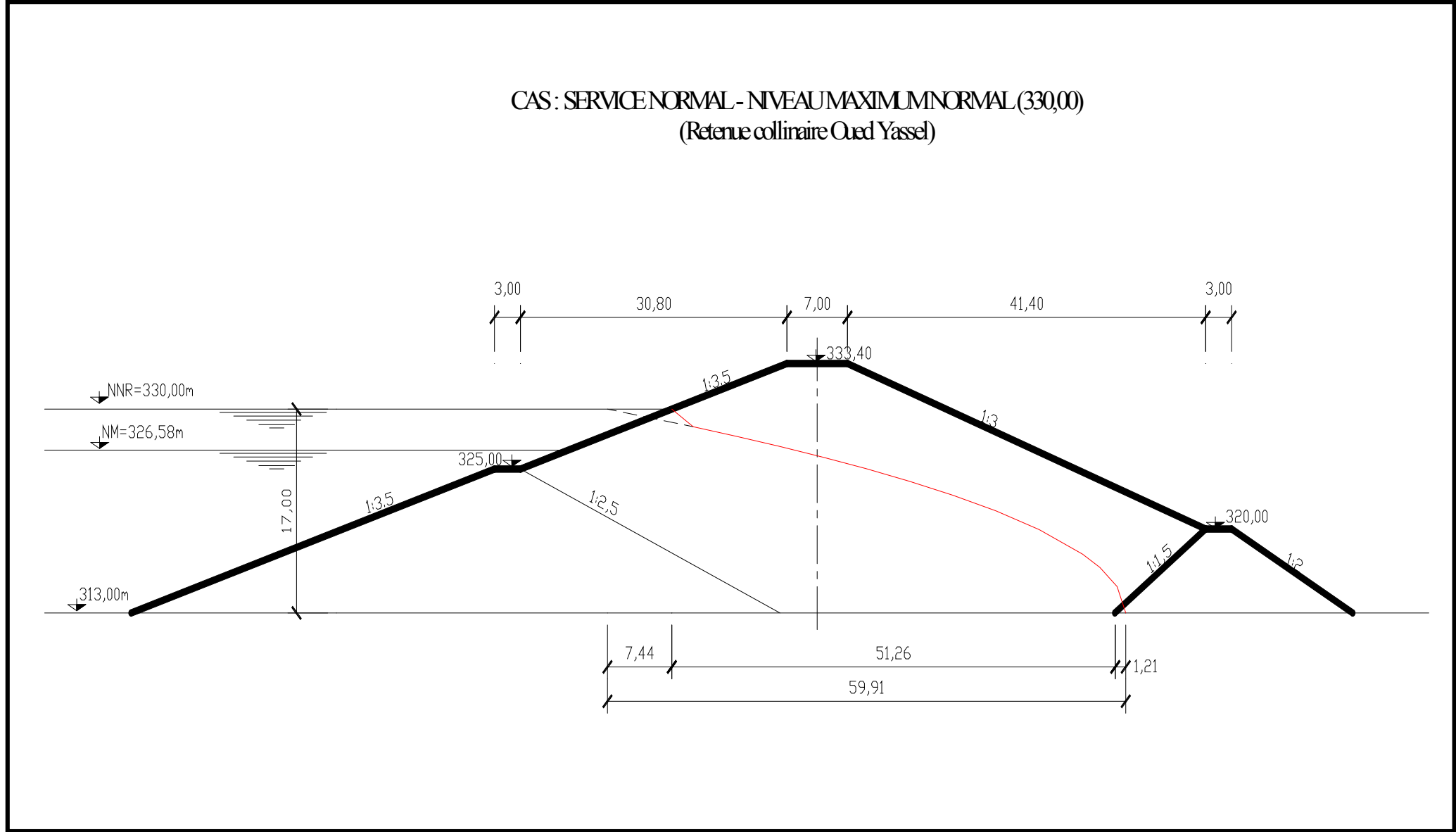
MATH

Moyens d'Application et Techniques de l'Hydraulique
Cité Ben Boulaid - Bt 12 N°10 - Constantine

FUSEAU GRANULOMETRIQUE DES MATERIAUX DE BASE



ANNEXE 4.1 : Ligne de saturation



ANNEXE 4.2 : Tableaux de calcul de stabilité

Stabilité pour le cas de fin de construction Talus amont 1 (R = 61,05 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	γ_1 (digue)	γ_2 (fond)	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tang ϕ	N* tang ϕ	dn	a*Gn* dn
-4	3,38	-0,31	0,95	0,17	0,24	1,9	1,88	2,62	-0,81	2,49	4	3,49	13,96	0,5025	1,25	60,85	11,15
-3	6,105	-0,23	0,97	1,85	2,52	1,9	1,88	50,38	-11,63	49,02	4	6,74	26,96	0,5025	24,64	58,96	207,94
-2	6,105	-0,15	0,99	3,52	4,1	1,9	1,88	87,89	-13,52	86,84	4	6,23	24,92	0,5025	43,64	57,32	352,64
-1	6,105	-0,08	1,00	5,11	5,03	1,9	1,88	117,00	-9,00	116,66	4	6,14	24,56	0,5025	58,63	55,96	458,33
0	6,105	0,00	1,00	6,87	5,33	1,9	1,88	140,86	0,00	140,86	4	6,11	24,44	0,5025	70,79	54,94	541,73
1	6,105	0,08	1,00	8,55	5,03	1,9	1,88	156,91	12,07	156,44	4	6,14	24,56	0,5025	78,62	54,3	596,40
2	6,105	0,15	0,99	10,22	4,1	1,9	1,88	165,60	25,48	163,63	4	6,23	24,92	0,5025	82,23	54,05	626,56
3	6,105	0,23	0,97	11,9	2,52	1,9	1,88	166,96	38,53	162,45	4	6,4	25,6	0,5025	81,64	54,21	633,55
4	6,105	0,31	0,95	13,57	0,24	1,9	1,88	160,16	49,28	152,39	4	6,67	26,68	0,5025	76,58	54,79	614,26
5	6,105	0,38	0,92	12,4	0	1,9	1,88	143,83	55,32	132,77	4	7,06	28,24	0,5025	66,72	55,76	561,41
6	6,105	0,46	0,89	10,05	0	1,9	1,88	116,57	53,80	103,42	4	7,64	30,56	0,5025	51,97	57,11	466,03
7	6,105	0,54	0,84	6,48	0	1,9	1,88	75,16	40,47	63,34	4	8,58	34,32	0,5025	31,83	58,78	309,27
8	4,12	0,62	0,79	1,18	0	1,9	1,88	9,24	5,68	7,28	4	6,68	26,72	0,5025	3,66	60,69	39,24
Somme									245,68				336,44		672,20		5418,5

Kss = 4,1054

Kas = 3,0159

Stabilité pour le cas de fin de construction
Talus amont 2
(R = 56,56 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	γ_1 (digue)	γ_2 (fond)	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	Dli	C*dli	tang ϕ	N* tang ϕ	dn	a*Gn* dn
-5	4,6	-0,36	0,93	0,88	2,96	1,9	1,88	33,29	-11,89	31,09	4	6,85	27,4	0,5025	15,63	54,91	127,95
-4	5,656	-0,29	0,96	2,43	5,81	1,9	1,88	87,89	-25,11	84,23	4	6,18	24,72	0,5025	42,33	52,81	324,91
-3	5,656	-0,21	0,98	3,98	7,93	1,9	1,88	127,09	-27,23	124,14	4	5,93	23,72	0,5025	62,39	50,91	452,92
-2	5,656	-0,14	0,99	5,53	9,39	1,9	1,88	159,27	-22,75	157,64	4	5,77	23,08	0,5025	79,22	49,28	549,43
-1	5,656	-0,07	1,00	7,08	10,24	1,9	1,88	184,97	-13,21	184,50	4	5,62	22,48	0,5025	92,72	47,95	620,85
0	5,656	0,00	1,00	8,63	10,53	1,9	1,88	204,71	0,00	204,71	4	5,68	22,72	0,5025	102,88	46,98	673,21
1	5,656	0,07	1,00	10,18	10,24	1,9	1,88	218,28	15,59	217,73	4	5,68	22,72	0,5025	109,42	46,41	709,14
2	5,656	0,14	0,99	11,74	9,39	1,9	1,88	226,01	32,29	223,69	4	5,77	23,08	0,5025	112,41	46,26	731,86
3	5,656	0,21	0,98	13,29	7,92	1,9	1,88	227,04	48,65	221,76	4	5,93	23,72	0,5025	111,45	46,56	739,95
4	5,656	0,29	0,96	14,84	5,81	1,9	1,88	221,26	63,22	212,03	4	6,18	24,72	0,5025	106,56	47,28	732,27
5	5,656	0,36	0,93	16,39	2,95	1,9	1,88	207,50	74,11	193,82	4	6,54	26,16	0,5025	97,40	48,43	703,45
6	5,656	0,43	0,90	17,17	0	1,9	1,88	184,52	79,08	166,71	4	7,08	28,32	0,5025	83,78	50,32	649,94
7	5,656	0,50	0,87	13,86	0	1,9	1,88	148,95	74,47	128,99	4	7,98	31,92	0,5025	64,82	51,84	540,49
8	8,19	0,57	0,82	8,69	0	1,9	1,88	135,23	77,27	110,97	4	9,49	37,96	0,5025	55,77	54,07	511,81
Somme									364,47				362,72		1136,6		8068,9

Kss = 4,1141

Kas = 2,9568

Stabilité pour cas de fin de construction
Talus amont 3
(R = 55,06 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	γ_1 (digue)	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tang \emptyset	N* tang \emptyset	dn	a*Gn* dn
-3	2,81	-0,27	0,96	0,04	0	1,9	0,21	-0,06	0,21	4	2,88	11,52	0,5025	0,10	55,01	0,82
-2	5,506	-0,18	0,98	2,98	0	1,9	31,17	-5,67	30,66	4	5,62	22,48	0,5025	15,41	53,57	116,90
-1	5,506	-0,09	1,00	5,33	0	1,9	55,76	-5,07	55,53	4	5,54	22,16	0,5025	27,91	52,39	204,49
0	5,506	0,00	1,00	7,13	0	1,9	74,59	0,00	74,59	4	5,51	22,04	0,5025	37,48	51,48	268,79
1	5,506	0,09	1,00	8,37	0	1,9	87,56	7,96	87,20	4	5,54	22,16	0,5025	43,82	50,89	311,92
2	5,506	0,18	0,98	9,05	0	1,9	94,68	17,21	93,10	4	5,62	22,48	0,5025	46,79	50,64	335,61
3	5,506	0,27	0,96	9,15	0	1,9	95,72	26,11	92,09	4	5,77	23,08	0,5025	46,28	50,73	339,92
4	5,506	0,36	0,93	8,61	0	1,9	90,07	32,75	83,91	4	6,01	24,04	0,5025	42,17	51,16	322,57
5	5,506	0,45	0,89	7,35	0	1,9	76,89	34,95	68,49	4	6,36	25,44	0,5025	34,42	51,94	279,56
6	5,506	0,55	0,84	5,24	0	1,9	54,82	29,90	45,94	4	6,88	27,52	0,5025	23,09	53,02	203,45
7	5,39	0,64	0,77	2,04	0	1,9	20,89	13,29	16,12	4	7,55	30,2	0,5025	8,10	54,38	79,53
Somme								151,38				253,12		325,56		2463,5

Kss = 3,8226

Kas = 2,9505

Stabilité pour le cas de fin de construction
Talus amont 4
(R = 66,53 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	γ_1 (digue)	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tang \emptyset	N* tang \emptyset	dn	a*Gn* dn
-2	7,61	-0,20	0,98	2,2	0	1,9	31,81	-6,36	31,17	3,4	7,79	26,49	0,5025	15,66	65,45	145,74
-1	6,653	-0,10	0,99	5,04	0	1,9	63,71	-6,37	63,39	3,4	6,69	22,75	0,5025	31,86	64,03	285,55
0	6,653	0,00	1,00	7,19	0	1,9	90,89	0,00	90,89	3,4	6,66	22,64	0,5025	45,67	62,48	397,50
1	6,653	0,10	0,99	8,68	0	1,9	109,72	10,97	109,17	3,4	6,69	22,75	0,5025	54,86	62,21	477,80
2	6,653	0,20	0,98	9,5	0	1,9	120,09	24,02	117,66	3,4	6,79	23,09	0,5025	59,13	61,88	520,17
3	6,653	0,30	0,95	9,26	0	1,9	117,05	35,12	111,66	3,4	6,98	23,73	0,5025	56,11	61,97	507,76
4	6,653	0,40	0,92	8,94	0	1,9	113,01	45,20	103,57	3,4	7,26	24,68	0,5025	52,05	62,46	494,09
5	6,653	0,50	0,87	7,41	0	1,9	93,67	46,83	81,12	3,4	7,69	26,15	0,5025	40,77	63,35	415,37
6	6,653	0,60	0,80	4,84	0	1,9	61,18	36,71	48,94	3,4	8,33	28,32	0,5025	24,60	64,61	276,70
7	7,95	0,70	0,71	0,95	0	1,9	14,35	10,04	10,25	3,4	6,36	21,62	0,5025	5,15	66,19	66,49
Somme								196,16				242,22		385,86		3587,1

Kss = 3,2018

Kas = 2,5115

Stabilité pour le cas de fin de construction
Talus amont 5
(R = 58,30 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	γ_1 (digue)	γ_2 (fond)	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tang ϕ	N* tang ϕ	dn	a*Gn* dn
-3	6,81	-0,27	0,96	2,44	0	1,9	1,88	31,57	-8,61	30,37	3,40	7,18	24,41	0,5025	15,26	57,13	126,26
-2	5,83	-0,18	0,98	4,94	0,61	1,9	1,88	61,41	-11,16	60,38	3,40	5,95	20,23	0,5025	30,35	55,58	238,91
-1	5,83	-0,09	1,00	6,54	1,5	1,9	1,88	88,88	-8,08	88,52	3,40	5,86	19,92	0,5025	44,48	54,30	337,85
0	5,83	0,00	1,00	8,14	1,79	1,9	1,88	109,79	0,00	109,79	3,40	5,83	19,82	0,5025	55,17	53,33	409,84
1	5,83	0,09	1,00	9,74	1,5	1,9	1,88	124,33	11,30	123,82	3,40	5,86	19,92	0,5025	62,22	52,71	458,74
2	5,83	0,18	0,98	11,34	0,61	1,9	1,88	132,30	24,05	130,09	3,40	5,95	20,23	0,5025	65,38	52,46	485,83
3	5,83	0,27	0,96	12,04	0	1,9	1,88	133,37	36,37	128,31	3,40	6,12	20,81	0,5025	64,48	52,59	490,96
4	5,83	0,36	0,93	11,46	0	1,9	1,88	126,94	46,16	118,25	3,40	6,37	21,66	0,5025	59,43	53,10	471,84
5	5,83	0,45	0,89	10,12	0	1,9	1,88	112,10	50,95	99,85	3,40	6,74	22,92	0,5025	50,18	53,98	423,58
6	5,83	0,55	0,84	7,87	0	1,9	1,88	87,18	47,55	73,07	3,40	7,30	24,82	0,5025	36,72	55,20	336,85
7	8,17	0,64	0,77	4,46	0	1,9	1,88	69,23	44,06	53,41	3,40	11,86	40,32	0,5025	26,84	56,73	274,93
Somme									232,60				255,07		510,51		4055,5

Kss = 3,2914

Kas = 2,5337

Stabilité pour le cas de fin de construction
Talus aval 1
(R = 48,4 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h3	h2	Y ₁ (digue)	Y ₂ (pri)	Y ₂ (fond)	Gn digue	Gn fond	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	c	dli	C*dli	tangø	N* tangø	dn	a*Gn* dn
-3	4,84	-0,25	0,97	0	1,15	1,17	1,9	2,5	1,88	13,92	10,65	24,56	-6,14	23,78	4	5,95	23,8	0,5025	11,95	47,30	81,32
-2	4,84	-0,17	0,99	0	2,84	2,42	1,9	2,5	1,88	34,36	22,02	56,38	-9,40	55,60	4	4,94	19,76	0,5025	27,94	45,83	180,89
-1	4,84	-0,08	1,00	0	4,53	3,15	1,9	2,5	1,88	54,81	28,66	83,48	-6,96	83,19	4	4,87	19,48	0,5025	41,80	44,58	260,49
0	4,84	0,00	1,00	0	6,22	3,4	1,9	2,5	1,88	75,26	30,94	106,20	0	106,20	4	4,84	19,36	0,5025	53,37	43,59	324,05
1	4,84	0,08	1,00	1,39	6,53	3,15	1,9	2,5	1,88	91,80	28,66	120,46	10,04	120,04	4	4,87	19,48	0,5025	60,32	42,89	361,65
2	4,84	0,17	0,99	4,9	4,7	2,42	1,9	2,5	1,88	101,93	22,02	123,95	20,66	122,22	4	4,94	19,76	0,5025	61,42	42,52	368,93
3	4,84	0,25	0,97	8,42	2,88	1,17	1,9	2,5	1,88	112,28	10,65	122,92	30,73	119,02	4	5,08	20,32	0,5025	59,81	42,49	365,61
4	4,84	0,33	0,94	11,93	0,41	0	1,9	2,5	1,88	109,71	0	109,71	36,57	103,43	4	5,29	21,16	0,5025	51,98	42,80	328,69
5	4,84	0,42	0,91	11,58	0	0	1,9	2,5	1,88	106,49	0	106,49	44,37	96,81	4	5,6	22,4	0,5025	48,65	43,46	323,96
6	4,84	0,50	0,87	10,08	0	0	1,9	2,5	1,88	92,70	0	92,70	46,35	80,28	4	6,06	24,24	0,5025	40,34	44,45	288,42
7	4,84	0,58	0,81	7,61	0	0	1,9	2,5	1,88	69,98	0	69,98	40,82	56,84	4	6,8	27,2	0,5025	28,57	45,73	224,02
8	4,84	0,67	0,75	3,78	0	0	1,9	2,5	1,88	34,76	0	34,76	23,17	25,91	4	9,6	38,4	0,5025	13,02	47,26	115,00
Somme													230,22				275,36		499,18		3223,02

Kss = 3,3644

Kas = 2,6096

Stabilité pour le cas de fin de construction
Talus aval 2
(R = 44,91 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h3	h2	Y ₁ (digue)	Y ₂ (pri)	Y ₂ (fond)	Gn digue	Gn fond	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tangø	N* tangø	dn	a*Gn* dn
-5	4,491	-0,36	0,93	0	0,46	0,8	1,9	2,5	1,88	5,16	6,75	11,92	-4,26	11,13	4	4,1	16,4	0,5025	5,59	44,37	37,02
-4	4,491	-0,29	0,96	0	2,03	3,06	1,9	2,5	1,88	22,79	25,84	48,63	-13,89	46,60	4	4,9	19,6	0,5025	23,42	42,59	144,97
-3	4,491	-0,21	0,98	0	3,6	4,74	1,9	2,5	1,88	40,42	40,02	80,44	-17,24	78,57	4	4,71	18,84	0,5025	39,49	40,95	230,58
-2	4,491	-0,14	0,99	0	5,17	5,91	1,9	2,5	1,88	58,05	49,90	107,94	-15,42	106,84	4	4,59	18,36	0,5025	53,69	39,50	298,47
-1	4,491	-0,07	1,00	0	6,74	6,59	1,9	2,5	1,88	75,67	55,64	131,31	-9,38	130,98	4	4,52	18,08	0,5025	65,82	28,29	260,04
0	4,491	0,00	1,00	1,71	6,1	6,81	1,9	2,5	1,88	14,59	57,50	72,09	0,00	72,09	4	4,49	17,96	0,5025	36,23	37,35	188,48
1	4,491	0,07	1,00	5,03	4,4	6,59	1,9	2,5	1,88	42,92	55,64	98,56	7,04	98,31	4	4,52	18,08	0,5025	49,40	36,95	254,93
2	4,491	0,14	0,99	8,73	2,71	5,91	1,9	2,5	1,88	74,49	49,90	124,39	17,77	123,11	4	4,59	18,36	0,5025	61,87	36,51	317,91
3	4,491	0,21	0,98	12	1,02	4,74	1,9	2,5	1,88	102,39	40,02	142,41	30,52	139,11	4	4,71	18,84	0,5025	69,91	36,54	364,27
4	4,491	0,29	0,96	14,58	0	3,06	1,9	2,5	1,88	124,41	25,84	150,25	42,93	143,98	4	4,9	19,6	0,5025	72,36	37,00	389,14
5	4,491	0,36	0,93	16,15	0	0,8	1,9	2,5	1,88	137,81	6,75	144,56	51,63	135,03	4	5,19	20,76	0,5025	67,86	37,81	382,61
6	4,491	0,43	0,90	15,55	0	0	1,9	2,5	1,88	132,69	0	132,69	56,87	119,88	4	5,62	22,48	0,5025	60,25	38,97	361,96
7	4,491	0,50	0,87	13,27	0	0	1,9	2,5	1,88	113,23	0	113,23	56,62	98,06	4	6,31	25,24	0,5025	49,28	40,44	320,54
8	4,491	0,57	0,82	9,63	0	0	1,9	2,5	1,88	82,17	0	82,17	46,96	67,43	4	11,12	44,48	0,5025	33,89	42,20	242,74
Somme													250,13				297,08		689,05		3793,6

Kss = 3,9424

Kas = 2,9472

Stabilité pour le cas de fin de construction
Talus aval 3
(R = 42,16 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h3	γ_1 (digue)	γ_2 (prisme)	Gn digue	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	ϕ	tang ϕ	N* tang ϕ	dn	a*Gn* dn
-2	4,216	-0,20	0,98	0	0,7	1,9	2,5	7,38	-1,48	7,23	0	3,41	0	0	0,5025	3,63	41,79	21,58
-1	4,216	-0,10	0,99	1	2,82	1,9	2,5	37,73	-3,77	37,54	0	4,24	0	0	0,5025	18,87	40,73	107,58
0	4,216	0,00	1,00	4,07	0,44	1,9	2,5	37,24	0	37,240	4	4,22	16,88	27	0,5025	18,71	39,87	103,93
1	4,216	0,10	0,99	5,77	0	1,9	2,5	46,22	4,62	45,988	4	4,24	16,96	27	0,5025	23,11	39,30	127,15
2	4,216	0,20	0,98	6,6	0	1,9	2,5	52,87	10,57	51,800	4	4,3	17,2	27	0,5025	26,03	38,90	143,96
3	4,216	0,30	0,95	6,98	0	1,9	2,5	55,91	16,77	53,337	4	4,42	17,68	27	0,5025	26,80	38,81	151,90
4	4,216	0,40	0,92	6,88	0	1,9	2,5	55,11	22,04	50,511	4	4,6	18,4	27	0,5025	25,38	39,04	150,61
5	4,216	0,50	0,87	6,23	0	1,9	2,5	49,90	24,95	43,219	4	4,87	19,48	27	0,5025	21,72	39,46	137,85
6	4,216	0,60	0,80	4,92	0	1,9	2,5	39,41	23,65	31,529	4	5,28	21,12	27	0,5025	15,84	40,19	110,88
7	4,216	0,70	0,71	2,77	0	1,9	2,5	22,19	15,53	15,846	4	8,22	32,88	27	0,5025	7,96	41,15	63,91
Somme									112,90				160,6			188,07		1119,5

Kss = 3,0884

Kas = 2,5004

Stabilité pour le cas de fin de construction
Talus aval 4
(R = 51,09 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h3	γ_1 (digue)	γ_2 (prisme)	Gn digue	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	c	dli	C*dli	ϕ	tang ϕ	N* tang ϕ	dn	a*Gn* dn
-1	5,109	-0,11	0,99	0	2,46	1,9	2,5	31,42	-3,49	31,23	0	7,54	0	0	0,5025	15,69	49,87	109,69
0	5,109	0,00	1,00	0	4,5	1,9	2,5	57,48	0	57,48	0	5,11	0	0	0,5025	28,88	48,84	196,50
1	5,109	0,11	0,99	3,49	2,54	1,9	2,5	66,32	7,37	65,91	0	5,14	0	0	0,5025	33,12	48,09	223,25
2	5,109	0,22	0,97	7,04	0	1,9	2,5	68,34	15,19	66,63	4	5,22	20,88	27	0,5025	33,48	47,65	227,94
3	5,109	0,33	0,94	7,5	0	1,9	2,5	72,80	24,27	68,64	4	5,36	21,44	27	0,5025	34,49	47,53	242,22
4	5,109	0,44	0,90	7,37	0	1,9	2,5	71,54	31,80	64,09	4	5,58	22,32	27	0,5025	32,21	47,74	239,08
5	5,109	0,56	0,83	6,58	0	1,9	2,5	63,87	35,48	53,11	4	5,91	23,64	27	0,5025	26,69	48,27	215,82
6	5,109	0,67	0,75	4,99	0	1,9	2,5	48,44	32,29	36,10	4	6,4	25,6	27	0,5025	18,14	49,12	166,55
7	5,109	0,78	0,63	2,39	0	1,9	2,5	23,20	18,04	14,58	4	8,29	33,16	27	0,5025	7,33	50,25	81,61
Somme									160,95				147,04			230,05		1702,6

Kss = 2,3429

Kas = 1,9410

Stabilité pour le cas de fin de construction
Talus aval 5
(R = 45,04 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h3	Y ₁ (digue)	Y ₂ (prisme)	Gn digue	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	ø	tangø	N* tangø	dn	a*Gn* dn
-2	4,504	-0,18	0,98	0	2,79	1,9	2,5	0	0	0	0	4,6	0	0	0,5025	0	43,67	0
-1	4,504	-0,09	1,00	0	5,05	1,9	2,5	0	0	0	0	4,53	0	0	0,5025	0	42,53	0
0	4,504	0,00	1,00	0,99	6,84	1,9	2,5	85,49	0	85,49	4	4,51	18,04	27	0,5025	42,96	41,62	249,07
1	4,504	0,09	1,00	4,26	3,93	1,9	2,5	80,71	7,34	80,37	4	4,53	18,12	27	0,5025	40,39	40,95	231,35
2	4,504	0,18	0,98	7,54	1,55	1,9	2,5	81,98	14,90	80,61	4	4,6	18,4	27	0,5025	40,51	40,59	232,92
3	4,504	0,27	0,96	9,49	0	1,9	2,5	81,21	22,15	78,13	4	4,72	18,88	27	0,5025	39,27	40,54	230,46
4	4,504	0,36	0,93	9,38	0	1,9	2,5	80,27	29,19	74,78	4	4,92	19,68	27	0,5025	37,58	40,78	229,14
5	4,504	0,45	0,89	8,68	0	1,9	2,5	74,28	33,76	66,16	4	5,21	20,84	27	0,5025	33,25	41,34	214,95
6	4,504	0,55	0,84	7,28	0	1,9	2,5	62,30	33,98	52,22	4	5,64	22,56	27	0,5025	26,24	42,18	183,94
7	4,504	0,64	0,77	4,98	0	1,9	2,5	42,62	27,12	32,87	4	6,33	25,32	27	0,5025	16,52	43,29	129,14
8	4,504	0,73	0,69	1,41	0	1,9	2,5	12,07	8,78	8,28	4	5,88	23,52	27	0,5025	4,16	44,62	37,69
Somme									177,22				185,36			280,88		1738,6

Kss = 2,6309

Kas = 2,1603

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal
Talus aval 1
(R = 48,4 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h3	h2	Y ₁ (dig)	Y ₂ (pri)	Y ₂ (fon)	Gn digue	Gn fond	Gn	T=Gn *Sin α	N=Gn *Cos α	C	dli	C*dli	tangø	N* tangø	Ui	Ui* dli	Ui*dli *tangø	dn	a*Gn* dn
-3	4,840	-0,25	0,97	0	1,15	1,17	1,9	2,5	1,88	13,92	10,65	24,56	-6,14	23,78	2	5,95	11,9	0,4452	10,59	1,17	6,96	3,10	47,30	81,32
-2	4,840	-0,17	0,99	0	2,84	2,42	1,9	2,5	1,88	34,36	22,02	56,38	-9,40	55,60	2	4,94	9,88	0,4452	24,75	2,42	11,95	5,32	45,83	180,89
-1	4,840	-0,08	1,00	0	4,53	3,15	1,9	2,5	1,88	54,81	28,66	83,48	-6,96	83,19	2	4,87	9,74	0,4452	37,04	3,15	15,34	6,83	44,58	260,49
0	4,840	0,00	1,00	0	6,22	3,4	1,9	2,5	1,88	75,26	30,94	106,20	0,00	106,20	2	4,84	9,68	0,4452	47,28	3,40	16,46	7,33	43,59	324,05
1	4,840	0,08	1,00	1,39	6,53	3,15	1,9	2,5	1,88	91,80	28,66	120,46	10,04	120,04	2	4,87	9,74	0,4452	53,44	3,15	15,34	6,83	42,89	361,65
2	4,840	0,17	0,99	4,9	4,7	2,42	1,9	2,5	1,88	101,93	22,02	123,95	20,66	122,22	2	4,94	9,88	0,4452	54,41	2,42	11,95	5,32	42,52	368,93
3	4,840	0,25	0,97	8,42	2,88	1,17	1,9	2,5	1,88	112,3	10,65	122,92	30,73	119,02	2	5,08	10,16	0,4452	52,99	1,17	5,94	2,65	42,49	365,61
4	4,840	0,33	0,94	11,93	0,41	0	1,9	2,5	1,88	114,7	0	114,67	38,22	108,11	2	5,29	10,58	0,4452	48,13	0	0	0	42,80	343,55
5	4,840	0,42	0,91	11,58	0	0	1,9	2,5	1,88	106,5	0	106,49	44,37	96,81	2	5,6	11,2	0,4452	43,10	0	0	0	43,46	323,96
6	4,840	0,50	0,87	10,08	0	0	1,9	2,5	1,88	92,7	0	92,70	46,35	80,28	2	6,06	12,12	0,4452	35,74	0	0	0	44,45	288,42
7	4,840	0,58	0,81	7,61	0	0	1,9	2,5	1,88	70,0	0	69,98	40,82	56,84	2	6,8	13,6	0,4452	25,31	0	0	0	45,73	224,02
8	4,840	0,67	0,75	3,78	0	0	1,9	2,5	1,88	34,8	0	34,76	23,17	25,91	2	9,6	19,2	0,4452	11,54	0	0	0	47,26	115,00
Somme													232				138		444			37		3238

Kss = 2,3489

Kas = 1,8229

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal
Talus aval 2
(R = 44,91 m)

N Tr	bi	h1	h3	h2	h sat	Sin α	Cos α	Y ₁ (dig)	Y ₂ (pri)	Y ₂ (fon)	Y _{sat} (dig)	Gn digue	Gn fond	Gn	T=Gn * Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli i	tangø	N* tangø	Ui	Ui*dli	Ui* dli* tang ø	dn	a*Gn *dn
-5	4,491	0	0,46	0,8	0	-0,36	0,93	1,9	2,5	2,04	0	5,16	7,33	12,5	-4,46	11,67	2	4,1	8,2	0,4452	5,20	0,8	3,28	1,46	44,37	38,80
-4	4,491	0	2,03	3,06	0	-0,29	0,96	1,9	2,5	2,04	0	22,79	28,03	50,825	-14,52	48,71	2	4,9	9,8	0,4452	21,69	3,06	14,99	6,68	42,59	151,53
-3	4,491	0	3,6	4,74	0	-0,21	0,98	1,9	2,5	2,04	0	40,42	43,43	83,845	-17,97	81,90	2	4,71	9,42	0,4452	36,46	4,74	22,33	9,94	40,95	240,34
-2	4,491	0	5,17	5,91	0	-0,14	0,99	1,9	2,5	2,04	0	58,05	54,15	112,19	-16,03	111,04	2	4,59	9,18	0,4452	49,44	5,91	27,13	12,08	39,50	310,21
-1	4,491	0	6,74	6,59	0	-0,07	1,00	1,9	2,5	2,04	0	75,67	60,38	136,04	-9,72	135,70	2	4,52	9,04	0,4452	60,42	6,59	29,79	13,26	28,29	269,42
0	4,491	1,71	6,1	6,81	0	0,00	1,00	1,9	2,5	2,04	0	83,08	62,39	145,46	0,00	145,47	2	4,49	8,98	0,4452	64,77	6,81	30,58	13,61	37,35	380,33
1	4,491	5,03	4,4	6,59	0	0,07	1,00	1,9	2,5	2,04	0	92,32	60,38	152,69	10,91	152,31	2	4,52	9,04	0,4452	67,81	6,59	29,79	13,26	36,95	394,95
2	4,491	8,73	2,71	5,91	0	0,14	0,99	1,9	2,5	2,04	0	104,92	54,15	159,06	22,72	157,43	2	4,59	9,18	0,4452	70,09	5,91	27,13	12,08	36,51	406,52
3	4,491	12	1,02	4,74	0	0,21	0,98	1,9	2,5	2,04	0	113,85	43,43	157,27	33,70	153,62	2	4,71	9,42	0,4452	68,40	4,74	22,33	9,94	36,54	402,27
4	4,491	11,4 6	0	3,06	6,19	0,29	0,96	1,9	2,5	2,04	2,14	157,28	28,03	185,31	52,95	177,59	2	4,9	9,8	0,4452	79,07	9,25	45,33	20,18	37,00	479,96
5	4,491	10,4 3	0	0,8	6,52	0,36	0,93	1,9	2,5	2,04	2,14	151,66	7,33	158,98	56,78	148,50	2	5,19	10,38	0,4452	66,12	7,32	37,99	16,91	37,81	420,80
6	4,491	10,4 4	0	0	5,11	0,43	0,90	1,9	2,5	2,04	2,14	138,19	0	138,19	59,23	124,86	2	5,62	11,24	0,4452	55,59	5,11	28,72	12,79	38,97	376,98
7	4,491	10,7 5	0	0	2,45	0,50	0,87	1,9	2,5	2,04	2,14	115,27	0	115,27	57,64	99,83	2	6,31	12,62	0,4452	44,45	2,45	15,46	6,88	40,44	326,32
8	4,491	9,63	0	0	0	0,57	0,82	1,9	2,5	2,04	0	82,17	0	82,171	46,96	67,43	2	11,12	22,24	0,4452	30,02	0	0	0	42,2	242,73
Somme															278				149		720			149		4441

Kss = 2,5846

Kas = 1,9067

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal
Talus aval 3
(R = 42,16 m)

N Tr	bi	h1	h3	h2	Sin α	Cos α	Y ₁ (dig)	Y ₂ (pri)	Gn digue	Gn fond	Gn	T=Gn *Sin α	N=Gn *Cos α	C	C*dli	dli	tangø	N* tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli *tang ø	dn	a*Gn* dn
-2	4,216	0	0,7	0	-0,2	0,98	1,9	2,5	7,378	0	7,38	-1,48	7,23	2	3,41	3,41	0,4452	3,22	0	0	0	41,79	21,58
-1	4,216	1	2,82	0	-0,1	0,99	1,9	2,5	33,94	0	33,94	-3,39	33,77	2	4,24	4,24	0,4452	15,03	0	0	0	40,73	96,76
0	4,216	4,07	0,44	0	0	1	1,9	2,5	74,48	0	74,48	0,00	74,48	2	4,22	4,22	0,4452	33,16	0	0	0	39,87	207,85
1	4,216	5,77	0	0	0,1	0,99	1,9	2,5	140,36	0	140,36	14,04	139,66	2	4,24	4,24	0,4452	62,18	0	0	0	39,30	386,14
2	4,216	6,6	0	0	0,2	0,98	1,9	2,5	183,65	0	183,65	36,73	179,94	2	4,3	4,3	0,4452	80,11	0	0	0	38,90	500,08
3	4,216	6,98	0	0	0,3	0,95	1,9	2,5	205,41	0	205,41	61,62	195,94	2	4,42	4,42	0,4452	87,24	0	0	0	38,81	558,02
4	4,216	6,88	0	0	0,4	0,92	1,9	2,5	199,56	0	199,56	79,82	182,90	2	4,6	4,6	0,4452	81,43	0	0	0	39,04	545,36
5	4,216	6,23	0	0	0,5	0,87	1,9	2,5	163,64	0	163,64	81,82	141,71	2	4,87	4,87	0,4452	63,09	0	0	0	39,46	451,99
6	4,216	4,92	0	0	0,6	0,80	1,9	2,5	102,05	0	102,05	61,23	81,64	2	5,28	5,28	0,4452	36,35	0	0	0	40,19	287,11
7	4,216	2,77	0	0	0,7	0,71	1,9	2,5	32,35	0	32,35	22,64	23,10	2	8,22	8,22	0,4452	10,29	0	0	0	41,15	93,18
Somme												353			48			472			0		3148

K_{ss} = 1,4727

K_{as} = 1,2156

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal
Talus aval 4
(R = 51,09 m)

N Tr	bi	h1	h3	h2	Sin α	Cos α	γ_1 (dig)	γ_2 (pri)	Gn digue	Gn fond	Gn	T=Gn *Sin α	N=Gn *Cos α	C	C*dli	dli	tang \emptyset	N* tang \emptyset	Ui	Ui*dli	Ui*dli *tang \emptyset	dn	a*Gn* dn
-1	5,109	0	2,46	0	- 0,11	0,99	1,9	2,5	31,42	0	31,42	-3,49	31,23	2	7,54	15,08	0,4452	13,90	0	0	0	49,87	109,69
0	5,109	0	4,5	0	0,00	1,00	1,9	2,5	57,48	0	57,48	0,00	57,48	2	5,11	10,22	0,4452	25,59	0	0	0	48,84	196,50
1	5,109	3,49	2,54	0	0,11	0,99	1,9	2,5	66,32	0	66,32	7,37	65,91	2	5,14	10,28	0,4452	29,34	0	0	0	48,09	223,25
2	5,109	7,04	0	0	0,22	0,97	1,9	2,5	68,34	0	68,34	15,19	66,63	2	5,22	10,44	0,4452	29,67	0	0	0	47,65	227,94
3	5,109	7,5	0	0	0,33	0,94	1,9	2,5	72,80	0	72,80	24,27	68,64	2	5,36	10,72	0,4452	30,56	0	0	0	47,53	242,22
4	5,109	7,37	0	0	0,44	0,90	1,9	2,5	71,54	0	71,54	31,80	64,09	2	5,58	11,16	0,4452	28,53	0	0	0	47,74	239,08
5	5,109	6,58	0	0	0,56	0,83	1,9	2,5	63,87	0	63,87	35,48	53,11	2	5,91	11,82	0,4452	23,65	0	0	0	48,27	215,82
6	5,109	4,99	0	0	0,67	0,75	1,9	2,5	48,44	0	48,44	32,29	36,10	2	6,4	12,8	0,4452	16,07	0	0	0	49,12	166,55
7	5,109	2,39	0	0	0,78	0,63	1,9	2,5	23,20	0	23,20	18,04	14,58	2	8,29	16,58	0,4452	6,49	0	0	0	50,25	81,61
Somme												161			109			204			0		1703

Kss = 1,9441

Kas = 1,6106

Stabilité pour le cas de fonctionnement normal
Talus aval 5
(R = 45,04 m)

N Tr	bi	h1	h3	h2	Sin α	Cos α	γ_1 (dig)	γ_2 (pri)	Gn digue	Gn fond	Gn	T=Gn *Sin α	N=Gn *Cos α	C	C*dli	dli	tang ϕ	N* tang ϕ	Ui	Ui*dli	Ui*dli *tang ϕ	dn	a*Gn* dn
-2	4,504	0	2,79	0	- 0,18	0,98	1,9	2,5	31,42	0	31,42	-5,71	30,89	2	7,02	14,04	0,4452	13,75	0	0	0	43,67	96,03
-1	4,504	0	5,05	0	- 0,09	1,00	1,9	2,5	56,86	0	56,86	-5,17	56,63	2	4,53	9,06	0,4452	25,21	0	0	0	42,53	169,29
0	4,504	0,99	6,84	0	0,00	1,00	1,9	2,5	85,49	0	85,49	0,00	85,49	2	4,51	9,02	0,4452	38,06	0	0	0	41,62	249,07
1	4,504	4,26	3,93	0	0,09	1,00	1,9	2,5	80,71	0	80,71	7,34	80,37	2	4,53	9,06	0,4452	35,78	0	0	0	40,95	231,35
2	4,504	7,54	1,55	0	0,18	0,98	1,9	2,5	81,98	0	81,98	14,90	80,61	2	4,6	9,2	0,4452	35,89	0	0	0	40,59	232,92
3	4,504	9,49	0	0	0,27	0,96	1,9	2,5	81,21	0	81,21	22,15	78,13	2	4,72	9,44	0,4452	34,79	0	0	0	40,54	230,46
4	4,504	9,38	0	0	0,36	0,93	1,9	2,5	80,27	0	80,27	29,19	74,78	2	4,92	9,84	0,4452	33,29	0	0	0	40,78	229,14
5	4,504	8,68	0	0	0,45	0,89	1,9	2,5	74,28	0	74,28	33,76	66,16	2	5,21	10,42	0,4452	29,46	0	0	0	41,34	214,95
6	4,504	7,28	0	0	0,55	0,84	1,9	2,5	62,30	0	62,30	33,98	52,22	2	5,64	11,28	0,4452	23,25	0	0	0	42,18	183,94
7	4,504	4,98	0	0	0,64	0,77	1,9	2,5	42,62	0	42,62	27,12	32,87	2	6,33	12,66	0,4452	14,64	0	0	0	43,29	129,14
8	4,504	1,41	0	0	0,73	0,69	1,9	2,5	12,07	0	12,07	8,78	8,28	2	5,88	11,76	0,4452	3,69	0	0	0	44,62	37,69
Somme												166			116			288			0		2004

Kss = 2,4263

Kas = 1,9143

Stabilité pour le cas de vidange rapide
Talus amont 1
(R = 61,05 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	γ' (digue)	γ_2 (fond)	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tang \emptyset	N* tang \emptyset	dn	a*Gn* dn
-4	3,38	-0,31	0,95	0,17	0,24	1,14	1,88	2,18	-0,67	2,07	2	3,49	6,98	0,4452	0,92	60,85	9,29
-3	6,105	-0,23	0,97	1,85	2,52	1,14	1,88	41,80	-9,65	40,67	2	6,74	13,48	0,4452	18,11	58,96	172,51
-2	6,105	-0,15	0,99	3,52	4,1	1,14	1,88	71,56	-11,01	70,70	2	6,23	12,46	0,4452	31,48	57,32	287,11
-1	6,105	-0,08	1,00	5,11	5,03	1,14	1,88	93,30	-7,18	93,02	2	6,14	12,28	0,4452	41,41	55,96	365,46
0	6,105	0,00	1,00	6,87	5,33	1,14	1,88	108,99	0,00	108,99	2	6,11	12,22	0,4452	48,52	54,94	419,14
1	6,105	0,08	1,00	8,55	5,03	1,14	1,88	117,24	9,02	116,89	2	6,14	12,28	0,4452	52,04	54,30	445,62
2	6,105	0,15	0,99	10,22	4,1	1,14	1,88	118,19	18,18	116,78	2	6,23	12,46	0,4452	51,99	54,05	447,15
3	6,105	0,23	0,97	11,9	2,52	1,14	1,88	111,74	25,79	108,73	2	6,4	12,8	0,4452	48,41	54,21	424,03
4	6,105	0,31	0,95	13,57	0,24	1,14	1,88	97,20	29,91	92,48	2	6,67	13,34	0,4452	41,18	54,79	372,78
5	6,105	0,38	0,92	12,4	0	1,14	1,88	86,30	33,19	79,66	2	7,06	14,12	0,4452	35,47	55,76	336,85
6	6,105	0,46	0,89	10,05	0	1,14	1,88	69,94	32,28	62,05	2	7,64	15,28	0,4452	27,63	57,11	279,62
7	6,105	0,54	0,84	6,48	0	1,14	1,88	45,10	24,28	38,00	2	8,58	17,16	0,4452	16,92	58,78	185,56
8	4,12	0,62	0,79	1,18	0	1,14	1,88	5,54	3,41	4,37	2	6,68	13,36	0,4452	1,94	60,69	23,55
Somme									148				168		416		3769

Kss = 3,9593

Kas = 2,7915

Stabilité pour le cas de vidange rapide
Talus amont 2
(R = 56,56 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	γ' (digue)	γ_2 (fond)	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tang ϕ	N* tang ϕ	dn	a*Gn* dn
-5	4,6	-0,36	0,93	0,88	2,96	1,14	1,88	30,21	-10,79	28,22	2	6,85	13,7	0,4452	12,56	54,91	116,13
-4	5,656	-0,29	0,96	2,43	5,81	1,14	1,88	77,45	-22,13	74,22	2	6,18	12,36	0,4452	33,04	52,81	286,30
-3	5,656	-0,21	0,98	3,98	7,93	1,14	1,88	109,98	-23,57	107,43	2	5,93	11,86	0,4452	47,83	50,91	391,95
-2	5,656	-0,14	0,99	5,53	9,39	1,14	1,88	135,50	-19,36	134,11	2	5,77	11,54	0,4452	59,71	49,28	467,43
-1	5,656	-0,07	1,00	7,08	10,24	1,14	1,88	154,54	-11,04	154,14	2	5,62	11,24	0,4452	68,63	47,95	518,70
0	5,656	0,00	1,00	8,63	10,53	1,14	1,88	167,61	0,00	167,61	2	5,68	11,36	0,4452	74,63	46,98	551,21
1	5,656	0,07	1,00	10,18	10,24	1,14	1,88	174,52	12,47	174,08	2	5,68	11,36	0,4452	77,50	46,41	566,98
2	5,656	0,14	0,99	11,74	9,39	1,14	1,88	175,54	25,08	173,74	2	5,77	11,54	0,4452	77,36	46,26	568,45
3	5,656	0,21	0,98	13,29	7,92	1,14	1,88	169,91	36,41	165,96	2	5,93	11,86	0,4452	73,89	46,56	553,76
4	5,656	0,29	0,96	14,84	5,81	1,14	1,88	157,47	44,99	150,90	2	6,18	12,36	0,4452	67,19	47,28	521,15
5	5,656	0,36	0,93	16,39	2,95	1,14	1,88	137,05	48,95	128,01	2	6,54	13,08	0,4452	56,99	48,43	464,61
6	5,656	0,43	0,90	17,17	0	1,14	1,88	110,71	47,45	100,03	2	7,08	14,16	0,4452	44,53	50,32	389,96
7	5,656	0,50	0,87	13,86	0	1,14	1,88	89,37	44,68	77,39	2	7,98	15,96	0,4452	34,46	51,84	324,30
8	8,19	0,57	0,82	8,69	0	1,14	1,88	81,14	46,36	66,58	2	9,49	18,98	0,4452	29,64	54,07	307,09
Somme									219				181		758		6028

Kss = 4,2794

Kas = 2,8807

Stabilité pour le cas de vidange rapide
Talus amont 3
(R = 55,06 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	γ' (digue)	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tang ϕ	N*tan g ϕ	dn	a*Gn* dn
-3	2,81	-0,27	0,96	0,04	0	1,14	0,13	-0,03	0,12	2	2,88	5,76	0,4452	0,05	55,01	0,49
-2	5,506	-0,18	0,98	2,98	0	1,14	18,70	-3,40	18,39	2	5,62	11,24	0,4452	8,19	53,57	70,14
-1	5,506	-0,09	1,00	5,33	0	1,14	33,46	-3,04	33,32	2	5,54	11,08	0,4452	14,83	52,39	122,69
0	5,506	0,00	1,00	7,13	0	1,14	44,75	0,00	44,75	2	5,51	11,02	0,4452	19,93	51,48	161,28
1	5,506	0,09	1,00	8,37	0	1,14	52,54	4,78	52,32	2	5,54	11,08	0,4452	23,29	50,89	187,15
2	5,506	0,18	0,98	9,05	0	1,14	56,81	10,33	55,86	2	5,62	11,24	0,4452	24,87	50,64	201,36
3	5,506	0,27	0,96	9,15	0	1,14	57,43	15,66	55,26	2	5,77	11,54	0,4452	24,60	50,73	203,95
4	5,506	0,36	0,93	8,61	0	1,14	54,04	19,65	50,34	2	6,01	12,02	0,4452	22,41	51,16	193,54
5	5,506	0,45	0,89	7,35	0	1,14	46,13	20,97	41,09	2	6,36	12,72	0,4452	18,30	51,94	167,74
6	5,506	0,55	0,84	5,24	0	1,14	32,89	17,94	27,57	2	6,88	13,76	0,4452	12,27	53,02	122,07
7	5,39	0,64	0,77	2,04	0	1,14	12,53	7,98	9,67	2	7,55	15,1	0,4452	4,31	54,38	47,72
Somme								91				127		173		1478

Kss = 3,2986

Kas = 2,5461

Stabilité pour le cas de vidange rapide
Talus amont 4
(R = 66,53 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	γ' (digue)	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tang \emptyset	N* tang \emptyset	dn	a*Gn* dn
-2	7,61	-0,20	0,98	2,2	0	1,14	19,09	-3,82	18,70	2	7,79	15,58	0,4452	8,33	65,45	87,44
-1	6,653	-0,10	0,99	5,04	0	1,14	38,23	-3,82	38,03	2	6,69	13,38	0,4452	16,93	64,03	171,33
0	6,653	0,00	1,00	7,19	0	1,14	54,53	0,00	54,53	2	6,66	13,32	0,4452	24,28	62,48	238,50
1	6,653	0,10	0,99	8,68	0	1,14	65,83	6,58	65,50	2	6,69	13,38	0,4452	29,16	62,21	286,68
2	6,653	0,20	0,98	9,5	0	1,14	72,05	14,41	70,60	2	6,79	13,58	0,4452	31,43	61,88	312,10
3	6,653	0,30	0,95	9,26	0	1,14	70,23	21,07	67,00	2	6,98	13,96	0,4452	29,83	61,97	304,66
4	6,653	0,40	0,92	8,94	0	1,14	67,80	27,12	62,14	2	7,26	14,52	0,4452	27,67	62,46	296,46
5	6,653	0,50	0,87	7,41	0	1,14	56,20	28,10	48,67	2	7,69	15,38	0,4452	21,67	63,35	249,22
6	6,653	0,60	0,80	4,84	0	1,14	36,71	22,03	29,37	2	8,33	16,66	0,4452	13,07	64,61	166,02
7	7,95	0,70	0,71	0,95	0	1,14	8,61	6,03	6,15	2	6,36	12,72	0,4452	2,74	66,19	39,89
Somme								118				142		205		2152

Kss = 2,9533

Kas = 2,3165

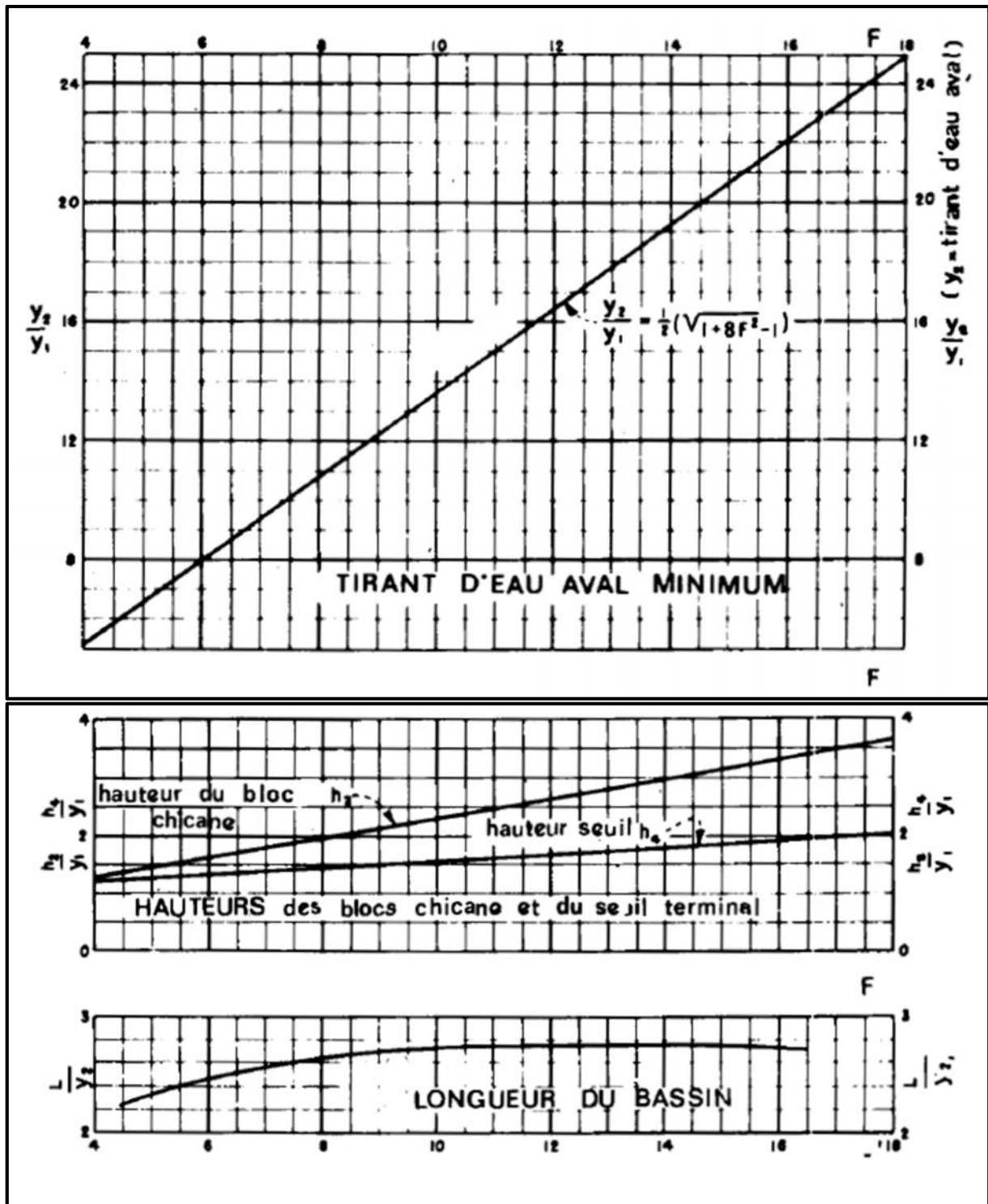
Stabilité pour le cas de vidange rapide
Talus amont 5
(R = 58,30 m)

N Tr	bi	Sin α	Cos α	h1	h2	γ' (digue)	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	C	dli	C*dli	tang \emptyset	N*tang \emptyset	dn	a*Gn* dn
-3	6,81	-0,27	0,96	2,44	0	1,14	18,94	-5,17	18,22	2	7,18	14,36	0,4452	8,11	57,13	75,75
-2	5,83	-0,18	0,98	4,94	0,61	1,14	32,83	-5,97	32,28	2	5,95	11,9	0,4452	14,37	55,58	127,74
-1	5,83	-0,09	1,00	6,54	1,5	1,14	43,47	-3,95	43,29	2	5,86	11,72	0,4452	19,27	54,30	165,21
0	5,83	0,00	1,00	8,14	1,79	1,14	54,10	0,00	54,10	2	5,83	11,66	0,4452	24,09	53,33	201,96
1	5,83	0,09	1,00	9,74	1,5	1,14	64,73	5,88	64,47	2	5,86	11,72	0,4452	28,70	52,71	238,85
2	5,83	0,18	0,98	11,34	0,61	1,14	75,37	13,70	74,11	2	5,95	11,9	0,4452	33,00	52,46	276,77
3	5,83	0,27	0,96	12,04	0	1,14	80,02	21,82	76,99	2	6,12	12,24	0,4452	34,28	52,59	294,58
4	5,83	0,36	0,93	11,46	0	1,14	76,17	27,70	70,95	2	6,37	12,74	0,4452	31,59	53,10	283,11
5	5,83	0,45	0,89	10,12	0	1,14	67,26	30,57	59,91	2	6,74	13,48	0,4452	26,67	53,98	254,15
6	5,83	0,55	0,84	7,87	0	1,14	52,31	28,53	43,84	2	7,3	14,6	0,4452	19,52	55,20	202,11
7	8,17	0,64	0,77	4,46	0	1,14	41,54	26,43	32,04	2	11,86	23,72	0,4452	14,27	56,73	164,96
Somme								140				150		254		2285

Kss = 2,8942

Kas = 2,2596

ANNEXE 5 : Les dimensions du bassin en fonction de nombre de Froude



Références bibliographiques :

- [1] : B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004**
- [2] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.**
- [3] : G. DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France.1997**
- [4] : CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994**
- [5] : V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986**
- [5] : CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986**
- [6] : V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986**
- [7] : R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997**
- [8] :R.BERNARDO A et L.SANTOS : manuel de conception et projets typiques des digues en terres ; procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger. Avril 2004.**
- [9] : M. HASSANE : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida. 1998**
- [10] : P. GALABRU : Equipement général des chantiers et terrassement. Eyrolles. Paris. 1971**
- [11] : R.M.KHATSURIA: hydraulics of spillways and energy dissipators newyork 2008**
- [12] : Bureau of reclamation: design of small dams USA,1987**
- [13] : N.Slahdji : Etude de faisabilité du Barrage Bounachi sur Oued Rabta (w.Tizi Ouzou). Mémoire de fin d'étude, ENSH Blida, 2008.**
- [14] : H.Zoughlami : Etude d'exécution de la retenue collinaire Guedili sur Oued Tarhit (W.Biskra) , Mémoire de fin d'étude, ENSH Blida 2015.**